

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI BETONARME VE ÇELİK YAPILARIN
2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ ESASLARINA
GÖRE KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özcan KEÇELİOĞLU**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**ÇOK KATLI BETONARME VE ÇELİK YAPILARIN
2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ ESASLARINA
GÖRE KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özcan KEÇELİOĞLU
(501061102)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2008**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI
Diğer Jüri Üyeleri Prof. Dr. Cavidan YORGUN (İ.T.Ü.)
Prof. Dr. A. Zafer ÖZTÜRK (Y.T.Ü.)**

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Analizi Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında, tezin sunuluş tarihinde Türkiye'nin en yüksek binası olma ünvanını elinde bulunduran ve İŞ KULE adıyla bilinen Türkiye İş Bankası Genel Müdürlüğü Binası'nın mevcut betonarme projeleri incelenmiş, DBYBHY-2007'ye göre kontrolleri yapılmış, aynı mimari ile süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile betonarme çekirdek perdelerinin birarada kullanılması prensibine dayanan yeni bir bina tasarlanmış ve mevcut betonarme bina ile maliyet ve yapım süresi bakımlarından karşılaştırmaları yapılmıştır.

Çalışmalarım sırasında benden yardımlarını esirgemeyen sayın hocam Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI'ya, iş arkadaşım Diba AYCİL KARA'ya ve mesleğime adımımı attığım ilk günden beri, tecrübeleri ile bana ışık tutan Dr. İrfan BALIOĞLU'na teşekkürlerimi bir borç bilirim.

10.06.2008

Özcan KEÇELİOĞLU

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	xii
TABLO LİSTESİ	xiii
ŞEKİL LİSTESİ	xv
SEMBOL LİSTESİ	xvi
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1. Konu	1
1.2. Genel Yapı Tanımı	1
1.3. Yapı Taşıyıcı Sistemi	2
1.3.1. Betonarme Yapı Taşıyıcı Sistemi	3
1.3.2. Çelik Yapı Taşıyıcı Sistemi	4
1.4. Malzeme Karakteristikleri	7
1.4.1. Beton	7
1.4.2. Çelik	7
1.4.3. Yapı Çeliği	7
1.4.4. Bulon	8
1.4.4.1. S.L. Tipi 10.9 Kalitede Bulon	8
1.4.4.2. S.L.P. Tipi 10.9 Kalitede Bulon	8
1.5. Zemin Karakteristikleri	8
2. YÜK ANALİZİ	9
2.1. Sabit Yükleler	9
2.1.1. Plak Döşeme Yükleleri	9
2.1.2. Kaset Döşeme Yükleleri	9
2.1.3. Kaplama Yükleleri	9
2.2. Hareketli Yükleler	10
2.3. Rüzgar Yükleleri	10
2.4. Deprem Yükleleri	12
2.5. Kullanılan Yükle Kombinasyonları	13
2.5.1. Betonarme Elemanların Boyutlandırılmasında Kullanılan Yükle Kombinasyonları	14
2.5.2. Çelik Elemanların Boyutlandırılmasında Kullanılan Yükle Kombinasyonları	14
2.5.3. Kapasiteye Göre Kontrollerde Kullanılan Yükle Kombinasyonları	14
3. BETONARME YAPI	15
3.1. Hesap Kabulleri	15
3.2. Hesap Sonuçları	18
3.2.1. Mod Şekilleri ve Taban Kesme Kuvvetleri	18

3.2.2. Deplasman ve Görelî Kat Ötelemeleri	21
3.2.3. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolleri	24
3.2.4. Değerlendirmeler	26
4. ÇELİK YAPI	27
4.1. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	27
4.1.1. Kullanılan Profillerin Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri	27
4.1.1.1. Kolon Olarak Kullanılan Profiller	27
4.1.1.2. Kiriş Olarak Kullanılan Profiller	28
4.1.2. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolleri	30
4.1.2.1. Sabit Kolon Kesiti ile Üst Kata Geçilen Katlarda Kontrol	32
4.1.2.2. Kolonların Kesit Değiştirdiği Katlarda Kontrol	33
4.1.3. Kompozit Döşemenin Boyutlandırılması ve Taşıma Gücü Hesabı	33
4.1.3.1. Malzeme Özellikleri	34
4.1.3.2. Enkesit Koşulları	34
4.1.3.3. Yüklerin Belirlenmesi	35
4.1.3.4. Trapez Sacın Kalıp Sürecinde Hesabı (1 m genişlik için)	36
4.1.3.5. Karma Plakda Taşıma Gücü Kontrolleri (1 m genişlik için)	37
4.1.3.6. Sehim Hesabı	38
4.1.4. Kompozit Döşeme Kirişleri Boyutlandırmaları	39
4.1.4.1. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 1	39
4.1.4.1.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	40
4.1.4.1.2. Sehim Hesabı	41
4.1.4.1.3. Kayma Elemanları Hesabı	42
4.1.4.2. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 2	44
4.1.4.2.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	44
4.1.4.2.2. Sehim Hesabı	45
4.1.4.2.3. Kayma Elemanları Hesabı	46
4.1.4.3. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 3	47
4.1.4.3.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	48
4.1.4.3.2. Sehim Hesabı	49
4.1.4.3.3. Kayma Elemanları Hesabı	50
4.1.4.4. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 4	51
4.1.4.4.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	52
4.1.4.4.2. Sehim Hesabı	53
4.1.4.4.3. Kayma Elemanları Hesabı	54
4.1.4.5. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 5	54
4.1.4.5.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	55
4.1.4.5.2. Sehim Hesabı	56

4.1.4.5.3. Kayma Elemanları Hesabı	57
4.1.4.6. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 6	58
4.1.4.6.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı	58
4.1.4.6.2. Sehim Hesabı	60
4.1.4.6.3. Kayma Elemanları Hesabı	61
4.1.5. Kat Kirişleri Boyutlandırmaları	62
4.1.5.1. Kiriş Kesit Hesabı Tip 1	62
4.1.5.1.1. Kesit Özellikleri	62
4.1.5.1.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	62
4.1.5.1.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	62
4.1.5.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	62
4.1.5.1.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	63
4.1.5.2. Kiriş Kesit Hesabı Tip 2	63
4.1.5.2.1. Kesit Özellikleri	63
4.1.5.2.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	63
4.1.5.2.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	63
4.1.5.2.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	63
4.1.5.2.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	63
4.1.5.3. Kiriş Kesit Hesabı Tip 3	64
4.1.5.3.1. Kesit Özellikleri	64
4.1.5.3.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	64
4.1.5.3.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	64
4.1.5.3.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	64
4.1.5.3.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	64
4.1.5.4. Kiriş Kesit Hesabı Tip 4	65
4.1.5.4.1. Kesit Özellikleri	65
4.1.5.4.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	65
4.1.5.4.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	65
4.1.5.4.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	65
4.1.5.4.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	65
4.1.5.5. Kiriş Kesit Hesabı Tip 5	65
4.1.5.5.1. Kesit Özellikleri	66
4.1.5.5.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	66
4.1.5.5.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	66
4.1.5.5.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	66
4.1.5.5.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	66
4.1.5.6. Kiriş Kesit Hesabı Tip 6	66
4.1.5.6.1. Kesit Özellikleri	66

4.1.5.6.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	67
4.1.5.1.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	67
4.1.5.6.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	67
4.1.5.6.5. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	67
4.1.6. Kolon Boyutlandırmaları	68
4.1.6.1. Kolon Kesit Hesabı Tip 1	68
4.1.6.1.1. Kat 1 HE1000X393 Kolonları için Hesap	68
4.1.6.1.1.1. Kesit Özellikleri	68
4.1.6.1.1.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	70
4.1.6.1.1.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	72
4.1.6.1.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	74
4.1.6.1.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	74
4.1.6.1.1.6. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	75
4.1.6.1.2. Kat 6 HE1000X393 Kolonları için Hesap	76
4.1.6.1.2.1. Kesit Özellikleri	76
4.1.6.1.2.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	78
4.1.6.1.2.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	80
4.1.6.1.2.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	81
4.1.6.1.2.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	82
4.1.6.1.2.6. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	82
4.1.6.1.3. Kat 11 HE1000X393 Kolonları için Hesap	84
4.1.6.1.3.1. Kesit Özellikleri	84
4.1.6.1.3.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	85
4.1.6.1.3.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	87
4.1.6.1.3.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	89
4.1.6.1.3.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	89
4.1.6.1.3.6. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	89
4.1.6.2. Kolon Kesit Hesabı Tip 2	91
4.1.6.2.1. Kat 12 HEM550 Kolonları için Hesap	91
4.1.6.2.1.1. Kesit Özellikleri	91
4.1.6.2.1.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	93
4.1.6.2.1.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	95
4.1.6.2.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	96
4.1.6.2.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	97

4.1.6.2.1.6. $G+Q+W_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	97
4.1.6.3. Kolon Kesit Hesabı Tip 3	98
4.1.6.3.1. Kat 22 HEM450 Kolonları için Hesap	99
4.1.6.3.1.1. Kesit Özellikleri	99
4.1.6.3.1.2. $G+Q$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	100
4.1.6.3.1.3. $G+Q+E_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	102
4.1.6.3.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	103
4.1.6.3.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	104
4.1.6.3.1.6. $G+Q+W_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	104
4.1.6.4. Kolon Kesit Hesabı Tip 4	106
4.1.6.4.1. Kat 32 HEM400 Kolonları için Hesap	106
4.1.6.4.1.1. Kesit Özellikleri	106
4.1.6.4.1.2. $G+Q$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	107
4.1.6.4.1.3. $G+Q+E_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	109
4.1.6.4.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	110
4.1.6.4.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	111
4.1.6.4.1.6. $G+Q+W_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	111
4.1.6.5. Kolon Kesit Hesabı Tip 5	113
4.1.6.5.1. Kat 42 HEM300 Kolonları için Hesap	113
4.1.6.5.1.1. Kesit Özellikleri	113
4.1.6.5.1.2. $G+Q$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	114
4.1.6.5.1.3. $G+Q+E_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	116
4.1.6.5.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	118
4.1.6.5.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	118
4.1.6.5.1.6. $G+Q+W_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	119
4.1.6.6. Kolon Kesit Hesabı Tip 6	120
4.1.6.6.1. Kat 12 HEM550 Kolonları için Hesap	121
4.1.6.6.1.1. Kesit Özellikleri	121
4.1.6.6.1.2. $G+Q$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	122
4.1.6.6.1.3. $G+Q+E_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	123
4.1.6.6.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	125
4.1.6.6.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	125
4.1.6.6.1.6. $G+Q+W_{mak}$ Yüklemesi için Kesit Hesabı	125
4.1.6.7. Kolon Kesit Hesabı Tip 7	127

4.1.6.7.1. Kat 12 HEM550 Kolonları için Hesap	127
4.1.6.7.1.1. Kesit Özellikleri	127
4.1.6.7.1.2. G+Q Yükleme için Kesit Hesabı	128
4.1.6.7.1.3. G+Q+E _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	129
4.1.6.7.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü	130
4.1.6.7.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü	131
4.1.6.7.1.6. G+Q+W _{mak} Yükleme için Kesit Hesabı	131
4.1.7. Radye Temel Boyutlandırması	133
4.1.7.1. Donatı Hesabı	135
4.1.7.2. Zımbalama Hesabı	135
4.2. Yapı Elemanları Birleşim Hesapları	136
4.2.1. Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	136
4.2.1.1. INP450 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	136
4.2.1.1.1. Malzeme Özellikleri	136
4.2.1.1.2. Betonarmeye Bağlantı Hesabı	136
4.2.1.1.2.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	137
4.2.1.1.2.2. Gövde Bulonları Hesabı	137
4.2.1.2. INP360 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	138
4.2.1.2.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı	138
4.2.1.2.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	138
4.2.1.2.1.2. Gövde Bulonları Hesabı	138
4.2.1.3. INP400 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	139
4.2.1.3.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı	139
4.2.1.3.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	140
4.2.1.3.1.2. Gövde Bulonları Hesabı	140
4.2.1.4. INP320 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	141
4.2.1.4.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı	141
4.2.1.4.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	141
4.2.1.4.1.2. Gövde Bulonları Hesabı	142
4.2.1.5. INP200 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	143
4.2.1.5.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı	143
4.2.1.5.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	143
4.2.1.5.1.2. Gövde Bulonları Hesabı	143
4.2.1.6. INP500 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları	144
4.2.1.6.1. Ana Kirişe Bağlantı Hesabı	144
4.2.1.6.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı	144
4.2.1.6.1.2. Gövde Bulonları Hesabı	145
4.2.2. Kolon-Kiriş Birleşim Hesapları (Kiriş Eki Hesapları)	146

4.2.2.1. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 1	146
4.2.2.1.1. Malzeme Özellikleri	146
4.2.2.1.2. Kesit Özellikleri	146
4.2.2.1.3. Başlık Bulonları Hesabı	147
4.2.2.1.4. Gövde Bulonları Hesabı	148
4.2.2.1.5. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü	149
4.2.2.2. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 2	150
4.2.2.2.1. Kesit Özellikleri	151
4.2.2.2.2. Başlık Bulonları Hesabı	152
4.2.2.2.3. Gövde Bulonları Hesabı	152
4.2.2.2.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü	154
4.2.2.3. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 3	154
4.2.2.3.1. Kesit Özellikleri	154
4.2.2.3.2. Başlık Bulonları Hesabı	156
4.2.2.3.3. Gövde Bulonları Hesabı	156
4.2.2.3.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü	158
4.2.2.4. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 4	158
4.2.2.4.1. Kesit Özellikleri	158
4.2.2.4.2. Başlık Bulonları Hesabı	160
4.2.2.4.3. Gövde Bulonları Hesabı	160
4.2.2.4.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü	162
4.2.2.5. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 5	162
4.2.2.5.1. Kesit Özellikleri	162
4.2.2.5.2. Başlık Bulonları Hesabı	164
4.2.2.5.3. Gövde Bulonları Hesabı	164
4.2.2.5.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü	165
4.2.3. Kolon Ayağı Hesapları	168
4.2.3.1. Kolon Ayağı Hesabı Tip 1	168
4.2.3.1.1. Malzeme Özellikleri	168
4.2.3.1.2. Kesit Özellikleri	168
4.2.3.1.3. Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü	170
4.2.3.1.4. Tabal Levhası Kalınlığı Kontrolü	170
4.2.3.1.5. Guse Levhasına Profil Başlığına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	171
4.2.3.1.6. Guse Levhalarının Uç Kesitinde Gerilme Kontrolü	171
4.2.3.1.7. Guse Levhalarını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	172

4.2.3.1.8. Kolon Gövdesini Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	172
4.2.3.1.9. Kama Elemanında Kontroller	172
4.2.3.1.9.1. Beton Gerilmesi Kontrolü	172
4.2.3.1.9.2. Profil Kesit Kontrolü	173
4.2.3.1.9.3. Kama Elemanını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	173
4.2.3.2. Kolon Ayağı Hesabı Tip 2	173
4.2.3.2.1. Kesit Özellikleri	174
4.2.3.2.2. Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü	176
4.2.3.2.3. Taban Levhası Kalınlığı Kontrolü	176
4.2.3.2.4. Guse Levhasına Profil Başlığına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	176
4.2.3.2.5. Guse Levhalarının Uç Kesitinde Gerilme Kontrolü	177
4.2.3.2.6. Guse Levhalarını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	178
4.2.3.2.7. Kolon Gövdesini Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	178
4.2.3.2.8. Kama Elemanında Kontroller	178
4.2.3.2.8.1. Beton Gerilmesi Kontrolü	178
4.2.3.2.8.2. Profil Kesit Kontrolü	179
4.2.3.2.8.3. Kama Elemanını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü	179
4.2.4. Kolon Eki Birleşim Hesapları	180
4.2.4.1. Malzeme Özellikleri	180
4.2.4.2. Kesit Özellikleri	180
4.2.4.3. Başlık Bulonları Hesabı	182
4.2.4.4. Gövde Bulonları Hesabı	182
4.2.5. Kolonların Kesit Değiştirdiği Noktaların Birleşim Hesapları	184
4.2.5.1. Malzeme Özellikleri	184
4.2.5.2. Kesit Özellikleri	184
4.2.5.3. Başlığı Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Hesabı	186
4.2.5.4. Başlığı Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Arttırılmış Deprem Etkilerinden Gelen Normal Kuvvete Göre Kontrol	187
4.2.5.5. Gövdeyi Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Kontrolü	187
4.2.5.6. Gövdeyi Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Arttırılmış Deprem Etkilerinden Gelen Normal Kuvvete Göre Kontrol	187
4.2.5.7. Ek Levhasında Gerilme Kontrolü	187

5. BETONARME VE ÇELİK MALİYET VE SÜRE ANALİZLERİ	188
5.1. Mevcut Betonarme Yapı Metrajı	188
5.2. Çelik Yapı Metrajı	196
5.3. Birim Fiyatlar ve Tarifleri	203
5.4. Süre Analizleri	204
5.5. Kira Kaybı Analizleri	204
5.6. Toplam Maliyet Analizleri	205
6. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	207
KAYNAKLAR	220
EKLER	222
ÖZGEÇMİŞ	235

KISALTMALAR

BA	: Betonarme
BÇ	: Betonarme Çeliği
St	: Steel
IBC	: International Building Code
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
ETABS	: Extended 3D Analysis of Building Systems
SAP	: Structural Analysis Program
DBYBHY-2007	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007
ABYYHY-1998	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-1998
TS	: Türk Standardları

TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 2.1 : Yüksekliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve Emme.....	10
Tablo 2.2 : X Yönü Rüzgar Kuvveti Hesabı.....	11
Tablo 2.3 : Y Yönü Rüzgar Kuvveti Hesabı.....	12
Tablo 3.1 : Betonarme Yapı Modlara Göre Kütle Katılım Oranları.....	18
Tablo 3.2 : Betonarme Yapı Deprem Kuvvetleri Altında Deplasman ve Göreli Kat Ötelemeleri.....	22
Tablo 3.3 : Betonarme Yapı Rüzgar Kuvvetleri Altında Deplasman ve Göreli Kat Ötelemeleri.....	23
Tablo 4.1 : I Kolonların Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri.....	27
Tablo 4.2 : Kutu Kolonların Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri.....	28
Tablo 4.3 : Kat Kirişleri Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri.....	29
Tablo 4.4 : Döşeme Kirişleri Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri.....	30
Tablo 4.5 : Sabit Kolon Kesiti ile Üst Kata Geçilen Katlarda Kontrol.....	32
Tablo 4.6 : Kolonların Kesit Değiştirdiği Katlarda Kontrol.....	33
Tablo 5.1 : Temel; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	188
Tablo 5.2 : Perde; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	189
Tablo 5.3 : Kolon; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	190
Tablo 5.4 : Kiriş; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	191
Tablo 5.5 : Kiriş; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı (Devamı).....	192
Tablo 5.6 : Kaset Döşemeler; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	193
Tablo 5.7 : Döşeme; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	194

Tablo 5.8 : Eğim Betonü; Beton Metrajı.....	195
Tablo 5.9 : Temel; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	196
Tablo 5.10 : Perde; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	196
Tablo 5.11 : Kiriş; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	197
Tablo 5.12 : Trapez Panel; Beton ve Donatı Metrajı.....	198
Tablo 5.13 : Döşeme; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	199
Tablo 5.14 : Eğim Betonü; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı.....	200
Tablo 5.15 : Yangın Yalıtımı; Boya Yüzey Alanı Metrajı.....	201
Tablo 5.16 : Yangın Yalıtımı Birim Fiyat Analizi ve Fiyat Teklifi.....	202
Tablo 5.17 : BA Yapı Toplam Maliyet Analizi.....	205
Tablo 5.18 : Çelik Yapı Toplam Maliyet Analizi.....	206

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1.1 : Yapının Ana Taşıyıcı Sistemi Olan Çekirdek Perdeleri.....	3
Şekil 1.2 : Betonarme Yapı Tipik Kaset Döşeme Detayı.....	3
Şekil 1.3 : Betonarme Yapı Tipik Kat Planı.....	4
Şekil 1.4 : Çelik Yapı Tipik Kat Planı.....	5
Şekil 1.5 : Çelik Yapı Üç Boyutlu Hesap Modeli.....	6
Şekil 3.1 : Betonarme Hesap Modelinde Tipik Bir Kat Planı.....	16
Şekil 3.2 : Betonarme Yapı Üç Boyutlu Hesap Modeli.....	17
Şekil 4.1 : I Kolon Kesit Boyutları.....	27
Şekil 4.2 : Kutu Kolon Kesit Boyutları.....	28
Şekil 4.3 : I Kiriş Kesit Boyutları.....	28
Şekil 4.4 : Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü Serbest Cisim Diyağramı.....	31
Şekil 4.5 : Kompozit Döşemede Beton, Trapez Sac ve Kayma Kamaları.....	34
Şekil 4.6 : Kompozit Döşeme Boyutları.....	34
Şekil 4.7 : Kompozit Döşeme Kesiti.....	35
Şekil 4.8 : İnce cidarlı Eğilme Elemanı.....	36
Şekil 4.9 : Kesit Geometrik Özellikleri, Gerilme Diyağramları ve İç Kuvvetler.....	40
Şekil 4.10 : Sehim Hesabı Serbest Cisim Diyağramı.....	41
Şekil 4.11 : Kayma Elemanları Serbest Cisim Diyağramı.....	42
Şekil 4.12 : I Kiriş Kesit Boyutları.....	62
Şekil 4.13 : I Kolon Kesit Boyutları.....	68

Şekil 4.14 : Birleşim Noktası Rijitliği Hesap Şeması.....	68
Şekil 4.15 : C_b Hesabı İçin Moment Değişim Grafiği 1.....	70
Şekil 4.16 : C_b Hesabı İçin Moment Değişim Grafiği 2.....	72
Şekil 4.17 : Kutu Kolon Kesit Boyutları.....	120
Şekil 4.18 : Temel Kademeleri.....	133
Şekil 4.19 : X Yönü Donatı Hesabı İçin M11 Moment Diyagramı.....	134
Şekil 4.20 : Y Yönü Donatı Hesabı İçin M22 Moment Diyagramı.....	134
Şekil 4.21 : IPN450 Kirişleri Birleşim Detayı.....	137
Şekil 4.22 : IPN360 Kirişleri Birleşim Detayı.....	139
Şekil 4.23 : IPN400 Kirişleri Birleşim Detayı.....	140
Şekil 4.24 : IPN320 Kirişleri Birleşim Detayı.....	142
Şekil 4.25 : IPN200 Kirişleri Birleşim Detayı.....	144
Şekil 4.26 : IPN500 Kirişleri Birleşim Detayı.....	145
Şekil 4.27 : HEB600 Kiriş Eki Detayı.....	149
Şekil 4.28 : Kayma Bölgesi Takviye Levhaları Detayı.....	150
Şekil 4.29 : HEB550 Kiriş Eki Detayı.....	153
Şekil 4.30 : HEB500 Kiriş Eki Detayı.....	157
Şekil 4.31 : HEB450 Kiriş Eki Detayı.....	161
Şekil 4.32 : HEB400 Kiriş Eki Detayı.....	165
Şekil 4.33 : Tipik Kolon-Kiriş Birleşim Detayı.....	167
Şekil 4.34 : Tip 1 Kolon Ayağı Serbest Cisim Diyağramı.....	169
Şekil 4.35 : Tip 2 Kolon Ayağı Serbest Cisim Diyağramı.....	175
Şekil 4.36 : HEM550 Kolon Eki Detayı.....	183
Şekil 4.37 : HEM550-HEM450 Kolon Kesit Değişimi Detayı.....	186

SEMBOLE LİSTESİ

A	: Kesit alanı
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_{kx}, A_{ky}	: X ve Y doğrultularındaki kayma alanı
A_b	: Zımbalama alanı
b_{cf}, b_{bf}	: Çelik kolon ve kiriş başlık genişliği
b_{eff}	: Efektif genişlik
b_x, b_y	: Zımbalama çevresinin X ve Y doğrultusundaki boyutları
d_c, d_b	: Çelik kolon ve kiriş toplam yüksekliği
d	: Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
e	: Eğilme düzleminde hesaba katılacak dışmerkezlik
e_{min}	: Minimum dışmerkezlik
E_c, E_s	: Beton ve donatının elastisite modülleri
f	: Sehim
F_b	: Burkulma başlığı alanı
F_x	: Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre X yönü taban kesme kuvveti
F_{x-m}	: Mod birleştirme yöntemine göre X yönü taban kesme kuvveti
F_y	: Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre Y yönü taban kesme kuvveti
F_{y-m}	: Mod birleştirme yöntemine göre Y yönü taban kesme kuvveti
H	: Esas yükleme durumu
HZ	: İkinci Yükleme Durumu (Rüzgarlı durum)
HS	: İkinci Yükleme Durumu (Depremli durum)
H_{lu}	: Başlıklı saplamanın taşıma gücü
h	: Çelik kolon ya da kiriş kesiti gövde uzunluğu
I	: Bina önem katsayısı
I_c	: Kolon atalet momenti
I_b	: Kiriş atalet momenti
G	: Birleşim bölgesi rijitliği
K	: Burkulma boyu katsayısı
M_x, M_y	: X ve Y düzlemlerindeki momentler
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_u	: Kesitin taşıyabileceği en büyük moment
N	: Normal kuvvet
N_{çp}	: Normal kuvvet kapasitesi (çekme)
N_{bp}	: Normal kuvvet kapasitesi (basınç)
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
p	: Beton yüzünde oluşan basınç gerilmesi
P	: Eksenel kuvvet
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
S	: Statik moment
S_{kx}, S_{ky}	: x-x ve y-y düzlemlerine dik burkulma boyları
S(T)	: Spektrum katsayısı
T	: Binanın doğal titreşim periyodu

T_A, T_B	: Spektrum karakteristik peryodları
t_{cf}, t_{bf}	: Çelik kolon ve kiriş başlık kalınlığı
t_p	: Kayma bölgesi toplam levha kalınlığı
t_t	: Kayma bölgesi takviye levhası kalınlığı
t_w	: Çelik kolon ya da kiriş gövde kalınlığı
u	: Kayma bölgesi çevresi
U_p	: Zımbalama çevresi
V	: Kesme kuvveti
V_p	: Kesme kuvveti kapasitesi
V_{pd}	: Tasarım zımbalama kuvveti
V_{pr}	: Zımbalama dayanımı
W	: Depremde etkin bina ağırlığı
W_x	: Mukavemet momenti
W_{px}	: Plastik mukavemet momenti
γ	: Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
y	: Kesitin ağırlık merkezi koordinatı
σ_{lem}	: Ezilme emniyet gerilmesi
σ_{kem}	: Kaynak emniyet gerilmesi
τ_{cem}	: Makaslama emniyet gerilmesi
λ_x, λ_y	: X ve Y yönü narinlikleri
λ_{yb}	: Burkulma başlığı narinliği

ÇOK KATLI BETONARME VE ÇELİK YAPILARIN 2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ ESASLARINA GÖRE KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Yapılan bu tez çalışmasında betonarme bir yapı olan, İstanbul 4. Levent'te bulunan İş Kule binasının çekirdek perdeleri sabit tutularak cephe kolon-kiriş sistemi ve döşemeleri çelik olarak tasarlanmış ve böylelikle betonarme ve çeliğin yüksek bir binada beraber kullanımı ile karma bir yapı elde edilmiştir.

Yapıda 6 adet bodrum ve 48 adet normal kat olmak üzere toplam 54 kat mevcuttur. Toplam yapı yüksekliği 194.5 m dir. Temel üstünde 1400 m² olan kat alanı 41. kata kadar aynı şekilde devam etmekte, bu kattan itibaren küçülerek son katta 400 m² ye düşmektedir. Toplam kullanım alanı 55355 m² dir. Bodrum katlar otopark, oditoryum, çarşı, fast-food mekanları ve kültür-sanat etkinliklerinin yapıldığı sergi salonu olarak kullanılmaktadır. Diğer katlar ise ofis olarak kullanılmaktadır.

Yapı 1. derece deprem bölgesindedir. Zemin sınıfı Z2 ve zemin emniyet gerilmesi 80 N/cm² dir. Mevcut binada malzeme olarak C35 (BS35) hazır beton ile S420 (BÇIII) donatı çeliği kullanılmıştır. Tasarımı yapılan binanın çekirdek perdelerinde ve bu perdeler arasındaki kirişlerde yine C35 hazır beton kullanılmış fakat kompozit döşemelerinde C25 hazır beton kullanılmıştır. Çelik yapı elemanlarında St52, basit birleşimlerde 5.6 kalitede bulon, moment aktaran birleşimlerde ise tam penetrasyonlu küt kaynak veya 10.9 kalitede yüksek mukavemetli ve zaman zaman da öngermeli bulonlar kullanılmıştır.

Tasarımı yapılan binada, mevcut mimari yapı ve statik sistem korunmuştur. Kolon ve kiriş yerleşimlerine sadık kalınmıştır. İki yapı arasındaki en önemli iki fark şöyledir: Birincisi; çelik yapıya etkiyen deprem kuvvetlerini azaltma adına yoğun çekirdek perdeleri %10 zayıflatılmıştır. İkincisi; 11. katta kiriş üzerine oturan kolonlar temel zeminine kadar indirilmiştir.

Çelik yapı döşemeleri trapez sac ve beton malzemelerinin birlikte çalıştırılması ile oluşturulmuştur. Fakat bu iki malzeme arasında yeterli aderans yoktur. Bu nedenle döşeme kirişlerine 20 cm aralıklarla kayma kamaları kaynaklanmış ve bu sayede bu kirişlerin kompozit çalışması sağlanmıştır.

Çelik yapıda çekirdek perdeleri altındaki mevcut 3.0 m lik radye temel korunmuş fakat nispeten daha hafif olan çelik kolonlar altında temel derinliği 1.5 m ye düşürülmüştür.

Çelik yapı statik hesapları sırasında yüklerin hesaplanması için TS498-1997, çelik yapı elemanlarının kesit ve birleşim hesapları için TS648-1980, TS3357-1979, TS4561-1985, FEMA-350-2000, IBC-2003 ve DBYBHY-2007, temel hesapları için TS500-2000 kullanılmıştır.

Mevcut betonarme yapının ve tasarımı yapılan çelik yapının üç boyutlu statik modelleri ETABS 8.5.4. ve SAP2000 programları ile oluşturulmuş, bu programlardan alınan kesit tesirlerine göre yapı elemanları boyutlandırılmış ve birleşim hesapları yapılmıştır. İmalat resimleri TEKLA XSTEEL V12.0 ve AUTOCAD2002 programları ile çizilmiştir.

Çelik yapı çözümlemelerinden elde edilen bütün sonuçlar mevcut betonarme yapı ile karşılaştırılmış, maliyet ve süre analizleri yapılmıştır.

COMPARISON OF HIGH RISE REINFORCED CONCRETE AND STEEL STRUCTURES ACCORDING TO 2007 TURKISH EARTHQUAKE REGULATION

SUMMARY

In this study, a reinforced concrete building located in İstanbul 4. Levent called İş Kule is designed as a composite structure of steel and reinforced concrete. Reinforced concrete core of existing structure is fixed and column-beam system that is in the front of the building and slab system is designed with steel members.

Building has 6 basements and 48 office stories, totally 54 stories. Total height of the building is 194.5 m. The gross floor area is approximately 1400 m² from the base till the story 41 and floor areas decrease till 400 m² on the last story. Total useful area is 55355 m². Basement stories which are located on the first 6 stories are used for carpark, oditorium, stores, fast-food places and Exhibition Gallery for cultural activities. Other stories are used as office.

Building is in the first earthquake zone. Soil type is Z2 and soil bearing capacity is 80 N/cm². Current building is constructed as reinforced concrete building having the quality of concrete C35 (BS35) and S420 (BÇIII) concrete rebars. These materials are chosen same for the core shear walls and beams that are between these shear walls. But, for the composite slabs, concrete is chosen as C25 (BS25). Structural steel members' material is St52. At hinged connections 5.6 quality normal bolts are used. But, at moment resisting connections groove weld and 10.9 quality high strength bolts and sometimes prestressed high strength bolts are used.

For the new building, architectural and structural systems of the current reinforced concrete building is not changed. Column and beam systems are saved. Two main differences between two buildings are like that : First; core shear walls are weakened 10 percent in order to decrease the earthquake force. Second; at the floor 11, there are beams that are the base of columns at current reinforced concrete structure. At the steel structure these columns are provided to reach to the base.

Floor slabs are formed with folded steel plate and concrete materials using together. But, these two materials do not fit each other to work together. So, for the slab beams, shearing elements are used at the each 20 cm which enables these beams to work together with concrete compositely.

Steel structure has a mat foundation with a depth of 3.0 m below the core as reinforced concrete structure, but below the steel columns mat foundation depth is decreased to 1.5 m because of the benefit of steel structure to be lighter than concrete structure.

During the structural calculations of steel structure, for calculating loads TS498-1997, for the check of capacity of steel members and connection calculations TS648-1980, TS3357-1979, TS4561-1985, FEMA-350-2000, IBC-2003 ve DBYBHY-2007 and for the mat foundation calculations TS500-2000 are used.

Three dimensional structural models of current reinforced concrete structure and new designed steel structure are created with ETABS 8.5.4. and SAP2000 programs. By taking all interior forces from these programs, the elements of steel structure are designed and connection details are calculated under the lights of mentioned specifications. TEKLA XSTEEL V12.0 and AUTOCAD2002 programs are used for the manufacturing drawings.

All results that are obtained by the design and calculations of new steel structure are compared with the ones that are belonging to the current reinforced structure. Lastly, cost and construction durations are compared.

1. GİRİŞ :

1.1. Konu :

Yapılan bu tez çalışmasında 1996-2000 yılları arasında İstanbul 4. Levent'te Tepe İnşaat Sanayi A.Ş. ile Turner Steiner International S.A. ortaklığı tarafından inşa edilen TÜRKİYE İŞ BANKASI GENEL MÜDÜRLÜĞÜ binalarından İŞ KULE olarak bilinen 54 katlı tamamiyle betonarme yapının çekirdek perdeleri sabit tutulmuş ve yapının cephesinde yer alan betonarme tüp sistemi için süneklik düzeyi yüksek çelik bir tüp sistem alternatifi oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar mevcut betonarme bina verileriyle, maliyet ve yapım süresi bakımından karşılaştırılmıştır.

1.2. Genel Yapı Tanımı :

Türkiye İş Bankası Genel Müdürlüğü İstanbul, 4.Levent'tedir. Yapımına 1996 yılında 25.909 metrekare alan üzerinde başlanmış, 2000'de bitirilmiştir. Mimari projesi Doğan Tekeli-Sami Sisa Mimarlık Bürosu ile Amerikan Swanke Hayden Connel International'a, statik projesi Balkar İnşaat'a aittir. Kule 1 yani İş Kule, 54 katlı ve yüksekliği 194.5 metredir. Bu yükseklik İş Kule'ye Türkiye'nin en yüksek ünvani vermektedir. Personel otoparkı 2000 araç, ücretli otopark 790 araç kapasitelidir. İş Kule'de 2828 kişi çalışmaktadır. Binada 20 asansör ve 3 yürüyen merdiven vardır. İş Kule'de ayrıca bir oditoryum ve giriş katında kültür-sanat etkinliklerinin yer alacağı bir sergi salonu bulunmaktadır. Ayrıca çarşı ve fast food bölümlerini barındıran bir kompleks de vardır.

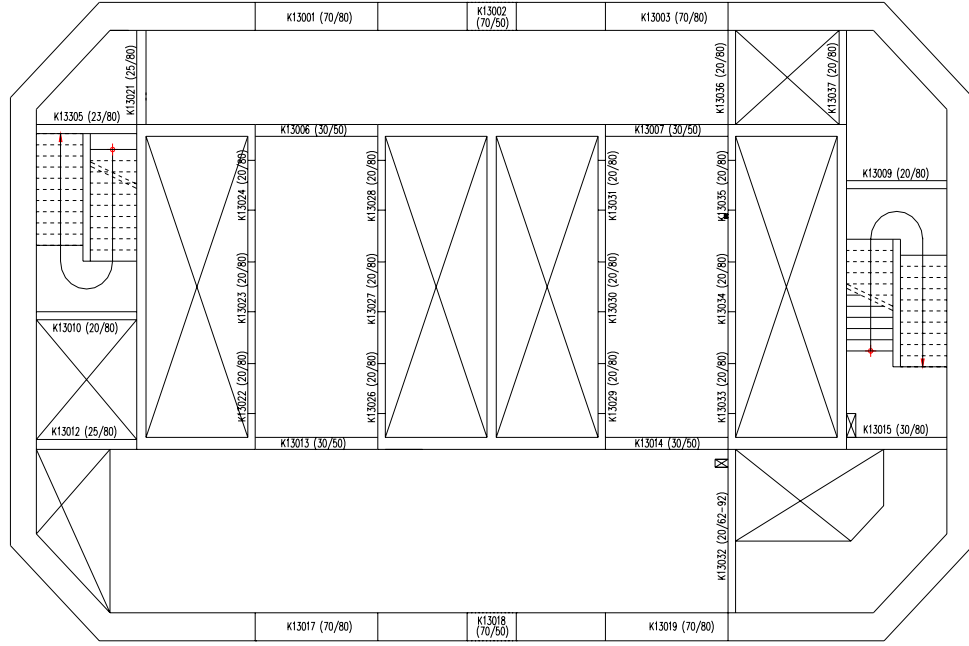


1.3. Yapı Taşıyıcı Sistemi :

Yapı ana taşıyıcı sistemi, planda binanın orta noktasında yer alan çekirdek perdeleri ve bina cephesinde yer alan tüp sistemin ortak çalışmasıyla oluşturulan karma bir sistemdir. Deprem yüklerini taşıyan bina taşıyıcı sisteminde ve aynı zamanda taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların her birinde, deprem yüklerinin temel zeminine kadar sürekli bir şekilde ve güvenli olarak aktarılmasını sağlayacak yeterlikte rijitlik, kararlılık ve dayanım bulunmaktadır.

Yapıda 6 adet bodrum ve 48 adet normal kat bulunmaktadır. Temel üstünde 1400 m² olan kat alanı 41. kata kadar aynı şekilde devam etmekte, bu kattan itibaren küçülerek son katta 400 m² ye düşmektedir.

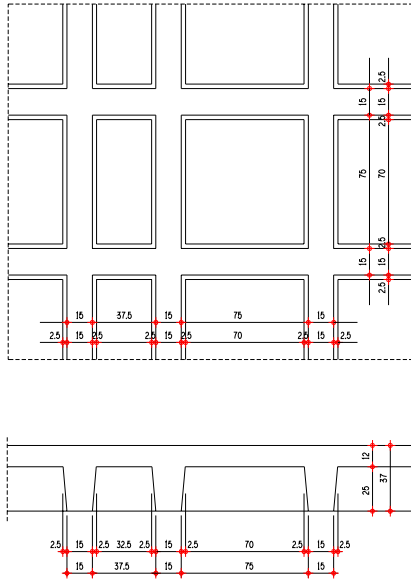
Tipik kat yüksekliği 3.70 m dir. Bunun dışında özellikle bodrum katlarında kat yükseklikleri farklılık göstermektedir. 1. kat 3.40 m, 2, 3, 4. katlar 3.10 m, 5, 6, 7. katlar 4.50 m, 8, 9, 10. katlar 4.00 m ve 11. kat 4.80 m yüksekliğindedir.



Şekil 1.1 : Yapının Ana Taşıyıcı Sistemi Olan Çekirdek Perdeleri

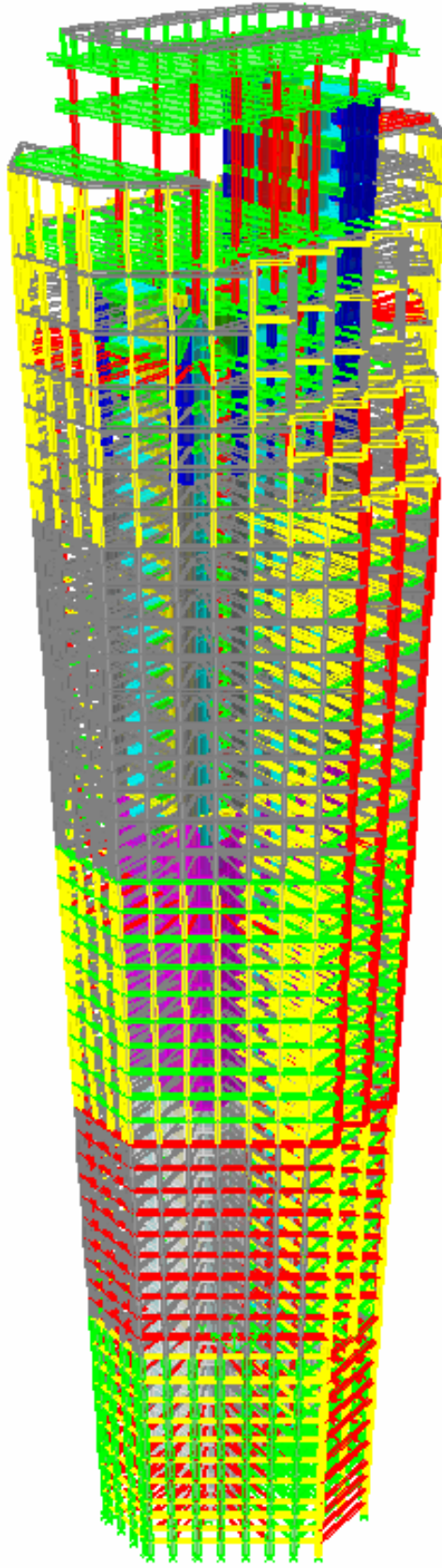
1.3.1. Betonarme Yapı Taşıyıcı Sistemi :

Betonarme yapı döşeme sistemi kaset döşeme olarak seçilmiştir ve 9.00 m ile 12.00 m arasında değişen açıklıklar geçilmektedir. Tipik kaset döşeme detayı ve tipik bir kat planı aşağıdaki gibidir.



Şekil 1.2 : Betonarme Yapı Tipik Kaset Döşeme Detayı

5



Şekil 1.5 : Çelik Yapı Üç Boyutlu Hesap Modeli

1.4. Malzeme Karakteristikleri :

Yapıda kullanılan malzeme sınıfları ve bunların karakteristik dayanımları aşağıda verilmiştir:

1.4.1. Beton :

C35 (BS 35)

$$28 \text{ günlük karakteristik silindir mukavemeti} = f_{ck} = 3.500 \text{ kN/cm}^2$$

$$28 \text{ günlük tasarım silindir mukavemeti} = f_{cd} = 2.330 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Karakteristik Eksenel Çekme Mukavemeti} = f_{ctd} = 0.135 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Elastisite Modülü} = E_c = 3300 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birim Hacim Ağırlığı} = \rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

C25 (BS 25)

$$28 \text{ günlük karakteristik silindir mukavemeti} = f_{ck} = 2.500 \text{ kN/cm}^2$$

$$28 \text{ günlük tasarım silindir mukavemeti} = f_{cd} = 1.700 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Karakteristik Eksenel Çekme Mukavemeti} = f_{ctd} = 0.115 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Elastisite Modülü} = E_c = 3000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birim Hacim Ağırlığı} = \rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

1.4.2. Çelik :

S420 (BÇ III)

$$\text{Karakteristik Akma Mukavemeti} = f_{yk} = 42.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Tasarım Akma Mukavemeti} = f_{yd} = 36.50 \text{ kN/cm}^2$$

1.4.3. Yapı Çeliği :

St52

$$\text{Elastisite modülü} = E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Çekme Emniyet Gerilmesi (H Yükleme)} = \sigma_{\text{çem}} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Çekme Emniyet Gerilmesi (HZ Yükleme)} = \sigma_{\text{çem}} = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Çekme Emniyet Gerilmesi (HS Yükleme)} = \sigma_{\text{çem}} = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma Emniyet Gerilmesi (H Yükleme)} = \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma Emniyet Gerilmesi (HZ Yükleme)} = \tau_{\text{em}} = 14.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma Emniyet Gerilmesi (HS Yükleme)} = \tau_{\text{em}} = 16.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birim Hacim Ağırlığı} = \rho = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

1.4.4. Bulon :

1.4.4.1. SL Tipi 10.9 Kalitede Bulon :

$$\begin{aligned}\tau_{\text{sem}}^H &= 24 \text{ kN/cm}^2 & \tau_{\text{sem}}^{\text{HZ-HS}} &= 27 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{lem}}^H &= 42 \text{ kN/cm}^2 & \sigma_{\text{lem}}^{\text{HZ-HS}} &= 47 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{lem}}^H &= 57 \text{ kN/cm}^2 & \sigma_{\text{lem}}^{\text{HZ-HS}} &= 64 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Öngerilme} \geq 0.5 P_v \text{ durumu için})\end{aligned}$$

1.4.4.2. SLP Tipi 10.9 Kalitede Bulon :

$$\begin{aligned}\tau_{\text{sem}}^H &= 28 \text{ kN/cm}^2 & \tau_{\text{sem}}^{\text{HZ-HS}} &= 32 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{lem}}^H &= 48 \text{ kN/cm}^2 & \sigma_{\text{lem}}^{\text{HZ-HS}} &= 54 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{lem}}^H &= 63 \text{ kN/cm}^2 & \sigma_{\text{lem}}^{\text{HZ-HS}} &= 71 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Öngerilme} \geq 0.5 P_v \text{ durumu için})\end{aligned}$$

1.5. Zemin Karakteristikleri :

İnşaat alanı üzerinde yapılan geoteknik incelemeler sonunda hazırlanan zemin raporuna göre,

Zemin emniyet gerilmesi	: $\sigma_{\text{zem}} = 80.00 \text{ N/cm}^2$
Temel altı zemin yoğunluğu	: $\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Zemin içsel sürtünme açısı	: $\phi = 33^\circ$
Zemin grubu	: A
Zemin yatak katsayısı	: $K = 40000 \text{ kN/m}^3$
Zemin Sınıfı	: Z2
T_A	: 0.10 sn
T_B	: 0.40 sn

değerlerini almaktadır.

2. YÜK ANALİZLERİ :

2.1. Sabit Yükler :

2.1.1. Plak Döşeme Yükleri :

Plak zati ağırlığı (12cm)	: 0.12 x 25.00	= 3.000 kN/m ²
Plak zati ağırlığı (15cm)	: 0.15 x 25.00	= 3.750 kN/m ²
Plak zati ağırlığı (20cm)	: 0.20 x 25.00	= 5.000 kN/m ²
Plak zati ağırlığı (37cm)	: 0.37 x 25.00	= 9.250 kN/m ²
Plak zati ağırlığı (50cm)	: 0.50 x 25.00	= 12.500 kN/m ²

2.1.2. Kaset Döşeme Yükleri :

Modül Hesabı 1

Plak Hacmi	: 0.1200 x 0.90 x 0.90	= 0.0972 m ³
Nervür Hacmi	: 0.0875 x 0.25 x 0.8125 x 4	= 0.0711 m ³
Modül Hacmi		= 0.1683 m ³
Beton Ağırlığı	: 0.1683 x 25.00	= 4.207 kN
Kaset Yüğü	: 4.207 / (0.90 x 0.90)	= 5.194 kN/m ²

Modül Hesabı 2

Plak Hacmi	: 0.1200 x 0.90 x 0.90	= 0.0972 m ³
Nervür Hacmi	: 0.0875 x 0.38 x 0.8125 x 4	= 0.1081 m ³
Modül Hacmi		= 0.2053 m ³
Beton Ağırlığı	: 0.2053 x 25.00	= 5.133 kN
Kaset Yüğü	: 5.133 / (0.90 x 0.90)	= 6.337 kN/m ²

2.1.3. Kaplama Yükleri :

Ofis Katları :

Yükseltilmiş Döşeme (5 cm)	:	= 0.500 kN/m ²
Asma Tavan	:	= 0.500 kN/m ²
Toplam yük	:	= 1.000 kN/m ²

Ortak Kullanım Alanları :

Doğal Parke Taş (3 cm)	: 0.03 x 28.00	= 0.840 kN/m ²
Eğim Betonu (5 cm)	: 0.05 x 22.00	= 1.100 kN/m ²
Toplam yük	:	= 1.940 kN/m ²

Asansör ve Merdiven Mahalleri :

Doğal Parke Taş (3 cm)	: 0.03 x 28.00	= 0.840 kN/m ²
Eğim Betonu (5 cm)	: 0.05 x 22.00	= 1.100 kN/m ²
Toplam yük	:	= 1.940 kN/m ²

2.2. Hareketli Yükler :

Ofis Katları	:	= 3.000 kN/m ²
Ortak Kullanım Alanları	:	= 5.000 kN/m ²
Asansör ve Merdiven Mahalleri	:	= 5.000 kN/m ²
Mekanik Hacimler	:	= 5.000 kN/m ²
Otopark	:	= 5.000 kN/m ²

2.3. Rüzgar Yükleri :

Rüzgar yükü hesabı TS498/Kasım 1987' de yer alan parametrelere göre yapılmıştır.

Aşağıdaki tablolarla bulunan rüzgar kuvvetleri, ait oldukları katın diyafram merkezine tekil yük olarak etkilmiştir.

$C = 1.6$ (Kule tipi yapılarda)

Rüzgar Kuvveti = $C \times q \times$ Rüzgara Maruz Kalan Yüzey Alanı (2.1)

Tablo 2.1 : Yüksekliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve Emme

Zeminden Yükseklik (m)	Emme (q) (kN/m ²)
0 ~ 8	0.5
9 ~ 20	0.8
21 ~ 100	1.1
> 100	1.3

Tablo 2.2 : X Yönü Rüzgar Kuvveti Hesabı

KAT	KOT	KAT YUKSEKLİĞİ	CEPHE UZUNLUĞU	RÜZGAR ALANI	q	RÜZGAR KUVVETİ
	m	m	m	m ²	kN/m ²	kN
54	+173.30	2.10	15.70	32.97	1.30	69
53	+171.20	3.60	20.60	74.16	1.30	154
52	+167.60	3.55	20.60	73.13	1.30	152
51	+164.05	3.90	32.00	124.80	1.30	260
50	+160.15	3.05	32.00	97.60	1.30	203
49	+157.10	2.36	39.00	92.04	1.30	191
48	+154.74	2.39	39.00	93.21	1.30	194
47	+152.35	2.50	39.00	97.50	1.30	203
46	+149.85	2.25	39.00	87.75	1.30	183
45	+147.60	3.70	39.00	144.30	1.30	300
44	+143.90	3.70	46.00	170.20	1.30	354
43	+140.20	3.70	53.00	196.10	1.30	408
42	+136.50	3.70	60.00	222.00	1.30	462
41	+132.80	3.70	60.00	222.00	1.30	462
40	+129.10	3.70	60.00	222.00	1.30	462
39	+125.40	3.70	60.00	222.00	1.30	462
38	+121.70	3.70	60.00	222.00	1.30	462
37	+118.00	3.70	60.00	222.00	1.30	462
36	+114.30	3.70	60.00	222.00	1.30	462
35	+110.60	3.70	60.00	222.00	1.30	462
34	+106.90	3.70	60.00	222.00	1.30	462
33	+103.20	3.70	60.00	222.00	1.30	462
32	+99.50	3.70	60.00	222.00	1.30	462
31	+95.80	3.70	60.00	222.00	1.30	462
30	+92.10	3.70	60.00	222.00	1.30	462
29	+88.40	3.70	60.00	222.00	1.30	462
28	+84.70	3.70	60.00	222.00	1.30	462
27	+81.00	3.70	60.00	222.00	1.30	462
26	+77.30	3.70	60.00	222.00	1.30	462
25	+73.60	3.70	60.00	222.00	1.10	391
24	+69.90	3.70	60.00	222.00	1.10	391
23	+66.20	3.70	60.00	222.00	1.10	391
22	+62.50	3.70	60.00	222.00	1.10	391
21	+58.80	3.70	60.00	222.00	1.10	391
20	+55.10	3.70	60.00	222.00	1.10	391
19	+51.40	3.70	60.00	222.00	1.10	391
18	+47.70	3.70	60.00	222.00	1.10	391
17	+44.00	3.70	60.00	222.00	1.10	391
16	+40.30	3.70	60.00	222.00	1.10	391
15	+36.60	3.70	60.00	222.00	1.10	391
14	+32.90	3.70	60.00	222.00	1.10	391
13	+29.20	3.70	60.00	222.00	1.10	391
12	+25.50	3.70	60.00	222.00	1.10	391
11	+21.80	4.80	60.00	288.00	1.10	507
10	+17.00	4.00	60.00	240.00	1.10	422
9	+13.00	4.00	60.00	240.00	1.10	422
8	+9.00	4.00	60.00	240.00	1.10	422
7	+5.00	4.50	60.00	270.00	1.10	475
6	+0.50	4.50	60.00	270.00	1.10	475
5	-4.00	4.50	60.00	270.00	0.80	346
4	-8.50	3.10	60.00	186.00	0.80	238
3	-11.60	3.10	60.00	186.00	0.80	238
2	-14.70	3.10	60.00	186.00	0.50	149
1	-17.80	3.40	60.00	204.00	0.50	163
TEMEL	-21.20					

Tablo 2.3 : Y Yönü Rüzgar Kuvveti Hesabı

KAT	KOT	KAT YUKSEKLİĞİ	CEPHE UZUNLUĞU	RÜZGAR ALANI	q	RÜZGAR KUVVETİ
	m	m	m	m ²	kN/m ²	kN
54	+173.30	2.10	29.70	62.37	1.30	130
53	+171.20	3.60	29.70	106.92	1.30	222
52	+167.60	3.55	29.70	105.44	1.30	219
51	+164.05	3.90	20.80	81.12	1.30	169
50	+160.15	3.05	20.80	63.44	1.30	132
49	+157.10	2.36	63.80	150.57	1.30	313
48	+154.74	2.39	63.80	152.48	1.30	317
47	+152.35	2.50	63.80	159.50	1.30	332
46	+149.85	2.25	63.80	143.55	1.30	299
45	+147.60	3.70	63.80	236.06	1.30	491
44	+143.90	3.70	63.80	236.06	1.30	491
43	+140.20	3.70	63.80	236.06	1.30	491
42	+136.50	3.70	63.80	236.06	1.30	491
41	+132.80	3.70	63.80	236.06	1.30	491
40	+129.10	3.70	63.80	236.06	1.30	491
39	+125.40	3.70	63.80	236.06	1.30	491
38	+121.70	3.70	63.80	236.06	1.30	491
37	+118.00	3.70	63.80	236.06	1.30	491
36	+114.30	3.70	63.80	236.06	1.30	491
35	+110.60	3.70	63.80	236.06	1.30	491
34	+106.90	3.70	63.80	236.06	1.30	491
33	+103.20	3.70	63.80	236.06	1.30	491
32	+99.50	3.70	63.80	236.06	1.30	491
31	+95.80	3.70	63.80	236.06	1.30	491
30	+92.10	3.70	63.80	236.06	1.30	491
29	+88.40	3.70	63.80	236.06	1.30	491
28	+84.70	3.70	63.80	236.06	1.30	491
27	+81.00	3.70	63.80	236.06	1.30	491
26	+77.30	3.70	63.80	236.06	1.30	491
25	+73.60	3.70	63.80	236.06	1.10	415
24	+69.90	3.70	63.80	236.06	1.10	415
23	+66.20	3.70	63.80	236.06	1.10	415
22	+62.50	3.70	63.80	236.06	1.10	415
21	+58.80	3.70	63.80	236.06	1.10	415
20	+55.10	3.70	63.80	236.06	1.10	415
19	+51.40	3.70	63.80	236.06	1.10	415
18	+47.70	3.70	63.80	236.06	1.10	415
17	+44.00	3.70	63.80	236.06	1.10	415
16	+40.30	3.70	63.80	236.06	1.10	415
15	+36.60	3.70	63.80	236.06	1.10	415
14	+32.90	3.70	63.80	236.06	1.10	415
13	+29.20	3.70	63.80	236.06	1.10	415
12	+25.50	3.70	63.80	236.06	1.10	415
11	+21.80	4.80	59.70	286.56	1.10	504
10	+17.00	4.00	59.70	238.80	1.10	420
9	+13.00	4.00	59.70	238.80	1.10	420
8	+9.00	4.00	59.70	238.80	1.10	420
7	+5.00	4.50	59.70	268.65	1.10	473
6	+0.50	4.50	59.70	268.65	1.10	473
5	-4.00	4.50	59.70	268.65	0.80	344
4	-8.50	3.10	59.70	185.07	0.80	237
3	-11.60	3.10	59.70	185.07	0.80	237
2	-14.70	3.10	59.70	185.07	0.50	148
1	-17.80	3.40	59.70	202.98	0.50	162
TEMEL	-21.20					

2.4. Deprem Yükleri :

Yapının taşıyıcı sisteminin statik ve dinamik hesaplarında üç boyutlu bir hesap modeli oluşturulmuştur. Deprem hesapları modların süperpozisyonu yönteminden yararlanılarak yapılmış ve hesaplarda, X eksenine ile 0° ve 90° lik açı yapan depremler göz önünde tutulmuştur. Deprem hesaplarında göz önüne alınacak etkin modların sayısının belirlenmesi için minimum % 90 kütle katılım oranı öngörülmüştür.

Dinamik hesap sonucu bulunan yatay yük değerinin, eşdeğer deprem yükü yöntemi esasına göre bulunan değer % 70' inden az olmamasına dikkat edilmiştir.

Yapı sisteminin boyutlandırılmasında esas alınan deprem etkileri kaynak [1] 'e göre belirlenmiştir. Söz konusu yönetmeliğe göre, deprem kuvvetleri parametreleri :

Deprem Bölgesi	1
Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)	0.40
Bina Önem Katsayısı (I)	1.00
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	0.30
Yerel Zemin Sınıfı (Z_n)	Z2
Spektrum Karakteristik Periyodu (T_A)	0.15
Spektrum Karakteristik Periyodu (T_B)	0.40
Sistem Davranış Katsayısı (R) (BA bina)	4
Sistem Davranış Katsayısı (R) (Çelik bina)	6

Çelik yapının boyutlandırılmasında kaynak [1] dışında kaynak [2] **1617.6.2.1 Dual systems** başlığı altındaki şartlar da sağlanmaya çalışılmıştır. Bu şartın açıklaması şu şekildedir: “Çekirdek ve çevresel kolon-kiriş (tüp) sistemlerin ortak kullanımından oluşan yapı taşıyıcı sisteminde tüp, yapıya etkileyen toplam deprem kuvvetinin en az %25 ini taşıyabilmelidir. Eğer hesaplar sonucu tüp kendi rijitliği ile bu %25 lik kuvvete maruz kalmıyorsa dahi; bu kuvveti taşıyacak şekilde boyutlandırılmalıdır.”

2.5. Kullanılan Yük kombinasyonları :

Betonarme ve çelik yapı elemanlarının boyutlandırılmasında kullanılan yük kombinasyonları aşağıdaki gibidir. Bu kombinasyonlarda şu kısaltmalar kullanılmıştır:

G : Sabit yükler

Q : Hareketli yükler

SPECX : X Yönü deprem kuvveti

SPECY : Y Yönü deprem kuvveti

WINDX : X Yönü rüzgar kuvveti

WINDY : Y Yönü rüzgar kuvveti

SPECX-IBC : IBC2003'e göre X yönü deprem kuvveti

SPECY-IBC : IBC2003'e göre Y yönü deprem kuvveti

2.5.1. Betonarme Elemanların Boyutlandırılmasında Kullanılan Yük

Kombinasyonları :

1.4 G + 1.6 Q
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECX
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECY
0.9 G ± 1.0 SPECX
0.9 G ± 1.0 SPECY
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECX ± 0.3 SPECY
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECY ± 0.3 SPECX
0.9 G ± 1.0 SPECX ± 0.3 SPECY
0.9 G ± 1.0 SPECY ± 0.3 SPECX
1.0 G + 1.3 Q ± 1.3 WINDX
1.0 G + 1.3 Q ± 1.3 WINDY
0.9 G ± 1.3 WINDX
0.9 G ± 1.3 WINDY

2.5.2. Çelik Elemanların Boyutlandırılmasında Kullanılan Yük

Kombinasyonları :

SPECX-IBC = 3.884 SPECX
SPECY-IBC = 3.260 SPECY
1.0 G + 1.0 Q
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECX
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECY
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECX ± 0.3 SPECY
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECY ± 0.3 SPECX
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECX-IBC
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 SPECY-IBC
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 WINDX
1.0 G + 1.0 Q ± 1.0 WINDY

2.5.3. Kapasiteye Göre Kontrollerde Kullanılan Yük Kombinasyonları :

1.0 G + 1.0 Q ± 2.5 SPECX
1.0 G + 1.0 Q ± 2.5 SPECY
0.9 G ± 2.5 SPECX
0.9 G ± 2.5 SPECY

3. BETONARME YAPI

Türkiye İş Bankası Genel Müdürlüğü Binası statik projesi Balkar İnşaat tarafından tamamen BA olarak 1996-2000 yılları arasında yapılmıştır. Statik ve BA hesap parametreleri TS-500, deprem hesabı parametreleri ise ABYYHY-1998 ışığında belirlenmiştir. Statik proje, yerindeki imalat sonrası tadilat görmüş ve as-built olacak şekilde revize edilmiştir. Bu tez çalışmasının bu bölümü kapsamında, tüm statik proje çizimleri elimizde bulunan BA yapının, üç boyutlu hesap modeli ETABS programı ile oluşturuldu. DBYBHY-2007'ye göre statik ve BA hesapları mod birleştirme yöntemi ile %5 dışmerkezlilik gözönünde bulundurularak yapıldı. Bu hesaplar neticesinde mevcut yapının yeni yönetmeliğin getirdiği şartları sağlayıp sağlamadığı kontrol edildi. Bu bölümde oluşturulan statik model, tez çalışmamın ana bölümünü oluşturan çelik yapı tasarımı için temel teşkil etmiştir.

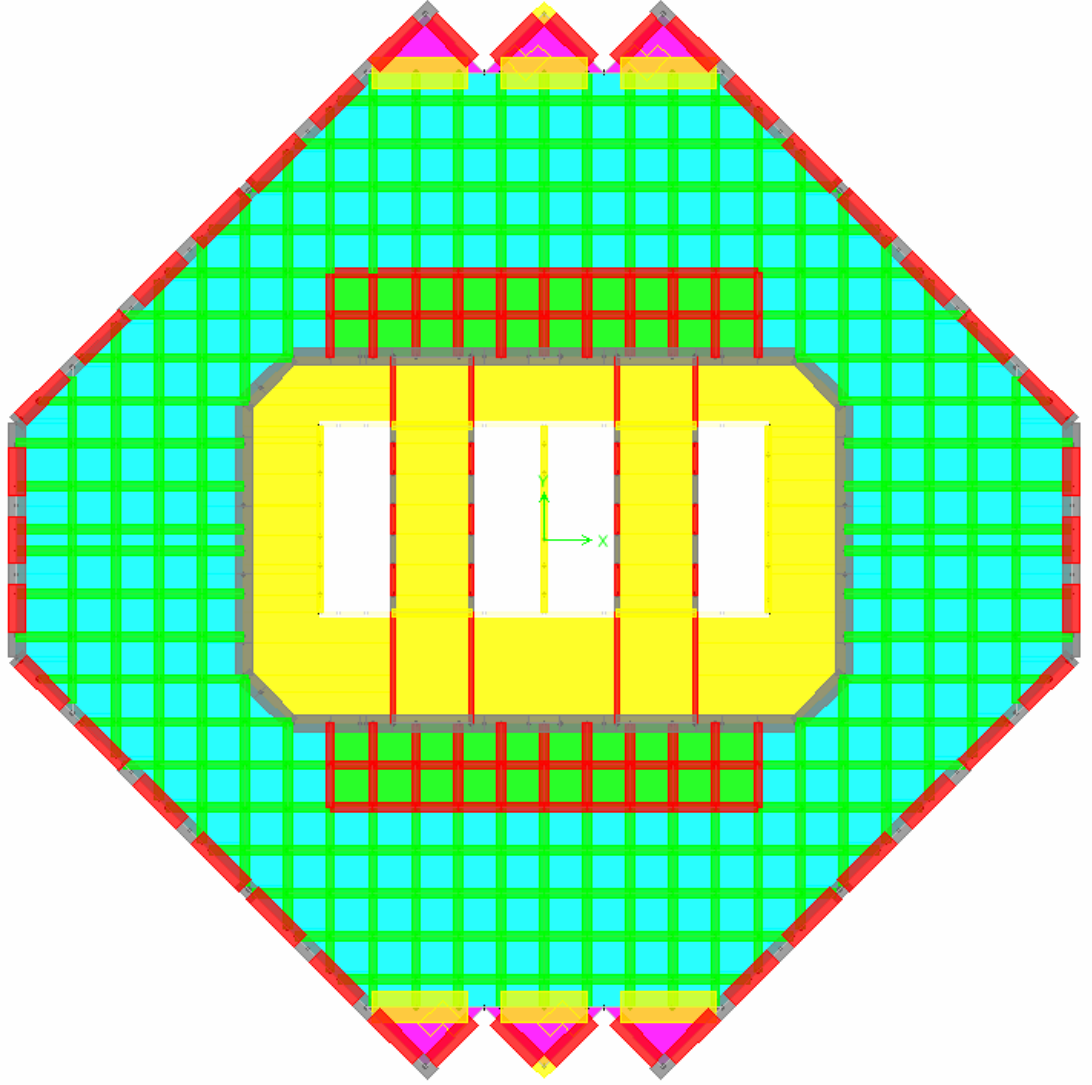
BA yapının genel özellikleri, kolon, kiriş, döşeme boyutları giriş bölümünde, hesaba esas olan yükler ve yük kombinasyonları yük analizleri bölümünde, tipik kat kalıp planları ise EK A'da verilmiştir.

3.1. Hesap Kabulleri :

Hesap modelinin oluşturulması sırasında modelin çözüm zamanını çok uzatmama adına her iki kasetten sadece bir tanesi modele dahil edilmiş fakat aynı derinlik ile 2 kat genişlik kullanılmıştır. Tipik kaset döşeme detayı giriş bölümünde verilmiştir. 12 cm lik plak altında sarkan 18/37 cm lik kaset döşeme kirişleri 90 cm aralıklarla modele dahil edilmemiş, 36/37 cm boyutlarında kaset döşeme kirişleri 180 cm aralıklarla modele dahil edilmiştir. Aşağıda, yapılan sadeleştirmenin, yapının rijitliği açısından bir farklılık yaratmayacağı basit bir hesapla gösterilmektedir.

$$\text{Rijitlik} = \text{Atalet momenti} = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3.1)$$

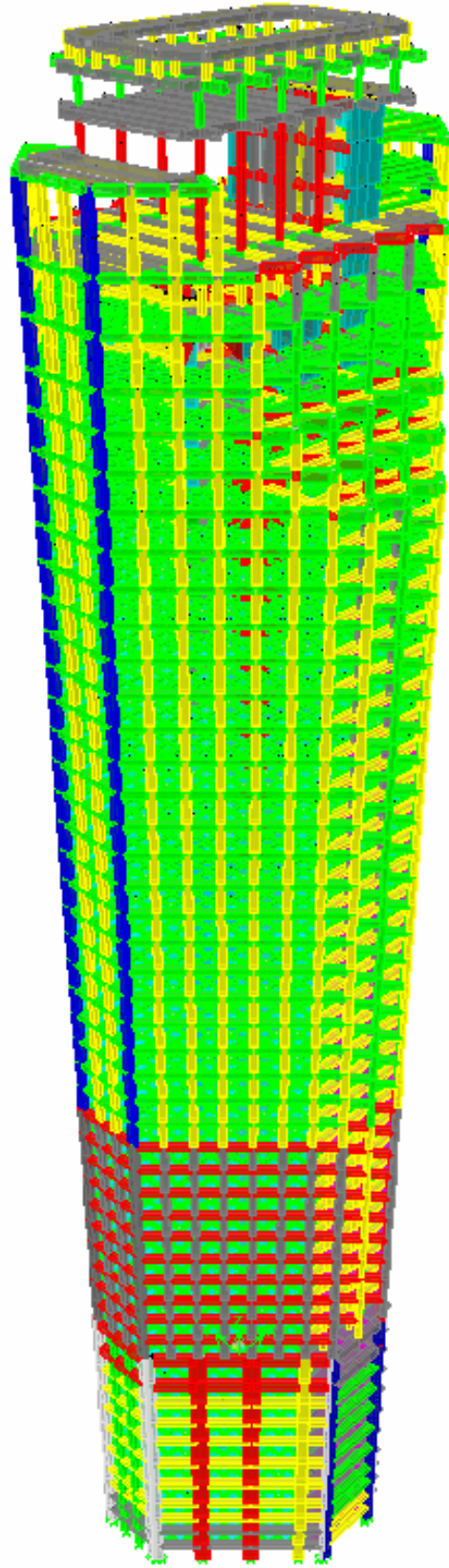
$$\frac{18 \times 37^3}{12} = 75979.5 \text{ cm}^4 = \frac{36 \times 37^3}{12}$$



Şekil 3.1 : Betonarme Yapı Hesap Modelinde Tipik Bir Kat Planı

Yukarıdaki şekilde BA yapı hesap modelinde tipik bir kat planı görülmektedir. Çekirdek perdeleri binanın X ve Y eksenlerine göre simetriktir. Yine binanın dış kontüründeki tüp sistem de her iki eksende simetriktir. Yapının planda simetrik olması burulma tehlikelerini ortadan kaldırmaktadır.

Aşağıdaki şekilde BA yapı üç boyutlu hesap modeli görülmektedir.



Şekil 3.2 : Betonarme Yapı Üç Boyutlu Hesap Modeli

3.2. Hesap Sonuçları :

3.2.1. Mod Şekilleri ve Taban Kesme Kuvvetleri :

Tablol 3.1 : Betonarme Yapı Modlara Göre Kütle Katılım Oranları

MOD	PERYOD	X YÖNÜ	Y YÖNÜ	TOPLAM	
				X YÖNÜ	Y YÖNÜ
1	3.920	0.00	62.42	0.00	62.42
2	3.720	66.74	0.00	66.74	62.42
3	2.213	0.00	0.00	66.74	62.42
4	1.194	14.88	0.00	81.61	62.43
5	1.121	0.01	15.22	81.62	77.64
6	0.791	0.00	1.26	81.62	78.90
7	0.705	0.01	2.71	81.63	81.62
8	0.670	4.91	0.00	86.53	81.62
9	0.500	0.01	5.71	86.54	87.33
10	0.490	2.35	0.02	88.89	87.35
11	0.482	0.00	0.05	88.90	87.40
12	0.404	0.00	0.74	88.90	88.14
13	0.369	2.06	0.00	90.95	88.14
14	0.343	0.00	1.74	90.95	89.89
15	0.292	1.22	0.00	92.17	89.89
16	0.288	0.00	1.03	92.17	90.93
17	0.272	0.00	0.90	92.17	91.82
18	0.242	0.83	0.00	93.01	91.82
19	0.241	0.00	0.53	93.01	92.35
20	0.217	0.00	0.90	93.01	93.26
21	0.213	0.70	0.00	93.71	93.26
22	0.212	0.00	0.36	93.71	93.62
23	0.193	0.00	0.06	93.71	93.68
24	0.188	0.81	0.00	94.53	93.68
25	0.170	0.00	1.22	94.53	94.90
26	0.166	0.00	0.02	94.53	94.92
27	0.162	0.87	0.00	95.40	94.92
28	0.148	0.00	0.35	95.41	95.26
29	0.141	0.04	0.54	95.44	95.80
30	0.140	0.62	0.02	96.06	95.82
31	0.129	0.00	0.29	96.07	96.11
32	0.122	0.58	0.00	96.65	96.12
33	0.120	0.00	0.42	96.65	96.53
34	0.115	0.00	0.26	96.65	96.80
35	0.107	0.42	0.00	97.07	96.80
36	0.104	0.00	0.23	97.07	97.03
37	0.101	0.00	0.27	97.07	97.30
38	0.095	0.42	0.00	97.50	97.30
39	0.092	0.00	0.01	97.50	97.32
40	0.092	0.00	0.33	97.50	97.64
41	0.086	0.32	0.00	97.82	97.65
42	0.083	0.00	0.00	97.82	97.65
43	0.082	0.00	0.33	97.82	97.98
44	0.078	0.25	0.00	98.07	97.98
45	0.077	0.00	0.00	98.07	97.98
46	0.076	0.00	0.04	98.07	98.02
47	0.076	0.00	0.00	98.07	98.02
48	0.076	0.00	0.00	98.07	98.02
49	0.075	0.00	0.21	98.07	98.23
50	0.074	0.00	0.00	98.07	98.24
51	0.073	0.00	0.00	98.07	98.24

Yukarıdaki tablodan da anlaşılacağı gibi hesaplarda 51 mod dikkate alınmıştır ve sonuçta dinamik hesap %98 kütle katılım oranıyla tamamlanmıştır. Bu %98 lik oran, DBYBHY-2007 madde 2.8.3.1’de belirtilen %90 lık alt sınırı sağlamaktadır. Yapının ilk peryodu Y yönündedir ve %62.42 kütle katılımı sağlanmaktadır, ikinci peryodu ise X yönündedir ve %66.74 kütle katılımı sağlanmaktadır.

ETABS bilgisayar programı ile yapılan mod birleştirme hesabı sonucu bulunan taban kesme kuvvetleri X yönü için $F_{x-m} = 35115$ kN, Y yönü için $F_{y-m} = 35455$ kN dur. Aşağıda ise eşdeğer deprem yükü yöntemine göre binaya etkiyen deprem kuvvetleri hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned} S_T &= 1 + 1.5 \times T / T_A & (0 \leq T \leq T_A) \\ S_T &= 2.5 & (T_A \leq T \leq T_B) \\ S_T &= 2.5 \times (T_B / T)^{0.8} & (T > T_B) \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} \\ c_{\min} &= 0.10 \times A_0 \end{aligned} \quad (3.3)$$

Depremde etkin bina ağırlığı = W

$$W = 980950 \text{ kN}$$

Taban kesme kuvveti = F

$$F = c \times W \quad (3.4)$$

Y yönü taban kesme kuvveti hesabı :

$$T_{ly} = 3.92 \text{ saniye}$$

$$S_{Ty} = 2.5 \times (0.4 / 3.92)^{0.8} = 0.403 \quad (3.2)$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.403}{4} = 0.0403 \quad (3.3)$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_y = 0.0403$$

$$F_y = c_y \times W = 0.0403 \times 980950 = 39532 \text{ kN} \quad (3.4)$$

X yönü taban kesme kuvveti hesabı :

$$T_{1x} = 3.72 \text{ saniye}$$

$$S_{Tx} = 2.5 \times (0.4 / 3.72)^{0.8} = 0.420 \quad (3.2)$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.420}{4} = 0.0420 \quad (3.3)$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_x = 0.0420$$

$$F_x = c_x \times W = 0.0420 \times 980950 = 41120 \text{ kN} \quad (3.4)$$

DBYBHY-2007 madde 2.8.5'e göre; mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinden daha az olması durumunda, bulunan taban kesme kuvveti eşdeğer yöntem ile bulunan kuvvetin bir $\beta=0.8\sim0.9$ katına kadar arttırılmalıdır. β katsayısı azaltıcı bir katsayıdır ve binanın düzensizliklerine bağlıdır. Hesaplarım süresince güvenli tarafta kalma adına bu katsayı kullanılmamış, mod birleştirme yöntemi ile bulunan kuvvetler direkt olarak eşdeğer yöntem ile bulunan kuvvetlere eşitlenecek şekilde arttırılmıştır.

DBYBHY-2007 madde 2.7.4.2'ye göre hesabı yapılan yapı için bodrum katlar hariç olmak üzere kat sayısı = $N > 13$ ise yapının doğal titreşim periyodu için $0.1N$ şeklinde bir üst değer tanımlanmıştır. Bizim yapımızda $N=54$ olmak üzere $0.1N=5.4$ s dir ve bu değer X ve Y yönü periyodlarından büyük olduğundan bir sınırlamamız yoktur. Fakat ABYYHY-1998'e göre yapılan statik hesaplarda bu sınır periyod değeri madde 6.7.4.2 ve 6.7.4.4'de belirtildiği üzere;

$1.30 T_{1A} = 1.30 C_t H_N^{0.75} = 1.30 \times 0.05 \times 194.5^{0.75} = 3.39$ s dir. Dolayısı ile yukarıdaki eşdeğer deprem yükü yöntemi ile taban kesme kuvveti bulma hesabımızı 3.39 s için tekrarladığımızda;

$$T_1 = 3.39 \text{ saniye}$$

$$S_T = 2.5 \times (0.4 / 3.39)^{0.8} = 0.451 \quad (3.2)$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.451}{4} = 0.0451 \quad (3.3)$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c = 0.0451$$

$$F = c \times W = 0.0451 \times 980950 = 44240 \text{ kN} \quad (3.4)$$

sonucuna ulaşırız.

Mevcut bina 1996 yılında her iki deprem doğrultusu için de 44240 kN luk bir taban kesme kuvvetine göre boyutlandırılmıştır. Yeni yönetmelik esaslarına göre bulduğumuz taban kesme kuvvetleri X ve Y yönleri için göreceli olarak 41120 ve 39532 kN dur ve mevcut yapının boyutlandırıldığı kuvvetten %7~11 daha düşüktür. Bu durumdan şu sonuç çıkarılabilir; mevcut BA yapı yeni yönetmeliğin şartlarını daha kolay sağlayacaktır.

3.2.2. Deplasman ve Göreli Kat Ötelemeleri :

Aşağıdaki iki tabloda BA yapının deprem ve rüzgar kuvvetleri etkisinde yatay deplasmanları ve göreli kat ötelemeleri verilmiştir.

Deprem etkisi altında en büyük tepe deplasmanı 28.7cm=0.287m dir.

$0.287 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389$ koşulunu sağlamaktadır.

Rüzgar etkisi altında en büyük tepe deplasmanı 15.7cm=0.157m dir.

$0.157 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389$ koşulunu sağlamaktadır.

En büyük göreli kat ötelemesi 0.023 dür.

DBYBHY-2007 madde 2.10.1'de verilen koşula göre herhangi bir kattaki etkin göreli kat ötelemesi $0.02 / R$ den küçük olmalıdır. Bu koşul $0.023 < 0.02 / 4 = 0.050$ bağıntısında görüldüğü üzere sağlanmaktadır.

Tablo 3.2 : Betonarme Yapı Deprem Kuvvetleri Altında Deplasman ve Görelî Kat Ötelemeleri

KAT	DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ	
	X	Y	X	Y
54	0.000	0.000	0.0000	0.0000
53	0.000	0.000	0.0000	0.0000
52	0.277	0.287	0.0018	0.0023
51	0.272	0.281	0.0018	0.0023
50	0.266	0.273	0.0017	0.0021
49	0.262	0.267	0.0016	0.0017
48	0.259	0.264	0.0015	0.0016
47	0.256	0.260	0.0015	0.0018
46	0.252	0.256	0.0015	0.0018
45	0.249	0.252	0.0015	0.0018
44	0.244	0.246	0.0015	0.0017
43	0.239	0.240	0.0016	0.0018
42	0.234	0.234	0.0016	0.0018
41	0.229	0.227	0.0017	0.0019
40	0.224	0.221	0.0017	0.0019
39	0.218	0.214	0.0017	0.0019
38	0.212	0.207	0.0018	0.0020
37	0.206	0.201	0.0018	0.0020
36	0.200	0.194	0.0018	0.0020
35	0.194	0.187	0.0019	0.0020
34	0.188	0.180	0.0019	0.0020
33	0.182	0.173	0.0019	0.0020
32	0.175	0.166	0.0018	0.0019
31	0.169	0.159	0.0017	0.0019
30	0.163	0.152	0.0018	0.0019
29	0.157	0.145	0.0018	0.0019
28	0.151	0.139	0.0018	0.0019
27	0.145	0.132	0.0018	0.0019
26	0.139	0.125	0.0018	0.0019
25	0.132	0.119	0.0018	0.0018
24	0.126	0.112	0.0018	0.0018
23	0.120	0.105	0.0018	0.0018
22	0.113	0.099	0.0018	0.0018
21	0.107	0.092	0.0017	0.0017
20	0.101	0.086	0.0017	0.0017
19	0.095	0.080	0.0017	0.0017
18	0.089	0.074	0.0017	0.0016
17	0.083	0.068	0.0017	0.0016
16	0.077	0.063	0.0017	0.0015
15	0.071	0.057	0.0017	0.0015
14	0.065	0.051	0.0016	0.0015
13	0.059	0.046	0.0016	0.0014
12	0.053	0.041	0.0015	0.0013
11	0.047	0.036	0.0014	0.0012
10	0.041	0.031	0.0014	0.0011
9	0.035	0.026	0.0014	0.0011
8	0.030	0.022	0.0014	0.0010
7	0.024	0.018	0.0013	0.0010
6	0.018	0.013	0.0012	0.0009
5	0.013	0.009	0.0011	0.0008
4	0.008	0.006	0.0009	0.0007
3	0.005	0.004	0.0008	0.0006
2	0.003	0.002	0.0006	0.0004
1	0.001	0.001	0.0003	0.0003

Tablo 3.3 : Betonarme Yapı Rüzgar Kuvvetleri Altında Deplasman ve Görelî Kat Ötelemeleri

KAT	DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ	
	X	Y	X	Y
54	0.000	0.000	0.0000	0.0000
53	0.000	0.000	0.0000	0.0000
52	0.117	0.157	0.0005	0.0010
51	0.115	0.154	0.0005	0.0010
50	0.113	0.150	0.0005	0.0009
49	0.112	0.147	0.0005	0.0008
48	0.111	0.146	0.0005	0.0008
47	0.109	0.144	0.0005	0.0009
46	0.108	0.142	0.0005	0.0009
45	0.107	0.140	0.0005	0.0009
44	0.105	0.136	0.0005	0.0008
43	0.103	0.133	0.0005	0.0009
42	0.102	0.130	0.0005	0.0009
41	0.100	0.127	0.0006	0.0009
40	0.098	0.123	0.0006	0.0009
39	0.095	0.120	0.0006	0.0010
38	0.093	0.116	0.0006	0.0010
37	0.091	0.113	0.0006	0.0010
36	0.089	0.109	0.0007	0.0010
35	0.086	0.105	0.0007	0.0010
34	0.084	0.101	0.0007	0.0010
33	0.081	0.098	0.0007	0.0010
32	0.079	0.094	0.0007	0.0010
31	0.076	0.090	0.0007	0.0010
30	0.073	0.086	0.0007	0.0010
29	0.071	0.083	0.0007	0.0010
28	0.068	0.079	0.0007	0.0010
27	0.066	0.075	0.0007	0.0010
26	0.063	0.071	0.0007	0.0010
25	0.060	0.068	0.0007	0.0010
24	0.058	0.064	0.0008	0.0010
23	0.055	0.060	0.0008	0.0010
22	0.052	0.056	0.0008	0.0010
21	0.049	0.053	0.0007	0.0010
20	0.046	0.049	0.0007	0.0009
19	0.044	0.046	0.0007	0.0009
18	0.041	0.042	0.0007	0.0009
17	0.038	0.039	0.0007	0.0009
16	0.035	0.036	0.0007	0.0009
15	0.033	0.033	0.0007	0.0008
14	0.030	0.029	0.0007	0.0008
13	0.027	0.026	0.0007	0.0008
12	0.025	0.023	0.0007	0.0007
11	0.022	0.021	0.0006	0.0007
10	0.019	0.017	0.0006	0.0007
9	0.016	0.015	0.0007	0.0006
8	0.014	0.012	0.0006	0.0006
7	0.011	0.010	0.0006	0.0005
6	0.008	0.007	0.0006	0.0005
5	0.006	0.005	0.0005	0.0004
4	0.004	0.003	0.0004	0.0004
3	0.002	0.002	0.0004	0.0003
2	0.001	0.001	0.0003	0.0002
1	0.001	0.000	0.0001	0.0001

3.2.3. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolleri :

DBYBHY-2007 madde 3.3.5'e göre bir düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentleri toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır. BA yapı tipik kolon-kiriş birleşim noktalarında bu koşulun sağlanıp sağlanmadığına bakılacaktır.

6. kat 210/76 kolon - 76/90 kirişleri için kapasite hesabı:

ETABS bilgisayar programı tarafından 210/76 kolonlar için hesaplanan donatı miktarı 140.30 cm^2 dir. Mevcut donatı $= A_s = (38\Phi 26) 201.78 \text{ cm}^2$ dir. Bu donatı yeterlidir. 76/90 kirişler için hesaplanan donatı 54.20 cm^2 dir. Mevcut donatı $= A_s = (12\Phi 26) 63.72 \text{ cm}^2$ dir. Bu donatı da yeterlidir.

Malzeme : C35 $f_{ck} = 3.50 \text{ kN/cm}^2$ S420 $f_{yk} = 42.00 \text{ kN/cm}^2$

Alt kolon : C210/76

Kesit : $B_x = 210 \text{ cm}$ $B_y = 76 \text{ cm}$ $A_s = (38\Phi 26) 201.78 \text{ cm}^2$ $L = 4.0 \text{ m}$
 $n = 0.124$ $m = 0.101$ $M_e = 4308 \text{ kNm}$ $M_p = 6032 \text{ kNm}$

Üst kolon : C210/76

Kesit : $B_x = 210 \text{ cm}$ $B_y = 76 \text{ cm}$ $A_s = (38\Phi 26) 201.78 \text{ cm}^2$ $L = 4.0 \text{ m}$
 $n = 0.124$ $m = 0.101$ $M_e = 4308 \text{ kNm}$ $M_p = 6032 \text{ kNm}$

Sağ kiriş : B76/90

Kesit : $B_x = 76 \text{ cm}$ $B_y = 90 \text{ cm}$ $L = 3.5 \text{ m}$

i ucu $A_{s-i} = (12\Phi 26) 63.72 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1118$ $k_z = 0.7948$ $M_r = 1914 \text{ kNm}$ $M_p = 3828 \text{ kNm}$

j ucu $A_{s-j} = (12\Phi 26) 63.72 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1118$ $k_z = 0.7948$ $M_r = 1914 \text{ kNm}$ $M_p = 3828 \text{ kNm}$

Sol kiriş : B76/90

Kesit : $B_x = 76 \text{ cm}$ $B_y = 90 \text{ cm}$ $L = 3.5 \text{ m}$

i ucu $A_{s-i} = (12\Phi 26) 63.72 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1118$ $k_z = 0.7948$ $M_r = 1914 \text{ kNm}$ $M_p = 3828 \text{ kNm}$

j ucu $A_{s-j} = (12\Phi 26) 63.72 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1118$ $k_z = 0.7948$ $M_r = 1914 \text{ kNm}$ $M_p = 3828 \text{ kNm}$

Kolonların toplam kapasitesi = $6032 + 6032 = 12064$ kNm

Kirişlerin toplam kapasitesi = $3828 + 3828 = 7656$ kNm

$12064 / 7656 = 1.57 > 1.20$

Koşul sağlanmaktadır.

15. kat 90/70 kolon - 70/75 kirişleri için kapasite hesabı:

ETABS bilgisayar programı tarafından 90/70 kolonlar için hesaplanan donatı miktarı

91.20 cm^2 dir. Mevcut donatı = $A_s = (20\Phi26) 106.20 \text{ cm}^2$ dir. Bu donatı yeterlidir.

70/75 kirişler için hesaplanan donatı 44.60 cm^2 dir. Mevcut donatı = $A_s = (10\Phi26)$

53.10 cm^2 dir. Bu donatı da yeterlidir.

Alt kolon : C90/70

Kesit : $B_x = 90 \text{ cm}$ $B_y = 70 \text{ cm}$ $A_s = (20\Phi26) 106.20 \text{ cm}^2$ $L = 3.7 \text{ m}$

$n = 0.091$ $m = 0.109$ $M_e = 1686 \text{ kNm}$ $M_p = 2362 \text{ kNm}$

Üst kolon : C90/70

Kesit : $B_x = 90 \text{ cm}$ $B_y = 70 \text{ cm}$ $A_s = (20\Phi26) 106.20 \text{ cm}^2$ $L = 3.7 \text{ m}$

$n = 0.091$ $m = 0.109$ $M_e = 1686 \text{ kNm}$ $M_p = 2362 \text{ kNm}$

Sağ kiriş : B70/75

Kesit : $B_x = 70 \text{ cm}$ $B_y = 75 \text{ cm}$ $L = 3.5 \text{ m}$

i ucu $A_{s-i} = (10\Phi26) 53.10 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1214$ $k_z = 0.7883$ $M_r = 1319 \text{ kNm}$ $M_p = 1846 \text{ kNm}$

j ucu $A_{s-j} = (10\Phi26) 53.10 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1214$ $k_z = 0.7883$ $M_r = 1319 \text{ kNm}$ $M_p = 1846 \text{ kNm}$

Sol kiriş : B70/75

Kesit : $B_x = 70 \text{ cm}$ $B_y = 75 \text{ cm}$ $L = 3.5 \text{ m}$

i ucu $A_{s-i} = (10\Phi26) 53.10 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1214$ $k_z = 0.7883$ $M_r = 1319 \text{ kNm}$ $M_p = 1846 \text{ kNm}$

j ucu $A_{s-j} = (10\Phi26) 53.10 \text{ cm}^2$

$m_u = 0.1214$ $k_z = 0.7883$ $M_r = 1319 \text{ kNm}$ $M_p = 1846 \text{ kNm}$

Kolonların toplam kapasitesi = $2362 + 2362 = 4724$ kNm

Kirişlerin toplam kapasitesi = $1846 + 1846 = 3692$ kNm

$4724 / 3692 = 1.28 > 1.20$

Koşul sağlanmaktadır.

3.2.4. Değerlendirmeler :

Bu bölümde şu ana kadar BA yapıya ait hesap kabulleri ve hesap sonuçlarına ait temel bilgiler verildi. Hesap sonuçları neticesinde görüldü ki; Mevcut BA yapı,

- 1- DBYBHY-2007'nin getirdiği, hesaba esas olan yeterli mod sayısının belirlenmesinde en az %90 kütle katılımının gerçekleşmesi koşulunu sağlamaktadır.
- 2- Mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinden az olması durumunda, bu kuvvetin, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan kuvvetin belli bir β katına kadar artırılması ve deprem hesabının tekrarlanması koşulunu sağlamaktadır.
- 3- Tepe deplasmanı ve görelî kat ötelemeleri sınır değerlerini sağlamaktadır.
- 4- Bir düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentleri toplamının, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olması (güçlü kolon-zayıf kiriş) koşulunu sağlamaktadır.
- 5- Bilgisayar programı tarafından bulunan, kolon ve kirişlerde bulunması gereken donatılardan daha fazlasını bulundurmaktadır. Bu şekilde, boyuna donatı koşullarını sağlamaktadır.

Mevcut BA yapıya ait tüm donatı çizimleri incelendiğinde ise şu çıkarımlar yapılmıştır:

- 1- Kolon ve kiriş boyuna donatı düzenlemelerinde yeni yönetmelik şartları sağlanmaktadır fakat enine donatı düzenlemelerinde, kanca boyları, kırım açısı, filiz boyu, bindirme boyları gibi detaylarda yeni yönetmelik şartları tam olarak sağlanmamaktadır.
- 2- Enine donatı sıklaştırma bölgeleri yeni yönetmeliğe uygundur fakat enine donatı aralıkları yeni yönetmeliğin öngördüğü sınırları tam olarak sağlamamaktadır.

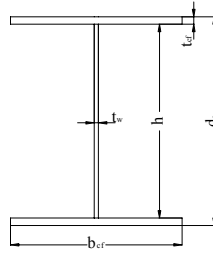
Betonarme bölümünde oluşturulan statik model, tez çalışmamın ana bölümünü oluşturan çelik yapı dizaynı için temel teşkil etmektedir. Dolayısıyla, bu bölümde, BA yapının genel hatları ve yapının statik açıdan olmazsa olmazları değerlendirilmiş, bütün ayrıntılara değinilmemiştir.

4. ÇELİK YAPI

4.1. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması :

4.1.1. Kullanılan Profillerin Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri

4.1.1.1. Kolon Olarak Kullanılan Profiller



Şekil 4.1 : I Kolon Kesit Boyutları

Tablo 4.1 : I Kolonların Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri

KESİT	d_c	h	t_w	b_{cf}	t_{cf}	$N_{d\ mak}$	σ_a	A
HE1000X393	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN/cm ²	cm ²
	1016	928.2	24.4	303	43.9	8477	36.00	500.2

$$\frac{b_{cf}}{2 t_{cf}} = \frac{3.45}{1} \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 7.25 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{38.04}{1} \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} (2.1 - |N_d / \sigma_a A|) = 52.34 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_c	h	t_w	b_{cf}	t_{cf}	$N_{d\ mak}$	σ_a	A
HEM550	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN/cm ²	cm ²
	572	492	21	306	40	5693	36.00	354.4

$$\frac{b_{cf}}{2 t_{cf}} = \frac{3.83}{1} \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 7.25 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{23.43}{1} \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} (2.1 - |N_d / \sigma_a A|) = 53.12 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_c	h	t_w	b_{cf}	t_{cf}	$N_{d\ mak}$	σ_a	A
HEM450	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN/cm ²	cm ²
	478	398	21	307	40	3619	36.00	335.4

$$\frac{b_{cf}}{2 t_{cf}} = \frac{3.84}{1} \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 7.25 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{18.95}{1} \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} (2.1 - |N_d / \sigma_a A|) = 57.83 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_c	h	t_w	b_{cf}	t_{cf}	$N_{d\ mak}$	σ_a	A
HEM400	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN/cm ²	cm ²
	432	352	21	307	40	2109	36.00	325.8

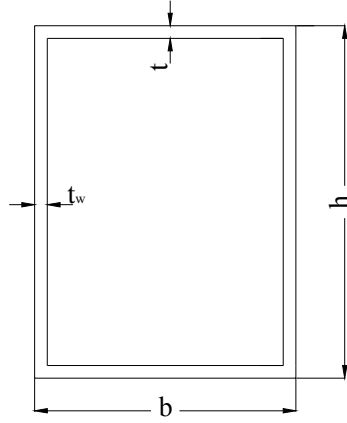
$$\frac{b_{cf}}{2 t_{cf}} = \frac{3.84}{1} \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 7.25 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{16.76}{1} \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} (2.1 - |N_d / \sigma_a A|) = 61.68 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_c	h	t_w	b_{cf}	t_{cf}	$N_{d\ mak}$	σ_a	A
HEM300	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN/cm ²	cm ²
	340	262	21	310	39	972	36.00	303.1

$$\frac{b_{cf}}{2 t_{cf}} = \frac{3.97}{1} \leq 0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 7.25 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{12.48}{1} \leq 1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} (2.1 - |N_d / \sigma_a A|) = 64.60 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$



Şekil 4.2 : Kutu Kolon Kesit Boyutları

Tablo 4.2 : Kutu Kolonların Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri

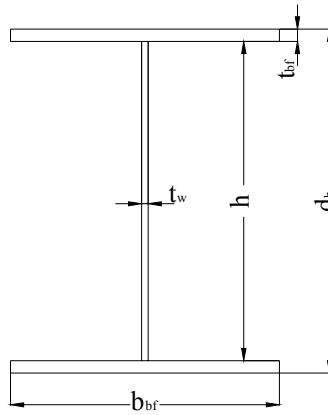
KESİT	h	t _w	b	t	σ _a
TUBO	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
400X400X30	400	30	400	30	36.00

$$\begin{array}{l} b / t = 13.33 \leq 0.7 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 16.91 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt} \\ h / t_w = 13.33 \leq 0.7 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 16.91 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt} \end{array}$$

KESİT	h	t _w	b	t	σ _a
TUBO	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
300X300X20	300	20	300	20	36.00

$$\begin{array}{l} b / t = 15.00 \leq 0.7 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 16.91 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt} \\ h / t_w = 15.00 \leq 0.7 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 16.91 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt} \end{array}$$

4.1.1.2. Kiriş Olarak Kullanılan Profiller



Şekil 4.3 : I Kiriş Kesit Boyutları

Tablo 4.3 : Kat Kirişleri Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB900	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	900	830	18.5	300	35	36.00

$$\boxed{h / t_w = 44.86} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB600	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	600	540	15.5	300	30	36.00

$$\boxed{h / t_w = 34.84} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB550	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	550	492	15	300	29	36.00

$$\boxed{h / t_w = 32.80} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB500	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	500	444	14.5	300	28	36.00

$$\boxed{h / t_w = 30.62} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB450	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	450	392	14	300	26	36.00

$$\boxed{h / t_w = 28.00} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
HEB400	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	400	352	13.5	300	24	36.00

$$\boxed{h / t_w = 26.07} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

Tablo 4.4 : Döşeme Kirişleri Enkesit Koşulları Sınır Kontrolleri

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN500	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	500	446	18	185	27	36.00

$$\boxed{h / t_w = 24.78} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN450	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	450	401.4	16.2	170	24.3	36.00

$$\boxed{h / t_w = 24.78} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN400	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	400	356.8	14.4	155	21.6	36.00

$$\boxed{h / t_w = 24.78} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN360	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	360	321	13	143	19.5	36.00

$$\boxed{h / t_w = 24.69} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN320	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	320	285.4	11.5	131	17.3	36.00

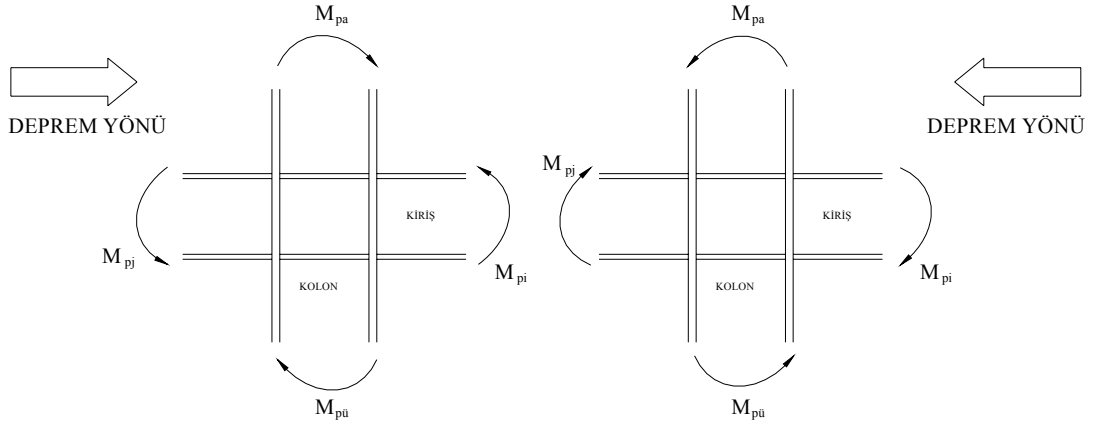
$$\boxed{h / t_w = 24.82} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

KESİT	d_b	h	t_w	b_{bf}	t_{bf}	σ_a
IPN200	mm	mm	mm	mm	mm	kN/cm ²
	200	177.4	7.5	90	11.3	36.00

$$\boxed{h / t_w = 23.65} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a} = 77.29 \Rightarrow \text{Kesit Kompakt}$$

4.1.2. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolleri

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçevesel sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme momenti kapasitelerinin toplamının 1.1 D_a katında daha büyük olmalıdır.



Şekil 4.4 : Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü Serbest Cisim Diyağramı

$$(M_{pa} + M_{pu}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (4.1)$$

Bu denklemdeki M_{vi} ve M_{vj} terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir.

$$D_a = 1.1 \quad (\text{St52 için})$$

$$1.1 D_a = 1.21$$

$$\text{St52 akma mukavemeti} = \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Statik moment} = S_x$$

$$\text{Plastik mukavemet momenti} = W_{px} = 2 \times S_x \quad (4.2)$$

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi} = M_{px} = W_{px} \times \sigma_a \quad (4.3)$$

Aşağıdaki birinci tabloda sabit kolon kesiti ile üst kata geçilen katlarda, ikinci tabloda ise kolonların kesit değiştirdiği katlarda güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolleri verilmiştir. Görüldüğü üzere binanın her bir birleşim noktasında bu koşul sağlanmaktadır.

4.1.2.1. Sabit Kolon Kesiti ile Üst Kata Geçilen Katlarda Kontrol

Tablo 4.5 : Sabit Kolon Kesiti ile Üst Kata Geçilen Katlarda Kontrol

KAT	KOT	KOLON	W_{px} cm ³	M_{px} kNcm	KİRİŞ	W_{px} cm ³	M_{px} kNcm	ΣM_{px} (Kolon) ΣM_{px} (Kiriş)
54	+173.30	Kolonların üst kata devam etmediği düğüm noktalarında bu koşul aranmaz						
53	+171.20	Kolonların üst kata devam etmediği düğüm noktalarında bu koşul aranmaz						
52	+167.60	TUBO400X400X30	6174	222264	IPN500	3240	116640	1.91 ≥ 1.21
51	+164.05	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
		TUBO400X400X30	6174	222264	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
50	+160.15	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
		TUBO400X400X30	6174	222264	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
49	+157.10	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB500	5963	214668	HEB400	3232	116352	1.84 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
		TUBO400X400X30	6174	222264	IPN500	3240	116640	1.91 ≥ 1.21
48	+154.74	HEM300	4078	146808	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
		HAÇ HEB500	5963	214668	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
		TUBO400X400X30	6174	222264	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
47	+152.35	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB500	5963	214668	HEB400	3232	116352	1.84 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
46	+149.85	HEM300	4078	146808	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
		HAÇ HEB500	5963	214668	Kolonlar, üst kata kirişlerle bağlanmaksızın çıkmaktadır			
45	+147.60	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB500	5963	214668	HEB400	3232	116352	1.84 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
44	+143.90	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB400	3232	116352	3.26 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
43	+140.20	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB400	3232	116352	3.26 ≥ 1.21
		HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	2.52 ≥ 1.21
42	+136.50	HEM300	4078	146808	HEB400	3232	116352	1.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB400	3232	116352	3.26 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB400	3232	116352	6.51 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB600	6425	231300	3.28 ≥ 1.21
32 ~ 41	+99.50 ~ +132.80	HEM400	5571	200556	HEB450	3982	143352	1.40 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	IPN500	3240	116640	3.25 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	HEB450	3982	143352	5.29 ≥ 1.21
22 ~ 31	+62.50 ~ +95.80	HEM450	6331	227916	HEB500	4815	173340	1.31 ≥ 1.21
		HAÇ HEB600	10527	378972	IPN500	3240	116640	3.25 ≥ 1.21
12 ~ 21	+25.50 ~ +58.80	HAÇ HEB600	10527	378972	HEB500	4815	173340	4.37 ≥ 1.21
		HEM550	7933	285588	HEB550	5591	201276	1.42 ≥ 1.21
1 ~ 10	-17.80 ~ +17.00	HAÇ HEB700	12262	441432	IPN500	3240	116640	3.78 ≥ 1.21
		HE1000X393	18540	667440	HEB600	6425	231300	2.89 ≥ 1.21
1 ~ 10	-17.80 ~ +17.00	HAÇ HEB700	12262	441432	IPN500	3240	116640	3.78 ≥ 1.21
		HAÇ HEB700	12262	441432	HEB900	12580	452880	1.95 ≥ 1.21
TEMEL	-21.20							

4.1.2.2. Kolonların Kesit Değiştirdiği Katlarda Kontrol

Tablo 4.6 : Kolonların Kesit Değiştirdiği Katlarda Kontrol

KAT	KOT	ÜST KOLON	W_{px}	M_{px}	ALT KOLON	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
11	+21.80	HEM550	7933	285588	HE100X393	18540	667440	953028
		SOL KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	SAĞ KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
		HEB600	6425	231300	HEB600	6425	231300	462600

$\Sigma M_{px} (Kolon)$	
$\Sigma M_{px} (Kiriş)$	
2.060	≥ 1.210

KAT	KOT	ÜST KOLON	W_{px}	M_{px}	ALT KOLON	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
21	+58.80	HEM450	6331	227916	HEM550	7933	285588	513504
		SOL KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	SAĞ KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
		HEB550	5591	201276	HEB550	5591	201276	402552

$\Sigma M_{px} (Kolon)$	
$\Sigma M_{px} (Kiriş)$	
1.276	≥ 1.210

KAT	KOT	ÜST KOLON	W_{px}	M_{px}	ALT KOLON	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
31	+95.80	HEM400	5571	200556	HEM450	6331	227916	428472
		SOL KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	SAĞ KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
		HEB500	4815	173340	HEB500	4815	173340	346680

$\Sigma M_{px} (Kolon)$	
$\Sigma M_{px} (Kiriş)$	
1.236	≥ 1.210

KAT	KOT	ÜST KOLON	W_{px}	M_{px}	ALT KOLON	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	tcm	tcm
41	+132.80	HEM300	4078	146808	HEM400	5571	200556	347364
		SOL KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	SAĞ KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	tcm	tcm
		HEB450	3982	143352	HEB450	3982	143352	286704

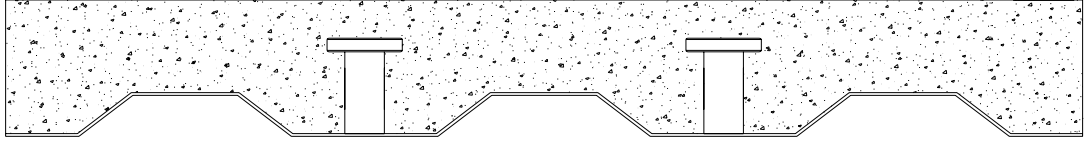
$\Sigma M_{px} (Kolon)$	
$\Sigma M_{px} (Kiriş)$	
1.212	≥ 1.210

KAT	KOT	ÜST KOLON	W_{px}	M_{px}	ALT KOLON	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
21	+58.80	HAÇHEM600	10527	378972	HAÇHEM700	12262	441432	820404
		SOL KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	SAĞ KİRİŞ	W_{px}	M_{px}	ΣM_{px}
			cm^3	kNcm		cm^3	kNcm	kNcm
		IPN500	3240	116640	IPN500	3240	116640	233280

$\Sigma M_{px} (Kolon)$	
$\Sigma M_{px} (Kiriş)$	
3.517	≥ 1.210

4.1.3. Kompozit Döşemenin Boyutlandırma ve Taşıma Gücü Hesabı :

Çelik yapı döşemeleri trapez kesitli sac ile betonun birlikte çalıştırılmasından oluşan kompozit döşeme olarak tasarlanmıştır. Trapez sac ile beton arasında yeterli aderans yoktur. Gerekli aderansın sağlanabilmesi için çelik kayma kamaları kullanılmıştır. Bu şekilde oluşturulan trapez panel kompozit döşemede hasır donatı kullanılarak yükün homojen dağılımı sağlanmıştır.



Şekil 4.5 : Kompozit Döşemede Beton, Trapez Sac ve Kayma Kamaları

4.1.3.1. Malzeme Özellikleri :

St52 :

Elastisite Modülü = $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Akma Sınırı Mukavemeti = $\sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$

C25 :

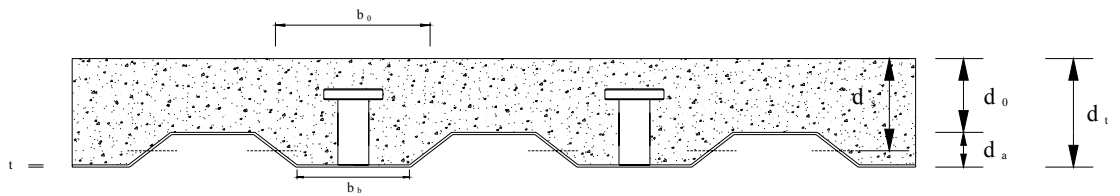
Elastisite Modülü = $E_c = 3000 \text{ kN/cm}^2$

Kayma Mukavemeti = $\tau_{br} = 3.0 \text{ N/cm}^2$

SAC :

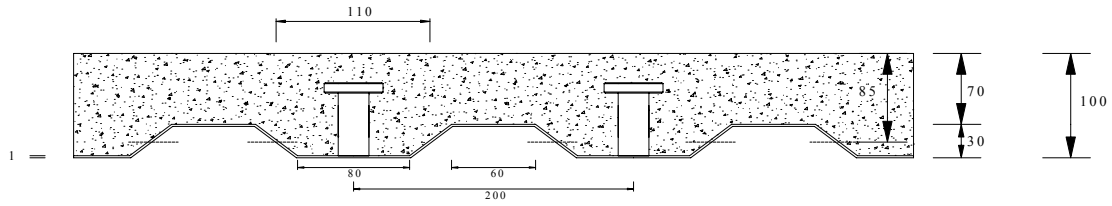
Akma Sınırı Mukavemeti = $\sigma_F = 22.00 \text{ kN/cm}^2$

4.1.3.2. Enkesit Koşulları :



Şekil 4.6 : Kompozit Döşeme Boyutları

$$\begin{aligned}
b_0 &= 110 \text{ mm} > \min b_0 = 50 \text{ mm} \\
d_0 &= 70 \text{ mm} > \min d_0 = 50 \text{ mm} \\
d_t &= 100 \text{ mm} > \min d_t = 90 \text{ mm} \\
d_a &= 30 \text{ mm} < \max d_a = 80 \text{ mm} \\
t &= 1.0 \text{ mm} > \min t = 0.7 \text{ mm} \\
d_s &= d_0 + \frac{d_a}{2} = 70 + \frac{30}{2} = 85 \text{ mm}
\end{aligned}
\tag{4.4}$$



Şekil 4.7 : Kompozit Döşeme Kesiti

4.1.3.3. Yüklerin Belirlenmesi :

İki kayma elemanı arası = 200 mm

200 mm genişlik için:

Çelik sacın uzunluğu = $4 + 3\sqrt{2} + 6 + 3\sqrt{2} + 4 = 22.4 \text{ cm}$

Çelik sacın kalınlığı = 0.1 cm

Çelik sacın alanı = $22.4 \times 0.1 = 2.24 \text{ cm}^2$

1 m genişlik için:

Çelik sacın alanı = $A_s = 5 \times 2.24 = 11.2 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.00112 \text{ m}^2/\text{m}$

Çelik sacın ağırlığı = $g_a = 78.5 \times 0.00112 = 0.09 \text{ kN/m}^2$

200 mm genişlik için:

Beton alanı = $(20 \times 10 - (6 + 12) \frac{3}{2}) = 163 \text{ cm}^2$

1 m genişlik için:

Beton alanı = $5 \times 163 = 815 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.0815 \text{ m}^2/\text{m}$

Beton ağırlığı = $g_b = 25 \times 0.0815 = 2.04 \text{ kN/m}^2$

Kaplama ağırlığı 1.00 kN/m^2 ile 2.00 kN/m^2 arasında değişmektedir.

İnşaat süresinde hareketli yük = $p_0 = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Kalıp sürecinde toplam sabit yük = $0.09 + 2.04 = 2.13 \text{ kN/m}^2$

Kalıp sürecinde toplam hareketli yük = 2.00 kN/m^2

Taşıma gücü kontrolü için toplam sabit yük = $0.09 + 2.04 + 2.00 = 4.13 \text{ kN/m}^2$

Taşıma gücü kontrolü için toplam hareketli yük = 5.00 kN/m^2

Karma plak, kirişlere basit olarak mesnetlenmekte olup açıklık 2.50 m dir.

Kalıp aşamasında açıklığın üçte bir noktalarında geçici ek mesnetler kullanılacaktır.

Ağırlıklı katsayı $\eta = 1.70$ $\alpha_a = 1.00$ $\alpha_b = 0.70$

4.1.3.4. Trapez Çelik Sacın Kalıp Sürecinde Hesabı (1 m genişlik için) :

Trapez sac, inşaat aşamasında kalıp görevi görür. Bu aşamada trapez sac üzerine kendi ağırlığı (g_a), beton ağırlığı (g_b) ve inşaat süresi hareketli yükü (p_0) etkir. Trapez sacın kesit zorları 3 açıklı sürekli kiriş kabulü ile belirlenmiş, kompozit döşeme mukavemet hesapları 1 m genişlik için yapılmıştır. Bu bölümdeki hesaplar [16] nolu kaynak baz alınarak yapılmıştır.

$$g = 2.13 \text{ kN/m} = 2.13 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Çelik sacın atalet momenti} = I_a = \frac{100}{20} \times 2 \times \left(\frac{0.1 \times 3^3}{12} + 0.1 \times 8 \times \left(\frac{3-0.1}{2} \right)^2 \right) = 17.57 \text{ cm}^4$$

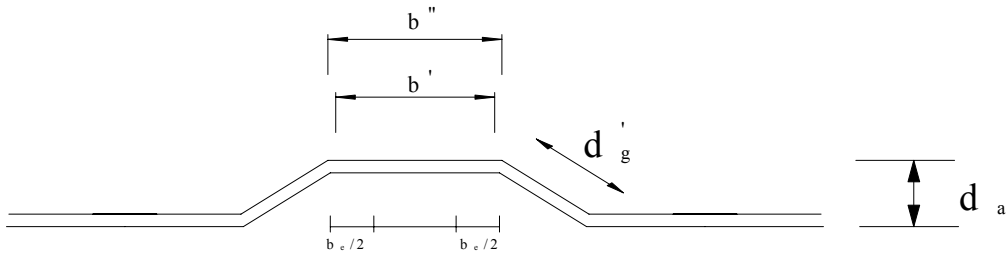
$$\text{Sehim} = f$$

$$\text{mak } f = (0.00677 \times 2.13 + 0.00990 \times 2.00) \times 100^4 \times \frac{1}{2.1 \times 10^6 \times 32.86} = 0.050 \text{ cm}$$

$$\text{mak } f = 0.050 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = \frac{l'}{150} = \frac{(250/3)}{150} = 0.555 \text{ cm}$$

$$\text{mak } |M| = (0.08 \times 2.13 + 0.117 \times 2.00) \times 0.83^2 = 0.279 \text{ kNm}$$

$$\text{mak } |Q| = (0.60 \times 2.13 + 0.617 \times 2.00) \times 0.83 = 2.085 \text{ kN}$$



Şekil 4.8 : İnce cidarlı Eğilme Elemanı

$$b'' = 6 \text{ cm}$$

$$\frac{b''}{t} = \frac{6}{0.1} = 60 \leq 45 \sqrt{\frac{2.35}{\sigma_F}} = 45 \sqrt{\frac{2.35}{2.2}} = 46.5 \quad (4.5)$$

Kalın cidarlı hesap yapılamaz.

$$b' = b'' - t = 6 - 0.1 = 5.9 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{5.9}{0.1} = 59 < 500$$

$$d_g' = 3\sqrt{2} \cdot t = 4.14 \text{ cm}$$

$$\frac{d_g'}{t} = \frac{4.14}{1} = 41.4 < 150 \text{ İnce cidarlı hesap yapılabilir.}$$

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

$$\frac{b'}{t} = \frac{5.9}{0.1} = 59 < 1.64 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} = 1.64 \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 65.4 \quad (4.6)$$

$$\text{Etkin genişlik} = b_e = b' = 5.9 \text{ cm}$$

1 m genişlikde 5 nervür vardır, ağırlık merkezinden sapma yoktur.

$$I_e = I_a = 17.57 \text{ cm}^4$$

$$W_e = \frac{I_e}{d_a/2} = \frac{17.57}{3/2} = 11.71 \text{ cm}^3 \quad (4.7)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_e} = \frac{27.9}{11.71} = 2.38 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 13.2 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.8)$$

$$\tau = \frac{Q}{A_k} = \frac{20.85}{2(3-2 \times 0.1) 0.1 \times 5} = 7.45 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.9)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2.38^2 + 3 \times 7.45^2} = 13.12 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \sigma_F = 16.5 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.10)$$

4.1.3.5. Karma Plakta Taşıma Gücü Kontrolleri (1 m genişlik için) :

$$q = 4.13 + 5.00 = 9.13 \text{ kN/m}$$

$$q^* = 1.7 q = 1.7 \times 9.13 = 15.52 \text{ kN/m} \quad (4.11)$$

$$\text{mak}|M| = \frac{q^* x l^2}{8} = \frac{15.52 \times 2.5^2}{8} = 12.13 \text{ kNm} = 1213 \text{ kNcm}$$

$$\text{mak}|Q| = \frac{q^* x l}{2} = \frac{15.52 \times 2.5}{2} = 19.40 \text{ kN} = 19.40 \text{ kN}$$

$$Z = \alpha_a \sigma_F A_s = 1.00 \times 22 \times 11.2 = 246.4 \text{ kN} \quad (4.12)$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \sigma_{br} (100\text{cm})} = \frac{246.4}{0.70 \times 30 \times 100} = 0.117 \text{ cm} \leq \begin{cases} d_0 = 7 \text{ cm} \\ d_s/2 = 4.25 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.13)$$

Kesit tarafından taşınabilecek en büyük moment = M_u

$$M_u = Z (d_s - \frac{y}{2}) = 246.4 (8.50 - \frac{0.117}{2}) = 2080 \text{ kNcm} \quad (4.14)$$

$$\max |M| = 213 \text{ kNcm} < M_u = 2080 \text{ kNcm} \quad \text{Kesit güvenli}$$

Kesit tarafından taşınabilecek en büyük kesme kuvveti = Q_u

$$Q_u = b_0 \times d_s \times \tau_{br} + 2 \times t \times d_a \times 0.52 \times \sigma_F \quad (4.15)$$

$$Q_u = 11.0 \times 8.50 \times 0.03 + 2 \times 0.1 \times 3.0 \times 0.52 \times 22 = 9.67 \text{ kN/Nervür}$$

$$Q_u = \frac{100}{20} 9.67 = 48.35 \text{ kN}$$

$$\max |Q| = 19.40 \text{ kN} < Q_u = 48.35 \text{ kN} \quad \text{Kesit güvenli}$$

4.1.3.6. Şehim Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \text{ (Binalarda)} \quad (4.17)$$

$$b^* = 100 / (2n) = 100 / 14.0 = 7.14 \text{ cm} \quad (4.18)$$

$$A_b = b^* \times d_0 = 7.14 \times 7.0 = 49.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.20 \text{ cm}^2$$

$$y_0 = \frac{A_b \frac{d_0}{2} + A_s \times (d_0 + \frac{d_a}{2})}{A_b + A_s} \quad (4.19)$$

$$y_0 = \frac{49.98 \frac{7}{2} + 11.20 \times (7 + \frac{3}{2})}{49.98 + 11.20} = 4.42 \text{ cm}$$

$$y_u = 10 - 4.42 = 5.58 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b^* \times d_0^3}{12} + A_b (y_0 - d_0/2)^2 + I_a + A_s (y_u - d_a/2)^2 \quad (4.20)$$

$$I_x = \frac{7.14 \times 7^3}{12} + 49.98 (4.42 - 7/2)^2 + 17.57 + 11.20 (5.58 - 3/2)^2$$

$$I_x = 204.10 + 42.31 + 17.57 + 186.44 = 450.42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^* \times l^4}{E \times I_x} \quad (4.21)$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{15.52 \times 2.50^4}{21 \times 10^7 \times 450.42 \times 10^{-8}} = 0.00833 \text{ m} = 0.833 \text{ cm} \leq \frac{1}{300} = 0.833$$

4.1.4. Kompozit Döşeme Kirişleri Boyutlandırmaları

4.1.4.1. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 1

Tip 1 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 1 ~ 7, 10, 29

Malzeme Özellikleri :

St52 :

Elastisite Modülü = $E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$

Akma Sınırı Mukavemeti = $\sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$

Çekme Emniyet Gerilmesi (H Yükleme) = $\sigma_{\text{çem}} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$

Kayma Emniyet Gerilmesi (H Yükleme) = $\tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2$

C25 :

Elastisite Modülü = $E_c = 3000 \text{ kN/cm}^2$

Basınç Mukavemeti (Silindir Numune) = $f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$

Basınç Mukavemeti (Küp Numune) = $f_{ck-1} = 30000 \text{ kN/m}^2$

Kesit Özellikleri :

IPN450 :

Kesit Alanı = $A = 147 \text{ cm}^2 = 0.0147 \text{ m}^2$

Atalet Momenti = $I_x = 45850 \text{ cm}^4$

Açıklık = $L_{\text{mak}} = 1159 \text{ cm}$

Kiriş Aralığı = $l_x = 2.50 \text{ m}$

Yük:

Kendi ağırlığı = $A \times 78.5 = 0.0147 \times 78.5 = 1.15 \text{ kN/m}$

Kaplama Yüğü = 2.000 kN/m^2 $2.000 \times 2.5 = 5.00 \text{ kN/m}$

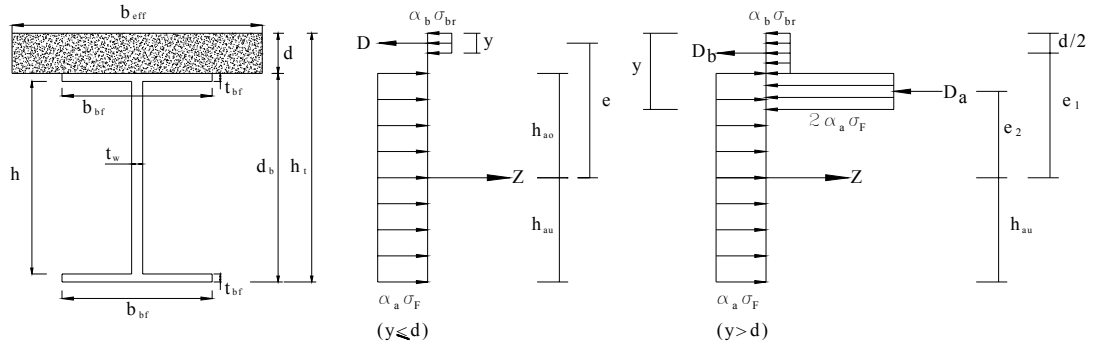
Trapez Panel = 2.500 kN/m^2 $2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m}$

Hareketli Yüğü = 5.000 kN/m^2 $5.000 \times 2.5 = 12.50 \text{ kN/m}$

+

Toplam yüğü = $q = 24.90 \text{ kN/m}$

4.1.4.1.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :



Şekil 4.9 : Kesit Geometrik Özellikleri, Gerilme Diyagramları ve İç Kuvvetler

$$M = q \times L^2 / 8 = 24.90 \times 11.59^2 / 8 = 418.09 \text{ kNm} = 41809 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 1159 / 4 = 290 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{\text{bf}} = 16 \times 10 + 17 = 177 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{\text{eff}} = 177 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = v = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 147 = 5292 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{ck} \times b_{\text{eff}}) \quad (4.25)$$

$$y = 5292 / (0.74 \times 25000 \times 1.77)$$

$$y = 0.162 \text{ m} = 16.2 \text{ cm} > d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = t_{bf} + (A / 2 - b_{bf} \times t_{bf}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{ao} = 2.43 + (147 / 2 - 17 \times 2.43) / 1.62 = 22.5 \text{ cm}$$

$$h_{au} = d_b - h_{ao} = 45 - 22.5 = 22.5 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla Altında :

$$D_b = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times d = 0.74 \times 25000 \times 1.77 \times 0.1 = 3275 \text{ kN} \quad (4.28)$$

$$D_a = Z - D_b = 5292 - 3275 = 2017 \text{ kN} \quad (4.29)$$

$$F_{ad} = D_a / (2 \times \alpha_a \times \sigma_a) = 2017 / (2 \times 1.0 \times 36.00) = 28.0 \text{ cm}^2 \quad (4.30)$$

$$y_a = F_{ad} / b_{ao} = 28.0 / 17 = 1.65 \text{ cm} < t_{bf} = 2.43 \text{ cm} \quad (4.31)$$

$$y_a \leq t_{bf}$$

$$y = d + y_a = 10 + 1.65 = 11.65 \text{ cm} \quad (4.32)$$

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = D_b \times e_1 + D_a \times e_2 \quad (4.33)$$

$$M_u = D_b \times (h_{ao} + d / 2) + D_a \times (h_{ao} - y_a / 2) \quad (4.34)$$

$$M_u = 3275 \times (22.5 + 10 / 2) + 2017 \times (22.5 - 1.65 / 2)$$

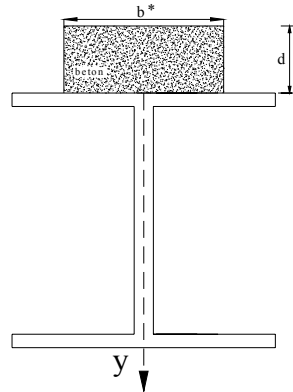
$$M_u = 132116 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = M_u / v = 132116 / 2.00 = 66058 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

Kesitteki En Büyük Moment = $M = 41809 \text{ kNcm}$

$$M_{mak} = 66058 \text{ kNcm} > M = 41809 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.1.2. Sehim Hesabı :



Şekil 4.10 : Sehim Hesabı Serbest Cisim Diyagramı

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \quad (\text{Binalarda}) \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{eff} / (2n) = 177 / 14.0 = 12.64 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{bf} \times t_{bf}^2/2) + (h \times t_w (t_{bf} + h/2)) + (b_{bf} \times t_{bf} (h + t_{bf} + t_{bf}/2) - (b^* \times d^2/2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(17 \times 2.43^2/2) + (40.14 \times 1.62 (2.43 + 40.14/2))]}{147 + 12.64 \times 10} + \frac{[(17 \times 2.43 \times (40.14 + 2.43 + 2.43/2) - (12.64 \times 10^2/2))]}{147 + 12.64 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[50.2 + 1463.1 + 1808.8 - 632.0]}{273.4}$$

$$y_{G1} = \frac{2690.1}{273.4}$$

$$y_{G1} = 9.84 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b^* \times d^3/12) + (b^* \times d \times (d/2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \times (d_b/2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (12.64 \times 10^3/12) + (12.64 \times 10 \times (10/2 + 9.84)^2) + 45850 + (147 \times (45/2 - 9.84)^2)$$

$$I_{x-k} = 1053 + 27836 + 45850 + 23560$$

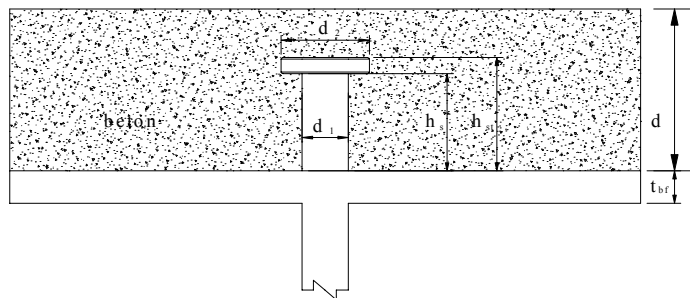
$$I_{x-k} = 98299 \text{ cm}^4$$

Sehim = f

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{24.90 \times 11.59^4}{21 \times 10^7 \times 98299 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0282 \text{ m} = 2.82 \text{ cm} = L / 410 \leq L / 300 = 3.86 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.1.3. Kayma Elemanları Hesabı :



Şekil 4.11 : Kayma Elemanları Serbest Cisim Diyagramı

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamaların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-1} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 30000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 5292 \text{ kN}$$

$$D_b = 3275 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = \max (Z ; D_b) = 5292 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 5292 / (0.875 \times 95.8) = 63 \text{ adet}$$

$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 1159 / 64 = 18.10 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.4.2. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 2

Tip 2 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 1 ~ 7, 10, 29, 45, 51

Kesit Özellikleri :

IPN360 :

$$\text{Kesit Alanı} = A = 970 \text{ cm}^2 = 0.00970 \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet Momenti} = I_x = 19610 \text{ cm}^4$$

$$\text{Açıklık} = L_{\text{mak}} = 919 \text{ cm}$$

$$\text{Kiriş Aralığı} = l_x = 2.50 \text{ m}$$

Yük:

$$\text{Kendi ağırlığı} = \dots\dots\dots A \times 78.5 = 0.00970 \times 78.5 = 0.77 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kaplama Yüğü} = 2.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.000 \times 2.5 = 5.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Trapez Panel} = 2.500 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hareketli Yüğü} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 5.000 \times 2.5 = 12.50 \text{ kN/m}$$

+

$$\text{Toplam yüğü} = q = 24.52 \text{ kN/m}$$

4.1.4.2.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :

$$M = q \times L^2 / 8 = 24.52 \times 9.19^2 / 8 = 258.85 \text{ kNm} = 25886 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 919 / 4 = 230 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{\text{bf}} = 16 \times 10 + 14.3 = 174.3 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{\text{eff}} = 174 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = \gamma = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 97.5 = 3510 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff}) \quad (4.25)$$

$$y = 3510 / (0.74 \times 25000 \times 1.74)$$

$$y = 0.109 \text{ m} = 10.9 \text{ cm} > d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = t_{bf} + (A / 2 - b_{bf} \times t_{bf}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{ao} = 1.95 + (97.5 / 2 - 14.3 \times 1.95) / 1.3 = 18 \text{ cm}$$

$$h_{au} = d_b - h_{ao} = 36 - 18 = 18 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla Altında :

$$D_b = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times d = 0.74 \times 25000 \times 1.74 \times 0.1 = 3219 \text{ kN} \quad (4.28)$$

$$D_a = Z - D_b = 3510 - 3219 = 291 \text{ kN} \quad (4.29)$$

$$F_{ad} = D_a / (2 \times \alpha_a \times \sigma_a) = 291 / (2 \times 1.0 \times 36.00) = 4.0 \text{ cm}^2 \quad (4.30)$$

$$y_a = F_{ad} / b_{ao} = 4.0 / 14.3 = 0.28 \text{ cm} < t_{bf} = 1.95 \text{ cm} \quad (4.31)$$

$$y_a \leq t_{bf}$$

$$y = d + y_a = 10 + 0.28 = 10.28 \text{ cm} \quad (4.32)$$

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = D_b \times e_1 + D_a \times e_2 \quad (4.33)$$

$$M_u = D_b \times (h_{ao} + d / 2) + D_a \times (h_{ao} - y_a / 2)$$

$$M_u = 3219 \times (18 + 10 / 2) + 291 \times (18 - 0.28 / 2)$$

$$M_u = 79234 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = M_u / v = 79234 / 2.00 = 39617 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

Kesitteki En büyük Moment = $M = 25886 \text{ kNcm}$

$$M_{mak} = 39617 \text{ kNcm} > M = 25886 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.2.2. Sehim Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \text{ (Binalarda)} \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{eff} / (2n) = 174 / 14.0 = 12.43 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{bf} \times t_{bf}^2/2) + (h \times t_w (t_{bf} + h/2)) + (b_{bf} \times t_{bf} (h + t_{bf} + t_{bf}/2) - (b^* \times d^2/2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(14.3 \times 1.95^2/2) + (32.1 \times 1.3(1.95 + 32.1/2))]}{97.5 + 12.43 \times 10} + \frac{[(14.3 \times 1.95 \times (32.1 + 1.95 + 1.95/2) - (12.43 \times 10^2/2))]}{97.5 + 12.43 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[27.2 + 751.1 + 976.7 - 622.0]}{221.8}$$

$$y_{G1} = \frac{1133.0}{221.8}$$

$$y_{G1} = 5.11 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b^* \times d^3/12) + (b^* \times d \times (d/2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \times (d_b/2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (12.43 \times 10^3/12) + (12.43 \times 10 \times (10/2 + 5.11)^2) + 19610 + (97.5 \times (36/2 - 5.11)^2)$$

$$I_{x-k} = 1036 + 12705 + 19610 + 16199$$

$$I_{x-k} = 49550 \text{ cm}^4$$

Sehim = f

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{24.52 \times 9.19^4}{21 \times 10^7 \times 49550 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0218 \text{ m} = 2.18 \text{ cm} = L / 421 \leq L / 300 = 3.06 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.2.3. Kayma Elemanları Hesabı :

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-l} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 3000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 3510 \text{ kN}$$

$$D_b = 3219 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = \max (Z ; D_b) = 3510 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 3510 / (0.875 \times 95.8) = 42 \text{ adet}$$

$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 919 / 43 = 21.4 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.4.3. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 3

Tip 3 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 8, 9, 11 ~ 41

Kesit Özellikleri :

IPN400 :

$$\text{Kesit Alanı} = A = 118 \text{ cm}^2 = 0.0118 \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet Momenti} = I_x = 29210 \text{ cm}^4$$

$$\text{Açıklık} = L_{mak} = 1179 \text{ cm}$$

$$\text{Kiriş Aralığı} = l_x = 2.50 \text{ m}$$

Yük:

$$\begin{array}{rcl}
\text{Kendi ağırlığı} & = & \dots\dots\dots A \times 78.5 = 0.0118 \times 78.5 = 0.93 \text{ kN/m} \\
\text{Kaplama Yüğü} & = & 1.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 1.000 \times 2.5 = 2.50 \text{ kN/m} \\
\text{Trapez Panel} & = & 2.500 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m} \\
\text{Hareketli Yüğü} & = & 3.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 3.000 \times 2.5 = 7.50 \text{ kN/m} \\
& & + \\
& & \hline
\text{Toplam yüğü} & = & q = 17.18 \text{ kN/m}
\end{array}$$

4.1.4.3.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :

$$M = q \times L^2 / 8 = 17.18 \times 11.79^2 / 8 = 298.51 \text{ kNm} = 29851 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 1179 / 4 = 295 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{\text{bf}} = 16 \times 10 + 15.5 = 175.5 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{\text{eff}} = 175 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = \gamma = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 118.3 = 4259 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}}) \quad (4.25)$$

$$y = 4259 / (0.74 \times 25000 \times 1.75)$$

$$y = 0.132 \text{ m} = 13.2 \text{ cm} > d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{\text{ao}} = t_{\text{bf}} + (A / 2 - b_{\text{bf}} \times t_{\text{bf}}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{\text{ao}} = 2.16 + (118.3 / 2 - 15.5 \times 2.16) / 1.44 = 20 \text{ cm}$$

$$h_{\text{au}} = d_b - h_{\text{ao}} = 40 - 20 = 20 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla Altında :

$$D_b = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times d = 0.74 \times 25000 \times 1.75 \times 0.1 = 3238 \text{ kN} \quad (4.28)$$

$$D_a = Z - D_b = 4259 - 3238 = 1021 \text{ kN} \quad (4.29)$$

$$F_{ad} = D_a / (2 \times \alpha_a \times \sigma_a) = 1021 / (2 \times 1.0 \times 36.00) = 14.2 \text{ cm}^2 \quad (4.30)$$

$$y_a = F_{ad} / b_{ao} = 14.2 / 15.5 = 0.92 \text{ cm} < t_{bf} = 2.43 \text{ cm} \quad (4.31)$$

$$y_a \leq t_{bf}$$

$$y = d + y_a = 10 + 0.92 = 10.92 \text{ cm} \quad (4.32)$$

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = D_b \times e_1 + D_a \times e_2 \quad (4.33)$$

$$M_u = D_b \times (h_{ao} + d / 2) + D_a \times (h_{ao} - y_a / 2) \quad (4.34)$$

$$M_u = 3238 \times (20 + 10 / 2) + 1021 \times (20 - 0.92 / 2)$$

$$M_u = 100900 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = M_u / \nu = 100900 / 2.00 = 50450 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

Kesitteki En büyük Moment = $M = 29851 \text{ kNcm}$

$$M_{mak} = 50450 \text{ kNcm} > M = 29851 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.3.2. Sehîm Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \quad (\text{Binalarda}) \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{eff} / (2n) = 175 / 14.0 = 12.50 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{bf} \times t_{bf}^2 / 2) + (h \times t_w (t_{bf} + h / 2)) + (b_{bf} \times t_{bf} (h + t_{bf} + t_{bf} / 2) - (b^* \times d^2 / 2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(15.5 \times 2.16^2 / 2) + (35.68 \times 1.44 (2.16 + 35.68 / 2))]}{118.3 + 12.50 \times 10} + \frac{[(15.5 \times 2.16 \times (35.68 + 2.16 + 2.16 / 2) - (12.50 \times 10^2 / 2))]}{118.3 + 12.50 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[36.2 + 1027.6 + 1303.0 - 625.0]}{243.3}$$

$$y_{G1} = \frac{1741.8}{243.3}$$

$$y_{G1} = 7.16 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b \cdot x \cdot d^3 / 12) + (b \cdot x \cdot d \cdot (d/2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \cdot x \cdot (d_b/2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (12.50 \times 10^3 / 12) + (12.50 \times 10 \times (10/2 + 7.16)^2) + 29210 + (118.3 \times (40/2 - 7.16)^2)$$

$$I_{x-k} = 1042 + 18483 + 29210 + 19504$$

$$I_{x-k} = 68239 \text{ cm}^4$$

Sehim = f

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{17.18 \times 11.79^4}{21 \times 10^7 \times 68239 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0301 \text{ m} = 3.01 \text{ cm} = L / 392 \leq L / 300 = 3.93 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.3.3. Kayma Elemanları Hesabı :

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamaların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-l} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 3000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 4259 \text{ kN}$$

$$D_b = 3238 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = \max (Z ; D_b) = 4259 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 4259 / (0.875 \times 95.8) = 51 \text{ adet}$$

$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 1179 / 52 = 22.70 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.4.4. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 4

Tip 4 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 8, 9, 11 ~ 44, 47, 49, 50

Kesit Özellikleri :

IPN320 :

$$\text{Kesit Alanı} = A = 77.7 \text{ cm}^2 = 0.00777 \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet Momenti} = I_x = 12510 \text{ cm}^4$$

$$\text{Açıklık} = L_{mak} = 959 \text{ cm}$$

$$\text{Kiriş Aralığı} = l_x = 2.50 \text{ m}$$

Yük:

$$\text{Kendi ağırlığı} = \dots\dots\dots A \times 78.5 = 0.00777 \times 78.5 = 0.61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kaplama Yüğü} = 1.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 1.000 \times 2.5 = 2.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Trapez Panel} = 2.500 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hareketli Yüğü} = 3.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 3.000 \times 2.5 = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{r} + \\ \hline \end{array}$$

$$\text{Toplam yüğü} = q = 16.86 \text{ kN/m}$$

4.1.4.4.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :

$$M = q \times L^2 / 8 = 16.86 \times 9.59^2 / 8 = 193.13 \text{ kNm} = 19313 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 959 / 4 = 240 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{\text{bf}} = 16 \times 10 + 13.1 = 173.1 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{\text{eff}} = 173 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = \nu = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 78.1 = 2812 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}}) \quad (4.25)$$

$$y = 2812 / (0.74 \times 25000 \times 1.73)$$

$$y = 0.088 \text{ m} = 8.8 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{\text{ao}} = t_{\text{bf}} + (A / 2 - b_{\text{bf}} \times t_{\text{bf}}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{\text{ao}} = 1.73 + (78.1 / 2 - 13.1 \times 1.73) / 1.15 = 16 \text{ cm}$$

$$h_{\text{au}} = d_b - h_{\text{ao}} = 32 - 16 = 16 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla İçinde :

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = Z \times e \quad (4.40)$$

$$M_u = Z \times (h_{\text{ao}} + d - y / 2) \quad (4.41)$$

$$M_u = 2812 \times (16 + 10 - 8.8 / 2)$$

$$M_u = 60739 \text{ kNcm}$$

$$M_{\text{mak}} = M_u / \nu = 60739 / 2.00 = 30370 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

Kesitteki En büyük Moment = M = 19313 kNcm

$$M_{\text{mak}} = 30370 \text{ kNcm} > M = 19313 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.4.2. Sehim Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \quad (\text{Binalarda}) \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{\text{eff}} / (2n) = 173 / 14.0 = 12.36 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{\text{bf}} \times t_{\text{bf}}^2 / 2) + (h \times t_w (t_{\text{bf}} + h/2)) + (b_{\text{bf}} \times t_{\text{bf}} (h + t_{\text{bf}} + t_{\text{bf}}/2) - (b^* \times d^2 / 2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(13.1 \times 1.73^2 / 2) + (28.54 \times 1.15 (1.73 + 28.54/2))]}{78.1 + 12.36 \times 10} + \frac{[(13.1 \times 1.73 \times (28.54 + 1.73 + 1.73/2) - (12.36 \times 10^2 / 2))]}{78.1 + 12.36 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[19.6 + 525.1 + 705.6 - 618.0]}{201.7}$$

$$y_{G1} = \frac{632.3}{201.7}$$

$$y_{G1} = 3.13 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b^* \times d^3 / 12) + (b^* \times d \times (d/2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \times (d_b/2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (12.36 \times 10^3 / 12) + (12.36 \times 10 \times (10/2 + 3.13)^2) + 12510 + (78.1 \times (32/2 - 3.13)^2)$$

$$I_{x-k} = 1030 + 8170 + 12510 + 12936$$

$$I_{x-k} = 34646 \text{ cm}^4$$

Sehim = f

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{16.86 \times 9.59^4}{21 \times 10^7 \times 34646 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0254 \text{ m} = 2.54 \text{ cm} = L / 377 \leq L / 300 = 3.19 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.4.3. Kayma Elemanları Hesabı :

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamaların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-l} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 3000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 2812 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = Z = 2812 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 2812 / (0.875 \times 95.8) = 34 \text{ adet}$$

$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 959 / 35 = 27.4 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.4.5. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 5

Tip 5 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 44, 45, 47, 49

Kesit Özellikleri :

IPN200 :

$$\text{Kesit Alanı} = A = 33.4 \text{ cm}^2 = 0.00334 \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet Momenti} = I_x = 2140 \text{ cm}^4$$

$$\text{Açıklık} = L_{\text{mak}} = 431 \text{ cm}$$

$$\text{Kiriş Aralığı} = l_x = 2.50 \text{ m}$$

Yük:

$$\text{Kendi ağırlığı} = \dots\dots\dots A \times 78.5 = 0.00334 \times 78.5 = 0.27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kaplama Yüğü} = 1.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 1.000 \times 2.5 = 2.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Trapez Panel} = 2.500 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hareketli Yüğü} = 3.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 3.000 \times 2.5 = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{r} + \\ \hline \text{Toplam yüğü} = q = 16.52 \text{ kN/m} \end{array}$$

4.1.4.5.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :

$$M = q \times L^2 / 8 = 16.52 \times 4.31^2 / 8 = 38.36 \text{ kNm} = 3836 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 431 / 4 = 108 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{\text{bf}} = 16 \times 10 + 9 = 169 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{\text{eff}} = 108 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = \nu = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 33.7 = 1213 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}}) \quad (4.25)$$

$$y = 1213 / (0.74 \times 25000 \times 1.08)$$

$$y = 0.061 \text{ m} = 6.1 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = t_{bf} + (A / 2 - b_{bf} \times t_{bf}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{ao} = 1.13 + (33.7 / 2 - 9 \times 1.13) / 1.15 = 10 \text{ cm}$$

$$h_{au} = d_b - h_{ao} = 20 - 10 = 10 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla İçinde :

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = Z \times e \quad (4.40)$$

$$M_u = Z \times (h_{ao} + d - y / 2) \quad (4.41)$$

$$M_u = 1213 \times (10 + 10 - 6.1 / 2)$$

$$M_u = 20560 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = M_u / \nu = 20560 / 2.00 = 10280 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

Kesitteki En büyük Moment = $M = 3836 \text{ kNcm}$

$$M_{mak} = 10280 \text{ kNcm} > M = 3836 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.5.2. Sehim Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \quad (\text{Binalarda}) \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{eff} / (2n) = 108 / 14.0 = 7.72 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{bf} \times t_{bf}^2 / 2) + (h \times t_w (t_{bf} + h / 2)) + (b_{bf} \times t_{bf} (h + t_{bf} + t_{bf} / 2) - (b^* \times d^2 / 2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(9 \times 1.13^2 / 2) + (17.76 \times 0.75 (1.13 + 17.76 / 2))]}{33.7 + 7.72 \times 10} + \frac{[(9 \times 1.13 \times (17.76 + 1.13 + 1.13 / 2) - (7.72 \times 10^2 / 2))]}{33.7 + 7.72 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[5.7 + 133.3 + 197.9 - 386.0]}{110.9}$$

$$y_{G1} = \frac{-49.1}{110.9}$$

$$y_{G1} = -0.44 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b^* \times d^3 / 12) + (b^* \times d \times (d/2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \times (d_b/2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (7.72 \times 10^3 / 12) + (7.72 \times 10 \times (10/2 - 0.44)^2) + 2140 + (33.7 \times (20/2 + 0.44)^2)$$

$$I_{x-k} = 643 + 1605 + 2140 + 3673$$

$$I_{x-k} = 8061 \text{ cm}^4$$

Sehim = f

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{16.52 \times 4.31^4}{21 \times 10^7 \times 8061 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0044 \text{ m} = 0.44 \text{ cm} = L / 985 \leq L / 300 = 1.44 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.5.3. Kayma Elemanları Hesabı :

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-l} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 3000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 1213 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = Z = 1213 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 1213 / (0.875 \times 95.8) = 15 \text{ adet}$$

$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 431 / 16 = 26.9 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.4.6. Kompozit Döşeme Hesabı Tip 6

Tip 6 kompozit döşemelerinin bulunduğu kat numaraları : 49, 51, 52, 53

Kesit Özellikleri :

IPN500 :

$$\text{Kesit Alanı} = A = 179 \text{ cm}^2 = 0.0179 \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet Momenti} = I_x = 68740 \text{ cm}^4$$

$$\text{Açıklık} = L_{mak} = 1540 \text{ cm}$$

$$\text{Kiriş Aralığı} = l_x = 2.50 \text{ m}$$

Yük:

$$\text{Kendi ağırlığı} = \dots\dots\dots A \times 78.5 = 0.0179 \times 78.5 = 1.42 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kaplama Yüğü} = 1.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 1.000 \times 2.5 = 2.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Trapez Panel} = 2.500 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 2.500 \times 2.5 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hareketli Yüğü} = 3.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots 3.000 \times 2.5 = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$\begin{array}{r} + \\ \hline \text{Toplam yüğü} = q = 17.67 \text{ kN/m} \end{array}$$

4.1.4.6.1. Kompozit Kesit Pozitif Moment Taşıma Kapasitesi Hesabı :

$$M = q \times L^2 / 8 = 17.67 \times 15.40^2 / 8 = 523.83 \text{ kNm} = 52383 \text{ kNcm}$$

54. kat kolonları 53. kat IPN500 kirişlerine, bu kirişlerin mesnet noktalarından 1.55 m ilerde basmakta ve bu noktalardan $N = 77.3$ kN kuvvet aktarmaktadır. Bu kuvvetin doğurduğu ek moment 119.81 kNm = 11981 kNcm dir.

$$M = 52383 + 11981 = 64364 \text{ kNcm}$$

Çalışan Tabla Genişliği Hesabı :

$$b_{eff} \leq \begin{cases} l_x = 250 \text{ cm} \\ L / 4 = 1540 / 4 = 385 \text{ cm} \\ 16 \times d + b_{bf} = 16 \times 10 + 18.5 = 178.5 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.22)$$

$$b_{eff} = 178 \text{ cm}$$

Azaltıcı Katsayılar :

$$\alpha_a = 1.0$$

$$\alpha_b = 0.74$$

$$\text{Güvenlik Katsayısı} = v = 2.00$$

$$Z = \alpha_a \times \sigma_a \times A = 1.0 \times 36.00 \times 180.2 = 6487 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$D = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times y \quad (4.24)$$

$$y = Z / (\alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff}) \quad (4.25)$$

$$y = 6487 / (0.74 \times 25000 \times 1.78)$$

$$y = 0.197 \text{ m} = 19.7 \text{ cm} > d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = t_{bf} + (A / 2 - b_{bf} \times t_{bf}) / t_w \quad (4.26)$$

$$h_{ao} = 2.70 + (180.2 / 2 - 18.5 \times 2.70) / 1.80 = 25 \text{ cm}$$

$$h_{au} = d_b - h_{ao} = 50 - 25 = 25 \text{ cm} \quad (4.27)$$

Tarafsız Eksen Tabla Altında :

$$D_b = \alpha_b \times f_{ck} \times b_{eff} \times d = 0.74 \times 25000 \times 1.78 \times 0.1 = 3293 \text{ kN} \quad (4.28)$$

$$D_a = Z - D_b = 6487 - 3293 = 3194 \text{ kN} \quad (4.29)$$

$$F_{ad} = D_a / (2 \times \alpha_a \times \sigma_a) = 3194 / (2 \times 1.0 \times 36.00) = 44.4 \text{ cm}^2 \quad (4.30)$$

$$y_a = F_{ad} / b_{ao} = 44.4 / 18.5 = 2.40 \text{ cm} < t_{bf} = 2.70 \text{ cm} \quad (4.31)$$

$$y_a \leq t_{bf}$$

$$y = d + y_a = 10 + 2.40 = 12.40 \text{ cm} \quad (4.32)$$

Kesitin Taşıyabileceği En Büyük Moment = M_u

$$M_u = D_b \times e_1 + D_a \times e_2 \quad (4.33)$$

$$M_u = D_b \times (h_{ao} + d / 2) + D_a \times (h_{ao} - y_a / 2) \quad (4.34)$$

$$M_u = 3293 \times (25 + 10 / 2) + 3194 \times (25 - 2.40 / 2)$$

$$M_u = 174807 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = M_u / v = 174807 / 2.00 = 87403 \text{ kNcm} \quad (4.35)$$

$$\text{Kesitteki En büyük Moment} = M = 64364 \text{ kNcm}$$

$$M_{mak} = 87403 \text{ kNcm} > M = 64364 \text{ kNcm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.6.2. Sehim Hesabı :

$$n = E_s / E_c = 21000 / 3000 = 7.0 \quad (4.16)$$

$$2n = 2 \times 7.0 = 14.0 \quad (\text{Binalarda}) \quad (4.17)$$

$$b^* = b_{eff} / (2n) = 178 / 14.0 = 12.71 \text{ cm} \quad (4.18)$$

Ağırlık Merkezi Hesabı:

$$y_{G1} = \frac{[(b_{bf} \times t_{bf}^2 / 2) + (h \times t_w (t_{bf} + h / 2)) + (b_{bf} \times t_{bf} (h + t_{bf} + t_{bf} / 2) - (b^* \times d^2 / 2))]}{A + b^* \times d} \quad (4.36)$$

$$y_{G1} = \frac{[(18.5 \times 2.70^2 / 2) + (44.6 \times 1.80 (2.70 + 44.6 / 2))]}{180.2 + 12.71 \times 10} + \frac{[(18.5 \times 2.70 \times (44.6 + 2.70 + 2.70 / 2) - (12.71 \times 10^2 / 2))]}{180.2 + 12.71 \times 10}$$

$$y_{G1} = \frac{[67.4 + 2007.0 + 2430.1 - 635.0]}{307.3}$$

$$y_{G1} = \frac{3869.5}{307.3}$$

$$y_{G1} = 12.59 \text{ cm}$$

Kompozit Döşeme Atalet Momenti Hesabı :

$$I_{x-k} = (b^* \times d^3 / 12) + (b^* \times d \times (d / 2 + y_{G1})^2) + I_{x-kiriş} + (A \times (d_b / 2 - y_{G1})^2) \quad (4.37)$$

$$I_{x-k} = (12.71 \times 10^3 / 12) + (12.71 \times 10 \times (10 / 2 + 12.59)^2) + 68740 + (180.2 \times (50 / 2 - 12.59)^2)$$

$$I_{x-k} = 1059 + 39325 + 68740 + 27752$$

$$I_{x-k} = 136876 \text{ cm}^4$$

$$\text{Sehim} = f$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E_s \times I_{x-k}} = \frac{5}{384} \times \frac{17.67 \times 15.40^4}{21 \times 10^7 \times 136876 \times 10^{-8}} \quad (4.38)$$

$$f = 0.0448 \text{ m} = 4.48 \text{ cm}$$

$$\text{Tekil yükün doğurduğu ek sehım} = 0.0048 \text{ m} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_t = 4.48 + 0.48 = 4.96 \text{ cm} = L / 311 \leq L / 300 = 5.13 \text{ cm} \quad (\text{Kesit güvenli})$$

4.1.4.6.3. Kayma Elemanları Hesabı :

$$h_s = 6 \text{ cm}$$

$$h_{st} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_{bf} = 2 \times 2.43 = 4.86 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_1 = 2.2 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4.2 \text{ cm}$$

Başlıklı Saplamaların Birbirlerinden Uzaklıkları Hesabı :

$$\text{Enine Doğrultuda} \quad e \geq 4 \times d_1 = 4 \times 2.2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\text{Boyuna Doğrultuda} \quad e \geq 5 \times d_1 = 5 \times 2.2 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 3 \times d = 3 \times 10.0 = 30.0 \text{ cm}$$

$$e \leq 60.0 \text{ cm}$$

$$h_{st} / d_1 = 3.0 \quad \text{ise } \alpha = 0.85$$

$$h_{st} / d_1 \geq 4.2 \quad \text{ise } \alpha = 1.00$$

$$h_{st} / d_1 = 7 / 2.2 = 3.2 \quad \alpha = 0.875 \quad (h_{st} / d_1 = 3.2 \text{ için lineer interpolasyon yapıldı})$$

Başlıklı Saplamanın Taşıma Gücü = H_{lu}

$$H_{lu} = 0.25 \times \alpha \times d_1^2 \times \sqrt{f_{ck-1} \times E_c} \quad (4.39)$$

$$\left. \begin{aligned} H_{lu} &= 0.25 \times 0.875 \times 2.2^2 \times \sqrt{3 \times 3000} = 100.5 \text{ kN} \\ H_{lu-mak} &= 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_a = 0.55 \times 2.2^2 \times 36.00 = 95.8 \text{ kN} \end{aligned} \right\} H_{lu} = 95.8 \text{ kN}$$

$$Z = 6487 \text{ kN}$$

$$D_b = 3293 \text{ kN}$$

$$\text{Kayma Kuvveti} = H = \max (Z ; D_b) = 6487 \text{ kN}$$

$$\text{Gerekli Saplama Sayısı} = n = H / (\alpha \times H_{lu}) = 6487 / (0.875 \times 95.8) = 77 \text{ adet}$$

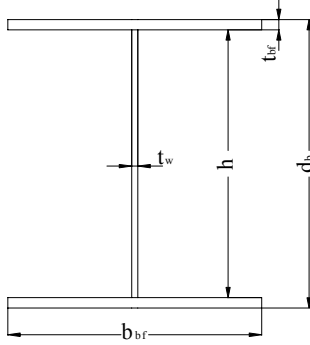
$$\text{Saplama Aralığı} = L / (n + 1) = 1540 / 78 = 19.74 \text{ cm}$$

Saplama Aralığı 20 cm dir.

4.1.5. Kat Kirişleri Boyutlandırılmaları

4.1.5.1. Kiriş Kesit Hesabı Tip 1 :

Tip 1 HEB900 kiriş kesiti 1~11 katlarında bulunmaktadır.



Şekil 4.12 : I Kiriş Kesit Boyutları

4.1.5.1.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB900 : } d_b = 90.00 \quad t_w = 1.85 \quad W_x = 10980 \text{ cm}^3$$

4.1.5.1.2. G + Q Yükleme için Kesit Hesabı :

$$M_x = 177513 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{177513}{10980} = 16.16 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.1.3. G + Q + E_{mak} Yükleme için Kesit Hesabı :

$$M_x = 362537 \text{ kNcm} \quad V_x = 1501 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{362537}{10980} = 32.99 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 36.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = x \text{ yönü kesme alanı} \quad (4.43)$$

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 90.00 \times 1.85 = 166.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{px} = x \text{ yönü kesme kuvveti kapasitesi} \quad (4.44)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 166.5 = 3596 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 1501 / 3596 = 0.417 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.1.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 207253 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{207253}{10980} = 18.88 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.2. Kiriş Kesit Hesabı Tip 2 :

Tip 2 HEB600 kiriş kesiti 1~11 katlarında bulunmaktadır.

4.1.5.2.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB600 : } d_b = 60.00 \quad t_w = 1.55 \quad W_x = 5701 \text{ cm}^3$$

4.1.5.2.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 10077 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10077}{5701} = 1.77 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.2.3. G + Q + E_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 111809 \text{ kNcm} \quad V_x = 894 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{111809}{5701} = 19.61 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.2.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 60.00 \times 1.55 = 93.0 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 93.0 = 2009 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$V_x/V_{px} = 894 / 2009 = 0.445 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.2.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 18861 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{18861}{5701} = 3.31 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.3. Kiriş Kesit Hesabı Tip 3 :

Tip 3 HEB550 kiriş kesiti 12~21 katlarında bulunmaktadır.

4.1.5.3.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB550 :} \quad d_b = 55.00 \quad t_w = 1.50 \quad W_x = 4971 \text{ cm}^3$$

4.1.5.3.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 10490 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10490}{4971} = 2.11 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.3.3. G + Q + E_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 102498 \text{ kNcm} \quad V_x = 693 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{102498}{4971} = 20.61 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.3.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 55.00 \times 1.50 = 82.5 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 93.0 = 2009 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$V_x / V_{px} = 894 / 2009 = 0.445 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.3.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 18861 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{18861}{5701} = 3.31 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.4. Kiriş Kesit Hesabı Tip 4 :

Tip 4 HEB500 kiriş kesiti 22~31 katlarında bulunmaktadır.

4.1.5.4.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB500 : } d_b = 50.00 \quad t_w = 1.45 \quad W_x = 4287 \text{ cm}^3$$

4.1.5.4.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 10077 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10077}{5701} = 1.77 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.4.3. G + Q + E_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 111809 \text{ kNcm} \quad V_x = 894 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{111809}{5701} = 19.61 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.4.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 60.00 \times 1.55 = 93.0 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 93.0 = 1782 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$V_x / V_{px} = 693 / 1782 = 0.389 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.4.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 18293 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{18293}{4971} = 3.68 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.5. Kiriş Kesit Hesabı Tip 5 :

Tip 5 HEB450 kiriş kesiti 32~41 katlarında bulunmaktadır.

4.1.5.5.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB450 :} \quad d_b = 45.00 \quad t_w = 1.40 \quad W_x = 3551 \text{ cm}^3$$

4.1.5.5.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 11286 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{11286}{3551} = 3.18 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.5.3. G + Q + E_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 61036 \text{ kNcm} \quad V_x = 385 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{61086}{3551} = 17.20 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.5.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 45.00 \times 1.40 = 63.0 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 63.0 = 1360 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$V_x / V_{px} = 385 / 1360 = 0.283 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.5.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 23474 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{23474}{3551} = 6.61 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.6. Kiriş Kesit Hesabı Tip 6 :

Tip 6 HEB400 kiriş kesiti 42~51 katlarında bulunmaktadır.

4.1.5.6.1. Kesit Özellikleri :

$$\text{HEB400 :} \quad d_b = 40.00 \quad t_w = 1.35 \quad W_x = 2884 \text{ cm}^3$$

4.1.5.6.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 8646 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{8646}{2884} = 2.99 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.6.3. G + Q + E_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 70639 \text{ kNcm} \quad V_x = 434 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{70639}{2884} = 24.49 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.5.6.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$A_{kx} = d_b \times t_w = 40.00 \times 1.35 = 54.0 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 54.0 = 1166 \text{ kN} \quad (4.44)$$

$$V_x / V_{px} = 434 / 1166 = 0.372 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.5.6.5. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_x = 12206 \text{ kNcm}$$

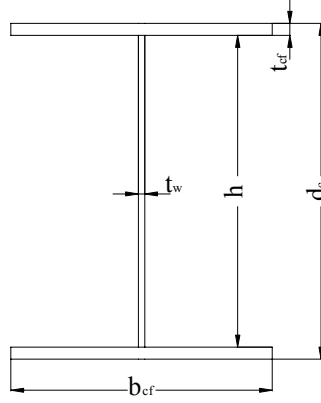
$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} = \frac{12206}{2884} = 4.24 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.1.6. Kolon Boyutlandırmaları :

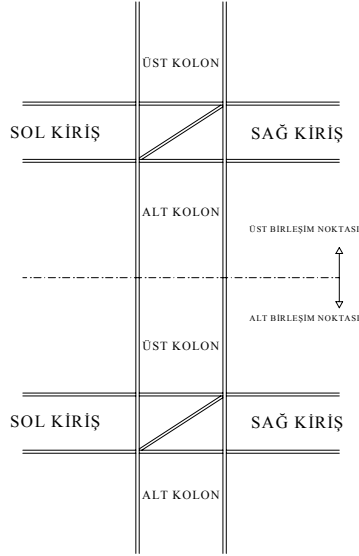
4.1.6.1. Kolon Kesit Hesabı Tip 1 :

Tip 1 (HE1000X393) kolon kesiti 1~11 katlarında bulunmaktadır.

4.1.6.1.1. Kat 1 HE1000X393 Kolonları için Hesap :



Şekil 4.13 : I Kolon Kesit Boyutları



Şekil 4.14 : Birleşim Noktası Rijitliği Hesap Şeması

4.1.6.1.1.1. Kesit Özellikleri :

HE1000X393 :

$$d_c = 101.60 \text{ cm} \quad h = 92.82 \text{ cm} \quad t_w = 2.44 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.30 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.39 \text{ cm}$$

$$A = 500.2 \text{ cm}^2 \quad W_x = 15900 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1353 \text{ cm}^3 \quad I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad I_y = 20500 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 40.18 \text{ cm} \quad r_y = 6.40 \text{ cm} \quad L = 340 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası temele bağlantıdır ve ankastre alınacaktır. $G_2 = 1.000$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HE1000X393 :

$$I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad L = 310 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

I_c = Kolon atalet momenti

S_c = Kolon boyu

I_g = Kiriş atalet momenti

S_g = Kiriş boyu

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{807700}{340} + \frac{807700}{310}}{2 \times \frac{171000}{350}} = 5.098 \quad (4.45)$$

G_1 = Hesap yapılan kolon için üst birleşim noktası rijitliği

G_2 = Hesap yapılan kolon için alt birleşim noktası rijitliği

$K = G_1$ ve G_2 ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.706$$

L = Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu} - \text{Kiriş yüksekliği} = 340 - 60 = 280 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.706 \times 280 = 478 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 280 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{478}{40.18} = 12 \quad (4.47)$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{280}{6.40} = 44$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.22$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.30 \times 4.39 + \frac{1}{3} \frac{92.82 \times 2.44}{2} = 170.8 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.39 \times 30.30^3}{12} = 10177 \text{ cm}^4 \quad (4.49)$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

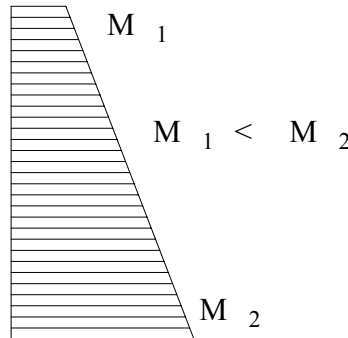
$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{10177}{170.8}} = 7.72 \text{ cm} \quad (4.50)$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 280 / 7.72 = 37 \quad (4.51)$$

4.1.6.1.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 26 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 947 \text{ kNcm} \quad N = 5957 \text{ kN} \quad M_y = 132 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.15 : C_b Hesabı İçin Moment Değişim Grafiği 1

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.52)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{26}{947} \right) + 0.30 \times \left(\frac{26}{947} \right)^2 = 1.72$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x, M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.72}{36000}} = 120 \quad (4.53)$$

σ_a = Çeliğin akma mukavemeti = 36000 N/cm²

σ_u = Çeliğin kopma mukavemeti = 51000 N/cm²

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{5957}{500.2} = 11.91 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = 21.60 / 1.22 = 17.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{\text{bx}}; \sigma_{\text{by}} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 947 / 15900 = 0.06 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 26 / 1353 = 0.10 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{\text{Bx}}; \sigma_{\text{By}} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 37^2}{9 \times 10^8 \times 1.72} \right] \times 36000 = 22853 \text{ N/cm}^2 = 22.85 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.72}{280 \frac{101.6}{170.8}} = 8674 \text{ N/cm}^2 = 8.67 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{\text{ex}}'; \sigma_{\text{ey}}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ex}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{12^2} = 57569 \text{ N/cm}^2 = 575.72 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{ey}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{44^2} = 4282 \text{ N/cm}^2 = 42.81 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\sigma_1/\sigma_{em} = \sigma_{eb}/\sigma_{bem}$$

$$\sigma_2/\sigma_{em} = \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} \quad (4.59)$$

$$\sigma_3/\sigma_{em} = \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{11.91}{17.70} + \frac{0.85 \times 0.06}{(1 - \frac{11.91}{575.72}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.10}{(1 - \frac{11.91}{42.81}) 21.60}$$

$$0.673 + 0.002 + 0.005 = 0.680 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

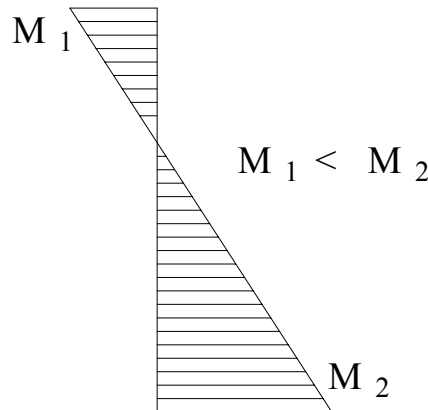
$$\frac{11.91}{21.60} + \frac{0.06}{21.60} + \frac{0.10}{21.60}$$

$$0.551 + 0.003 + 0.005 = 0.559 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 13413 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 149480 \text{ kNcm} \quad N = 5930 \text{ kN}$$

$$V_x = 500 \text{ kN} \quad V_y = 12 \text{ kN} \quad M_y = 3507 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.16 : C_b Hesabı İçin Moment Değişim Grafiği 2

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{13413}{149480} \right) + 0.30 \times \left(\frac{13413}{149480} \right)^2 = 1.85$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman sözkonusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.85}{36000}} = 124 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{5930}{500.2} = 11.86 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.22 = 23.55 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 149480 / 15900 = 9.40 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 3507 / 1353 = 2.59 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 37^2}{9 \times 10^8 \times 1.85} \right] \times 36000 = 22853 \text{ N/cm}^2 = 22.85 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.85}{280 \frac{101.6}{170.8}} = 9330 \text{ N/cm}^2 = 9.33 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.64)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ex}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{12^2} = 57569 \text{ N/cm}^2 = 575.72 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{ey}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{44^2} = 4282 \text{ N/cm}^2 = 42.81 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{11.86}{23.55} + \frac{0.85 \times 9.40}{(1 - \frac{11.86}{575.72}) 22.85} + \frac{0.85 \times 2.59}{(1 - \frac{11.86}{42.81}) 28.73}$$

$$0.503 + 0.357 + 0.106 = 0.966 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.65)$$

$$\frac{11.86}{28.73} + \frac{9.40}{22.85} + \frac{2.59}{28.73}$$

$$0.413 + 0.411 + 0.090 = 0.914 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 101.60 \times 2.44 = 247.9 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı (4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.30 \times 4.39) = 221.7 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 247.9 = 5355 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi (4.67)

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 221.7 = 4789 \text{ kN}$$

$$V_x / V_{px} = 500 / 5355 = 0.093 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y / V_{py} = 12 / 4789 = 0.003 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 6880 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 7863 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 5240 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 4986 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{mak} = 7863 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 1.33 \times 36.00 \times 500.2 = 18007 \text{ kN} \quad (4.68)$$

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 23.55 \times 500.2 = 20026 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 7863/18007 = 0.437 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 7863/20026 = 0.392 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 2223 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 26440 \text{ kNcm} \quad N = 4241 \text{ kN} \quad M_y = 525 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{2223}{26440} \right) + 0.30 \times \left(\frac{2223}{26440} \right)^2 = 1.84$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.84}{36000}} = 124 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{4241}{500.2} = 8.48 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.22 = 20.36 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 26440 / 15900 = 1.66 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 525 / 1353 = 0.39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx}^1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a$$

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 37^2}{9 \times 10^8 \times 1.84} \right] \times 36000 = 22853 \text{ N/cm}^2 = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.84}{280 \frac{101.6}{170.8}} = 9280 \text{ N/cm}^2 = 9.28 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.70)$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 1.15(0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 22.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{12^2} = 57569 \text{ N/cm}^2 = 575.72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{44^2} = 4282 \text{ N/cm}^2 = 42.81 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{8.48}{20.36} + \frac{0.85 \times 1.66}{(1 - \frac{8.48}{575.72}) 22.85} + \frac{0.85 \times 0.39}{(1 - \frac{8.48}{42.81}) 24.84}$$

$$0.416 + 0.064 + 0.017 = 0.497 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{8.48}{24.84} + \frac{1.66}{22.85} + \frac{0.39}{24.84}$$

$$0.341 + 0.073 + 0.016 = 0.430 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.2. Kat 6 HE1000X393 Kolonları için Hesap :

4.1.6.1.2.1. Kesit Özellikleri :

HE1000X393 :

$$d_c = 101.60 \text{ cm} \quad h = 92.82 \text{ cm} \quad t_w = 2.44 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.30 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.39 \text{ cm}$$

$$A = 500.2 \text{ cm}^2 \quad W_x = 15900 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1353 \text{ cm}^3 \quad I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad I_y = 20500 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 40.18 \text{ cm} \quad r_y = 6.40 \text{ cm} \quad L = 450 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HE1000X393 :

$$I_x = 87700 \text{ cm}^4 \quad L = 450 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HE1000X393 :

$$I_x = 87700 \text{ cm}^4 \quad L = 450 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = G_2 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{2 \times \frac{87700}{450}}{2 \times \frac{171000}{350}} = 3.674 \quad (4.45)$$

$K = G_1$ ve G_2 ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.970$$

L = Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu} - \text{Kiriş yüksekliği} = 450 - 60 = 390 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.970 \times 390 = 768 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 390 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{768}{40.18} = 19 \quad (4.47)$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{390}{6.40} = 61$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.41$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.30 \times 4.39 + \frac{1}{3} \frac{92.82 \times 2.44}{2} = 170.8 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.39 \times 30.30^3}{12} = 10177 \text{ cm}^4 \quad (4.49)$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{10177}{170.8}} = 7.72 \text{ cm} \quad (4.50)$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky}/r_{yb} = 390 / 7.72 = 51 \quad (4.51)$$

4.1.6.1.2.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 5670 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 6790 \text{ kNcm} \quad N = 4385 \text{ kN} \quad M_y = 1352 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}}\right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}}\right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{5670}{6790}\right) + 0.30 \times \left(\frac{5670}{6790}\right)^2 = 2.84$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x, M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{4385}{500.2} = 8.77 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = 21.60 / 1.41 = 15.32 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}, \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 6790 / 15900 = 0.43 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 1352 / 1353 = 1.00 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{Bx}; \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\sigma_{Bx}^1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a$$

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 51^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22371 \text{ N/cm}^2 = 22.37 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{390 \frac{101.6}{170.8}} = 8328 \text{ N/cm}^2 = 8.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 22.37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}'; \sigma_{ey}' \rightarrow$ (x - x) ve (y - y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{61^2} = 22279 \text{ N/cm}^2 = 22.28 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{8.77}{15.32} + \frac{0.85 \times 0.43}{(1 - \frac{8.77}{229.64}) 21.60} + \frac{0.85 \times 1.00}{(1 - \frac{8.77}{22.28}) 21.60}$$

$$0.572 + 0.018 + 0.065 = 0.655 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{8.77}{21.60} + \frac{0.43}{21.60} + \frac{1.00}{21.60}$$

$$0.406 + 0.020 + 0.046 = 0.472 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.2.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 84870 \text{ kNcm} & M_{x2} &= 139933 \text{ kNcm} & N &= 5592 \text{ kN} \\ V_x &= 576 \text{ kN} & V_y &= 6 \text{ kN} & M_y &= 1733 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{84870}{139933} \right) + 0.30 \times \left(\frac{84870}{139933} \right)^2 = 2.50$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{5592}{500.2} = 11.18 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.41 = 20.37 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 139933 / 15900 = 8.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 1733 / 1353 = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 51^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22371 \text{ N/cm}^2 = 22.37 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{390 \frac{101.6}{170.8}} = 8328 \text{ N/cm}^2 = 8.33 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.64)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 22.37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.33(0.6 \sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 22.37 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.33 \times (0.6 \sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{61^2} = 22279 \text{ N/cm}^2 = 22.28 \text{ kN/cm}^2$$
(4.58)

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}})} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}})} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}})}$$
(4.60)

$$\frac{11.18}{20.37} + \frac{0.85 \times 8.80}{(1 - \frac{11.18}{229.64})22.37} + \frac{0.85 \times 1.28}{(1 - \frac{11.18}{22.28})28.73}$$

$$0.549 + 0.351 + 0.076 = 0.976 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}$$
(4.65)

$$\frac{11.18}{28.73} + \frac{8.80}{22.37} + \frac{1.28}{28.73}$$

$$0.389 + 0.393 + 0.044 = 0.826 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.2.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 101.60 \times 2.44 = 247.9 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı (4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.30 \times 4.39) = 221.7 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 247.9 = 5355 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 221.7 = 4789 \text{ kN}$$

$$V_x / V_{px} = 576 / 5355 = 0.108 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y / V_{py} = 6 / 4789 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.2.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi

Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 5866 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 6702 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 4376 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 4381 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 6702 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 500.2 = 18007 \text{ kN}$$

(4.68)

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 20.37 \times 500.2 = 17321 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 6702/18007 = 0.372 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 6702/17321 = 0.387 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.2.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 10637 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 20526 \text{ kNcm} \quad N = 4544 \text{ kN} \quad M_y = 2378 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{10637}{20526} \right) + 0.30 \times \left(\frac{10637}{20526} \right)^2 = 2.37$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{4544}{500.2} = 9.08 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.41 = 17.62 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bx} &= M_{x2} / W_x = 20526 / 15900 = 1.29 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} &= M_y / W_y = 2378 / 1353 = 1.76 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.56)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 51^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22371 \text{ N/cm}^2 = 22.37 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{390 \frac{101.6}{170.8}} = 8328 \text{ N/cm}^2 = 8.33 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.70)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx} &= \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 22.37 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx \text{ mak}} &= 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 22.37 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{By} &= 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{61^2} = 22279 \text{ N/cm}^2 = 22.28 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.58)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{9.08}{17.62} + \frac{0.85 \times 1.29}{(1 - \frac{9.08}{229.64}) 22.37} + \frac{0.85 \times 1.76}{(1 - \frac{9.08}{22.28}) 24.84}$$

$$0.515 + 0.052 + 0.102 = 0.669 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{9.08}{24.84} + \frac{1.29}{22.37} + \frac{1.76}{24.84}$$

$$0.366 + 0.058 + 0.071 = 0.495 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.3. Kat 11 HE1000X393 Kolonları için Hesap :

4.1.6.1.3.1. Kesit Özellikleri :

HE1000X393 :

$$d_c = 101.60 \text{ cm} \quad h = 92.82 \text{ cm} \quad t_w = 2.44 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.30 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.39 \text{ cm}$$

$$A = 500.2 \text{ cm}^2 \quad W_x = 15900 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1353 \text{ cm}^3 \quad I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad I_y = 20500 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 40.18 \text{ cm} \quad r_y = 6.40 \text{ cm} \quad L = 480 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HEM550 :

$$I_x = 198000 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HE1000X393 :

$$I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad L = 400 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{198000}{370} + \frac{807700}{480}}{2 \times \frac{171000}{350}} = 2.269 \quad (4.45)$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{807700}{480} + \frac{807700}{400}}{2 \times \frac{171000}{350}} = 3.789 \quad (4.45)$$

$K = G_1$ ve G_2 ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.814$$

L = Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu} - \text{Kiriş yüksekliği} = 480 - 60 = 420 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.814 \times 420 = 762 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 420 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{762}{40.18} = 19$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{420}{6.40} = 66$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.51$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.30 \times 4.39 + \frac{1}{3} \frac{92.82 \times 2.44}{2} = 170.8 \text{ cm}^2$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.39 \times 30.30^3}{12} = 10177 \text{ cm}^4$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{10177}{170.8}} = 7.72 \text{ cm}$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 420 / 7.72 = 55$$

4.1.6.1.3.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 12751 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 12798 \text{ kNcm} \quad N = 3674 \text{ kN} \quad M_y = 1108 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{12751}{12798} \right) + 0.30 \times \left(\frac{12751}{12798} \right)^2 = 3.09$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x; M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik

doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{3674}{500.2} = 7.35 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = 21.60 / 1.51 = 14.30 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}; \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{bx} &= M_{x2} / W_x = 12798 / 15900 = 0.81 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} &= M_y / W_y = 1108 / 1353 = 0.82 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.56)$$

$\sigma_{Bx}; \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 55^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22106 \text{ N/cm}^2 = 22.11 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{420 \frac{101.6}{170.8}} = 7732 \text{ N/cm}^2 = 7.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 22.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}'; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\begin{aligned} \sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{7.35}{14.30} + \frac{0.85 \times 0.81}{(1 - \frac{7.35}{229.64})21.60} + \frac{0.85 \times 0.82}{(1 - \frac{7.35}{19.03})21.60}$$

$$0.513 + 0.033 + 0.054 = 0.600 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{7.35}{21.60} + \frac{0.81}{21.60} + \frac{0.82}{21.60}$$

$$0.341 + 0.038 + 0.038 = 0.417 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.3.3. G + Q + Emak Yükleme için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 156688 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 173873 \text{ kNcm} \quad N = 4840 \text{ kN}$$

$$V_x = 816 \text{ kN} \quad V_y = 5 \text{ kN} \quad M_y = 970 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{156688}{173873} \right) + 0.30 \times \left(\frac{156688}{173873} \right)^2 = 2.89$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{4840}{500.2} = 9.67 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.51 = 19.03 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 173873 / 15900 = 10.93 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 970 / 1353 = 0.71 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\
&= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 55^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22106 \text{ N/cm}^2 = 22.11 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{420 \frac{101.6}{170.8}} = 7732 \text{ N/cm}^2 = 7.73 \text{ kN/cm}^2
\end{aligned} \tag{4.64}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{Bx} &= \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 22.11 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{Bx \text{ mak}} &= 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 22.11 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{By} &= 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2
\end{aligned} \tag{4.58}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \tag{4.60}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{9.67}{19.03} + \frac{0.85 \times 10.93}{(1 - \frac{9.67}{229.64}) 22.11} + \frac{0.85 \times 0.71}{(1 - \frac{9.67}{19.03}) 28.73} \\
&0.508 + 0.439 + 0.043 = 0.990 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}
\end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \tag{4.65}$$

$$\begin{aligned}
&\frac{9.67}{28.73} + \frac{10.93}{22.11} + \frac{0.71}{28.73} \\
&0.337 + 0.494 + 0.024 = 0.855 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}
\end{aligned}$$

4.1.6.1.3.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 101.60 \times 2.44 = 247.9 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı

(4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.30 \times 4.39) = 221.7 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 247.9 = 5355 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

(4.67)

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 221.7 = 4789 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 816 / 5355 = 0.152 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y/V_{py} = 5 / 4789 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.3.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 4430 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 4821 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 2689 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 3080 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 4821 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 500.2 = 18007 \text{ kN}$$

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

(4.68)

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 18.78 \times 500.2 = 15969 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 4821/18007 = 0.268 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 4821/15969 = 0.302 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.1.3.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 15123 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 17942 \text{ kNcm} \quad N = 3445 \text{ kN} \quad M_y = 2049 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{15123}{17942} \right) + 0.30 \times \left(\frac{15123}{17942} \right)^2 = 3.86$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{3445}{500.2} = 6.89 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.51 = 16.45 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 17942 / 15900 = 1.13 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 2049 / 1353 = 1.51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 55^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 22106 \text{ N/cm}^2 = 22.11 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{420 \frac{101.6}{170.8}} = 7732 \text{ N/cm}^2 = 7.73 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.70)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 22.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.15(0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 22.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ex}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{19^2} = 229639 \text{ N/cm}^2 = 229.64 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{\text{ey}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{C_{\text{mx}} \times \sigma_{\text{bx}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ex}}}) \sigma_{\text{Bx}}} + \frac{C_{\text{my}} \times \sigma_{\text{by}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ey}}}) \sigma_{\text{By}}} \quad (4.60)$$

$$\frac{6.89}{16.45} + \frac{0.85 \times 1.13}{(1 - \frac{6.89}{229.64})22.11} + \frac{0.85 \times 1.51}{(1 - \frac{6.89}{19.03})24.84}$$

$$0.419 + 0.045 + 0.081 = 0.545 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{6.89}{24.84} + \frac{1.13}{22.11} + \frac{1.51}{24.84}$$

$$0.277 + 0.051 + 0.061 = 0.389 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.2. Kolon Kesit Hesabı Tip 2 :

Tip 2 (HEM550) kolon kesiti 12~21 katlarında bulunmaktadır.

4.1.6.2.1. Kat 12 HEM550 Kolonları için Hesap :

4.1.6.2.1.1. Kesit Özellikleri :

HEM550 :

$$d_c = 57.20 \text{ cm} \quad h = 49.20 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.60 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A = 354.4 \text{ cm}^2 \quad W_x = 6923 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1252 \text{ cm}^3 \quad I_x = 198000 \text{ cm}^4 \quad I_y = 19160 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 23.64 \text{ cm} \quad r_y = 7.35 \text{ cm} \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HEM550 :

$$I_x = 198000 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HE1000X393 :

$$I_x = 807700 \text{ cm}^4 \quad L = 480 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB550 :

$$I_x = 136700 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB600 :

$$I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{198000}{370} + \frac{198000}{370}}{2 \times \frac{136700}{350}} = 1.370 \quad (4.45)$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c} = \frac{198000}{370} + \frac{807700}{480}}{\sum \frac{I_g}{S_g} = 2 \times \frac{171000}{350}} = 2.269 \quad (4.45)$$

K = G₁ ve G₂ ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı
K = 1.535

L= Kolon temiz boyu

L= Kolon boyu-Kiriş yüksekliği = 370 - 55 = 315 cm

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

S_{kx} = K x L = 1.535 x 315 = 483 cm

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

S_{ky} = L = 315 cm

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{483}{23.64} = 21 \quad (4.47)$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{315}{7.35} = 43$$

ω = Burkulma sayısı

ω = 1.21

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.60 \times 4.00 + \frac{1}{3} \frac{49.20 \times 2.10}{2} = 139.6 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.00 \times 30.60^3}{12} = 9551 \text{ cm}^4 \quad (4.49)$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{9551}{139.6}} = 8.27 \text{ cm} \quad (4.50)$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 315 / 8.27 = 38 \quad (4.51)$$

4.1.6.2.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 5916 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 6828 \text{ kNcm} \quad N = 3549 \text{ kN} \quad M_y = 836 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{5916}{6828} \right) + 0.30 \times \left(\frac{5916}{6828} \right)^2 = 2.88$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x, M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

$\lambda_{\text{mak}} =$ Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$\sigma_{\text{bem}} =$ Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{3549}{354.4} = 10.01 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = 21.60 / 1.21 = 17.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}, \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 6828 / 6923 = 0.99 \text{ kN/cm}^2$$
$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 836 / 1252 = 0.67 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$\sigma_{Bx}; \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\sigma_{Bx}^1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a$$

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{315 \frac{57.20}{139.6}} = 14969 \text{ N/cm}^2 = 14.97 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}'; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{21^2} = 187982 \text{ N/cm}^2 = 187.98 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{10.01}{17.85} + \frac{0.85 \times 0.99}{(1 - \frac{10.01}{187.98}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.67}{(1 - \frac{10.01}{44.84}) 21.60}$$

$$0.561 + 0.041 + 0.034 = 0.636 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{10.01}{21.60} + \frac{0.99}{21.60} + \frac{0.67}{21.60}$$

$$0.463 + 0.046 + 0.031 = 0.540 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.2.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 66534 \text{ kNcm} & M_{x2} &= 81223 \text{ kNcm} & N &= 4287 \text{ kN} \\ V_x &= 515 \text{ kN} & V_y &= 4 \text{ kN} & M_y &= 586 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{66534}{81223} \right) + 0.30 \times \left(\frac{66534}{81223} \right)^2 = 2.81$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{4287}{354.4} = 12.09 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.21 = 23.75 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 81223 / 6923 = 11.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 586 / 1252 = 0.48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{315 \frac{57.20}{139.6}} = 14969 \text{ N/cm}^2 = 14.97 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.64)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{21^2} = 187982 \text{ N/cm}^2 = 187.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2$$
(4.58)

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}}$$
(4.60)

$$\frac{12.09}{23.75} + \frac{0.85 \times 11.73}{(1 - \frac{12.09}{187.98}) 23.10} + \frac{0.85 \times 0.48}{(1 - \frac{12.09}{44.84}) 28.73}$$

$$0.509 + 0.462 + 0.019 = 0.990 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}$$
(4.65)

$$\frac{12.09}{28.73} + \frac{11.73}{23.10} + \frac{0.48}{28.73}$$

$$0.421 + 0.507 + 0.017 = 0.945 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.2.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 57.20 \times 2.10 = 120.1 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı (4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.60 \times 4.00) = 204.0 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 120.1 = 2594 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 204.0 = 4406 \text{ kN}$$

$$V_x / V_{px} = 515 / 2594 = 0.198 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y / V_{py} = 4 / 4406 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.2.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi

Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 4291 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 4650 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 2605 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 2965 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 4650 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{\text{cp}} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 354.4 = 12758 \text{ kN}$$

(4.68)

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{\text{bp}} = 1.7 \times \sigma_{\text{bem}} \times A = 1.7 \times 23.75 \times 354.4 = 14309 \text{ kN}$$

$$N/N_{\text{cp}} = 4650/12758 = 0.364 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{\text{bp}} = 4650/14309 = 0.325 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.2.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 6422 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 8080 \text{ kNcm} \quad N = 3325 \text{ kN} \quad M_y = 827 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{6422}{8080} \right) + 0.30 \times \left(\frac{6422}{8080} \right)^2 = 2.77$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{3325}{354.4} = 9.38 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.21 = 20.53 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 8080 / 6923 = 1.17 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 827 / 1252 = 0.66 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{315 \frac{57.20}{139.6}} = 14967 \text{ N/cm}^2 = 14.97 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.70)$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 1.15(0.6\sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{21^2} = 187982 \text{ N/cm}^2 = 187.98 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{9.38}{20.53} + \frac{0.85 \times 1.17}{(1 - \frac{9.38}{187.98}) 23.10} + \frac{0.85 \times 0.66}{(1 - \frac{9.38}{44.84}) 24.84}$$

$$0.406 + 0.045 + 0.029 = 0.480 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{9.38}{24.84} + \frac{1.17}{23.10} + \frac{0.66}{24.84}$$

$$0.377 + 0.051 + 0.026 = 0.454 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.3. Kolon Kesit Hesabı Tip 3 :

Tip 3 (HEM450) kolon kesiti 22~31 katlarında bulunmaktadır.

4.1.6.3.1. Kat 22 HEM450 Kolonları için Hesap :

4.1.6.3.1.1. Kesit Özellikleri :

HEM450 :

$$d_c = 47.80 \text{ cm} \quad h = 39.80 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.70 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A = 335.4 \text{ cm}^2 \quad W_x = 5501 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1260 \text{ cm}^3 \quad I_x = 131500 \text{ cm}^4 \quad I_y = 19340 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 19.80 \text{ cm} \quad r_y = 7.59 \text{ cm} \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HEM450 :

$$I_x = 131500 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HEM550 :

$$I_x = 198000 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB500 :

$$I_x = 107200 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB550 :

$$I_x = 136700 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{131500}{370} + \frac{131500}{370}}{2 \times \frac{107200}{350}} = 1.160 \quad (4.45)$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{131500}{370} + \frac{198000}{370}}{2 \times \frac{136700}{350}} = 1.140 \quad (4.45)$$

$K = G_1$ ve G_2 ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.361$$

L = Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu} - \text{Kiriş yüksekliği} = 370 - 50 = 320 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.361 \times 320 = 435 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 320 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{435}{19.80} = 22$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{320}{7.59} = 43$$
(4.47)

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.21$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.70 \times 4.00 + \frac{1}{3} \frac{39.80 \times 2.10}{2} = 136.7 \text{ cm}^2$$
(4.48)

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.00 \times 30.70^3}{12} = 9645 \text{ cm}^4$$
(4.49)

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{9645}{136.7}} = 8.40 \text{ cm}$$
(4.50)

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 320 / 8.40 = 38$$
(4.51)

4.1.6.3.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 4779 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 6486 \text{ kNcm} \quad N = 2365 \text{ kN} \quad M_y = 396 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2$$
(4.62)

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{4779}{6486} \right) + 0.30 \times \left(\frac{4779}{6486} \right)^2 = 2.65$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x; M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik

doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138$$
(4.53)

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{2365}{335.4} = 7.05 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = 21.60 / 1.21 = 17.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}, \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{bx} &= M_{x2} / W_x = 6486 / 5501 = 1.18 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} &= M_y / W_y = 396 / 1260 = 0.31 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.56)$$

$\sigma_{Bx}, \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{320 \frac{47.80}{136.7}} = 17266 \text{ N/cm}^2 = 17.27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}'; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{22^2} = 171281 \text{ N/cm}^2 = 171.28 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{7.05}{17.85} + \frac{0.85 \times 1.18}{(1 - \frac{7.05}{171.28}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.31}{(1 - \frac{7.05}{44.84}) 21.60}$$

$$0.395 + 0.048 + 0.015 = 0.458 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{7.05}{21.60} + \frac{1.18}{21.60} + \frac{0.31}{21.60}$$

$$0.326 + 0.055 + 0.014 = 0.395 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.3.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 53351 \text{ kNcm} & M_{x2} &= 74715 \text{ kNcm} & N &= 3320 \text{ kN} \\ V_x &= 469 \text{ kN} & V_y &= 3 \text{ kN} & M_y &= 624 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{53351}{74715} \right) + 0.30 \times \left(\frac{53351}{74715} \right)^2 = 2.65$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{3320}{335.4} = 9.90 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.21 = 23.75 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bx} &= M_{x2} / W_x = 74715 / 5501 = 13.58 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} &= M_y / W_y = 624 / 1260 = 0.49 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.56)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{320 \frac{47.80}{136.7}} = 17266 \text{ N/cm}^2 = 17.27 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.64)$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{22^2} = 171281 \text{ N/cm}^2 = 171.28 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{9.90}{23.75} + \frac{0.85 \times 13.58}{(1 - \frac{9.90}{171.28}) 23.10} + \frac{0.85 \times 0.49}{(1 - \frac{9.90}{44.84}) 28.73}$$

$$0.416 + 0.530 + 0.018 = 0.964 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.65)$$

$$\frac{9.90}{28.73} + \frac{13.58}{23.10} + \frac{0.49}{28.73}$$

$$0.344 + 0.588 + 0.017 = 0.949 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.3.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 49.80 \times 2.10 = 104.6 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı (4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.70 \times 4.00) = 204.7 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 104.6 = 2259 \text{ kN}$$

(4.67)

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 204.7 = 4422 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 469 / 2259 = 0.208 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y/V_{py} = 3 / 4422 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.3.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi

Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 3066 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 3043 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 2023 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 1996 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 3066 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 335.4 = 12074 \text{ kN}$$

(4.68)

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 23.75 \times 335.4 = 13542 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 3066 / 12074 = 0.254 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 3066 / 13542 = 0.226 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.3.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 4172 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 6000 \text{ kNcm} \quad N = 2184 \text{ kN} \quad M_y = 376 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{4172}{6000} \right) + 0.30 \times \left(\frac{4172}{6000} \right)^2 = 2.62$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{2184}{335.4} = 6.51 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.21 = 20.53 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 6000 / 5501 = 1.09 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 376 / 1260 = 0.30 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{Bx}^1 = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a$$

$$= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 38^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23095 \text{ N/cm}^2 = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{320 \frac{47.80}{136.7}} = 17266 \text{ N/cm}^2 = 17.27 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.70)$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 1.15(0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 23.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{22^2} = 171281 \text{ N/cm}^2 = 171.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}'}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}'}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{6.51}{20.53} + \frac{0.85 \times 1.09}{(1 - \frac{6.51}{171.28}) 23.10} + \frac{0.85 \times 0.30}{(1 - \frac{6.51}{44.84}) 24.84}$$

$$0.317 + 0.042 + 0.012 = 0.391 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{6.51}{24.84} + \frac{1.09}{23.10} + \frac{0.30}{24.84}$$

$$0.262 + 0.047 + 0.012 = 0.321 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.4. Kolon Kesit Hesabı Tip 4 :

Tip 4 (HEM400) kolon kesiti 32~41 katlarında bulunmaktadır.

4.1.6.4.1. Kat 32 HEM400 Kolonları için Hesap :

4.1.6.4.1.1. Kesit Özellikleri :

HEM400 :

$$d_c = 43.70 \text{ cm} \quad h = 35.70 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.70 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A = 325.8 \text{ cm}^2 \quad W_x = 4820 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1260 \text{ cm}^3 \quad I_x = 104100 \text{ cm}^4 \quad I_y = 19340 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 17.88 \text{ cm} \quad r_y = 7.70 \text{ cm} \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HEM400 :

$$I_x = 104100 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HEM450 :

$$I_x = 131500 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB450 :

$$I_x = 79890 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB500 :

$$I_x = 107200 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{104100}{370} + \frac{104100}{370}}{2 \times \frac{79890}{350}} = 1.233 \quad (4.45)$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{104100}{370} + \frac{131500}{370}}{2 \times \frac{107200}{350}} = 1.039 \quad (4.45)$$

K = G₁ ve G₂ ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.356$$

L= Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu-Kiriş yüksekliği} = 370 - 45 = 325 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.356 \times 325 = 441 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 325 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{441}{17.88} = 25 \quad (4.47)$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{325}{7.70} = 43$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.21$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 30.70 \times 4.00 + \frac{1}{3} \frac{35.70 \times 2.10}{2} = 135.5 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{4.00 \times 30.70^3}{12} = 9645 \text{ cm}^4 \quad (4.49)$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{9645}{135.3}} = 8.44 \text{ cm} \quad (4.50)$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 325 / 8.44 = 39 \quad (4.51)$$

4.1.6.4.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 5411 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 7677 \text{ kNcm} \quad N = 1643 \text{ kN} \quad M_y = 469 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{5411}{7677} \right) + 0.30 \times \left(\frac{5411}{7677} \right)^2 = 2.64$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman sözkonusu

$C_m \rightarrow M_x; M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{1643}{325.8} = 5.04 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = 21.60 / 1.21 = 17.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}; \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{bx} &= M_{x2} / W_x = 7677 / 4820 = 1.59 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{by} &= M_y / W_y = 469 / 1260 = 0.37 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.56)$$

$\sigma_{Bx}; \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{Bx}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{325 \frac{43.70}{135.3}} = 18405 \text{ N/cm}^2 = 18.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}'; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\begin{aligned} \sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{25^2} = 132640 \text{ N/cm}^2 = 132.64 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{5.04}{17.85} + \frac{0.85 \times 1.59}{(1 - \frac{5.04}{132.64})21.60} + \frac{0.85 \times 0.37}{(1 - \frac{5.04}{44.84})21.60}$$

$$0.282 + 0.065 + 0.016 = 0.363 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{5.04}{21.60} + \frac{1.59}{21.60} + \frac{0.37}{21.60}$$

$$0.233 + 0.074 + 0.017 = 0.324 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.4.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 49347 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 70741 \text{ kNcm} \quad N = 2206 \text{ kN}$$

$$V_x = 369 \text{ kN} \quad V_y = 3 \text{ kN} \quad M_y = 998 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{49347}{70741} \right) + 0.30 \times \left(\frac{49347}{70741} \right)^2 = 2.63$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{2206}{325.8} = 6.77 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.21 = 23.75 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 70741 / 4820 = 14.67 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 998 / 1260 = 0.79 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{325 \frac{43.70}{135.3}} = 18405 \text{ N/cm}^2 = 18.41 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.57)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx} &= \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx \text{ mak}} &= 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{By} &= 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{25^2} = 132640 \text{ N/cm}^2 = 132.64 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.58)$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \\ \frac{6.77}{23.75} + \frac{0.85 \times 14.67}{(1 - \frac{6.77}{132.64}) 23.05} + \frac{0.85 \times 0.79}{(1 - \frac{6.77}{44.84}) 28.73} \\ 0.285 + 0.570 + 0.028 = 0.883 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}\end{aligned}\quad (4.60)$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \\ \frac{6.77}{28.73} + \frac{14.67}{23.05} + \frac{0.79}{28.73} \\ 0.238 + 0.636 + 0.027 = 0.901 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}\end{aligned}\quad (4.61)$$

4.1.6.4.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

$$\begin{aligned}A_{kx} &= x \text{ yönü kesme alanı} \\ A_{kx} &= d_c \times t_w = 43.70 \times 2.10 = 91.8 \text{ cm}^2 \\ A_{ky} &= y \text{ yönü kesme alanı} \\ A_{ky} &= \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 30.70 \times 4.00) = 204.7 \text{ cm}^2\end{aligned}\quad (4.66)$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 91.8 = 1983 \text{ kN}$$

(4.67)

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 204.7 = 4422 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 369 / 1983 = 0.186 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y/V_{py} = 3 / 4422 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.4.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi

Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 1982 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 1836 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 1236 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 1080 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 1982 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 325.8 = 11728 \text{ kN}$$

(4.68)

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 23.75 \times 325.8 = 13154 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 1982/11728 = 0.169 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 1982/13154 = 0.151 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.4.1.6. G + Q + W_{mak} Yükleme için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 9203 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 14096 \text{ kNcm} \quad N = 1687 \text{ kN} \quad M_y = 633 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{9203}{14096} \right) + 0.30 \times \left(\frac{9203}{14096} \right)^2 = 2.56$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{1687}{325.8} = 5.18 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.21 = 20.53 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 14096 / 4820 = 2.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 633 / 1260 = 0.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Bx}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{Bx}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{325 \frac{43.70}{135.3}} = 18405 \text{ N/cm}^2 = 18.41 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.70)$$

$$\sigma_{Bx} = \text{Mak}(\sigma_{Bx}^1; \sigma_{Bx}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx \text{ mak}} = 1.15(0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{Bx} = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{25^2} = 132640 \text{ N/cm}^2 = 132.64 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{43^2} = 44835 \text{ N/cm}^2 = 44.84 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{5.18}{20.53} + \frac{0.85 \times 2.92}{(1 - \frac{5.18}{132.64}) 23.05} + \frac{0.85 \times 0.50}{(1 - \frac{5.18}{44.84}) 24.84}$$

$$0.252 + 0.112 + 0.019 = 0.385 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{5.18}{24.84} + \frac{2.92}{23.05} + \frac{0.50}{24.84}$$

$$0.209 + 0.127 + 0.020 = 0.356 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.5. Kolon Kesit Hesabı Tip 5 :

Tip 5 (HEM300) kolon kesiti 42~51 katlarında bulunmaktadır.

4.1.6.5.1. Kat 42 HEM300 Kolonları için Hesap :

4.1.6.5.1.1. Kesit Özellikleri :

HEM300 :

$$d_c = 34.00 \text{ cm} \quad h = 26.20 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 31.00 \text{ cm} \quad t_{cf} = 3.90 \text{ cm}$$

$$A = 303.1 \text{ cm}^2 \quad W_x = 3482 \text{ cm}^3 \quad W_y = 1252 \text{ cm}^3 \quad I_x = 59200 \text{ cm}^4 \quad I_y = 19400 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 13.98 \text{ cm} \quad r_y = 8.00 \text{ cm} \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası için üst kolon : HEM300 :

$$I_x = 59200 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası için alt kolon : HEM400 :

$$I_x = 104100 \text{ cm}^4 \quad L = 370 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB400 :

$$I_x = 57680 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : HEB450 :

$$I_x = 79890 \text{ cm}^4 \quad L = 350 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c} = \frac{59200}{370} + \frac{59200}{370}}{\sum \frac{I_g}{S_g} = 2 \times \frac{57680}{350}} = 0.971 \quad (4.45)$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c} = \frac{59200}{370} + \frac{104100}{370}}{\sum \frac{I_g}{S_g} = 2 \times \frac{79890}{350}} = 0.967 \quad (4.45)$$

K = G₁ ve G₂ ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.308$$

L = Kolon temiz boyu

L = Kolon boyu-Kiriş yüksekliği = $370 - 40 = 330$ cm

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.308 \times 330 = 432 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 330 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{432}{13.98} = 31$$
$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{330}{8.00} = 42 \quad (4.47)$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.20$$

F_b = Burkulma başlığı alanı

$$F_b = b_{cf} \times t_{cf} + \frac{1}{3} \frac{h \times t_w}{2} = 31.00 \times 3.90 + \frac{1}{3} \frac{26.20 \times 2.10}{2} = 130.0 \text{ cm}^2 \quad (4.48)$$

I_{yb} = Burkulma başlığı atalet momenti

$$I_{yb} = \frac{t_{cf} \times b_{cf}^3}{12} = \frac{3.90 \times 31.00^3}{12} = 9682 \text{ cm}^4 \quad (4.49)$$

r_{yb} = Burkulma başlığı atalet yarıçapı

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} = \sqrt{\frac{9682}{130.0}} = 8.63 \text{ cm} \quad (4.50)$$

λ_{yb} = Burkulma başlığı narinliği

$$\lambda_{yb} = S_{ky} / r_{yb} = 330 / 8.63 = 39 \quad (4.51)$$

4.1.6.5.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 4715 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 6052 \text{ kNcm} \quad N = 671 \text{ kN} \quad M_y = 406 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{4715}{6052}\right) + 0.30 \times \left(\frac{4715}{6052}\right)^2 = 2.75$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x; M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

$\lambda_{\text{mak}} =$ Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$\sigma_{\text{bem}} =$ Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{671}{303.1} = 2.21 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = 21.60 / 1.20 = 18.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{\text{bx}}; \sigma_{\text{by}} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{bx}} &= M_{x2} / W_x = 6052 / 3482 = 1.74 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{by}} &= M_y / W_y = 406 / 1252 = 0.33 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.56)$$

$\sigma_{\text{Bx}}; \sigma_{\text{By}} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.57)$$

$$\sigma_{\text{Bx}}^2 = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{330 \frac{34.00}{130.0}} = 22385 \text{ N/cm}^2 = 22.39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 0.6 \sigma_a = 0.6 \times 36.00 = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{ex}' ; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{31^2} = 86264 \text{ N/cm}^2 = 86.26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{42^2} = 46995 \text{ N/cm}^2 = 47.00 \text{ kN/cm}^2$$
(4.58)

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}}$$
(4.60)

$$\frac{2.21}{18.00} + \frac{0.85 \times 1.74}{(1 - \frac{2.21}{86.26}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.33}{(1 - \frac{2.21}{47.00}) 21.60}$$

$$0.123 + 0.070 + 0.050 = 0.243 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}$$
(4.61)

$$\frac{2.21}{21.60} + \frac{1.74}{21.60} + \frac{0.33}{21.60}$$

$$0.102 + 0.081 + 0.015 = 0.218 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.5.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 50501 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 64341 \text{ kNcm} \quad N = 1010 \text{ kN}$$

$$V_x = 348 \text{ kN} \quad V_y = 5 \text{ kN} \quad M_y = 658 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2$$
(4.62)

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{50501}{64341} \right) + 0.30 \times \left(\frac{50501}{64341} \right)^2 = 2.76$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{mak} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{1010}{303.1} = 3.33 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.20 = 23.94 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 64341 / 3482 = 18.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 658 / 1252 = 0.52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{330 \frac{34.00}{130.0}} = 22385 \text{ N/cm}^2 = 22.39 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.64)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.33(0.6\sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.33 \times (0.6\sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ex}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{31^2} = 86264 \text{ N/cm}^2 = 86.26 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{ey}}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{42^2} = 46995 \text{ N/cm}^2 = 47.00 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\left(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ex}}'}\right)} + \frac{C_{\text{mx}} \times \sigma_{\text{bx}}}{\left(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ex}}'}\right)} + \frac{C_{\text{my}} \times \sigma_{\text{by}}}{\left(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{ey}}'}\right)} \quad (4.60)$$

$$\frac{3.33}{23.94} + \frac{0.85 \times 18.47}{\left(1 - \frac{3.33}{86.26}\right) 23.05} + \frac{0.85 \times 0.52}{\left(1 - \frac{3.33}{47.00}\right) 28.73}$$

$$0.139 + 0.708 + 0.017 = 0.864 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.65)$$

$$\frac{3.33}{28.73} + \frac{18.47}{23.05} + \frac{0.52}{28.73}$$

$$0.116 + 0.801 + 0.018 = 0.935 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.5.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = d_c \times t_w = 34.00 \times 2.10 = 71.4 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı (4.66)

$$A_{ky} = \frac{5}{6} \times (2 \times b_{cf} \times t_{cf}) = \frac{5}{6} \times (2 \times 31.00 \times 3.90) = 201.5 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 71.4 = 1542 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 201.5 = 4352 \text{ kN}$$

$$V_x / V_{px} = 348 / 1542 = 0.226 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y / V_{py} = 5 / 4352 = 0.001 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.5.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 1154 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 1030 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 682 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 562 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{mak} = 1154 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 303.1 = 10911 \text{ kN}$$

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 23.94 \times 303.1 = 12355 \text{ kN}$$

$$N / N_{cp} = 1154 / 10911 = 0.105 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N / N_{bp} = 1154 / 12355 = 0.093 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.5.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 5428 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 7084 \text{ kNcm} \quad N = 817 \text{ kN} \quad M_y = 493 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{5428}{7084} \right) + 0.30 \times \left(\frac{5428}{7084} \right)^2 = 2.73$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{817}{303.1} = 2.69 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.20 = 20.70 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 7084 / 3482 = 2.03 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 493 / 1252 = 0.39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Bx}}^1 &= \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^8 \times C_b} \right] \times \sigma_a \\ &= \left[\frac{2}{3} - \frac{36000 \times 39^2}{9 \times 10^8 \times 2.30} \right] \times 36000 = 23047 \text{ N/cm}^2 = 23.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{Bx}}^2 &= \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{S_{ky} \frac{d_c}{F_b}} = \frac{84 \times 10^4 \times 2.30}{330 \frac{34.00}{130.0}} = 22385 \text{ N/cm}^2 = 22.39 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (4.70)$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = \text{Mak}(\sigma_{\text{Bx}}^1; \sigma_{\text{Bx}}^2) = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx mak}} = 1.15(0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sigma_{\text{Bx}} = 23.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{31^2} = 86264 \text{ N/cm}^2 = 86.26 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{42^2} = 46995 \text{ N/cm}^2 = 47.00 \text{ kN/cm}^2$$
(4.58)

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}}$$
(4.60)

$$\frac{2.69}{20.70} + \frac{0.85 \times 2.03}{(1 - \frac{2.69}{86.26}) 23.05} + \frac{0.85 \times 0.39}{(1 - \frac{2.69}{47.00}) 24.84}$$

$$0.130 + 0.077 + 0.014 = 0.221 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

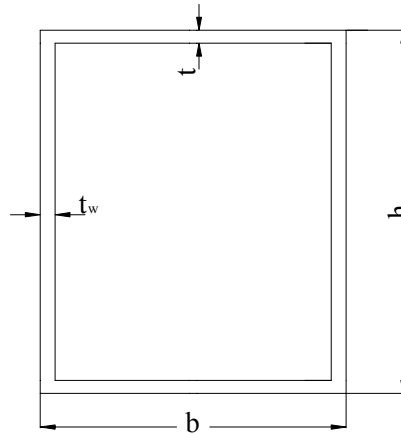
$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}}$$
(4.71)

$$\frac{2.69}{24.84} + \frac{2.03}{23.05} + \frac{0.39}{24.84}$$

$$0.108 + 0.088 + 0.016 = 0.212 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.6. Kolon Kesit Hesabı Tip 6 :

Tip 6 (TUBO400X400X30) kolon kesiti 48~53 katlarında bulunmaktadır.



Şekil 4.17 : Kutu Kolon Kesit Boyutları

4.1.6.6.1. Kat 50-51-52 TUBO400X400X30 Kolonları için Hesap :

4.1.6.6.1.1. Kesit Özellikleri :

TUBO400X400X30 :

b = 40.00 cm h = 40.00 cm t_w = 3.00 cm t = 3.00 cm

A = 444.0 cm² W_x = 5100 cm³ W_y = 5100 cm³ I_x = 102000 cm⁴ I_y = 102000 cm⁴

r_x = 15.16 cm r_y = 15.16 cm L = 1050 cm

Üst birleşim noktası için üst kolon : TUBO400X400X30 :

I_x = 102000 cm⁴ L = 360 cm

Alt birleşim noktası için alt kolon : TUBO400X400X30 :

I_x = 102000 cm⁴ L = 475 cm

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : IPN500 :

I_x = 68740 cm⁴ L = 495 cm

Alt birleşim noktası sol ve sağ kiriş : IPN500 :

I_x = 68740 cm⁴ L = 495 cm

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{102000}{360} + \frac{102000}{1050}}{2 \times \frac{68740}{495}} = 1.370 \quad (4.45)$$

$$G_2 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{102000}{1050} + \frac{102000}{475}}{2 \times \frac{68740}{495}} = 1.123 \quad (4.45)$$

K = G₁ ve G₂ ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

K = 1.355

L= Kolon temiz boyu

L= Kolon boyu-Kiriş yüksekliği = 1050 - 50 = 1000 cm

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

S_{kx} = K x L = 1.355 x 1000 = 1355 cm

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

S_{ky} = L = 1000 cm

(4.46)

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{1355}{15.16} = 90$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{1000}{15.16} = 66$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 2.05$$

4.1.6.6.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 1562 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 1670 \text{ kNcm} \quad N = 686 \text{ kN} \quad M_y = 653 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{1562}{1670} \right) + 0.30 \times \left(\frac{1562}{1670} \right)^2 = 3.01$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x, M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

$\lambda_{\text{mak}} = \text{Narinlik sınırı}$

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138$$

$\sigma_{\text{bem}} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{686}{444.0} = 1.54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = 21.60 / 2.05 = 10.54 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{bx}, \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 1670 / 5100 = 0.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 653 / 5100 = 0.13 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{Bx}, \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\begin{aligned}\sigma_{Bx} &= 0.6\sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{By} &= 0.6\sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.72)$$

$\sigma_{ex}' ; \sigma_{ey}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\begin{aligned}\sigma_{ex}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{90^2} = 10234 \text{ N/cm}^2 = 10.23 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{ey}' &= \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}\quad (4.58)$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \\ \frac{1.54}{10.54} + \frac{0.85 \times 0.33}{(1 - \frac{1.54}{10.23}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.13}{(1 - \frac{1.54}{19.03}) 21.60} \\ 0.146 + 0.014 + 0.006 = 0.166 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}\end{aligned}\quad (4.60)$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \\ \frac{1.54}{21.60} + \frac{0.33}{21.60} + \frac{0.13}{21.60} \\ 0.071 + 0.015 + 0.006 = 0.092 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}\end{aligned}\quad (4.61)$$

4.1.6.6.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 23575 \text{ kNcm} & M_{x2} &= 37495 \text{ kNcm} & N &= 889 \text{ kN} \\ V_x &= 12 \text{ kN} & V_y &= 83 \text{ kN} & M_y &= 9170 \text{ kNcm}\end{aligned}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{23575}{37495} \right) + 0.30 \times \left(\frac{23575}{37495} \right)^2 = 3.55$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{889}{444.0} = 2.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 2.05 = 14.01 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.63)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 37495 / 5100 = 7.35 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 9170 / 5100 = 1.80 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = 1.33 \times (0.6 \sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.73)$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.33 \times (0.6 \sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ex}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{90^2} = 10234 \text{ N/cm}^2 = 10.23 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{\text{ey}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{\sigma_{\text{bem}}} + \frac{C_{\text{mx}} \times \sigma_{\text{bx}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}'}{\sigma_{\text{ex}}}) \sigma_{\text{Bx}}} + \frac{C_{\text{my}} \times \sigma_{\text{by}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}'}{\sigma_{\text{ey}}}) \sigma_{\text{By}}} \quad (4.60)$$

$$\frac{2.00}{14.01} + \frac{0.85 \times 7.35}{(1 - \frac{2.00}{10.23}) 28.73} + \frac{0.85 \times 1.80}{(1 - \frac{2.00}{19.03}) 28.73}$$

$$0.143 + 0.270 + 0.060 = 0.463 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} + \frac{\sigma_{\text{by}}}{\sigma_{\text{By}}} \quad (4.65)$$

$$\frac{2.00}{28.73} + \frac{7.35}{28.73} + \frac{1.80}{28.73}$$

$$0.070 + 0.256 + 0.063 = 0.389 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.6.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = 2 \times h \times t_w = 2 \times 40.00 \times 3.00 = 240.0 \text{ cm}^2$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı

$$A_{ky} = 2 \times b \times t = 2 \times 40.00 \times 3.00 = 240.0 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 240.0 = 5184 \text{ kN}$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 240.0 = 5184 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 12 / 5184 = 0.002 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y/V_{py} = 83 / 5184 = 0.016 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.6.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 816 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 749 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 527 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 460 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 816 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 444.0 = 15984 \text{ kN}$$

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 14.01 \times 444.0 = 10575 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 816/15984 = 0.051 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 816/10575 = 0.077 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.6.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 1132 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 1664 \text{ kNcm} \quad N = 689 \text{ kN} \quad M_y = 631 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.62)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{1132}{1664} \right) + 0.30 \times \left(\frac{1132}{1664} \right)^2 = 2.60$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 2.30}{36000}} = 138 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{689}{444.0} = 1.55 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 2.05 = 12.12 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{\text{bx}} = M_{x2} / W_x = 1664 / 5100 = 0.33 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{\text{by}} = M_y / W_y = 631 / 5100 = 0.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{Bx}} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.75)$$

$$\sigma_{\text{By}} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ex}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{90^2} = 10234 \text{ N/cm}^2 = 10.23 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{\text{ey}}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{66^2} = 19031 \text{ N/cm}^2 = 19.03 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \frac{\sigma_{\text{eb}}}{12.12} + \frac{C_{\text{mx}} \times \sigma_{\text{bx}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}'}{\sigma_{\text{ex}}}) \sigma_{\text{Bx}}} + \frac{C_{\text{my}} \times \sigma_{\text{by}}}{(1 - \frac{\sigma_{\text{eb}}'}{\sigma_{\text{ey}}}) \sigma_{\text{By}}} \quad (4.60)$$

$$\frac{1.55}{12.12} + \frac{0.85 \times 0.33}{(1 - \frac{1.55}{10.23}) 24.84} + \frac{0.85 \times 0.12}{(1 - \frac{1.55}{19.03}) 24.84}$$

$$0.128 + 0.011 + 0.004 = 0.143 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{\text{eb}}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{\text{bx}}}{\sigma_{\text{Bx}}} + \frac{\sigma_{\text{by}}}{\sigma_{\text{By}}} \quad (4.71)$$

$$\frac{1.55}{24.84} + \frac{0.33}{24.84} + \frac{0.12}{24.84}$$

$$0.062 + 0.013 + 0.005 = 0.080 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.7. Kolon Kesit Hesabı Tip 7 :

Tip 7 (TUBO300X300X20) kolon kesiti 54 katında bulunmaktadır.

4.1.6.7.1. Kat 54 TUBO300X300X20 Kolonları için Hesap :

4.1.6.7.1.1. Kesit Özellikleri :

TUBO300X300X20 :

$$b = 30.00 \text{ cm} \quad h = 30.00 \text{ cm} \quad t_w = 2.00 \text{ cm} \quad t = 2.00 \text{ cm}$$

$$A = 224.0 \text{ cm}^2 \quad W_x = 2356 \text{ cm}^3 \quad W_y = 2356 \text{ cm}^3 \quad I_x = 29420 \text{ cm}^4 \quad I_y = 29420 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 11.46 \text{ cm} \quad r_y = 11.46 \text{ cm} \quad L = 210 \text{ cm}$$

Üst birleşim noktası sol ve sağ kiriş : IPN320 :

$$I_x = 12510 \text{ cm}^4 \quad L = 495 \text{ cm}$$

$$G_1 = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{29420}{210}}{2 \times \frac{12510}{495}} = 2.77 \quad (4.45)$$

$$G_2 = 1.00 \text{ (Ankastre ayak)}$$

K = G₁ ve G₂ ye bağlı olarak iterasyonla bulunan kolon burkulma boyu katsayısı

$$K = 1.515$$

L= Kolon temiz boyu

$$L = \text{Kolon boyu-Kiriş yüksekliği} = 210 - 32 = 178 \text{ cm}$$

S_{kx} = Düzlem içine burkulma boyu

$$S_{kx} = K \times L = 1.515 \times 178 = 270 \text{ cm} \quad (4.46)$$

S_{ky} = Düzlem dışına burkulma boyu

$$S_{ky} = L = 178 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = x \text{ yönü narinliği} = \lambda_x = \frac{S_{kx}}{r_x} = \frac{270}{11.46} = 24$$

$$\lambda_y = y \text{ yönü narinliği} = \lambda_y = \frac{S_{ky}}{r_y} = \frac{178}{11.46} = 16 \quad (4.47)$$

ω = Burkulma sayısı

$$\omega = 1.08$$

4.1.6.7.1.2. G + Q Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 4859 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 31889 \text{ kNcm} \quad N = 20 \text{ kN} \quad M_y = 345 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.52)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{4859}{31889} \right) + 0.30 \times \left(\frac{4859}{31889} \right)^2 = 1.60$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$C_m = 0.85 \rightarrow$ Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu

$C_m \rightarrow M_x; M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğu tutulma düzenini gözönünde tutan katsayılar

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{\text{mak}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.60}{36000}} = 115 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{\text{eb}} = \frac{N}{A} = \frac{20}{224.0} = 0.09 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{\text{bem}} = \sigma_{\text{em}} / \omega = 21.60 / 1.08 = 20.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$\sigma_{bx}; \sigma_{by} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 31889 / 2356 = 13.54 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 345 / 2356 = 0.15 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{Bx}; \sigma_{By} \rightarrow$ Yalnız ($M_x; M_y$) eğilme momentleri altında uygulanacak eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmeleri

$$\sigma_{Bx} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.72)$$

$$\sigma_{By} = 0.6 \sigma_a = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{\text{ex}}'; \sigma_{\text{ey}}' \rightarrow (x - x)$ ve $(y - y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilmelerinden türetilen gerilmeler

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{24^2} = 143923 \text{ N/cm}^2 = 143.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{16^2} = 323828 \text{ N/cm}^2 = 323.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{0.09}{20.00} + \frac{0.85 \times 13.54}{(1 - \frac{0.09}{143.92}) 21.60} + \frac{0.85 \times 0.15}{(1 - \frac{0.09}{323.83}) 21.60}$$

$$0.005 + 0.533 + 0.006 = 0.544 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{0.09}{21.60} + \frac{13.54}{21.60} + \frac{0.15}{21.60}$$

$$0.004 + 0.627 + 0.007 = 0.638 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.7.1.3. G + Q + Emak Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 7904 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 51870 \text{ kNcm} \quad N = 32 \text{ kN}$$

$$V_x = 247 \text{ kN} \quad V_y = 32 \text{ kN} \quad M_y = 5615 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.52)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{7904}{51870} \right) + 0.30 \times \left(\frac{7904}{51870} \right)^2 = 1.60$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

$$\lambda_{mak} = \text{Narinlik sınırı}$$

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.60}{36000}} = 115 \quad (4.53)$$

$$\sigma_{bem} = \text{Basınç emniyet gerilmesi}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{32}{224.0} = 0.14 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.33 \times 21.60) / 1.08 = 26.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.55)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 51870 / 2356 = 22.01 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.65)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 5615 / 2356 = 2.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1.33 \times (0.6 \sigma_a) = 1.33 \times 0.6 \times 36.00 = 28.73 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.73)$$

$$\sigma_{By} = 1.33 \times (0.6 \sigma_a) = 28.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{24^2} = 143923 \text{ N/cm}^2 = 143.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{16^2} = 323828 \text{ N/cm}^2 = 323.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{eb}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}) \sigma_{By}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{0.14}{26.60} + \frac{0.85 \times 22.01}{(1 - \frac{0.14}{143.92}) 28.73} + \frac{0.85 \times 2.38}{(1 - \frac{0.14}{323.83}) 28.73}$$

$$0.005 + 0.652 + 0.070 = 0.727 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.33 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.61)$$

$$\frac{0.14}{28.73} + \frac{22.01}{28.73} + \frac{2.38}{28.73}$$

$$0.005 + 0.766 + 0.083 = 0.854 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.7.1.4. Kesme Kapasitesi Kontrolü :

A_{kx} = x yönü kesme alanı

$$A_{kx} = 2 \times h \times t_w = 2 \times 30.00 \times 2.00 = 120.0 \text{ cm}^2 \quad (4.74)$$

A_{ky} = y yönü kesme alanı

$$A_{ky} = 2 \times b \times t = 2 \times 30.00 \times 2.00 = 120.0 \text{ cm}^2$$

V_{px} = x yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{px} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{kx} = 0.6 \times 36.00 \times 120.0 = 2592 \text{ kN} \quad (4.67)$$

V_{py} = y yönü kesme kuvveti kapasitesi

$$V_{py} = 0.6 \times \sigma_a \times A_{ky} = 0.6 \times 36.00 \times 120.0 = 2592 \text{ kN}$$

$$V_x/V_{px} = 247 / 2592 = 0.096 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$V_y/V_{py} = 32 / 2592 = 0.013 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.7.1.5. Arttırılmış Deprem Yüklemelerine Göre Normal Kuvvet Kapasitesi

Kontrolü :

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 37 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 29 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 38 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 30 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{mak} = 38 \text{ kN}$$

N_{cp} = Eksenel çekme kapasitesi

$$N_{cp} = \sigma_a \times A = 36.00 \times 224.0 = 8064 \text{ kN} \quad (4.68)$$

N_{bp} = Eksenel basınç kapasitesi

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 26.60 \times 224.0 = 10129 \text{ kN}$$

$$N/N_{cp} = 38 / 8064 = 0.004 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

$$N/N_{bp} = 38 / 10129 = 0.003 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

4.1.6.7.1.6. G + Q + W_{mak} Yüklemesi için Kesit Hesabı :

$$M_{x1} = 5134 \text{ kNcm} \quad M_{x2} = 33694 \text{ kNcm} \quad N = 20 \text{ kN} \quad M_y = 647 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right) + 0.30 \times \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 \quad (4.52)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \times \left(\frac{5134}{33694} \right) + 0.30 \times \left(\frac{5134}{33694} \right)^2 = 1.60$$

$$C_{b \text{ mak}} = 2.30$$

$$C_m = 0.85 \rightarrow \text{Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu}$$

λ_{mak} = Narinlik sınırı

$$\lambda_{mak} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{3 \times 10^8 \times 1.60}{36000}} = 115 \quad (4.53)$$

σ_{bem} = Basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{eb} = \frac{N}{A} = \frac{20}{224.0} = 0.09 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.54)$$

$$\sigma_{bem} = \sigma_{em} / \omega = (1.15 \times 21.60) / 1.08 = 23.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.69)$$

$$\sigma_{bx} = M_{x2} / W_x = 33694 / 2356 = 14.30 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{by} = M_y / W_y = 647 / 2356 = 0.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 1.15 \times 0.6 \times 36.00 = 24.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.75)$$

$$\sigma_{By} = 1.15 \times (0.6 \sigma_a) = 24.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ex}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_x^2} = \frac{829 \times 10^5}{24^2} = 143923 \text{ N/cm}^2 = 143.92 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{ey}' = \frac{829 \times 10^5}{\lambda_y^2} = \frac{829 \times 10^5}{16^2} = 323828 \text{ N/cm}^2 = 323.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ex}}) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{(1 - \frac{\sigma_{eb}'}{\sigma_{ey}}) \sigma_{By}} \quad (4.60)$$

$$\frac{0.09}{23.00} + \frac{0.85 \times 14.30}{(1 - \frac{0.09}{143.92}) 24.84} + \frac{0.85 \times 0.28}{(1 - \frac{0.09}{323.83}) 24.84}$$

$$0.004 + 0.490 + 0.010 = 0.504 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

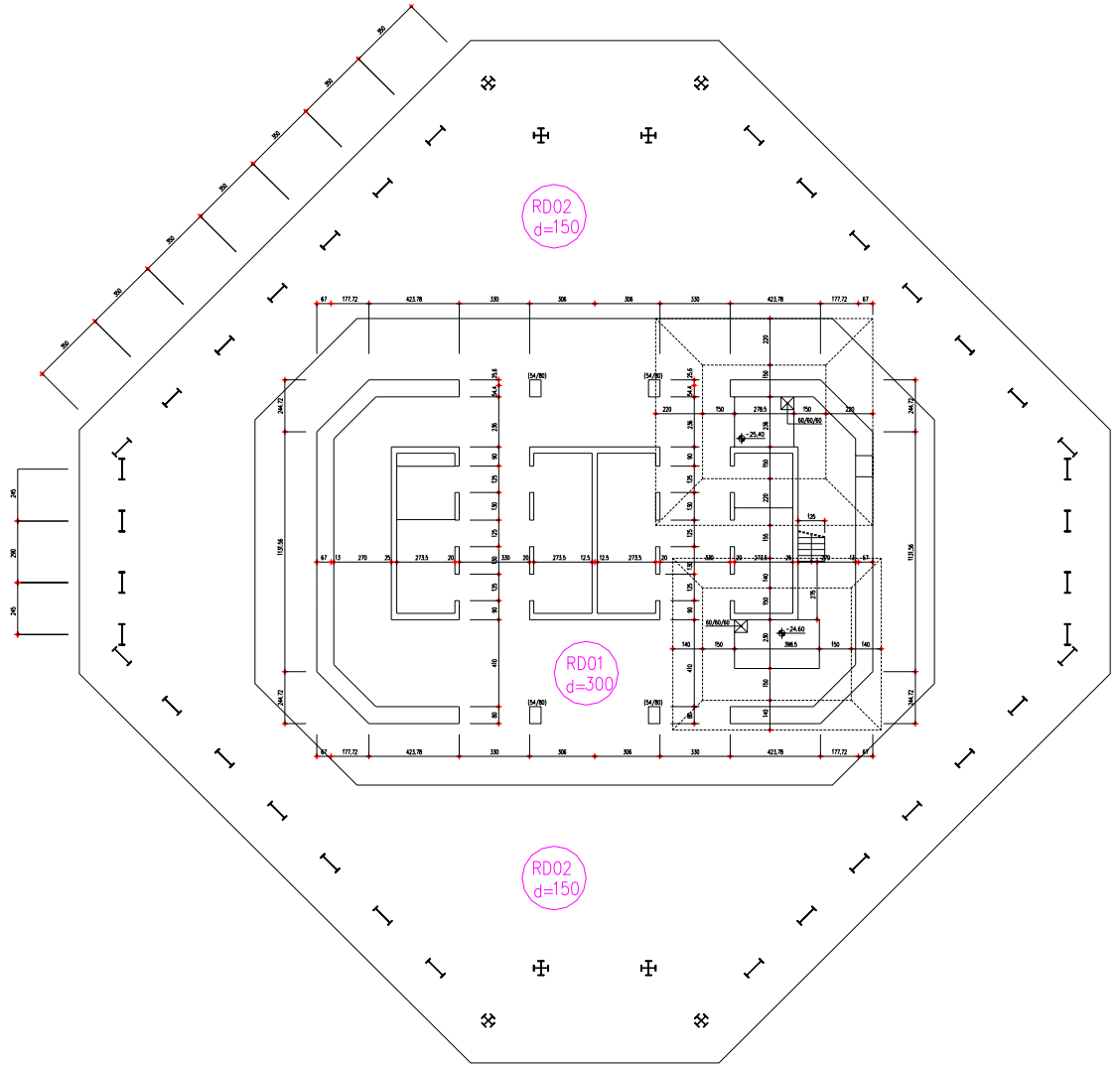
$$\frac{\sigma_{eb}}{1.15 \times 0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \quad (4.71)$$

$$\frac{0.09}{24.84} + \frac{14.30}{24.84} + \frac{0.28}{24.84}$$

$$0.004 + 0.576 + 0.011 = 0.591 \leq 1.000 \rightarrow \text{Kesit güvenli}$$

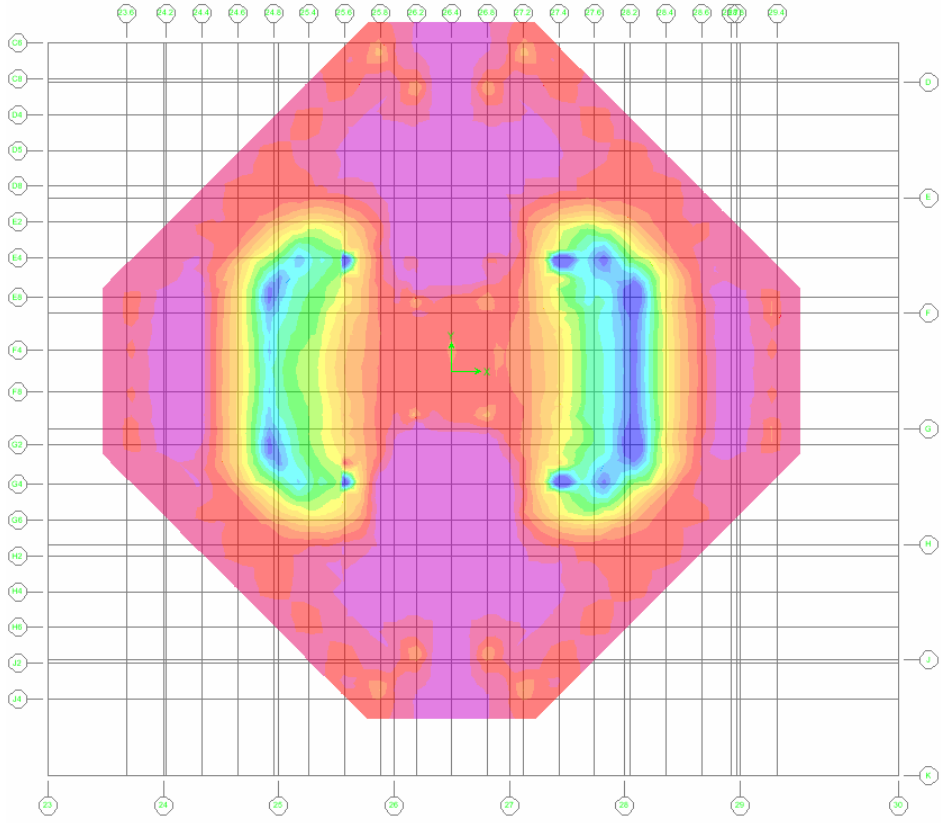
4.1.7. Radye Temel Boyutlandırması :

Çekirdek altında radye temel derinliği 3.00 m, nispeten daha hafif olan, cephede yer alan çelik kolonlar altında 1.50 m dir. Temel kademelerini gösteren plan aşağıdadır.

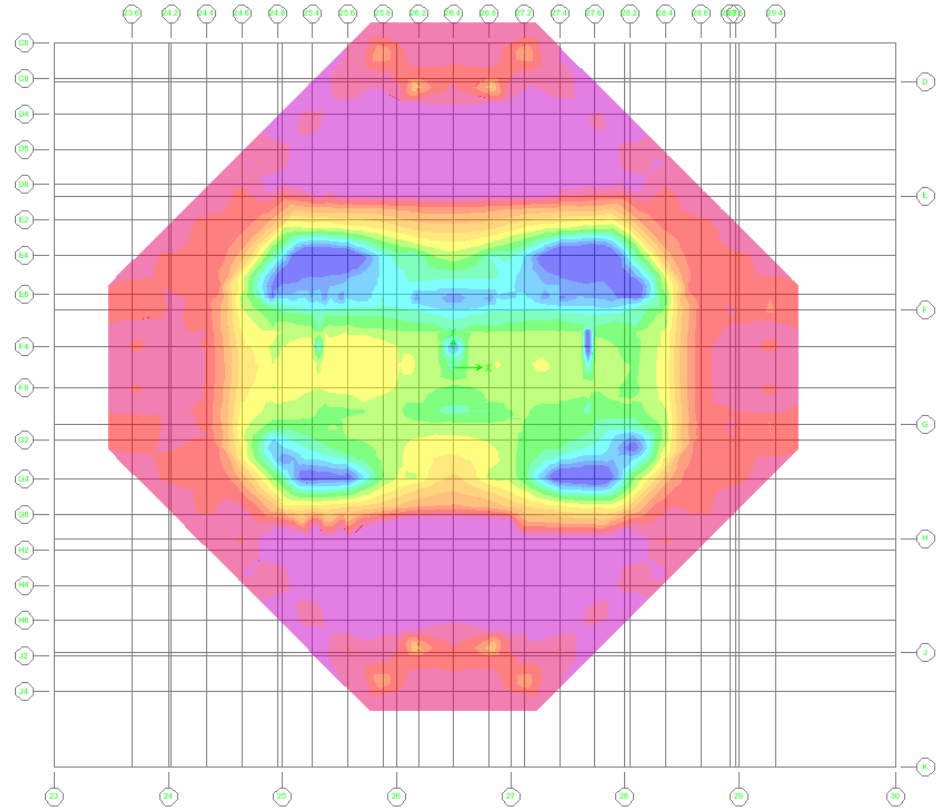


Şekil 4.18 : Temel Kademeleri

Radye temel hesabı ETABS 8.5.4. programı ile yapılmıştır. Bu programda radye temel yaklaşık 1 x 1 m boyutlarında sonlu elemanlara bölündü, ve bu sonlu elemanlara düşey yay katsayısı 40000 kN/m³ olarak verildi.



Şekil 4.19 : X Yönü Donatı Hesabı İçin M11 Moment Diyagramı



Şekil 4.20 : Y Yönü Donatı Hesabı İçin M22 Moment Diyagramı

4.1.7.1. Donatı Hesabı

Donatı hesabı en büyük kesit tesirlerine göre yapılmıştır.

Çekirdek perdeleri altındaki donatı düzeni aynen muhafaza edilmiştir.

Çelik kolonlar altındaki en büyük moment = 2500 kNm

Çelik kolonlar altındaki en küçük moment = - 800 kNm

$$\text{Alt donatı için } A_s = 0.035 \frac{M_d}{d} = 0.035 \frac{2500}{1.45} = 60.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.76)$$

Seçilen donatı :

Φ 26/20 iki sıra üzerine Φ 20/20 tek sıra kolon altlarına ilave

$$\text{Üst donatı için } A_s = 0.035 \frac{M_d}{d} = 0.035 \frac{800}{1.45} = 19.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.76)$$

Seçilen donatı :

Φ 26/20 tek sıra

4.1.7.2. Zımbalama Hesabı

Kolonun eğilme düzlemindeki dışmerkezliği = e

$$e = 0.4 \frac{M_d}{N_d} = 0.4 \frac{1691}{9134} = 0.074 \text{ m} \quad (4.77)$$

HE1000X393 kolon için h = 1.016 m dir.

$$e_{\min} = 0.0015 + 0.03 \times 1.016 = 0.032 \text{ m} < 0.074 \text{ m} \quad (4.78)$$

$$e = 0.074 \text{ m}$$

Paspayı = 5 cm

Temel faydalı yüksekliği = d

$$d = 1.50 - 0.05 = 1.45 \text{ m}$$

Kolon altındaki taban levhası boyutları A = 200 cm ve B = 60 cm dir.

Zımbalama çevresi boyutları = b_x, b_y

$$b_x = 2.00 + 1.45 = 3.45 \text{ m} \quad (4.79)$$

$$b_y = 0.60 + 1.45 = 2.05 \text{ m}$$

Eğilme etkisi katsayısı = γ

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} = \frac{1}{1 + 1.5 \frac{0.074 + 0.074}{\sqrt{3.45 \times 2.05}}} = 0.545 \quad (4.80)$$

$$\text{C35 için } f_{ctd} = 1350 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zımbalama çevresi} = U_p$$

$$U_p = 2 \times (b_x + b_y) = 2 \times (3.45 + 2.05) = 11.00 \text{ m} \quad (4.81)$$

$$\text{Zımbalama alanı} = A_p$$

$$A_p = b_x \times b_y = 3.45 \times 2.05 = 7.073 \text{ m}^2 \quad (4.82)$$

$$\text{Zımbalama dayanımı} = V_{pr}$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times U_p \times d = 0.545 \times 1350 \times 11.00 \times 1.45 = 11735 \text{ kN} \quad (4.83)$$

$$\text{Tasarım zımbalama kuvveti} = V_{pd}$$

$$V_{pd} = N_d - \sigma_z \times A_p = 9134 - 800 \times 7.073 = 3504 \text{ kN} \quad (4.84)$$

$$V_{pr} = 11735 \text{ kN} > V_{pd} = 3504 \text{ kN} \quad (\text{Kesitte zımbalama riski yoktur})$$

4.2. Yapı Elemanlarının Birleşim Hesapları

4.2.1. Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları

4.2.1.1. IPN450 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

4.2.1.1.1. Malzeme Özellikleri

SL Tipi 5.6 Kalitede Bulon :

$$\text{Ezilme Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{lem} = 42.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Makaslama Emniyet Gerilmesi} = \tau_{sem} = 24.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kaynak Emniyet Gerilmesi} = \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 = 24.90 \times 11.59 / 2 = 144.3 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.1.2. Betonarmeye Bağlantı Hesabı :

$$\text{Ankraj Boyutları} = 40 \times 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bir Ankraj Kayma Alanı} = 40 \times 10 = 400 \text{ mm}^2 = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ankraj Adedi} = 2 \times 3 = 6$$

$$\text{Toplam Kayma Alanı} = 6 \times 4 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / \Sigma F_{\text{ankraj}} = 144.3 / 24.00 = 6.01 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.86)$$

4.2.1.1.2.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

Levha Kalınlığı = 15 mm seçildi.

Kaynak Kalınlığı $\Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\text{min}} = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$ seçildi.

Kaynak Uzunluğu = $L_k = 2 \times (L - 2a) = 2 \times (32 - 2 \times 0.5) = 62.0 \text{ cm}$

Kaynak Alanı = $F_k = a \times L_k = 0.5 \times 62.0 = 31.00 \text{ cm}^2$

$$\tau = Q / F_k = 144.3 / 31.00 = 4.65 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.1.2.2. Gövde Bulonları Hesabı :

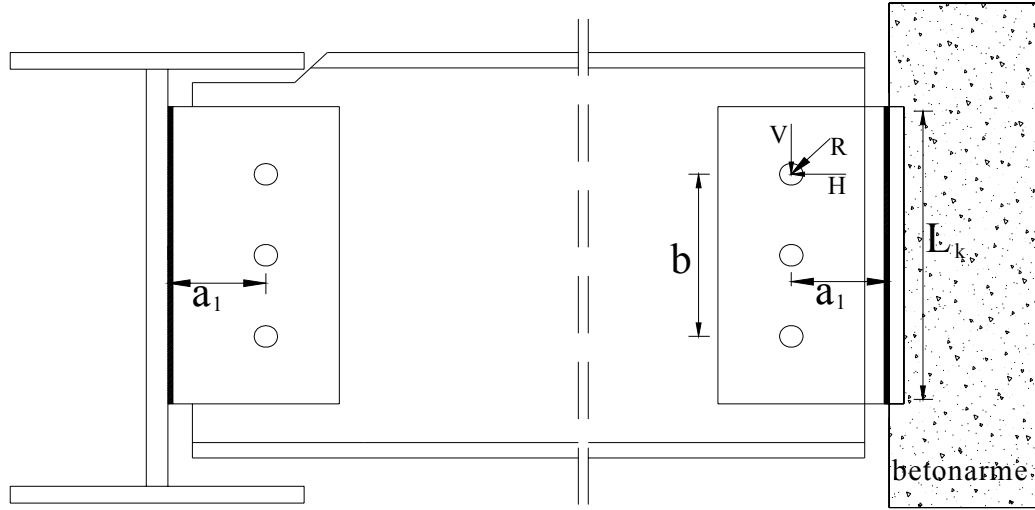
Kullanılabilecek maksimum bulon çapı = $d = \sqrt{5 \times t_{\text{min}}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53 \text{ cm}$
3M24 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$a_1 = 10.0 \text{ cm}$

$b = 18.0 \text{ cm}$

$f = 1.0$ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]

$\mu = 0.351$ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]



Şekil 4.21 : IPN450 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 144.3 \times 10.0 \times 1.0 / 18.0 = 80.16 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 144.3 \times 0.351 = 50.64 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (80.16^2 + 50.64^2)^{0.5} = 94.82 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.4 \times 1.5 \times 42.00 = 151.2 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\Pi \times 2.4^2}{4} \times 24.00 = 108.5 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_l ; N_{s1}) = 108.5 \text{ kN}$$

$$R = 94.82 \text{ kN} \leq N_{\text{kapasite}} = 108.5 \text{ kN} \Rightarrow 3\text{M}24 \text{ uygundur.}$$

Kompozit kirişin çelik kiriş ya da kolona bağlantı hesabında, betonarmeye bağlantı hesabında verilen, bağlantı levhası kaynak hesabı ve gövde bulonları hesabı aynen geçerlidir.

4.2.1.2. IPN360 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 = 24.52 \times 9.19 / 2 = 112.7 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.2.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı :

$$\text{Ankraj Boyutları} = 30 \times 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bir Ankraj Kayma Alanı} = 30 \times 10 = 300 \text{ mm}^2 = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ankraj Adedi} = 2 \times 3 = 6$$

$$\text{Toplam Kayma Alanı} = 6 \times 3 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / \Sigma F_{\text{ankraj}} = 112.7 / 18.00 = 6.26 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.86)$$

4.2.1.2.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

$$\text{Levha Kalınlığı} = 12 \text{ mm seçildi.}$$

$$\text{Kaynak Kalınlığı} \Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 12 = 8.4 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm seçildi.}$$

$$\text{Kaynak Uzunluğu} = L_k = 2 \times (L - 2 a) = 2 \times (25 - 2 \times 0.5) = 48.0 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak Alanı} = F_k = a \times L_k = 0.5 \times 48.0 = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / F_k = 112.7 / 24.00 = 4.70 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.2.1.2. Gövde Bulonları Hesabı :

$$\text{Kullanılabilecek maksimum bulon çapı} = d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.2} - 0.2 = 2.25 \text{ cm}$$

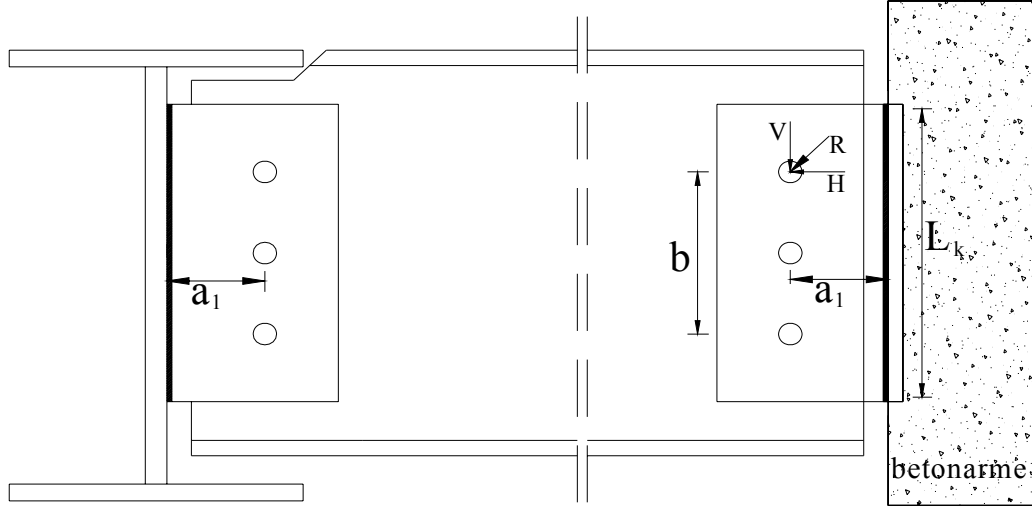
3M20 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$$a_1 = 8.0 \text{ cm}$$

$$b = 15.0 \text{ cm}$$

$$f = 1.0 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$

$$\mu = 0.351 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$



Şekil 4.22 : IPN360 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 112.7 \times 8.0 \times 1.0 / 15.0 = 60.11 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 112.7 \times 0.351 = 39.56 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (60.11^2 + 39.56^2)^{0.5} = 71.96 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.0 \times 1.2 \times 42.00 = 100.8 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\Pi \times 2.0^2}{4} \times 24.00 = 75.4 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_l ; N_{s1}) = 75.4 \text{ kN}$$

$$R = 71.96 \text{ kN} \leq N_{\text{kapasite}} = 75.4 \text{ kN} \Rightarrow 3M20 \text{ uygundur.}$$

Kompozit kirişin çelik kiriş ya da kolona bağlantı hesabında, betonarmeye bağlantı hesabında verilen, bağlantı levhası kaynak hesabı ve gövde bulonları hesabı aynen geçerlidir.

4.2.1.3. IPN400 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 = 17.18 \times 11.79 / 2 = 101.3 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.3.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı :

$$\text{Ankraj Boyutları} = 40 \times 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bir Ankraj Kayma Alanı} = 40 \times 10 = 400 \text{ mm}^2 = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ankraj Adedi} = 2 \times 3 = 6$$

$$\text{Toplam Kayma Alanı} = 6 \times 4 = 24 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / \Sigma F_{\text{ankraj}} = 101.3 / 24.00 = 4.22 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{cm}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.86)$$

4.2.1.3.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

Levha Kalınlığı = 15 mm seçildi.

Kaynak Kalınlığı $\Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\text{min}} = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$ seçildi.

$$\text{Kaynak Uzunluğu} = L_k = 2 \times (L - 2a) = 2 \times (32 - 2 \times 0.5) = 62.0 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak Alanı} = F_k = a \times L_k = 0.5 \times 62.0 = 31.00 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / F_k = 101.3 / 31.00 = 3.27 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.3.1.2. Gövde Bulonları Hesabı :

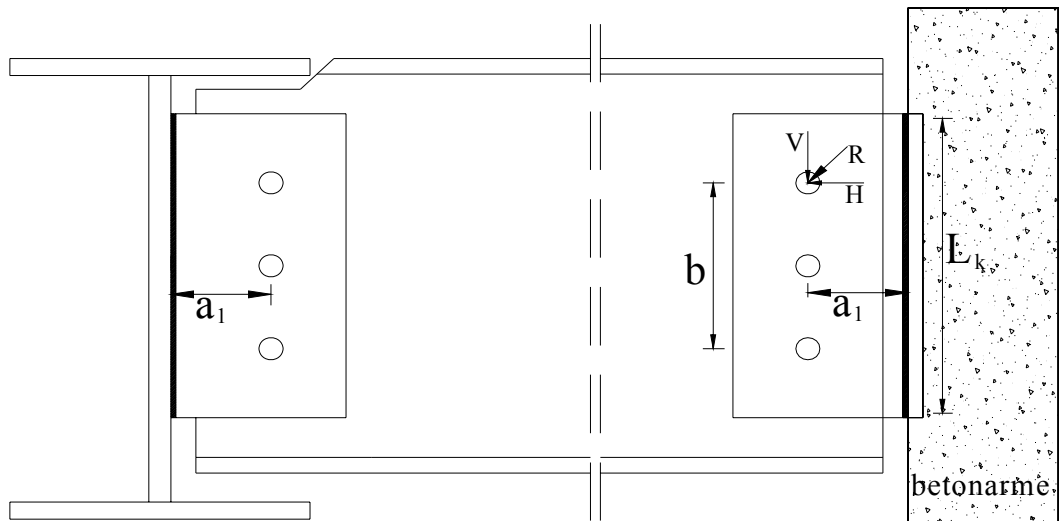
Kullanılabilecek maksimum bulon çapı $= d = \sqrt{5 \times t_{\text{min}}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53 \text{ cm}$
3M24 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$$a_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$b = 18.0 \text{ cm}$$

$$f = 1.0 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$

$$\mu = 0.351 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$



Şekil 4.23 : IPN400 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 101.3 \times 10.0 \times 1.0 / 18.0 = 56.28 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 101.3 \times 0.351 = 35.56 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (56.28^2 + 35.56^2)^{0.5} = 66.57 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.4 \times 1.5 \times 42.00 = 151.2 \text{ kN}$$

$$N_{sl} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\Pi \times 2.4^2}{4} \times 24.00 = 108.5 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_l ; N_{sl}) = 108.5 \text{ kN}$$

$$R = 66.57 \text{ kN} \leq N_{\text{kapasite}} = 108.5 \text{ kN} \Rightarrow 3\text{M}24 \text{ uygundur.}$$

Kompozit kirişin çelik kiriş ya da kolona bağlantı hesabında, betonarmeye bağlantı hesabında verilen, bağlantı levhası kaynak hesabı ve gövde bulonları hesabı aynen geçerlidir.

4.2.1.4. IPN320 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 = 16.86 \times 9.59 / 2 = 80.5 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.4.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı :

$$\text{Ankraj Boyutları} = 30 \times 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bir Ankraj Kayma Alanı} = 30 \times 10 = 300 \text{ mm}^2 = 3.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ankraj Adedi} = 2 \times 3 = 6$$

$$\text{Toplam Kayma Alanı} = 6 \times 3 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / \Sigma F_{\text{ankraj}} = 80.5 / 18.00 = 4.49 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.86)$$

4.2.1.4.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

$$\text{Levha Kalınlığı} = 12 \text{ mm seçildi.}$$

$$\text{Kaynak Kalınlığı} \Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 11.5 = 8.05 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm seçildi.}$$

$$\text{Kaynak Uzunluğu} = L_k = 2 \times (L - 2a) = 2 \times (25 - 2 \times 0.5) = 48.0 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak Alanı} = F_k = a \times L_k = 0.5 \times 48.0 = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$\tau = Q / F_k = 80.5 / 24.00 = 3.35 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.4.1.2. Gövde Bulonları Hesabı :

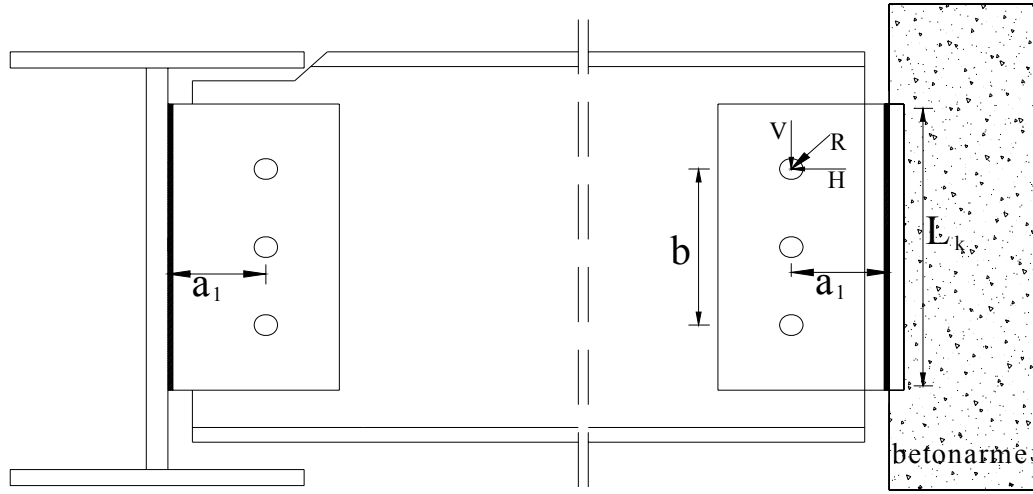
Kullanılabilecek maksimum bulon çapı = $d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.2} - 0.2 = 2.25 \text{ cm}$
3M20 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$$a_1 = 8.0 \text{ cm}$$

$$b = 15.0 \text{ cm}$$

$$f = 1.0 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$

$$\mu = 0.351 \text{ (Bir sırada 3 adet bulon için) [17]}$$



Şekil 4.24 : IPN320 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 80.5 \times 8.0 \times 1.0 / 15.0 = 42.93 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 80.5 \times 0.351 = 28.26 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (42.93^2 + 28.26^2)^{0.5} = 51.40 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.0 \times 1.15 \times 42.00 = 96.6 \text{ kN}$$

$$N_{sl} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\Pi \times 2.0^2}{4} \times 24.00 = 75.4 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_l ; N_{sl}) = 75.4 \text{ kN}$$

$$R = 51.40 \text{ kN} \leq N_{\text{kapasite}} = 75.4 \text{ kN} \Rightarrow 3\text{M20 uygundur.}$$

Kompozit kirişin elik kiriş ya da kolona bağlantı hesabında, betonarmeye bağlantı hesabında verilen, bağlantı levhası kaynak hesabı ve gövde bulonları hesabı aynen geçerlidir.

4.2.1.5. IPN200 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 = 16.52 \times 4.31 / 2 = 36.6 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.5.1. Betonarmeye Bağlantı Hesabı :

Ankraj Boyutları = 30 x 10 mm

Bir Ankraj Kayma Alanı = 30 x 10 = 300 mm² = 3.0 cm²

Ankraj Adedi = 2 x 2 = 4

Toplam Kayma Alanı = 4 x 3 = 12 cm²

$$\tau = Q / \Sigma F_{\text{ankraj}} = 36.6 / 12.00 = 3.05 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.86)$$

4.2.1.5.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

Levha Kalınlığı = 10 mm seçildi.

Kaynak Kalınlığı $\Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\text{min}} = 0.7 \times 7.5 = 5.25 \text{ mm} \Rightarrow a = 3 \text{ mm}$ seçildi.

Kaynak Uzunluğu = $L_k = 2 \times (L - 2a) = 2 \times (15 - 2 \times 0.3) = 28.8 \text{ cm}$

Kaynak Alanı = $F_k = a \times L_k = 0.3 \times 28.8 = 8.64 \text{ cm}^2$

$$\tau = Q / F_k = 36.6 / 8.64 = 4.24 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.5.1.2. Gövde Bulonları Hesabı :

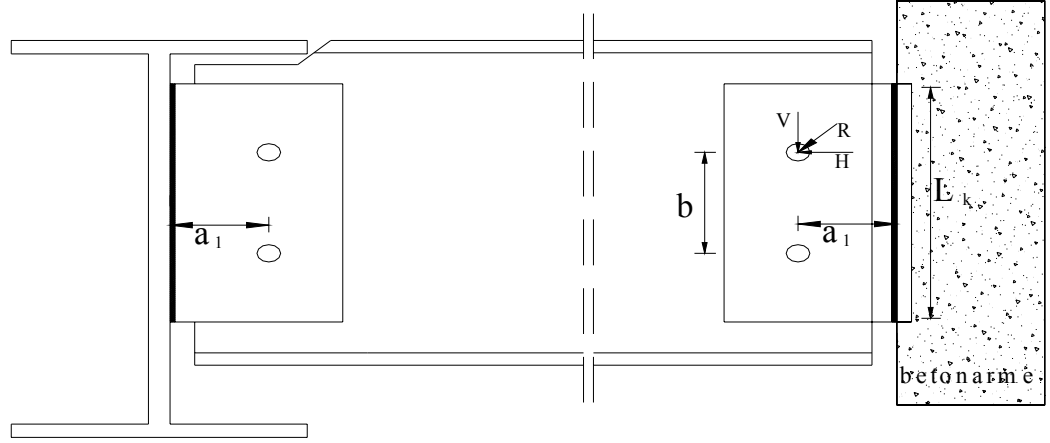
Kullanılabilecek maksimum bulon çapı = $d = \sqrt{5 \times t_{\text{min}}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.0} - 0.2 = 2.03 \text{ cm}$
2M16 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$a_1 = 7.0 \text{ cm}$

$b = 7.0 \text{ cm}$

$f = 1.0$ (Bir sırada 2 adet bulon için) [17]

$\mu = 0.500$ (Bir sırada 2 adet bulon için) [17]



Şekil 4.25 : IPN200 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 36.6 \times 7.0 \times 1.0 / 7.0 = 36.60 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 36.6 \times 0.500 = 18.30 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (36.60^2 + 18.30^2)^{0.5} = 41.15 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 1.6 \times 0.75 \times 42.00 = 50.4 \text{ kN}$$

$$N_{sl} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = \frac{\Pi \times 1.6^2}{4} \times 24.00 = 48.2 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_l ; N_{sl}) = 48.2 \text{ kN}$$

$$R = 41.15 \text{ kN} \leq N_{\text{kapasite}} = 48.2 \text{ kN} \Rightarrow 2M16 \text{ uygundur.}$$

Kompozit kirişin çelik kiriş ya da kolona bağlantı hesabında, betonarmeye bağlantı hesabında verilen, bağlantı levhası kaynak hesabı ve gövde bulonları hesabı aynen geçerlidir.

4.2.1.6. IPN500 Kompozit Döşeme Kirişleri Birleşim Hesapları :

$$\text{Kesme Kuvveti} = Q = q \times L / 2 + 77.3 = 17.67 \times 15.40 / 2 + 77.3 = 213.4 \text{ kN} \quad (4.85)$$

4.2.1.6.1. Ana Kirişe Bağlantı Hesabı :

4.2.1.6.1.1. Bağlantı Levhası Kaynak Hesabı :

Levha Kalınlığı = 15 mm seçildi.

Kaynak Kalınlığı $\Rightarrow 3 \text{ mm} < a < 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm} \Rightarrow a = 5 \text{ mm}$ seçildi.

Kaynak Uzunluğu = $L_k = 2 \times (L - 2 a) = 2 \times (38 - 2 \times 0.5) = 74.0 \text{ cm}$

Kaynak Alanı = $F_k = a \times L_k = 0.5 \times 74.0 = 37.00 \text{ cm}^2$

$$\tau = Q / F_k = 213.4 / 37.00 = 5.77 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.87)$$

4.2.1.6.1.2. Gövde Bulonları Hesabı :

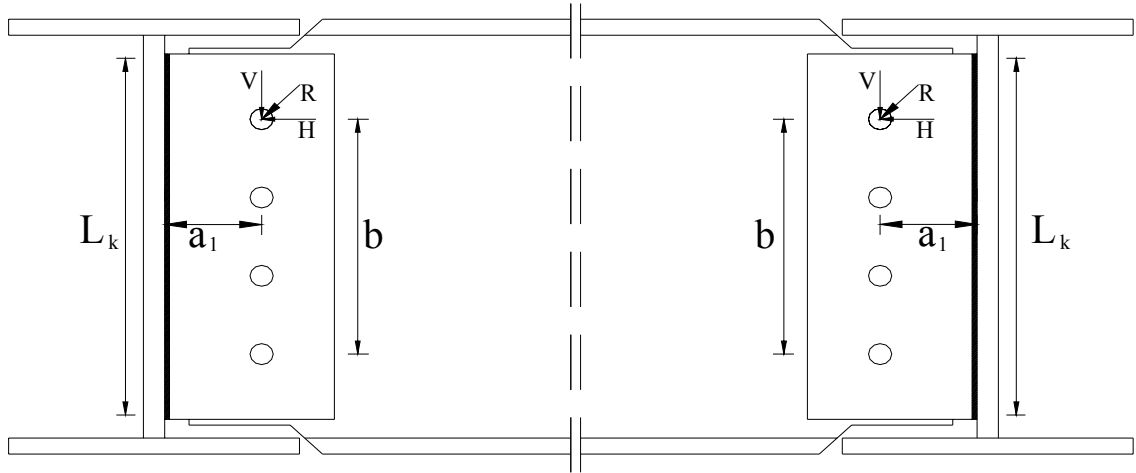
Kullanılabilecek maksimum bulon çapı = $d = \sqrt{5 \times t_{min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.5} - 0.2 = 2.53 \text{ cm}$
4M24 seçildi. (Tek Tesirli) (5.6 Kalite)

$$a_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$b = 24.0 \text{ cm}$$

$$f = 0.9 \text{ (Bir sırada 4 adet bulon için) [17]}$$

$$\mu = 0.279 \text{ (Bir sırada 4 adet bulon için) [17]}$$



Şekil 4.26 : IPN500 Kirişleri Birleşim Detayı

$$H = Q \times a_1 \times f / b = 213.4 \times 10.0 \times 0.9 / 24.0 = 80.03 \text{ kN} \quad (4.88)$$

$$V = Q \times \mu = 213.4 \times 0.279 = 59.54 \text{ kN} \quad (4.89)$$

$$R = (H^2 + V^2)^{0.5} = (80.03^2 + 59.54^2)^{0.5} = 99.75 \text{ kN} \quad (4.90)$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.4 \times 1.5 \times 42.00 = 151.2 \text{ kN}$$

$$N_{s1} = \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\Pi \times 2.4^2}{4} \times 24.00 = 108.5 \text{ kN} \quad (4.91)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_l ; N_{s1}) = 108.5 \text{ kN}$$

$$R = 99.75 \text{ kN} \leq N_{kapasite} = 108.5 \text{ kN} \Rightarrow 4M24 \text{ uygundur.}$$

4.2.2. Kolon-Kiriş Birleşim Hesapları (Kiriş Eki Hesapları)

4.2.2.1. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 1

Tip 1 kiriş ekinin bulunduğu kat numaraları = 1 ~ 11

4.2.2.1.1. Malzeme Özellikleri :

St52 :

Akma Sınırı Mukavemeti = $\sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$

Birleşimlerin Hesaplarında Akma Sınırı Mukavemeti = $D_a \sigma_a = 39.60 \text{ kN/cm}^2$

SLP Tipi 10.9 Kalitede Bulon :

Ezilme Emniyet Gerilmesi = $\sigma_{lem} = 48.00 \text{ kN/cm}^2$

Ezilme Emniyet Gerilmesi = $\sigma_{lem} = 63.00 \text{ kN/cm}^2$ (Öngerme $\geq 0.5 P_v$)

Makaslama Emniyet Gerilmesi = $\tau_{sem} = 28.00 \text{ kN/cm}^2$

4.2.2.1.2. Kesit Özellikleri :

HEB600 :

$d_b = 60.0 \text{ cm}$ $h = 54.0 \text{ cm}$ $t_w = 1.55 \text{ cm}$ $b_{bf} = 30.0 \text{ cm}$ $t_{bf} = 3.00 \text{ cm}$

$A = 270.0 \text{ cm}^2$ $W_{px} = 6425 \text{ cm}^3$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.0 \times 3.00 = 180.0 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 270.0 - 180.0 = 90.0 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30 \times 2 + 2 \times 11.2 \times 2) - 8 \times 2.8 = 187.2 \text{ cm}^2 > F_b = 180.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 5d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 47.5 \times 1.2 - 6 \times 2.5 = 99.0 \text{ cm}^2 > F_g = 90.0 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} M_{G+Q \pm 2.5E_x} &= 75681 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} &= 67299 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} &= 69171 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} &= 65116 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M_{mak} = 75681 \text{ kNcm}$$

Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kirişin eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1 D_a = 0.968$ katından az olmayacaktır.

Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi = M_p

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 6425 \times 39.60 = 246288 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

M_{mak} ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow \sigma_{em}$

M_p ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow 1.7\sigma_{em}$

$$\frac{M_p}{1.7\sigma_{em}} > \frac{M_{mak}}{\sigma_{em}} \text{ olduğundan } M_p \text{ ile hesaba devam edilecektir.}$$

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{I_n} \quad (4.97)$$

$$V_p = 85 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(246288 + 248288)}{248.8} = 2481 \text{ kN}$$

Ekin başlık atalet momenti = I_{ek}^b

$$I_{ek}^b = 2 \times (30.0 \times 2.0 \times 62^2 + 2 \times 11.2 \times 2.0 \times 52^2) = 703558 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

Ekin gövde atalet momenti = I_{ek}^g

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.2 \times 47.5^3}{12} = 21434 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 703558 + 21434 = 724992 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 246288 \frac{703558}{724992} = 239006 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 246288 \frac{21434}{724992} = 7182 \text{ kNcm}$$

4.2.2.1.3. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 3.0 \times 48.00 = 403.2 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_l ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{l-min}} = \frac{239006}{54} = 4426 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Bulon hesabı $V_{ek}^b = 4426 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır.

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{kapasite}} = \frac{4426}{344.8} = 12.84$$

14M27 kullanılacaktır.

4.2.2.1.4. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.55} - 0.2 = 2.58 \text{ cm}$$

30M24 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.5 \times 1.55 \times 63.00 = 244.1 \text{ kN} \quad (\ddot{O}ngermeli)$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 28.00 = 274.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 244.1 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{ort} = 7182 + 2481 \times 20.00 = 56802 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\left. \begin{array}{l} r_1 = 3.75 \text{ cm} \\ r_2 = 11.25 \text{ cm} \\ r_3 = 18.75 \text{ cm} \\ r_4 = \sqrt{7.5^2 + 3.75^2} = 8.38 \text{ cm} \\ r_5 = \sqrt{7.5^2 + 11.25^2} = 13.52 \text{ cm} \\ r_6 = \sqrt{7.5^2 + 18.75^2} = 20.19 \text{ cm} \\ r_7 = \sqrt{15.00^2 + 3.75^2} = 15.46 \text{ cm} \\ r_8 = \sqrt{15.00^2 + 11.25^2} = 18.75 \text{ cm} \\ r_9 = \sqrt{15.00^2 + 18.75^2} = 24.01 \text{ cm} \end{array} \right\} \Sigma r_i^2 = 2(r_1^2 + r_2^2 + r_3^2) + 4(r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_7^2 + r_8^2 + r_9^2) = 8295 \text{ cm}^2$$

$$N_{1x}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{56802}{8295} 18.75 = 128.4 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} x = \frac{56802}{8295} 15.00 = 102.7 \text{ kN}$$

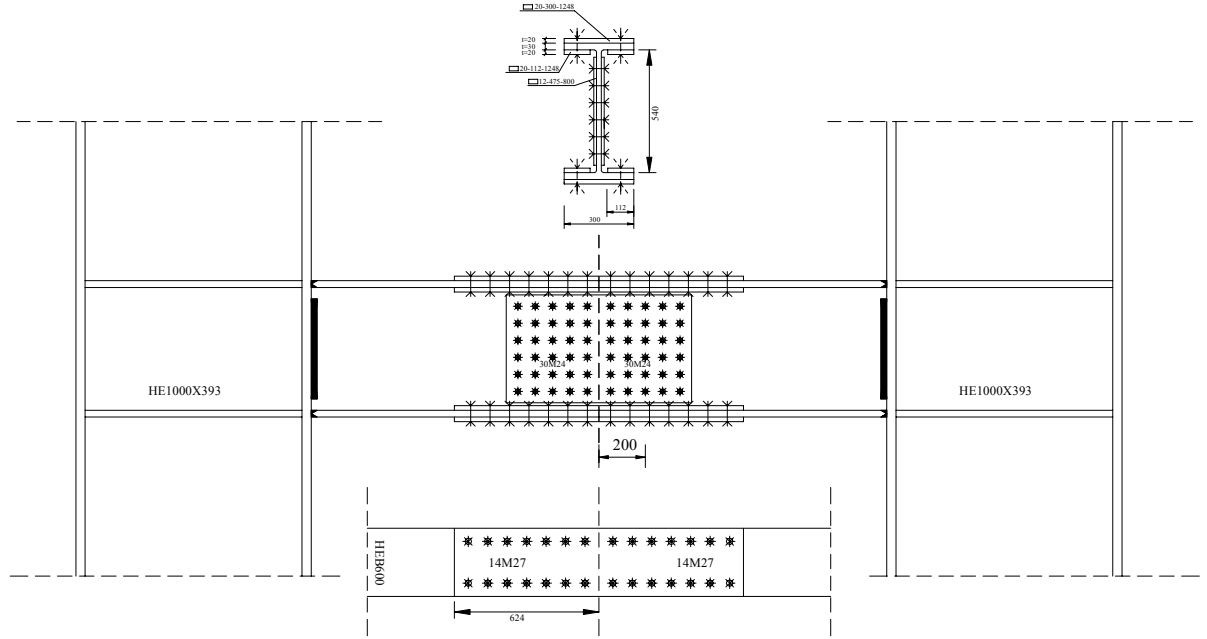
(4.105)

$$V_{ly}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{2481}{30} = 82.7 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$N_{mak} = \sqrt{(N_{lx}^M)^2 + (N_{ly}^M + V_{ly}^V)^2} \quad (4.107)$$

$$= \sqrt{(128.4)^2 + (102.7 + 82.7)^2}$$

$$N_{mak} = 225.5 \text{ kN} < N_{kapasite} = 244.1 \text{ kN} \quad 30M24 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.27 : HEB600 Kiriş Eki Detayı

4.2.2.1.5. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü :

Kayma bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı = V_{ke}

$$V_{ke} = 0.8 \times \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (4.108)$$

Kayma bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi = V_p

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times d_c \times t_p \left[1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_p} \right] \quad (4.109)$$

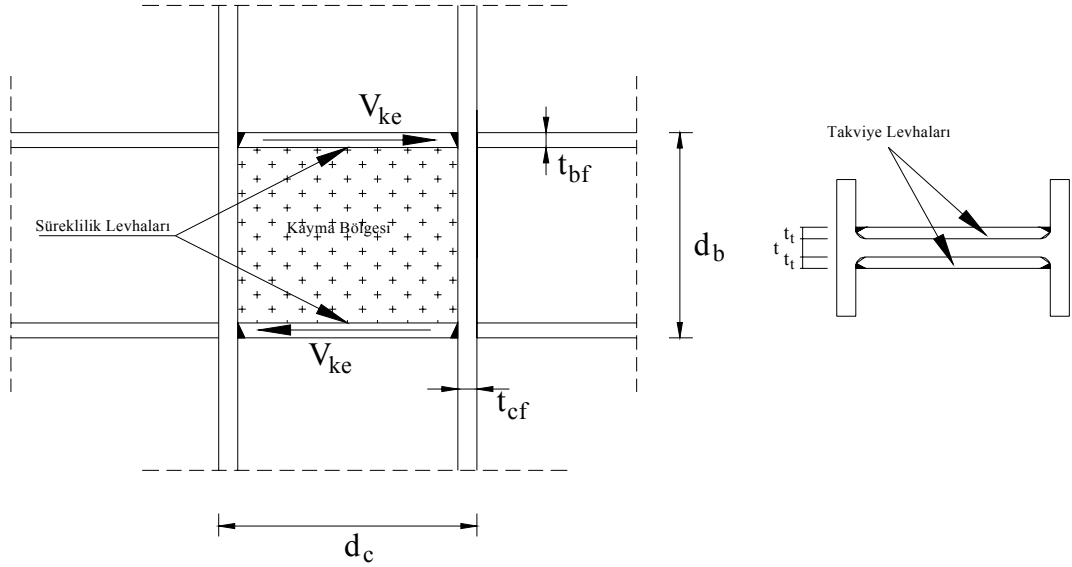
$$V_p \geq V_{ke} \quad (4.110)$$

$$t_{min} = \min(t; t_t) \quad t_{min} \geq u / 180 \quad (4.111)$$

$$u = 2(d_c + d_b) \quad (4.112)$$

$$t_{cf} \geq 0.54\sqrt{b_{bf} \times t_{bf}} \quad (4.113)$$

$$t_{cf} \geq b_{bf} / 6$$



Şekil 4.28 : Kayma Bölgesi Takviye Levhaları Detayı

$$\text{HE1000X393} \rightarrow d_c = 101.6 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.3 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.39 \text{ cm} \quad t_p = 2.44 \text{ cm}$$

$$\text{HEB600} \rightarrow d_b = 60.0 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 3.00 \text{ cm} \quad W_{px} = 6425 \text{ cm}^3$$

$$M_p = W_{px} \times \sigma_a = 6425 \times 39.60 = 254430 \text{ kNcm} \quad (4.114)$$

$$H_{ort} = 400 \text{ cm}$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 2 \left[254430 \left(\frac{1}{60} - \frac{1}{400} \right) \right] = 5767 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 101.6 \times 2.44 \left[1 + \frac{3 \times 30.3 \times 4.39^2}{60.0 \times 101.6 \times 2.44} \right] = 6584 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 6584 \text{ kN} \geq V_{ke} = 5767 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.110)$$

Takviye levhasına ihtiyaç yoktur.

$$u = 2 (d_c + d_b) = 2 (101.6 + 60) = 323.2 \text{ cm} \quad (4.111)$$

$$t_{min} = 2.44 \text{ cm} \geq u / 180 = 323.2 / 180 = 1.80 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.112)$$

$$t_{cf} = 4.39 \text{ cm} \geq 0.54\sqrt{30.0 \times 3.00} = 5.12 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.113)$$

$$t_{cf} = 4.39 \text{ cm} \geq 30.0 / 6 = 5.00 \text{ cm}$$

Kullanılması gereken süreklilik levhası kalınlığı $3.00 \text{ cm} \geq t_{bf} = 3.00 \text{ cm}$

4.2.2.2. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 2

Tip 2 kiriş ekinin bulunduğu kat numaraları = 12 ~ 21

4.2.2.2.1. Kesit Özellikleri :

HEB550 :

$$d_b = 55.0 \text{ cm} \quad h = 49.2 \text{ cm} \quad t_w = 1.50 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.90 \text{ cm}$$

$$A = 254.1 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 5591 \text{ cm}^3$$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.0 \times 2.90 = 174.0 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 254.1 - 174.0 = 80.1 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30.0 \times 2 + 2 \times 11.2 \times 2) - 8 \times 2.8 = 187.2 \text{ cm}^2 > F_b = 174.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 5d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 40.0 \times 1.2 - 5 \times 2.5 = 83.5 \text{ cm}^2 > F_g = 80.1 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 73128 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 60416 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 68297 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 58317 \text{ kNcm} \end{array} \right\} M_{\text{mak}} = 73128 \text{ kNcm}$$

Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kirişin eğilme momenti kapasitesinin

$0.8 \times 1.1 D_a = 0.968$ katından az olmayacaktır.

Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi = M_p

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 5591 \times 39.60 = 214319 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

M_{mak} ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow \sigma_{\text{em}}$

M_p ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow 1.7\sigma_{\text{em}}$

$$\frac{M_p}{1.7\sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}} \text{ olduğundan } M_p \text{ ile hesaba devam edilecektir.}$$

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (4.97)$$

$$V_p = 52 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(214319 + 214319)}{292.8} = 1822 \text{ kN}$$

Ekin başlık atalet momenti = I_{ek}^b

$$I_{ek}^b = 2 \times (30 \times 2.0 \times 57^2 + 2 \times 11.2 \times 2.0 \times 47.2^2) = 589494 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

Ekin gövde atalet momenti = I_{ek}^g

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.2 \times 40.0^3}{12} = 12800 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 589494 + 12800 = 602294 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 214319 \frac{589494}{602294} = 209764 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 214319 \frac{12800}{602294} = 4555 \text{ kNcm}$$

4.2.2.2.2. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 2.9 \times 48.00 = 389.8 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{l-\min}} = \frac{209764}{49.2} = 4264 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Bulon hesabı $V_{ek}^b = 4264 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır.

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{kapasite}} = \frac{4264}{344.8} = 12.37$$

14M27 kullanılacaktır.

4.2.2.2.3. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.50} - 0.2 = 2.54 \text{ cm}$$

25M24 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.5 \times 1.50 \times 63.00 = 236.3 \text{ kN} \quad (\text{Öngermeli})$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.5^2}{4} \times 28.00 = 274.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 236.3 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{ort} = 4555 + 1822 \times 20.00 = 40995 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\left. \begin{array}{l} r_1 = 0.00 \text{ cm} \\ r_2 = 7.50 \text{ cm} \\ r_3 = 15.00 \text{ cm} \\ r_4 = 7.50 \text{ cm} \\ r_5 = \sqrt{7.50^2 + 7.50^2} = 10.61 \text{ cm} \\ r_6 = \sqrt{7.50^2 + 15.00^2} = 16.77 \text{ cm} \\ r_7 = 15.00 \text{ cm} \\ r_8 = \sqrt{15.00^2 + 7.50^2} = 16.77 \text{ cm} \\ r_9 = \sqrt{15.00^2 + 15.00^2} = 21.21 \text{ cm} \end{array} \right\} \Sigma r_i^2 = r_1^2 + 2(r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_7^2) + 4(r_5^2 + r_6^2 + r_8^2 + r_9^2) = 5624 \text{ cm}^2$$

$$N_{lx}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{40995}{5624} 15.00 = 109.3 \text{ kN} \quad (4.105)$$

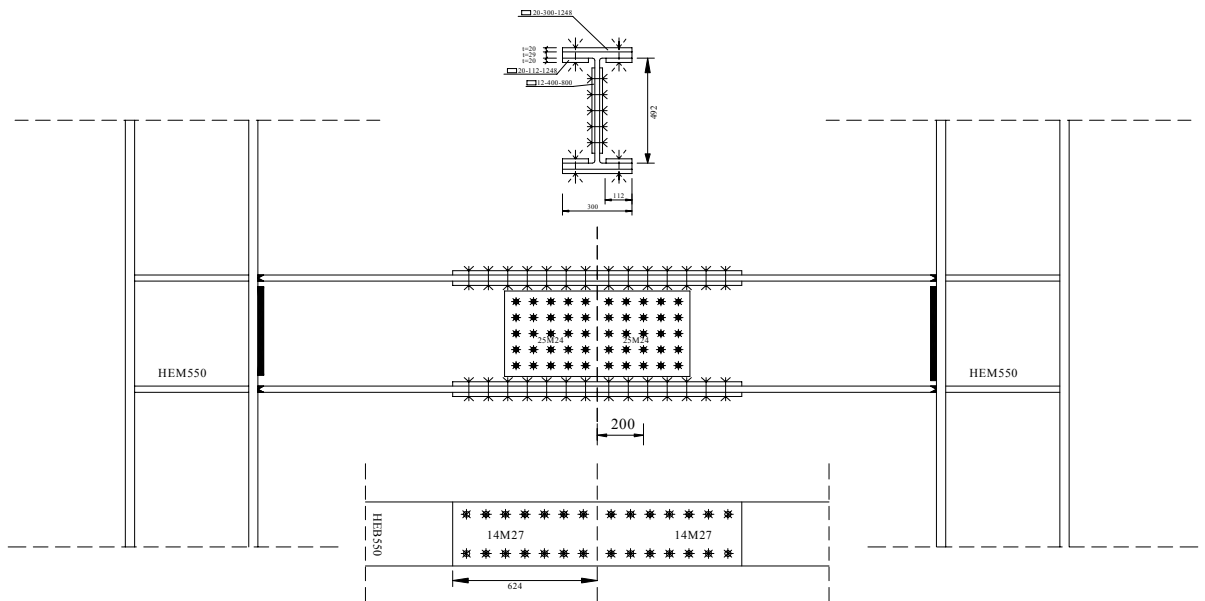
$$N_{ly}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} x = \frac{40995}{5624} 15.00 = 109.3 \text{ kN}$$

$$V_{ly}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{1822}{25} = 72.9 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$N_{mak} = \sqrt{(N_{lx}^M)^2 + (N_{ly}^M + V_{ly}^V)^2} \quad (4.107)$$

$$= \sqrt{(109.3)^2 + (109.3 + 72.9)^2}$$

$$N_{mak} = 212.5 \text{ kN} < N_{kapasite} = 236.3 \text{ kN} \quad 25M24 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.29 : HEB550 Kiriş Eki Detayı

4.2.2.2.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü :

$$\text{HEM550} \rightarrow d_c = 57.2 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.6 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \quad t_p = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{HEB550} \rightarrow d_b = 55.0 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.90 \text{ cm} \quad W_{px} = 5591 \text{ cm}^3$$

$$M_p = W_{px} \times \sigma_a = 5591 \times 39.60 = 221404 \text{ kNcm} \quad (4.114)$$

$$H_{ort} = 370 \text{ cm}$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 2 \left[221404 \left(\frac{1}{55} - \frac{1}{370} \right) \right] = 5483 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 57.2 \times 2.10 \left[1 + \frac{3 \times 30.6 \times 4.00^2}{55.0 \times 57.2 \times 2.10} \right] = 3488 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 3488 \text{ kN} \geq V_{ke} = 5483 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.110)$$

Takviye levhasına ihtiyaç vardır. Levha kalınlığı = $t_t = 1.50 \text{ cm}$ seçilmiştir.

$$t_p = 2.10 + 2 \times 1.50 = 5.10 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 57.2 \times 5.10 \left[1 + \frac{3 \times 30.6 \times 4.00^2}{55.0 \times 57.2 \times 5.10} \right] = 7566 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 7566 \text{ kN} \geq V_{ke} = 5483 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.110)$$

$$u = 2 (d_c + d_b) = 2 (57.2 + 55) = 224.4 \text{ cm} \quad (4.111)$$

$$t_{min} = 1.50 \text{ cm} \geq u / 180 = 224.4 / 180 = 1.25 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.112)$$

$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 0.54 \sqrt{30.0 \times 2.90} = 5.04 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.113)$$
$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 30.0 / 6 = 5.00 \text{ cm}$$

Kullanılması gereken süreklilik levhası kalınlığı $3.00 \text{ cm} \geq t_{bf} = 2.90 \text{ cm}$

4.2.2.3. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 3

Tip 3 kiriş ekinin bulunduğu kat numaraları = 22 ~ 31

4.2.2.3.1. Kesit Özellikleri :

HEB500 :

$$d_b = 50.0 \text{ cm} \quad h = 44.4 \text{ cm} \quad t_w = 1.45 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.80 \text{ cm}$$

$$A = 238.6 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 4815 \text{ cm}^3$$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.0 \times 2.80 = 168.0 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 238.6 - 168.0 = 70.6 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30.0 \times 2 + 2 \times 11.2 \times 2) - 8 \times 2.8 = 187.2 \text{ cm}^2 > F_b = 168.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 6d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 38.0 \times 1.2 - 6 \times 2.1 = 78.6 \text{ cm}^2 > F_g = 70.6 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 56386 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 61435 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 52838 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 58494 \text{ kNcm} \end{array} \right\} M_{\text{mak}} = 61435 \text{ kNcm}$$

Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kirişin eğilme momenti kapasitesinin

$0.8 \times 1.1 D_a = 0.968$ katından az olmayacaktır.

Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi = M_p

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 4815 \times 39.60 = 184572 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

M_{mak} ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow \sigma_{\text{em}}$

M_p ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow 1.7\sigma_{\text{em}}$

$$\frac{M_p}{1.7\sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}} \text{ olduğundan } M_p \text{ ile hesaba devam edilecektir.}$$

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (4.97)$$

$$V_p = 40 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(184572 + 184572)}{302.2} = 1518 \text{ kN}$$

Ekin başlık atalet momenti = I_{ek}^b

$$I_{ek}^b = 2 \times (30 \times 2.0 \times 52^2 + 2 \times 11.2 \times 2.0 \times 42.4^2) = 485559 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

Ekin gövde atalet momenti = I_{ek}^g

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.2 \times 38.0^3}{12} = 10974 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 485559 + 10974 = 496533 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 184572 \frac{485559}{496533} = 180492 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 184572 \frac{10974}{496533} = 4080 \text{ kNcm}$$

4.2.2.3.2. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.8 \times 2.8 \times 48.00 = 376.3 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = 2 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{\min}} = \frac{180492}{44.4} = 4065 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Bulon hesabı $V_{ek}^b = 4065 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır.

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{\text{kapasite}}} = \frac{4068}{344.8} = 11.79$$

12M27 kullanılacaktır.

4.2.2.3.3. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.45} - 0.2 = 2.49 \text{ cm}$$

30M20 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.1 \times 1.45 \times 48.00 = 146.2 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = 2 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} \times 28.00 = 193.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{\text{kapasite}} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 146.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{\text{ort}} = 4080 + 1518 \times 17.00 = 29886 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\begin{aligned}
r_1 &= 3.00 \text{ cm} \\
r_2 &= 9.00 \text{ cm} \\
r_3 &= 15.00 \text{ cm} \\
r_4 &= \sqrt{6.00^2 + 3.00^2} = 6.71 \text{ cm} \\
r_5 &= \sqrt{6.00^2 + 9.00^2} = 10.82 \text{ cm} \\
r_6 &= \sqrt{6.00^2 + 15.00^2} = 15.66 \text{ cm} \\
r_7 &= \sqrt{12.00^2 + 3.00^2} = 12.37 \text{ cm} \\
r_8 &= \sqrt{12.00^2 + 9.00^2} = 15.00 \text{ cm} \\
r_9 &= \sqrt{12.00^2 + 15.00^2} = 19.21 \text{ cm}
\end{aligned}
\left. \vphantom{\begin{aligned} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \\ r_5 \\ r_6 \\ r_7 \\ r_8 \\ r_9 \end{aligned}} \right\} \Sigma r_i^2 = 2(r_1^2 + r_2^2 + r_3^2) + 4(r_4^2 + r_5^2 + r_6^2 + r_7^2 + r_8^2 + r_9^2) = 5311 \text{ cm}^2$$

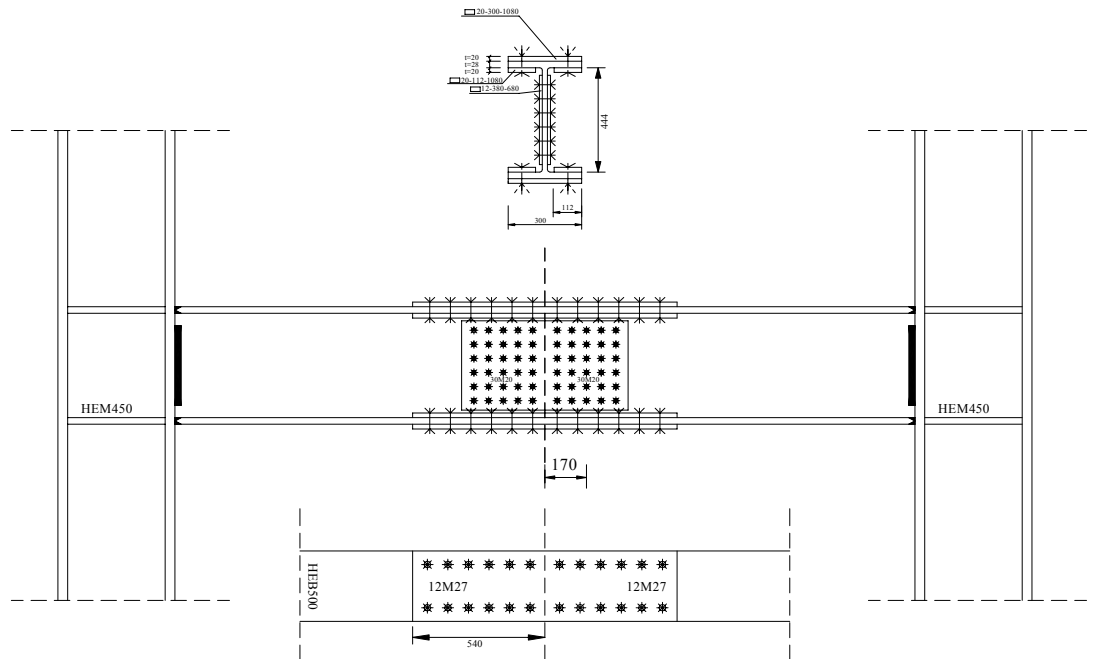
$$N_{lx}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{29886}{5311} 15.00 = 84.4 \text{ kN} \quad (4.105)$$

$$N_{ly}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} x = \frac{29886}{5311} 12.00 = 67.5 \text{ kN}$$

$$V_{ly}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{1518}{30} = 50.6 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned}
N_{mak} &= \sqrt{(N_{lx}^M)^2 + (N_{ly}^M + V_{ly}^V)^2} \\
&= \sqrt{(84.4)^2 + (67.5 + 50.6)^2}
\end{aligned} \quad (4.107)$$

$$N_{mak} = 145.1 \text{ kN} < N_{kapasite} = 146.2 \text{ kN} \quad 30M20 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.30 : HEB500 Kiriş Eki Detayı

4.2.2.3.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü :

$$\text{HEM450} \rightarrow d_c = 47.8 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.7 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \quad t_p = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{HEB500} \rightarrow d_b = 50.0 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.80 \text{ cm} \quad W_{px} = 4815 \text{ cm}^3$$

$$M_p = W_{px} \times \sigma_a = 4815 \times 39.60 = 190674 \text{ kNcm} \quad (4.114)$$

$$H_{ort} = 370 \text{ cm}$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 2 \left[190674 \left(\frac{1}{50} - \frac{1}{370} \right) \right] = 5277 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 47.8 \times 2.10 \left[1 + \frac{3 \times 30.7 \times 4.00^2}{50.0 \times 47.8 \times 2.10} \right] = 3085 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 3085 \text{ kN} \geq V_{ke} = 5277 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.110)$$

Takviye levhasına ihtiyaç vardır. Levha kalınlığı = $t_t = 1.20 \text{ cm}$ seçilmiştir.

$$t_p = 2.10 + 2 \times 1.20 = 4.50 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 47.8 \times 4.50 \left[1 + \frac{3 \times 30.7 \times 4.00^2}{50.0 \times 47.8 \times 4.50} \right] = 5811 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 5811 \text{ kN} \geq V_{ke} = 5277 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.110)$$

$$u = 2 (d_c + d_b) = 2 (47.8 + 50) = 195.6 \text{ cm} \quad (4.111)$$

$$t_{min} = 1.20 \text{ cm} \geq u / 180 = 195.6 / 180 = 1.08 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.112)$$

$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 0.54 \sqrt{30.0 \times 2.80} = 4.95 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.113)$$
$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 30.0 / 6 = 5.00 \text{ cm}$$

Kullanılması gereken süreklilik levhası kalınlığı $3.00 \text{ cm} \geq t_{bf} = 2.80 \text{ cm}$

4.2.2.4. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 4

Tip 4 kiriş ekinin bulunduğu kat numaraları = 32 ~ 41

4.2.2.4.1. Kesit Özellikleri :

HEB450 :

$$d_b = 45.0 \text{ cm} \quad h = 39.8 \text{ cm} \quad t_w = 1.40 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.60 \text{ cm}$$

$$A = 218.0 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 3982 \text{ cm}^3$$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.0 \times 2.60 = 156.0 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 218.0 - 156.0 = 62.0 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30.0 \times 2 + 2 \times 11.2 \times 2) - 8 \times 2.8 = 187.2 \text{ cm}^2 > F_b = 156.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 5d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 32.0 \times 1.2 - 5 \times 2.1 = 66.3 \text{ cm}^2 > F_g = 62.0 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} M_{G+Q \pm 2.5E_x} &= 46668 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} &= 69039 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} &= 43057 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} &= 65382 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M_{\text{mak}} = 69039 \text{ kNcm}$$

Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kirişin eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1 D_a = 0.968$ katından az olmayacaktır.

Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi = M_p

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 3982 \times 39.60 = 152641 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

M_{mak} ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow \sigma_{\text{em}}$

M_p ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow 1.7\sigma_{\text{em}}$

$\frac{M_p}{1.7\sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}}$ olduğundan M_p ile hesaba devam edilecektir.

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{I_n} \quad (4.97)$$

$$V_p = 25 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(152641 + 152641)}{306.8} = 1229 \text{ kN}$$

Ekin başlık atalet momenti = I_{ek}^b

$$I_{ek}^b = 2 \times (30 \times 2.0 \times 47^2 + 2 \times 11.2 \times 2.0 \times 37.8^2) = 393104 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

Ekin gövde atalet momenti = I_{ek}^g

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.2 \times 32.0^3}{12} = 6553 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 393104 + 6553 = 399657 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 152641 \frac{393104}{399657} = 150138 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 152641 \frac{393104}{399657} = 2503 \text{ kNcm}$$

4.2.2.4.2. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 2.8 \times 48.00 = 376.3 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{l-\min}} = \frac{150138}{39.8} = 3772 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Bulon hesabı $V_{ek}^b = 3772 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır.

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{kapasite}} = \frac{3772}{344.8} = 10.93$$

12M27 kullanılacaktır.

4.2.2.4.3. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.45} - 0.2 = 2.49 \text{ cm}$$

25M20 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.1 \times 1.40 \times 63.00 = 185.2 \text{ kN} \quad (\text{Öngermeli})$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.1^2}{4} \times 28.00 = 193.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 146.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{ort} = 2503 + 1229 \times 17.00 = 23396 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\begin{aligned}
r_1 &= 0.00 \text{ cm} \\
r_2 &= 6.00 \text{ cm} \\
r_3 &= 12.00 \text{ cm} \\
r_4 &= 6.00 \text{ cm} \\
r_5 &= \sqrt{6.00^2 + 6.00^2} = 8.48 \text{ cm} \\
r_6 &= \sqrt{6.00^2 + 12.00^2} = 13.42 \text{ cm} \\
r_7 &= 12.00 \text{ cm} \\
r_8 &= \sqrt{12.00^2 + 6.00^2} = 13.42 \text{ cm} \\
r_9 &= \sqrt{12.00^2 + 12.00^2} = 16.97 \text{ cm}
\end{aligned}
\left. \vphantom{\begin{aligned} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \\ r_5 \\ r_6 \\ r_7 \\ r_8 \\ r_9 \end{aligned}} \right\} \Sigma r_i^2 = r_1^2 + 2(r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_7^2) + 4(r_5^2 + r_6^2 + r_8^2 + r_9^2) = 3600 \text{ cm}^2$$

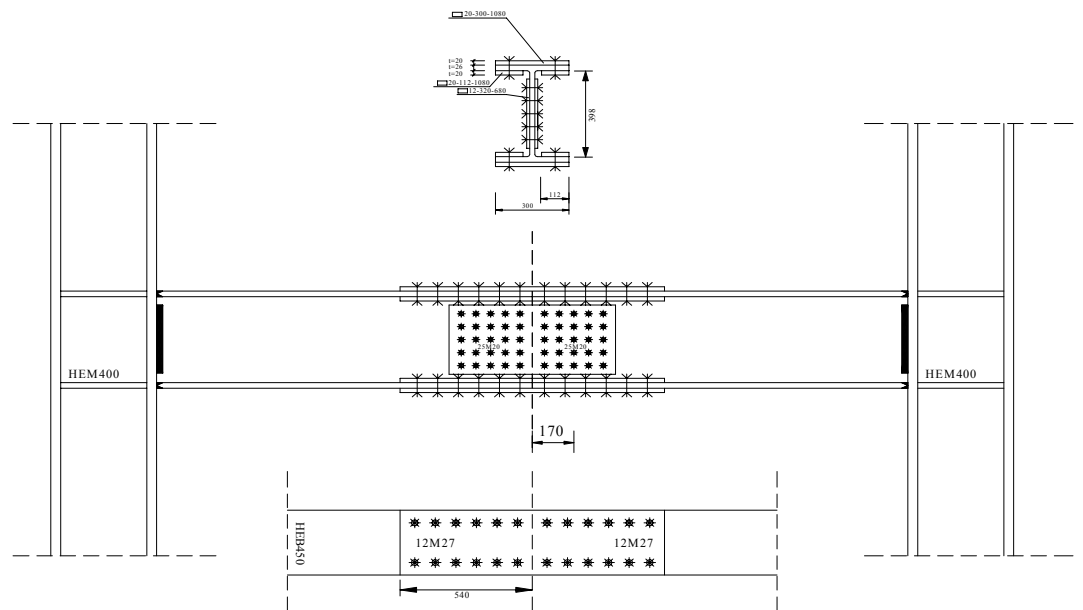
$$N_{1x}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{23396}{3600} 12.00 = 78.0 \text{ kN} \quad (4.105)$$

$$N_{1y}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} x = \frac{23396}{3600} 12.00 = 78.0 \text{ kN}$$

$$V_{1y}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{1229}{25} = 49.2 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned}
N_{mak} &= \sqrt{(N_{1x}^M)^2 + (N_{1y}^M + V_{1y}^V)^2} \\
&= \sqrt{(78.0)^2 + (78.0 + 49.2)^2}
\end{aligned} \quad (4.107)$$

$$N_{mak} = 149.2 \text{ kN} < N_{kapasite} = 185.2 \text{ kN} \quad 25M20 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.31 : HEB450 Kiriş Eki Detayı

4.2.2.4.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü :

$$\text{HEM400} \rightarrow d_c = 43.2 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.7 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \quad t_p = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{HEB450} \rightarrow d_b = 45.0 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.60 \text{ cm} \quad W_{px} = 3982 \text{ cm}^3$$

$$M_p = W_{px} \times \sigma_a = 3982 \times 39.60 = 157687 \text{ kNcm} \quad (4.114)$$

$$H_{ort} = 370 \text{ cm}$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 2 \left[157687 \left(\frac{1}{45} - \frac{1}{370} \right) \right] = 4925 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 43.2 \times 2.10 \left[1 + \frac{3 \times 30.7 \times 4.00^2}{45.0 \times 43.2 \times 2.10} \right] = 2934 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 2934 \text{ kN} \geq V_{ke} = 4925 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.110)$$

Takviye levhasına ihtiyaç vardır. Levha kalınlığı = $t_t = 1.00 \text{ cm}$ seçilmiştir.

$$t_p = 2.10 + 2 \times 1.00 = 4.10 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 43.2 \times 4.10 \left[1 + \frac{3 \times 30.7 \times 4.00^2}{45.0 \times 43.2 \times 4.10} \right] = 4986 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 4986 \text{ kN} \geq V_{ke} = 4925 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.110)$$

$$u = 2 (d_c + d_b) = 2 (43.2 + 45) = 176.4 \text{ cm} \quad (4.111)$$

$$t_{min} = 1.00 \text{ cm} \geq u / 180 = 176.4 / 180 = 0.98 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.112)$$

$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 0.54 \sqrt{30.0 \times 2.60} = 4.77 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.113)$$
$$t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \geq 30.0 / 6 = 5.00 \text{ cm}$$

Kullanılması gereken süreklilik levhası kalınlığı $3.00 \text{ cm} \geq t_{bf} = 2.60 \text{ cm}$

4.2.2.5. Kirişlerin Ek Hesabı Tip 5

Tip 5 kiriş ekinin bulunduğu kat numaraları = 42 ~ 51

4.2.2.5.1. Kesit Özellikleri :

HEB400 :

$$d_b = 40.0 \text{ cm} \quad h = 35.2 \text{ cm} \quad t_w = 1.35 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.40 \text{ cm}$$

$$A = 197.8 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 3232 \text{ cm}^3$$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.0 \times 2.40 = 144.0 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 197.8 - 144.0 = 53.8 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30.0 \times 2 + 2 \times 11.2 \times 2) - 8 \times 2.8 = 187.2 \text{ cm}^2 > F_b = 144.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 4d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 26.0 \times 1.2 - 4 \times 2.1 = 54.0 \text{ cm}^2 > F_g = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 28109 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 55569 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 22985 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 51302 \text{ kNcm} \end{array} \right\} M_{\text{mak}} = 55569 \text{ kNcm}$$

Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kirişin eğilme momenti kapasitesinin $0.8 \times 1.1 D_a = 0.968$ katından az olmayacaktır.

Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi = M_p

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 3232 \times 39.60 = 123892 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

M_{mak} ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow \sigma_{\text{em}}$

M_p ile hesapta emniyet gerilmesi $\rightarrow 1.7\sigma_{\text{em}}$

$\frac{M_p}{1.7\sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}}$ olduğundan M_p ile hesaba devam edilecektir.

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{I_n} \quad (4.97)$$

$$V_p = 20 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(123892 + 123892)}{316.0} = 969 \text{ kN}$$

Ekin başlık atalet momenti = I_{ek}^b

$$I_{ek}^b = 2 \times (30 \times 2.0 \times 42^2 + 2 \times 11.2 \times 2.0 \times 33.2^2) = 310441 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

Ekin gövde atalet momenti = I_{ek}^g

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.2 \times 26.0^3}{12} = 3515 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 310441 + 3515 = 313956 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 123892 \frac{310441}{313956} = 122505 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 123892 \frac{3515}{313956} = 1387 \text{ kNcm}$$

4.2.2.5.2. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 2.8 \times 48.00 = 376.3 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{l-\min}} = \frac{122505}{35.2} = 3480 \text{ kN} \quad (4.103)$$

Bulon hesabı $V_{ek}^b = 3480 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır.

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{kapasite}} = \frac{3480}{344.8} = 10.09$$

12M27 kullanılacaktır.

4.2.2.5.3. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.35} - 0.2 = 2.39 \text{ cm}$$

20M20 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.1 \times 1.40 \times 63.00 = 185.2 \text{ kN} \quad (\text{Öngermeli})$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.1^2}{4} \times 28.00 = 193.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 146.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{ort} = 1387 + 969 \times 17.00 = 17860 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\left. \begin{aligned}
 r_1 &= 3.00 \text{ cm} \\
 r_2 &= 9.00 \text{ cm} \\
 r_3 &= \sqrt{6.00^2 + 3.00^2} = 6.71 \text{ cm} \\
 r_4 &= \sqrt{6.00^2 + 9.00^2} = 10.82 \text{ cm} \\
 r_5 &= \sqrt{12.00^2 + 3.00^2} = 12.37 \text{ cm} \\
 r_6 &= \sqrt{12.00^2 + 9.00^2} = 15.00 \text{ cm}
 \end{aligned} \right\} \Sigma r_i^2 = 2(r_1^2 + r_2^2) + 4(r_3^2 + r_4^2 + r_5^2 + r_6^2) = 2340 \text{ cm}^2$$

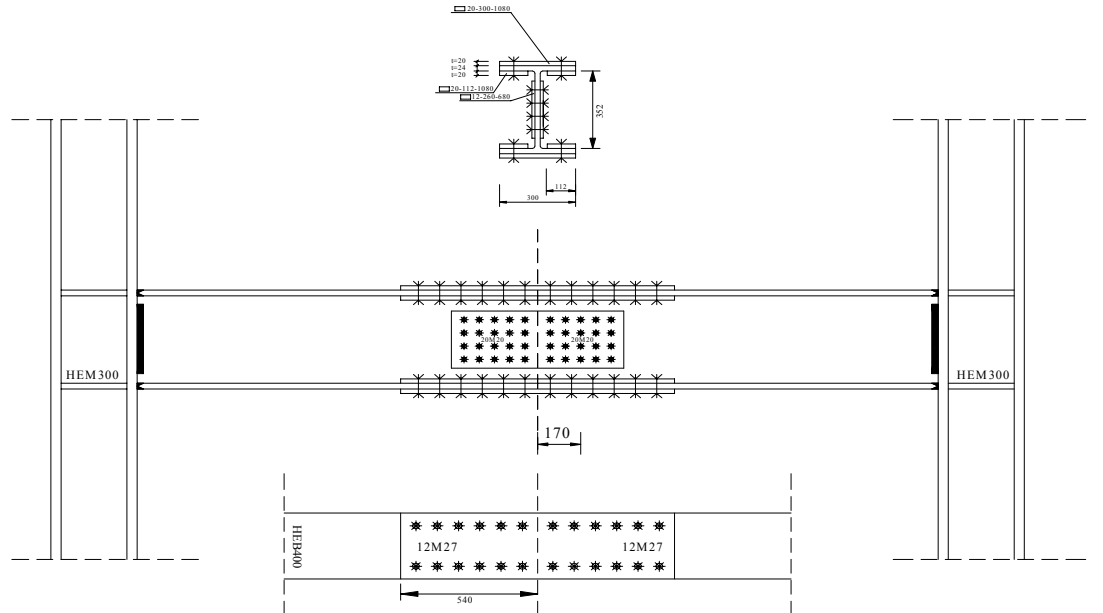
$$N_{1x}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{17860}{2340} 9.00 = 68.7 \text{ kN} \quad (4.105)$$

$$N_{1y}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} x = \frac{17860}{2340} 12.00 = 91.6 \text{ kN}$$

$$V_{1y}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{969}{20} = 48.5 \text{ kN} \quad (4.106)$$

$$\begin{aligned}
 N_{mak} &= \sqrt{(N_{1x}^M)^2 + (N_{1y}^M + V_{1y}^V)^2} \\
 &= \sqrt{(68.7)^2 + (91.6 + 48.5)^2}
 \end{aligned} \quad (4.107)$$

$$N_{mak} = 156.1 \text{ kN} < N_{kapasite} = 185.2 \text{ kN} \quad 20M20 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.32 : HEB400 Kiriş Eki Detayı

4.2.2.5.4. Kolon Kayma Bölgesi Kalınlığı Kontrolü :

$$\text{HEM300} \rightarrow d_c = 34.0 \text{ cm} \quad b_{cf} = 31.0 \text{ cm} \quad t_{cf} = 3.90 \text{ cm} \quad t_p = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{HEB400} \rightarrow d_b = 40.0 \text{ cm} \quad b_{bf} = 30.0 \text{ cm} \quad t_{bf} = 2.40 \text{ cm} \quad W_{px} = 3232 \text{ cm}^3$$

$$M_p = W_{px} \times \sigma_a = 3232 \times 39.60 = 127987 \text{ kNcm} \quad (4.114)$$

$$H_{ort} = 370 \text{ cm}$$

$$V_{ke} = 0.8 \times 2 \left[127987 \left(\frac{1}{40} - \frac{1}{370} \right) \right] = 4566 \text{ kN} \quad (4.108)$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 34.0 \times 2.10 \left[1 + \frac{3 \times 31.0 \times 3.90^2}{40.0 \times 34.0 \times 2.10} \right] = 2536 \text{ kN} \quad (4.109)$$

$$V_p = 2536 \text{ kN} \geq V_{ke} = 4566 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.110)$$

Takviye levhasına ihtiyaç vardır. Levha kalınlığı = $t_t = 1.50 \text{ cm}$ seçilmiştir.

$$t_p = 2.10 + 2 \times 1.50 = 5.10 \text{ cm}$$

$$V_p = 0.6 \times 39.60 \times 34.0 \times 5.10 \left[1 + \frac{3 \times 31.0 \times 3.90^2}{40.0 \times 34.0 \times 5.10} \right] = 4960 \text{ kN} \quad (4.109)$$

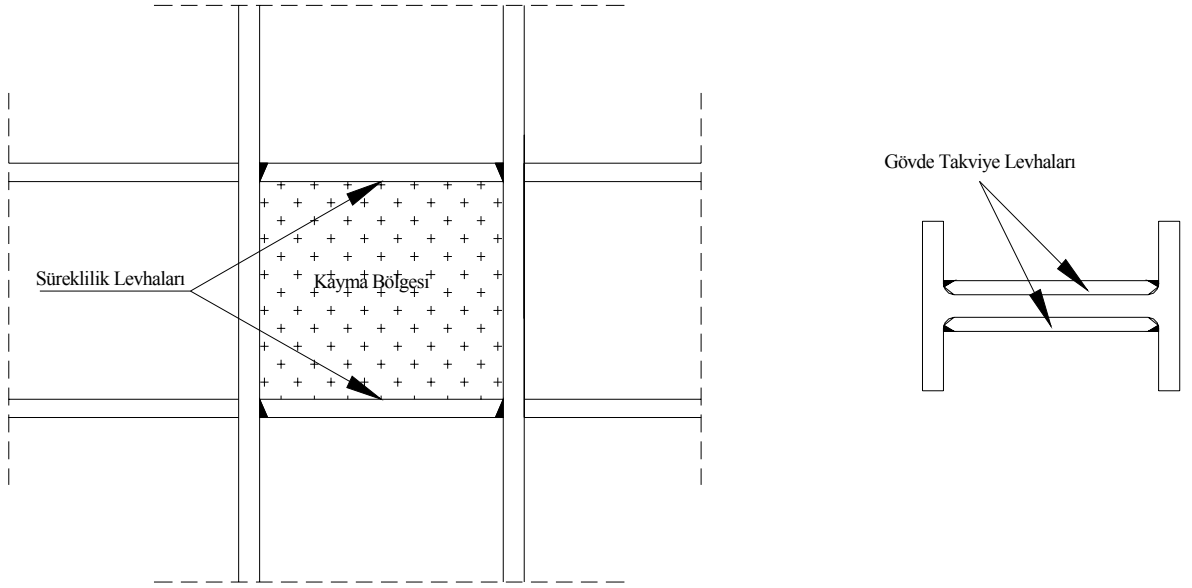
$$V_p = 4960 \text{ kN} \geq V_{ke} = 4566 \text{ kN} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.110)$$

$$u = 2 (d_c + d_b) = 2 (34.0 + 40) = 148.0 \text{ cm} \quad (4.111)$$

$$t_{min} = 1.50 \text{ cm} \geq u / 180 = 148.0 / 180 = 0.82 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.} \quad (4.112)$$

$$t_{cf} = 3.90 \text{ cm} \geq 0.54 \sqrt{30.0 \times 2.40} = 4.58 \text{ cm} \quad \text{koşulu sağlanmamaktadır.} \quad (4.113)$$
$$t_{cf} = 3.90 \text{ cm} \geq 30.0 / 6 = 5.00 \text{ cm}$$

Kullanılması gereken süreklilik levhası kalınlığı $3.00 \text{ cm} \geq t_{bf} = 3.00 \text{ cm}$



Şekil 4.33 : Tipik Kolon-Kiriş Birleşim Detayı

Tipik kolon-kiriş birleşim detayı Şekil 4.33’de, bu detayın ayrıntıları detay paftasında verilmiştir. Görüldüğü üzere kolon-kiriş birleşim bölgelerinde kiriş başlıkları arasında uzanan süreklilik levhaları kullanılmıştır. Ayrıca hesapları yukarıda gösterilen kayma bölgelerinde gereken birleşimlerde gövde takviye levhaları kullanılarak kayma bölgesi güçlendirilmiştir.

Kirişlerin kolonlara atölye koşullarında gövde ve başlıklarından tam penetrasyonlu küt kaynak ile birleştirilmesi prensibi ile bu detay oluşturulmuştur. Bu detay 0.04 radyan dönme kapasitesine sahip olacak şekilde geliştirilmelidir. Kaynak [19], 2002 yılında 4 bilimadamı tarafından yapılan, kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinin detayları ve bu detayların birleşimin dönme kapasitesini nasıl etkilediğini ortaya çıkarmak için yapılmış bir dizi testi içeren bir makaledir. Bu makalede 0.04 radyandan daha büyük dönme kapasitesine sahip olduğu testlerle kanıtlanan birleşim detayları mevcuttur. Proje tarafından proje aşamasında kolon-kiriş birleşim bölgeleri detayları makaledeki ayrıntılar gözönünde tutularak geliştirilip 0.04 radyan dönme kapasitesine sahip olması sağlanmalıdır ya da başka detaylar uygulanmak istenirse, o detayın 0.04 radyan dönme kapasitesine sahip olduğu testler ile gösterilmelidir.

4.2.3. Kolon Ayağı Hesapları

4.2.3.1. Kolon Ayağı Hesabı Tip 1

Tip 1 kolon ayağı hesabı HE1000X393 kolonları için geçerlidir.

4.2.3.1.1. Malzeme Özellikleri :

St52 :

$$\text{Akma Sınırı Mukavemeti} = \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birleşimlerin Hesaplarında Akma Sınırı Mukavemeti} = D_a \sigma_a = 39.60 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak :

$$\text{Kaynak Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Sınır Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{sem} = 12.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kaynak Emniyet Gerilmesi} = \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.3.1.2. Kesit Özellikleri :

HE1000X393 :

$$d_c = 101.6 \text{ cm} \quad h = 92.82 \text{ cm} \quad t_w = 2.44 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.30 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.39 \text{ cm}$$

$$A = 500.2 \text{ cm}^2$$

En büyük normal kuvvete göre iç kuvvet değerleri :

$$N_{G+Q} = 5836 \text{ kN} \quad M_{G+Q} = 118 \text{ kNcm} \quad V_{G+Q} = 1 \text{ kN}$$

$$N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 6880 \text{ kN} \quad M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 92926 \text{ kNcm}$$

$$N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 7861 \text{ kN} \quad M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 85639 \text{ kNcm}$$

$$N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 5240 \text{ kN} \quad M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 92858 \text{ kNcm}$$

$$N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 4986 \text{ kN} \quad M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 85667 \text{ kNcm}$$

En küçük normal kuvvete göre iç kuvvet değerleri :

$$N_{G+Q} = 3701 \text{ kN} \quad M_{G+Q} = 299 \text{ kNcm} \quad V_{G+Q} = 1 \text{ kN}$$

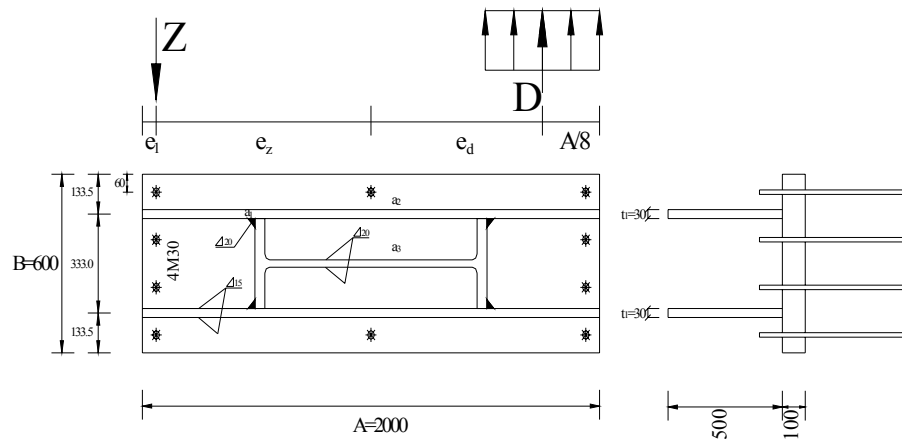
$$N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 5400 \text{ kN} \quad M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 96015 \text{ kNcm}$$

$$N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 4217 \text{ kN} \quad M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 110784 \text{ kNcm}$$

$$N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 3301 \text{ kN} \quad M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 96183 \text{ kNcm}$$

$$N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 2398 \text{ kN} \quad M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 110679 \text{ kNcm} \quad V_{0.9G \pm 2.5E_y} = 394 \text{ kN}$$

Taban levhası boyu = $A = 200$ cm
Taban levhası genişliği = $B = 60$ cm


$$\frac{A}{8} = \frac{200}{8} = 25 \text{ cm}$$

$$e_1 = 6 \text{ cm}$$

$$e_d = \frac{3}{8} A = \frac{3}{8} 200 = 75 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{A}{2} - 6 = \frac{200}{2} - 6 = 94 \text{ cm}$$
(4.115)

D = Kolon ayağında oluşan basınç kuvveti

Z = Kolon ayağında oluşan çekme kuvveti.

$$D = \frac{M + N \times e_z}{e_z + e_d} = \frac{110679 + 2398 \times 94}{94 + 75} = 1989 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{M - N \times e_d}{e_z + e_d} = \frac{110679 - 2398 \times 75}{94 + 75} = -409 \text{ kN}$$
(4.116)

$Z < 0 \rightarrow$ Kesitin tamamı basınç durumundadır.

Çekme kuvveti oluşmadığı için konstrüktif olarak 4M30 bulon kullanılacaktır

4.2.3.1.3. Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü :

p = Beton yüzünde oluşan basınç gerilmesi

$$p = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} = \frac{1989}{\frac{200}{4} \times 60} = 0.663 \text{ kN/cm}^2 < 1.000 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{C35})$$
(4.117)

4.2.3.1.4. Taban Levhası Kalınlığı Kontrolü :

$$b_{cf} = 30.3 \text{ cm} \quad t = 10 \text{ cm} \quad c = 33.30 \text{ cm} \quad c_1 = \frac{B - c}{2} = \frac{60 - 33.30}{2} = 13.35 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= p \frac{c_1^2}{2} = 0.663 \frac{13.35^2}{2} = 59.08 \text{ kNcm} \\ M_2 &= p \frac{B}{2} \left(\frac{B}{4} - c_1 \right) = 0.663 \frac{60}{2} \left(\frac{60}{4} - 13.35 \right) = 32.81 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M_{\text{mak}} = 59.08 \text{ kNcm} \quad (4.118)$$

$$t = 10 \text{ cm} \geq 2.45 \sqrt{\frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{çem}}}} = 2.45 \sqrt{\frac{59.08}{21.60}} = 4.05 \text{ cm}$$
(4.119)

4.2.3.1.5. Guse Levhasını Profil Başlığına Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

$$P = \frac{N}{4} + \frac{1}{2} \frac{M}{h} = \frac{2398}{4} + \frac{1}{2} \frac{110679}{101.6} = 1144 \text{ kN} \quad (4.120)$$

$$\text{Kaynak kalınlığı} = a_1 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak alanı} = F_k = (h_1 - 2 \times a_1) \times a_1 = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{P}{F_k} = \frac{1144}{92} = 12.43 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.121)$$

4.2.3.1.6. Guse Levhalarının Uç Kesitinde Gerilme Kontrolü :

$$\left. \begin{aligned} M_D &= D \left(\frac{A-d_c}{2} - \frac{A}{8} \right) = 1989 \left(\frac{200-101.6}{2} - \frac{200}{8} \right) = 48134 \text{ kNcm} \\ M_Z &= Z \left(\frac{A-d_c}{2} - e_1 \right) = 409 \left(\frac{200-101.6}{2} - 6 \right) = 17669 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M = 48134 \text{ kNcm} \quad (4.122)$$

$$y = \frac{2 \times t_1 \times h_1 \times \left(\frac{h_1}{2} + t \right) + B \times t \times \frac{t}{2}}{2 \times t_1 \times h + B \times t} \quad (4.123)$$

$$y = \frac{2 \times 3 \times 50 \times \left(\frac{50}{2} + 10 \right) + 60 \times 10 \times \frac{10}{2}}{2 \times 3 \times 50 + 60 \times 10} = 15 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times t_1 \times \frac{h_1^3}{12} + 2 \times t_1 \times h_1 \times \left(\frac{h_1}{2} + t - y \right)^2 + \frac{B \times t^3}{12} + B \times t \times \left(y - \frac{t}{2} \right)^2 \quad (4.124)$$

$$I_x = 2 \times 3 \times \frac{50^3}{12} + 2 \times 3 \times 50 \times \left(\frac{50}{2} + 10 - 15 \right)^2 + \frac{60 \times 10^3}{12} + 60 \times 10 \times \left(15 - \frac{10}{2} \right)^2$$

$$I_x = 62500 + 120000 + 5000 + 60000$$

$$I_x = 247500 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = y = 15 \text{ cm}$$

$$y_2 = h_1 + t - y = 50 + 10 - 15 = 45 \text{ cm} \quad (4.125)$$

$$W_{x-\min} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{247500}{45} = 5500 \text{ cm}^3 \quad (4.126)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{48134}{5500} = 8.75 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.2.3.1.7. Guse Levhalarını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

Taban levhasının statik momenti = S_x

$$S_x = B \times t \times (y - \frac{t}{2}) = 60 \times 10 \times (15 - \frac{10}{2}) = 6000 \text{ cm}^3 \quad (4.127)$$

Guse levhasının iç tarafına kaynak çekilmesinin zor olacağı düşünülerek hesaplarda levhanın sadece dış yüzündeki kaynaklar göz önünde tutulacaktır.

$Q = D$ alınacaktır.

$$\tau = \frac{Q \times S_x}{I_x \times (2 \times a_2)} = \frac{1989 \times 6000}{247500 \times (2 \times 1.5)} = 16.06 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.128)$$

4.2.3.1.8. Kolon Gövdesini Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

Kaynak kalınlığı = $a_3 = 2.0 \text{ cm}$

Kaynak boyu = $l_k = 40 - 2 \times a_3 = 40 - 2 \times 2 = 34 \text{ cm}$

Kaynak Alanı = $F_k = 2 \times l_k \times a_3 = 2 \times 34 \times 2 = 136 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{V}{F_k} = \frac{394}{136} = 2.90 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.129)$$

4.2.3.1.9. Kama Elemanında Kontroller :

IPN500 :

$b_f = 18.55 \text{ cm}$ $W_x = 2770 \text{ cm}^3$

4.2.3.1.9.1. Beton Gerilmesi Kontrolü :

Beton gerilmesi = p'

$$p' = \frac{V}{b_f \times (40-5)} = \frac{394}{18.5 \times (40-5)} = 0.608 \text{ kN/cm}^2 < 1.000 \text{ kN/cm}^2 \text{ (C35)} \quad (4.130)$$

4.2.3.1.9.2. Profil Kesit Kontrolü :

$$M = p' \times b_f \times \frac{(40 - 5)^2}{2} = 0.608 \times 18.5 \times \frac{35^2}{2} = 6889 \text{ kNcm} \quad (4.131)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{6889}{2770} = 2.49 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.2.3.1.9.3. Kama Elemanını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü:

$$I_k = 2 \times a_4 \times \frac{l_{k4}^3}{12} + 2 \times a_4 \times l_{k5} \left(\frac{d_c}{2} + \frac{a_4}{2} \right) \quad (4.132)$$

$$I_k = 2 \times 0.9 \times \frac{(30 - 2 \times 0.9)^3}{12} + 2 \times 0.9 \times 18.5 \times \left(\frac{50}{2} + \frac{0.9}{2} \right)^2 = 24932 \text{ cm}^4$$

$$F_k^g = 2 \times a_4 \times l_{k4} = 2 \times 0.9 \times (30 - 2 \times 0.9) = 50.8 \text{ cm}^2$$

$$M = V \times \frac{40 - 5}{2} = 394 \times \frac{35}{2} = 6895 \text{ kNcm} \quad (4.133)$$

$$\sigma_k = \frac{M}{I_k} \left(\frac{40}{2} + a_4 \right) = \frac{6895}{24932} \left(\frac{40}{2} + 0.9 \right) = 5.78 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{sem} = 12.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.134)$$

$$\sigma_k = 5.78 < \sigma_{sem} = 12.00 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sqrt{\tau_k^2 + \sigma_k^2} < \sigma_{vem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ kontrolüne gerek yoktur}$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k^g} = \frac{394}{50.8} = 7.76 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.135)$$

4.2.3.2. Kolon Ayağı Hesabı Tip 2

Tip 2 kolon ayağı hesabı HAÇHE700M kolonları için geçerlidir.

4.2.3.2.1. Kesit Özellikleri :

HE700M :

$$d_c = 71.60 \text{ cm} \quad h = 63.60 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.40 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm} \\ A = 383 \text{ cm}^2$$

En büyük normal kuvvete göre iç kuvvet değerleri :

$$\begin{array}{lll} N_{G+Q} = 11152 \text{ kN} & M_{G+Q} = 907 \text{ kNcm} & V_{G+Q} = 1 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 12385 \text{ kN} & M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 61571 \text{ kNcm} & \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 13545 \text{ kN} & M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 35896 \text{ kNcm} & \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 6766 \text{ kN} & M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 61437 \text{ kNcm} & \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 9465 \text{ kN} & M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 35340 \text{ kNcm} & \end{array}$$

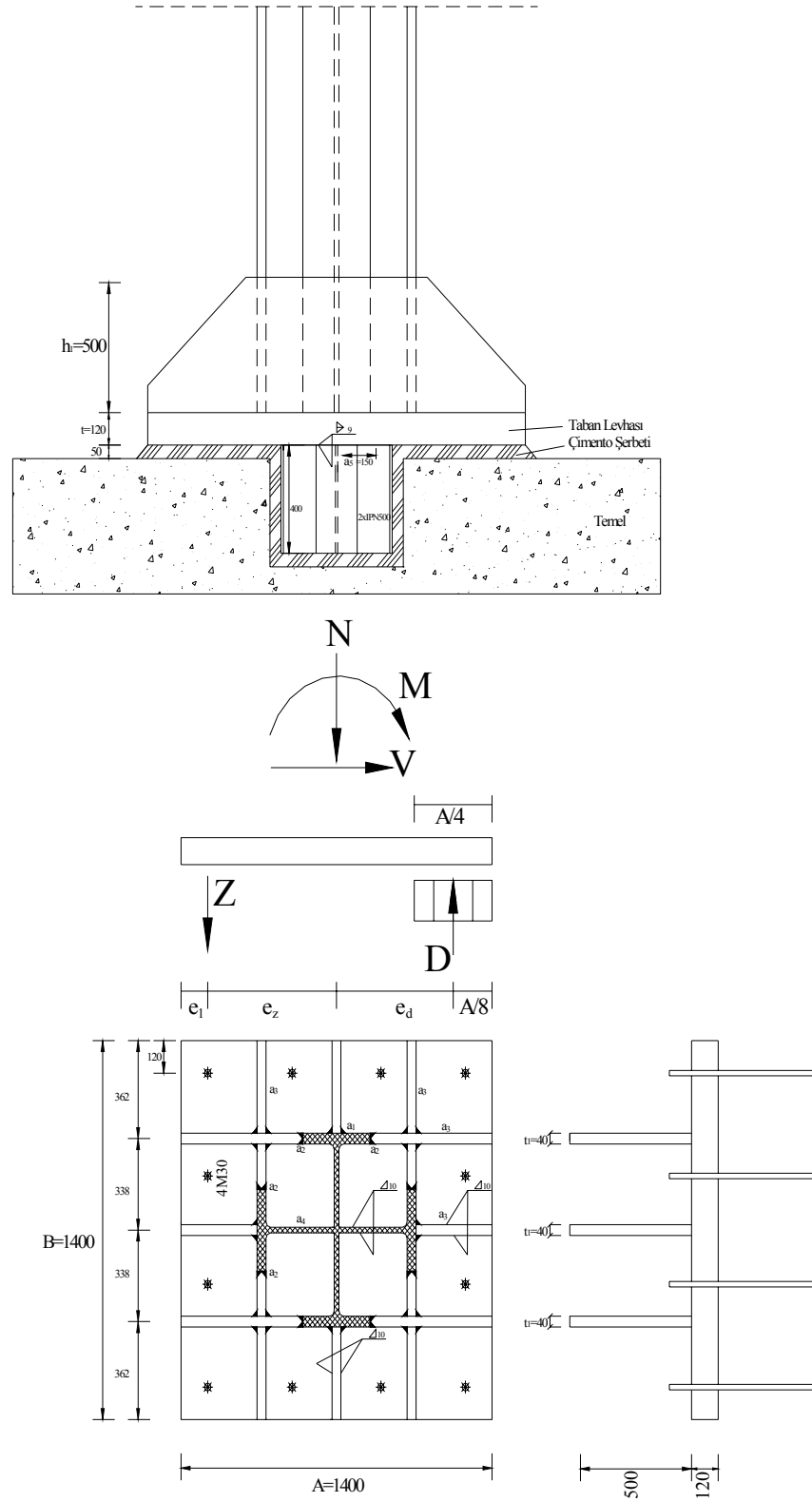
En küçük normal kuvvete göre iç kuvvet değerleri :

$$\begin{array}{lll} N_{G+Q} = 8317 \text{ kN} & M_{G+Q} = 839 \text{ kNcm} & V_{G+Q} = 1 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 9125 \text{ kN} & M_{G+Q \pm 2.5E_x} = 45987 \text{ kNcm} & \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 13224 \text{ kN} & M_{G+Q \pm 2.5E_y} = 28022 \text{ kNcm} & \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 5044 \text{ kN} & M_{0.9G \pm 2.5E_x} = 44571 \text{ kNcm} & V_{0.9G \pm 2.5E_x} = 233 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 7609 \text{ kN} & M_{0.9G \pm 2.5E_y} = 28665 \text{ kNcm} & \end{array}$$

Hesaba esas olan kesit tesirleri : $N = 5044 \text{ kN}$ $M = 44571 \text{ kNcm}$ $V = 233 \text{ kN}$

Taban levhası boyu = $A = 140 \text{ cm}$

Taban levhası genişliği = $B = 140 \text{ cm}$



Şekil 4.35 : Tip 2 Kolon Ayağı Serbest Cisim Diyagramı

$$\frac{A}{8} = \frac{140}{8} = 17.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = 12 \text{ cm}$$

$$e_d = \frac{3}{8} A = \frac{3}{8} 140 = 52.5 \text{ cm}$$

$$e_z = \frac{A}{2} - e_1 = \frac{140}{2} - 12 = 58.0 \text{ cm}$$
(4.115)

D = Kolon ayağında oluşan basınç kuvveti

Z = Kolon ayağında oluşan çekme kuvveti

$$D = \frac{M + N \times e_z}{e_z + e_d} = \frac{44571 + 5044 \times 58.0}{52.5 + 58.0} = 3051 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{M - N \times e_d}{e_z + e_d} = \frac{44571 - 5044 \times 52.5}{52.5 + 58.0} = -1993 \text{ kN}$$
(4.116)

$Z < 0 \rightarrow$ Kesitin tamamı basınç durumundadır.

Çekme kuvveti oluşmadığı için konstrüktif olarak her yönde 4M30 bulon kullanılacaktır

4.2.3.2.2. Beton Basınç Gerilmesi Kontrolü :

p = Beton yüzünde oluşan basınç gerilmesi

$$p = \frac{D}{\frac{A}{4} \times B} = \frac{3051}{\frac{140}{4} \times 140} = 0.623 \text{ kN/cm}^2 < 1.000 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{C35})$$
(4.117)

4.2.3.2.3. Taban Levhası Kalınlığı kontrolü :

$$b_{cf} = 30.40 \text{ cm} \quad t = 12 \text{ cm} \quad c = 33.80 \text{ cm} \quad c_1 = \frac{B - 2c}{2} = \frac{140 - 2 \times 33.80}{2} = 36.20 \text{ cm}$$

$$M = p \frac{c_1^2}{2} = 0.623 \frac{36.20^2}{2} = 408.20 \text{ kNcm}$$
(4.118)

$$t = 12 \text{ cm} \geq 2.45 \sqrt{\frac{M}{\sigma_{\text{çem}}}} = 2.45 \sqrt{\frac{408.20}{21.60}} = 10.65 \text{ cm}$$
(4.119)

4.2.3.2.4. Guse Levhasını Profil Başlığına Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

$$P = \frac{1}{4} \frac{N}{4} + \frac{1}{4} \frac{M}{h} = \frac{1}{4} \frac{5044}{4} + \frac{1}{4} \frac{44571}{71.6} = 471 \text{ kN}$$
(4.136)

$$\text{Kaynak kalınlığı} = a_1 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak kalınlığı} = a_2 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak alanı} = F_k = (h_1 - 2 \times a_1) \times a_1 = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kaynak alanı} = F_k = (h_1 - 2 \times a_2) \times a_2 = (50 - 2 \times 2) \times 2 = 92 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{P}{F_k} = \frac{471}{92} = 5.12 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.121)$$

4.2.3.2.5. Guse Levhalarının Uç Kesitinde Gerilme Kontrolü :

$$\left. \begin{aligned} M_D &= D \left(\frac{A-d_c}{2} - \frac{A}{8} \right) = 3051 \left(\frac{140-71.6}{2} - \frac{140}{8} \right) = 50952 \text{ kNcm} \\ M_Z &= Z \left(\frac{A-d_c}{2} - e_1 \right) = 1993 \left(\frac{140-71.6}{2} - 12 \right) = 44245 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M = 50952 \text{ kNcm} \quad (4.122)$$

$$y = \frac{3 \times t_1 \times h_1 \times \left(\frac{h_1}{2} + t \right) + B \times t \times \frac{t}{2}}{2 \times t_1 \times h + B \times t} \quad (4.123)$$

$$y = \frac{3 \times 4 \times 50 \times \left(\frac{50}{2} + 12 \right) + 140 \times 12 \times \frac{12}{2}}{3 \times 4 \times 50 + 140 \times 12} = 14.2 \text{ cm}$$

$$I_x = 3 \times t_1 \times \frac{h_1^3}{12} + 3 \times t_1 \times h_1 \times \left(\frac{h_1}{2} + t - y \right)^2 + \frac{B \times t^3}{12} + B \times t \times \left(y - \frac{t}{2} \right)^2 \quad (4.124)$$

$$I_x = 3 \times 4 \times \frac{50^3}{12} + 3 \times 4 \times 50 \times \left(\frac{50}{2} + 12 - 14.2 \right)^2 + \frac{140 \times 12^3}{12} + 140 \times 12 \times \left(14.2 - \frac{12}{2} \right)^2$$

$$I_x = 125000 + 235224 + 11666 + 112963$$

$$I_x = 484853 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = y = 14.2 \text{ cm}$$

$$y_2 = h_1 + t - y = 50 + 12 - 14.2 = 47.8 \text{ cm}$$

(4.125)

$$W_{x-\min} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{484853}{47.8} = 10143 \text{ cm}^3 \quad (4.126)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{50592}{10143} = 4.98 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.2.3.2.6. Guse Levhalarını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

Taban levhasının statik momenti = S_x

$$S_x = B \times t \times (y - \frac{t}{2}) = 140 \times 12 \times (14.2 - \frac{12}{2}) = 13776 \text{ cm}^3 \quad (4.127)$$

Guse levhasının iç tarafına kaynak çekilmesinin zor olacağı düşünülerek hesaplarda levhanın sadece dış yüzündeki kaynaklar göz önünde tutulacaktır.

$Q = D$ alınacaktır.

$$\tau = \frac{Q \times S_x}{I_x \times (6 \times a_3)} = \frac{3501 \times 13776}{484853 \times (6 \times 1)} = 16.57 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.138)$$

4.2.3.2.7. Kolon Gövdesini Taban Levhasına Bağlayan Kaynak Dikişlerinin

Hesabı :

Kaynak kalınlığı = $a_4 = 1.0 \text{ cm}$

Kaynak boyu = $l_k = 25 - 2 \times a_4 = 25 - 2 \times 1 = 23 \text{ cm}$

Kaynak Alanı = $F_k = 4 \times l_k \times a_4 = 4 \times 23 \times 1 = 92 \text{ cm}^2$

$$\tau = \frac{V}{F_k} = \frac{233}{92} = 2.53 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.129)$$

4.2.3.2.8. Kama Elemanında Kontroller :

IPN500 :

$b_f = 18.55 \text{ cm}$ $W_x = 2770 \text{ cm}^3$

4.2.3.2.8.1. Beton Gerilmesi Kontrolü :

Beton gerilmesi = p'

$$p' = \frac{V}{b_f \times (40-5)} = \frac{233}{18.5 \times (40-5)} = 0.360 \text{ kN/cm}^2 < 1.000 \text{ kN/cm}^2 \text{ (C35)} \quad (4.130)$$

4.2.3.2.8.2. Profil Kesit Kontrolü :

$$M = p' \times b_f \times \frac{(40 - 5)^2}{2} = 0.360 \times 18.5 \times \frac{35^2}{2} = 4077 \text{ kNcm} \quad (4.131)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{4077}{2770} = 1.47 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.42)$$

4.2.3.2.8.3. Kama Elemanını Taban Levhasına Bağlayan Kaynakların Kontrolü:

$$I_k = 4x a_s \times \frac{l_{k4}^3}{12} + 4x a_s \times l_{k4} \left(\frac{l_{k4}}{2} \right)^2 + 2x a_s \times l_{k5} \left(\frac{d_c}{2} + \frac{a_s}{2} \right) \quad (4.139)$$

$$I_k = 4x 0.9 \times \frac{(15 - 2x 0.9)^3}{12} + 4x 0.9 \times 15 \times 7.5^2 + 2 \times 0.9 \times 18.5 \times \left(\frac{50}{2} + \frac{0.9}{2} \right)^2 = 25434 \text{ cm}^4$$

$$F_k^g = 4 \times a_s \times l_{k4} = 4 \times 0.9 \times (15 - 2 \times 0.9) = 47.5 \text{ cm}^2$$

$$M = V \times \frac{40 - 5}{2} = 233 \times \frac{35}{2} = 4077 \text{ kNcm} \quad (4.133)$$

$$\sigma_k = \frac{M}{I_k} \left(\frac{40}{2} + a_4 \right) = \frac{4077}{25434} \left(\frac{40}{2} + 0.9 \right) = 3.35 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{sem} = 12.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.134)$$

$$\sigma_k = 3.35 < \sigma_{sem} = 12.00 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \sqrt{\tau_k^2 + \sigma_k^2} < \sigma_{vem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ kontrolüne gerek yoktur.}$$

$$\tau_k = \frac{V}{F_k^g} = \frac{233}{47.5} = 4.91 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.135)$$

4.2.4. Kolon Eki Birleşim Hesapları

Tip 1-2 kolon eki 12 ~ 21 katları arasındadır.

4.2.4.1. Malzeme Özellikleri :

St52 :

$$\text{Akma Sınırı Mukavemeti} = \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birleşimlerin Hesaplarında Akma Sınırı Mukavemeti} = D_a \sigma_a = 39.60 \text{ kN/cm}^2$$

SLP Tipi 10.9 Kalitede Bulon :

$$\text{Ezilme Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{lem} = 48.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Ezilme Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{lem} = 63.00 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Öngerme } \geq 0.5 P_v \text{)}$$

$$\text{Makaslama Emniyet Gerilmesi} = \tau_{sem} = 28.00 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.4.2. Kesit Özellikleri :

HEM550 :

$$d_c = 57.2 \text{ cm} \quad h = 49.2 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.6 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A = 354 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 7933 \text{ cm}^3$$

$$\text{Başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{cf} \times t_{cf} = 2 \times 30.6 \times 4 = 244.8 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Gövde alanı} = F_g = A - F_b = 354.0 - 244.8 = 109.2 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\text{Başlık levhası alanı} = F_{b-l} = 2 \times (b_1 \times t_1 + 2 \times b_2 \times t_2) \quad (4.94)$$

$$F_{b-l} = 2 \times (30.6 \times 3 + 2 \times 11.6 \times 2) - 8 \times 2.8 = 254 \text{ cm}^2 > F_b = 244.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövde levhası alanı} = F_{g-l} = 2 \times h_{g-l} \times t_{g-l} - 5d \quad (4.95)$$

$$F_{g-l} = 2 \times 41 \times 1.5 - 5 \times 2.5 = 110.5 \text{ cm}^2 > F_g = 109.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 4699 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 5234 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 3277 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 3430 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{mak} = 5234 \text{ kN}$$

$$\text{Bir başlığa gelen normal kuvvet} = N_b = \frac{1}{2} N_{\text{mak}} \frac{F_b}{A} = \frac{1}{2} 5234 \frac{244.8}{354.0} = 1810 \text{ kN} \quad (4.140)$$

$$\text{Gövdeye gelen normal kuvvet} = N_g = N_{\text{mak}} \frac{F_g}{A} = 5234 \frac{109.2}{354.0} = 1614 \text{ kN}$$

$$N_{G+Q} = 380 \text{ kN}$$

$$\text{Bir başlığa gelen normal kuvvet} = N_b = \frac{1}{2} N_{\text{mak}} \frac{F_b}{A} = \frac{1}{2} 380 \frac{244.8}{354.0} = 132 \text{ kN} \quad (4.140)$$

$$\text{Gövdeye gelen normal kuvvet} = N_g = N_{\text{mak}} \frac{F_g}{A} = 380 \frac{109.2}{354.0} = 116 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{G+Q \pm 2.5E_x} &= 59689 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} &= 53901 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} &= 53253 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} &= 52147 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M_{\text{mak}} = 59689 \text{ kNcm}$$

$$\text{Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi} = M_p$$

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 7933 \times 39.60 = 304094 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

$$M_{\text{mak}} \text{ ile hesapta emniyet gerilmesi} \rightarrow \sigma_{\text{em}}$$

$$M_p \text{ ile hesapta emniyet gerilmesi} \rightarrow 1.7 \sigma_{\text{em}}$$

$$\frac{M_p}{1.7 \sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}} \text{ olduğundan } M_p \text{ ile hesaba devam edilecektir.}$$

Bulonun gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_c} \quad (4.97)$$

$$V_p = 42 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(304094 + 304094)}{370} = 2031 \text{ kN}$$

$$\text{Ekin başlık atalet momenti} = I_{ek}^b$$

$$I_{ek}^b = 2 \times (30.6 \times 3.0 \times 60.2^2 + 2 \times 11.6 \times 2.0 \times 47.2^2) = 872117 \text{ cm}^4 \quad (4.98)$$

$$\text{Ekin gövde atalet momenti} = I_{ek}^g$$

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{t \times y^3}{12} = 2 \times \frac{1.5 \times 41^3}{12} = 17230 \text{ cm}^4 \quad (4.99)$$

Ekin toplam atalet momenti = I_{ek}

$$I_{ek} = I_{ek}^b + I_{ek}^g = 872117 + 17230 = 889347 \text{ cm}^4 \quad (4.100)$$

$$M_{ek}^b = M_p \frac{I_{ek}^b}{I_{ek}} = 304094 \frac{872117}{889347} = 298202 \text{ kNcm} \quad (4.101)$$

$$M_{ek}^g = M_p \frac{I_{ek}^g}{I_{ek}} = 304094 \frac{17230}{889347} = 5891 \text{ kNcm}$$

4.2.4.3. Başlık Bulonları Hesabı :

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.8 \times 4.0 \times 48.00 = 537.6 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.8^2}{4} \times 28.00 = 344.8 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 344.8 \text{ kN}$$

$$V_{ek}^b = \frac{M_{ek}^b}{l_{l-\min}} = \frac{298202}{49.2} = 6061 \text{ kN} \quad (4.103)$$

$$V_{ek \text{ top}}^b = V_{ek}^b + N_{b \text{ G+Q}} = 6061 + 132 = 6193 \text{ kN} \quad (4.141)$$

$$V_{ek \text{ top}}^b = 6193 \text{ kN} > N_b = 1810 \text{ kN}$$

Bulon hesabı $V_{ek \text{ top}}^b = 6193 \text{ kN}$ kuvvetine göre yapılmalıdır

$$\text{Gerekli bulon sayısı} = n_b = \frac{V_{ek}^b}{N_{kapasite}} = \frac{6193}{344.8} = 17.96$$

18M27 kullanılacaktır.

4.2.4.4. Gövde Bulonları Hesabı :

$$d = \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 2.1} - 0.2 = 3.04 \text{ cm}$$

25M24 seçilmiştir.

$$N_1 = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.5 \times 2.1 \times 48.00 = 252.0 \text{ kN}$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\Pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\Pi \times 2.5^2}{4} \times 28.00 = 274.9 \text{ kN} \quad (4.102)$$

$$N_{kapasite} = \min (N_1 ; N_{s2}) = 252.0 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + V_p \times r_{ort} = 5891 + 2031 \times 20 = 46511 \text{ kNcm} \quad (4.104)$$

$$\left. \begin{array}{l} r_1 = 0.00 \text{ cm} \\ r_2 = r_4 = 7.50 \text{ cm} \\ r_3 = r_7 = 15.00 \text{ cm} \\ r_5 = \sqrt{7.5^2 + 7.5^2} = 10.61 \text{ cm} \\ r_6 = r_8 = \sqrt{7.5^2 + 15^2} = 16.77 \text{ cm} \\ r_9 = \sqrt{15^2 + 15^2} = 21.21 \text{ cm} \end{array} \right\} \Sigma r_i^2 = r_1^2 + 2(r_2^2 + r_3^2 + r_4^2 + r_7^2) + 4(r_5^2 + r_6^2 + r_8^2 + r_9^2) = 5625 \text{ cm}^2$$

$$N_{ly}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} \times = \frac{46511}{5625} 15.00 = 124.0 \text{ kN} \quad (4.105)$$

$$N_{lx}^M = \frac{\Sigma M_{ek}^g}{\Sigma r_i^2} y = \frac{46511}{5625} 15.00 = 124.0 \text{ kN}$$

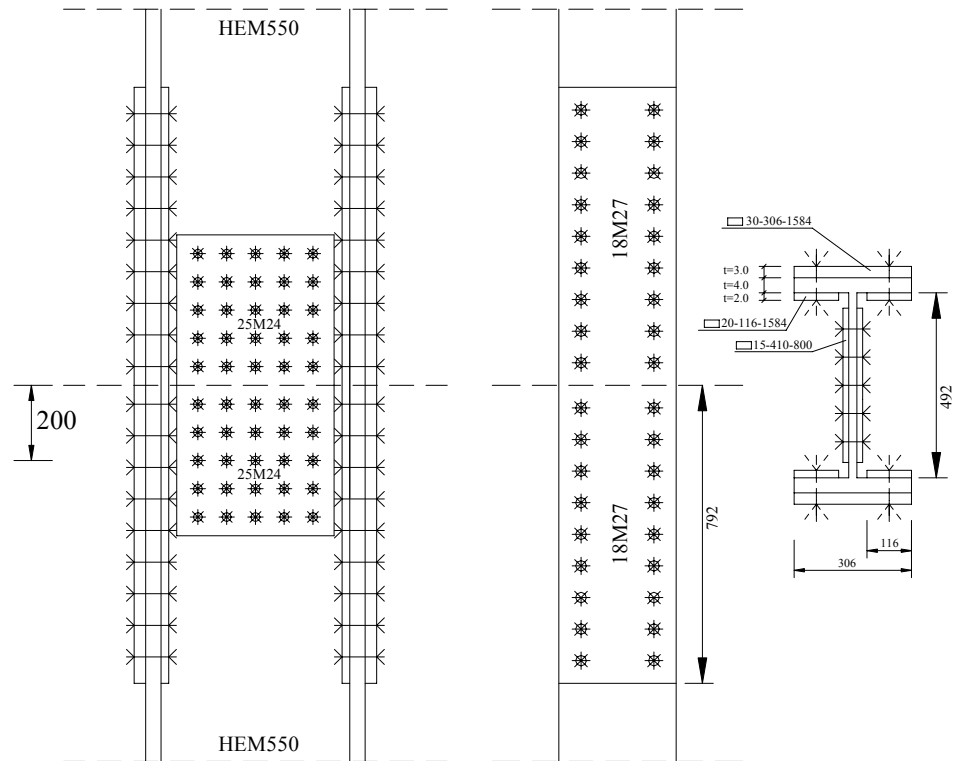
$$N_{ly}^N = \frac{N_g}{n_g} = \frac{116}{20} = 4.6 \text{ kN} \quad (4.142)$$

$$N_{lx}^V = \frac{V_p}{n_g} = \frac{2031}{25} = 81.3 \text{ kN}$$

$$N_{mak} = \sqrt{(N_{ly}^M + N_{ly}^N)^2 + (N_{lx}^M + N_{lx}^V)^2} \quad (4.143)$$

$$= \sqrt{(124.0 + 4.6)^2 + (124.0 + 81.3)^2}$$

$$N_{mak} = 242.2 \text{ kN} < N_{kapasite} = 252.0 \text{ kN} \quad 25M24 \text{ yeterlidir.}$$



Şekil 4.36 : HEM550 Kolon Eki Detayı

4.2.5. Kolonların Kesit Değiştirdiği Noktaların Birleşim Hesapları

Tip 1-2 kolon kesit değişimi 21 ~ 22 katları geçişindedir.

4.2.5.1. Malzeme Özellikleri :

St52 :

$$\text{Akma Sınırı Mukavemeti} = \sigma_a = 36.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Birleşimlerin Hesaplarında Akma Sınırı Mukavemeti} = D_a \sigma_a = 39.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Çekme Emniyet Gerilmesi (H Yükleme)} = \sigma_{\text{cem}} = 21.60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma Emniyet Gerilmesi (H Yükleme)} = \tau_{\text{em}} = 12.47 \text{ kN/cm}^2$$

Kaynak :

$$\text{Kaynak Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Sınır Emniyet Gerilmesi} = \sigma_{\text{sem}} = 12.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kaynak Emniyet Gerilmesi} = \tau_{\text{kem}} = 17.00 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.5.2. Kesit Özellikleri :

Alt Kolon : HEM550 :

$$d_c = 57.2 \text{ cm} \quad h = 49.2 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.6 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

Üst Kolon : HEM450 :

$$d_c = 47.8 \text{ cm} \quad h = 39.8 \text{ cm} \quad t_w = 2.10 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30.7 \text{ cm} \quad t_{cf} = 4.00 \text{ cm}$$

$$A = 335 \text{ cm}^2 \quad W_{px} = 6331 \text{ cm}^3$$

$$\text{Üst kolon başlık alanı} = F_b = 2 \times b_{bf} \times t_{cf} = 2 \times 30.7 \times 4 = 245.6 \text{ cm}^2 \quad (4.92)$$

$$\text{Üst kolon gövde alanı} = F_g = A - F_b = 335.0 - 245.6 = 89.4 \text{ cm}^2 \quad (4.93)$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{G+Q \pm 2.5E_x} = 3076 \text{ kN} \\ N_{G+Q \pm 2.5E_y} = 3298 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_x} = 2155 \text{ kN} \\ N_{0.9G \pm 2.5E_y} = 2108 \text{ kN} \end{array} \right\} N_{\text{mak}} = 3298 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Bir başlığa gelen normal kuvvet} &= N_b = \frac{1}{2} N_{\text{mak}} \frac{F_b}{A} = \frac{1}{2} 3298 \frac{245.6}{335.0} = 1209 \text{ kN} \\ \text{Gövdeye gelen normal kuvvet} &= N_g = N_{\text{mak}} \frac{F_g}{A} = 3298 \frac{89.4}{335.0} = 880 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.140)$$

$$N_{G+Q} = 254 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Bir başlığa gelen normal kuvvet} &= N_b = \frac{1}{2} N_{\text{mak}} \frac{F_b}{A} = \frac{1}{2} 254 \frac{245.6}{335.0} = 93 \text{ kN} \\ \text{Gövdeye gelen normal kuvvet} &= N_g = N_{\text{mak}} \frac{F_g}{A} = 254 \frac{89.4}{335.0} = 68 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.140)$$

$$\left. \begin{aligned} M_{G+Q \pm 2.5E_x} &= 61746 \text{ kNcm} \\ M_{G+Q \pm 2.5E_y} &= 64384 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_x} &= 56385 \text{ kNcm} \\ M_{0.9G \pm 2.5E_y} &= 61341 \text{ kNcm} \end{aligned} \right\} M_{\text{mak}} = 64384 \text{ kNcm}$$

$$\text{Kesitin plastik moment taşıma kapasitesi} = M_p$$

$$M_p = 0.968 \times W_{px} \times \sigma_a = 0.968 \times 6331 \times 39.60 = 242685 \text{ kNcm} \quad (4.96)$$

$$M_{\text{mak}} \text{ ile hesapta emniyet gerilmesi} \rightarrow \sigma_{\text{em}}$$

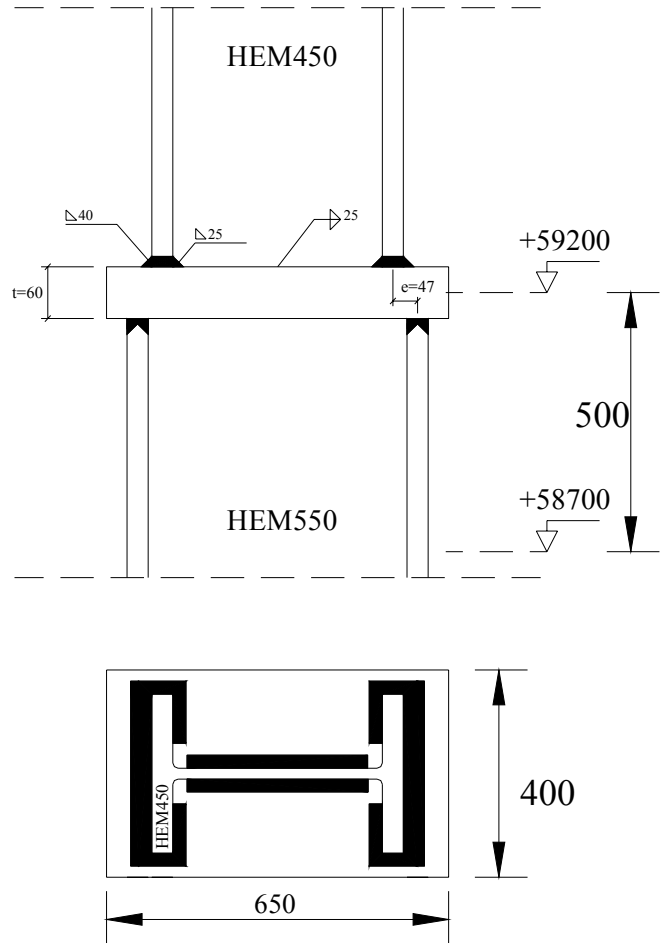
$$M_p \text{ ile hesapta emniyet gerilmesi} \rightarrow 1.7\sigma_{\text{em}}$$

$$\frac{M_p}{1.7\sigma_{\text{em}}} > \frac{M_{\text{mak}}}{\sigma_{\text{em}}} \text{ olduğundan } M_p \text{ ile hesaba devam edilecektir.}$$

Kaynağın gevrek bir malzeme olması dolayısıyla 1.7 katsayısı kullanılmayacaktır.

$$\text{Kesitin kesme kuvveti kapasitesi} = V_p = V_{dy} \pm 1.1 \times D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_c} \quad (4.97)$$

$$V_p = 42 \pm 1.1 \times 1.1 \times \frac{(242685 + 242685)}{370} = 1629 \text{ kN}$$



Şekil 4.37 : HEM550-HEM450 Kolon Kesit Değişimi Detayı

4.2.5.3. Başlığı Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Hesabı :

Kaynak kalınlığı = $a_1 = 4.0$ cm

Kaynak kalınlığı = $a_2 = 2.5$ cm

Başlıktaki kaynakları atalet momenti = I_k^b

$$I_k^b = 2 \left((a_1 \times b_{k1} \times h_{k1}^2) + 2(2 \times a_2 \times b_{k2} \times h_{k2}^2) + 2(2 \times a_2 \times b_{k3} \times h_{k3}^2) \right) \quad (4.144)$$

$$I_k^b = 2 \left((4.0 \times 35.7 \times 25.9^2) + 2(2 \times 2.5 \times 9.68 \times 18.65^2) + 2(2 \times 2.5 \times 4 \times 21.9^2) \right)$$

$$I_k^b = 2(95792 + 33669 + 19184)$$

$$I_k^b = 425562 \text{ cm}^4$$

$$W_k = \frac{I_k}{(h/2)} = \frac{297290}{(39.8/2)} = 14939 \text{ cm}^3 \quad (4.145)$$

$$\sigma_k = \frac{M_b}{W_k} = \frac{242685}{14939} = 16.24 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.146)$$

4.2.5.4. Başlığı Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Arttırılmış Deprem Etkilerinden Gelen Normal Kuvvete Göre Kontrol :

$$\begin{aligned} \text{Bir başlık kaynak alanı} &= a_1 \times b_{k1} + 2 \times a_2 \times b_{k2} + 2 \times a_3 \times b_{k3} \\ &= 4.0 \times 35.7 + 2 \times 2.5 \times 9.68 + 2 \times 2.5 \times 4 = 211.2 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (4.147)$$

$$\sigma = \frac{N_b}{F_k} = \frac{1209}{211.2} = 5.72 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.148)$$

4.2.5.5. Gövdeyi Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Kontrolü :

$$\text{Kaynak kalınlığı} = a = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak boyu} = l_k = (d - 2c) - 2a = 34.4 - 2 \times 2.5 = 29.4 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak alanı} = F_k = 2 \times a \times l_k = 2 \times 2.5 \times 29.4 = 147 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{V_p}{F_k} = \frac{1629}{147} = 11.08 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.149)$$

4.2.5.6. Gövdeyi Enine Levhaya Bağlayan Kaynakların Arttırılmış Deprem Etkilerinden Gelen Normal Kuvvete Göre Kontrol :

$$\sigma_k = \frac{N_g}{F_k} = \frac{880}{147} = 5.99 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kem} = 17.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.148)$$

4.2.5.7. Ek Levhasında Gerilme Kontrolü :

$$N_b = 1209 \text{ kN}$$

$$M = N_b \times e = 1209 \times 4.70 = 5682 \text{ kNcm} \quad (4.150)$$

$$W_l = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{65 \times 6^2}{6} = 390 \text{ cm}^3 \quad (4.151)$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W} = \frac{5682}{390} = 14.57 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{cem} = 21.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.152)$$

5. BETONARME VE ÇELİK YAPI MALİYET VE SÜRE ANALİZLERİ

Bu bölümde DBYBHY-2007'ye göre statik ve betonarme hesapları yapılan BA bina ile yine aynı yönetmeliğe göre tasarımı yapılan çelik binanın maliyet ve süre analizleri yapılacaktır.

Analizler yapılırken, inşaat aşamasında imalatın gecikmesine neden olacak dış etkenlerin ortaya çıkmadığı kabul edilmiştir.

Her iki yapı için kaba yapı maliyetleri hesaplanmıştır. İnşaat öncesi proje bedelleri, projelendirme süreleri, anlaşmalar, harfiyat süreleri gibi iş kalemleri her iki yapı için eşit kabul edilmiştir.

Metrajlar, beton, donatı, kalıp, yapısal çelik, yapısal çelik yangın yalıtımı yüzey alanı şeklinde kalemler içermektedir. Metrajlar tablolar halinde BA ve çelik yapı için ayrı ayrı verilmiştir. Metrajlar sırasında çekirdek perdeleri arasında kalan plak döşemeler için diğer kısımlardaki kaset döşemeler ile karışmaması adına 'döşeme' tabiri kullanılacaktır.

5.1. Mevcut Betonarme Yapı Metrajı :

Tablo 5.1 : Temel; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

TEMEL ALANI			TOPLAM HACİM	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI
TOPLAM	d=100 cm	d=300 cm			
m ²	m ²	m ²	m ³	N/m ³	N
1877.55	68.00	1809.55	5496.65	1288	7076937

KALIP UZUNLUĞU				KALIP ALANI
TOPLAM	d=300 cm	d=340 cm	d=420 cm	
m	m	m	m	m ²
206.53	159.67	24.57	22.29	656.2

Tablo 5.2 : Perde; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	KAT YUKSEKLİĞİ	PERDE ALANI	BETON HACMİ	BİRİM	TOPLAM	KALIP UZUNLUĞU	KALIP ALANI
					DONATI	DONATI		
	m	m	m ²	m ³	N/m ³	N	m	m ²
54	+173.30	2.10	0.00	0.00	0	0	0.00	0.0
53	+171.20	3.60	0.00	0.00	0	0	0.00	0.0
52	+167.60	3.55	14.45	51.30	2126	109033	88.19	313.1
51	+164.05	3.90	14.45	56.36	1860	104843	88.19	343.9
50	+160.15	3.05	14.45	44.07	1860	81992	88.19	269.0
49	+157.10	2.36	14.45	34.10	2146	73193	88.19	208.1
48	+154.74	2.39	14.45	34.54	2146	74124	88.19	210.8
47	+152.35	2.50	32.79	81.98	1947	159638	221.07	552.7
46	+149.85	2.25	32.79	73.78	4918	362830	221.07	497.4
45	+147.60	3.70	32.79	121.32	3014	365619	221.07	818.0
44	+143.90	3.70	32.79	121.32	2901	351994	221.07	818.0
43	+140.20	3.70	32.79	121.32	2854	346195	221.07	818.0
42	+136.50	3.70	37.06	137.12	3394	465324	223.36	826.4
41	+132.80	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
40	+129.10	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
39	+125.40	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
38	+121.70	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
37	+118.00	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
36	+114.30	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
35	+110.60	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
34	+106.90	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
33	+103.20	3.70	37.06	137.12	3089	423625	223.36	826.4
32	+99.50	3.70	41.37	153.07	3097	473993	225.67	835.0
31	+95.80	3.70	55.03	203.61	2702	550218	257.58	953.0
30	+92.10	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
29	+88.40	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
28	+84.70	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
27	+81.00	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
26	+77.30	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
25	+73.60	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
24	+69.90	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
23	+66.20	3.70	55.03	203.61	2608	531099	257.58	953.0
22	+62.50	3.70	55.03	203.61	2930	596519	257.58	953.0
21	+58.80	3.70	58.23	215.45	3222	694097	260.84	965.1
20	+55.10	3.70	58.23	215.45	2832	610093	260.84	965.1
19	+51.40	3.70	58.23	215.45	2936	632543	260.84	965.1
18	+47.70	3.70	58.23	215.45	2936	632543	260.84	965.1
17	+44.00	3.70	58.23	215.45	2936	632543	260.84	965.1
16	+40.30	3.70	58.23	215.45	2936	632543	260.84	965.1
15	+36.60	3.70	58.23	215.45	2934	632047	260.84	965.1
14	+32.90	3.70	58.23	215.45	2934	632047	260.84	965.1
13	+29.20	3.70	58.23	215.45	2934	632047	260.84	965.1
12	+25.50	3.70	58.23	215.45	3802	819123	260.84	965.1
11	+21.80	4.80	64.50	309.60	3097	958769	261.30	1254.2
10	+17.00	4.00	64.50	258.00	3185	821678	261.30	1045.2
9	+13.00	4.00	64.50	258.00	3137	809294	261.30	1045.2
8	+9.00	4.00	64.50	258.00	3330	859217	261.30	1045.2
7	+5.00	4.50	64.50	290.25	3149	913881	261.30	1175.9
6	+0.50	4.50	64.50	290.25	3249	942964	261.30	1175.9
5	-4.00	4.50	66.61	299.75	3192	956846	263.38	1185.2
4	-8.50	3.10	66.61	206.49	3192	659161	263.38	816.5
3	-11.60	3.10	66.61	206.49	3442	710680	263.38	816.5
2	-14.70	3.10	69.82	216.44	4305	931761	263.78	817.7
1	-17.80	3.40	69.82	237.39	5590	1326928	263.78	896.9
TEMEL	-21.20							
			TOPLAM	9285.65		28617734		44404.0

Tablo 5.3 : Kolon; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	KAT YUKSEKLİĞİ	KOLON				BETON HACMI	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KALIP UZUNLUĞU	TOPLAM UZUNLUK	KALIP ALANI
			BOYUT	ALAN	ADET	TOPLAM ALAN						
	m	m		m ²		m ²	m ³	N/m ³	N	m	m	m ²
54	+173.30	2.1	C50/50	0.250	40	10.00	21.00	1742	36582	2.00	80.00	168.0
53	+171.20	3.6	C50/40	0.200	12	2.40	8.64	1742	15051	1.80	21.60	77.8
52	+167.60	3.55	C50/45	0.225	8	1.80	6.39	1742	11131	1.90	15.20	54.0
51	+164.05	3.90	C60/90	0.540	16	14.28	55.69	2395	133382	3.00	80.80	315.1
			C50/45	0.225	8					1.90		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
50	+160.15	3.05	C60/90	0.540	16	14.28	43.55	2395	104312	3.00	80.80	246.4
			C50/45	0.225	8					1.90		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
49	+157.10	2.36	C60/90	0.540	20	21.50	50.74	1895	96152	3.00	136.80	322.85
			C50/50	0.250	8					2.00		
			C30/60/60	0.270	18					2.40		
48	+154.74	2.39	C60/42/118	0.960	4	21.50	51.39	1895	97375	4.40	136.80	326.95
			C60/90	0.540	20					3.00		
			C50/50	0.250	8					2.00		
47	+152.35	2.50	C30/60/60	0.270	18	17.52	43.80	2119	92812	2.40	96.80	242.00
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
			C60/90	0.540	20					3.00		
46	+149.85	2.25	C60/90	0.540	20	21.12	47.52	2119	100695	3.00	120.80	271.80
			C60/60	0.360	18					2.40		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
45	+147.60	3.70	C60/90	0.540	20	17.52	64.82	2490	161412	3.00	96.80	358.16
			C60/60	0.360	8					2.40		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
44	+143.90	3.70	C60/90	0.540	24	21.84	80.81	2374	191838	3.00	123.20	455.84
			C60/60	0.360	14					2.40		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
43	+140.20	3.70	C60/90	0.540	28	22.56	83.47	3046	254256	3.00	125.60	464.72
			C60/60	0.360	10					2.40		
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
42	+136.50	3.70	C60/90	0.540	32	26.16	96.79	3312	320575	3.00	137.60	509.12
			C60/60	0.360	2					2.40		
			C60/120/120	1.080	4					4.80		
33 - 41	+103.20 ~ +132.80	3.70	C60/42/118	0.960	4	26.16	871.13	2231	1943487	4.40	137.60	509.12
			C60/90	0.540	32					3.00		
			C60/60	0.360	2					2.40		
32	+99.50	3.70	C60/120/120	1.080	4	26.16	96.79	2257	218460	4.80	137.60	509.12
			C60/42/118	0.960	4					4.40		
			C60/90	0.540	32					3.00		
22 - 31	+62.50 ~ +95.80	3.70	C60/90	0.540	32	26.16	967.92	2724	2636614	3.00	137.60	509.12
			C60/60	0.360	2					2.40		
			C60/120/120	1.080	4					4.80		
12 - 21	+25.50 ~ +58.80	3.70	C60/42/118	0.960	4	31.50	1165.50	3913	4560602	4.40	148.80	550.56
			C70/90	0.630	32					3.20		
			C70/140/140	1.470	4					5.60		
11	+21.80	4.80	C70/42/118	1.120	4	41.05	197.06	2590	510388	4.60	144.96	695.81
			C78/150	1.140	4					4.52		
			C78/210	1.596	8					5.72		
10	+17.00	4.00	C140/140	1.960	4	41.05	164.22	2590	425324	5.60	144.96	579.84
			C78/90	0.684	4					3.32		
			C90/90-76/90	1.494	4					5.12		
8 - 9	+9.00 ~ +13.00	4.00	C78/118/118	1.794	4	39.82	318.53	2208	703314	6.24	140.77	563.09
			C78/150	1.140	4					4.52		
			C78/210	1.596	8					5.72		
5 - 7	-4.00 ~ +5.00	4.50	C145/0	1.650	4	39.82	537.52	2807	1508817	4.55	140.77	633.47
			C78/90	0.684	4					3.32		
			C90/90-76/90	1.494	4					5.12		
3 - 4	-11.60 ~ -8.50	3.10	C78/118/118	1.794	4	39.82	246.86	2807	692938	6.24	140.77	436.39
			C78/150	1.140	4					4.52		
			C78/210	1.596	8					5.72		
2	-14.70	3.10	C150/150	2.250	4	42.21	130.86	2807	367337	6.00	146.56	454.34
			C78/90	0.684	4					3.32		
			C90/90-76/90	1.494	4					5.12		
1	-17.80	3.40	C78/118/118	1.794	4	42.21	143.53	2807	402886	6.24	146.56	498.30
			C78/150	1.140	4					4.52		
			C78/210	1.596	8					5.72		
TEMELE	-21.20											
TOPLAM							5494.54		15585739		9751.9	

Tablo 5.4 : Kiriş, Beton, Donatı ve Kalıp Metraji

KAT	KOT	KIRIŞ				BETON HACMİ	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KIRIŞ		KAT KALIP ALANI
		BOYUT	ALAN	UZUNLUK	HACİM				ÇEVRESİ	KALIP ALANI	
	m		m ²	m	m ³	m ³	N/m ³	N	m	m ²	m ²
54	+173.30	B50/80	0.400	147.50	59.00	59.00	1654	97586	2.10	309.75	309.8
53	+171.20	B80/80	0.640	128.46	82.21	163.89	1380	226164	2.40	308.30	718.7
		B60/80	0.480	57.36	27.53				2.20	126.19	
		B50/80	0.400	135.35	54.14				2.10	284.24	
52	+167.60	B20/80	0.160	10.21	1.63	98.73	2945	290773	1.80	18.38	512.5
		B60/80	0.480	48.86	23.45				2.20	107.49	
		B50/80	0.400	184.12	73.65				2.10	386.65	
51	+164.05	B20/80	0.160	10.21	1.63	61.92	2998	185634	1.80	18.38	338.6
		B60/80	0.480	14.32	6.87				2.20	31.50	
		B50/80	0.400	43.53	17.41				2.10	91.41	
		B60/50	0.300	18.72	5.62				1.60	29.95	
		B40/50	0.200	54.72	10.94				1.40	76.61	
		B60/75	0.450	43.20	19.44				2.10	90.72	
50	+160.15	B20/80	0.160	10.21	1.63	36.21	28995	1049781	1.80	18.38	222.0
		B60/50	0.300	18.72	5.62				1.60	29.95	
		B40/50	0.200	82.68	16.54				1.40	115.75	
49	+157.10	B60/75	0.450	27.60	12.42	147.22	3898	573862	2.10	57.96	807.1
		B20/80	0.160	10.21	1.63				1.80	18.38	
		B80/50	0.400	18.72	7.49				1.80	33.70	
		B40/50	0.200	37.28	7.46				1.40	52.19	
		B67/50	0.335	59.40	19.90				1.67	99.20	
		B100/50	0.500	51.54	25.77				2.00	103.08	
48	+154.74	B50/50	0.250	174.14	43.54	135.78	4205	570960	1.50	261.21	574.3
		B50/80	0.400	10.67	4.27				2.10	22.41	
		B30/75	0.225	58.00	13.05				1.80	104.40	
		B60/75	0.450	53.60	24.12				2.10	112.56	
		B20/80	0.160	7.46	1.19				1.80	13.43	
		B40/80	0.320	15.84	5.07				2.00	31.68	
47	+152.35	B20/80	0.160	40.64	6.50	135.78	4205	570960	1.80	73.15	574.3
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	111.60	50.22				2.10	234.36	
		B155/50	0.775	59.40	46.04				1.80	106.92	
		B150/37	0.555	10.76	5.97				2.55	27.44	
		B195/37	0.722	11.34	8.18				2.24	25.40	
46	+149.85	B90/37	0.333	35.50	11.82	135.78	4292	582773	1.64	58.22	574.3
		B20/80	0.160	7.46	1.19				1.80	13.43	
		B40/80	0.320	15.84	5.07				2.00	31.68	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	111.60	50.22				2.10	234.36	
45	+147.60	B155/50	0.775	59.40	46.04	135.78	4292	582773	1.80	106.92	574.3
		B150/37	0.555	10.76	5.97				2.55	27.44	
		B195/37	0.722	11.34	8.18				2.24	25.40	
		B90/37	0.333	35.50	11.82				1.64	58.22	
		B40/80	0.320	15.84	5.07				2.00	31.68	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
44	+143.90	B30/50	0.150	13.20	1.98	214.17	3690	790292	1.30	17.16	939.9
		B60/75	0.450	53.60	24.12				2.10	112.56	
		B106/37	0.392	49.50	19.41				1.80	89.10	
		B155/50	0.775	59.40	46.04				2.55	151.47	
		B150/37	0.555	10.76	5.97				2.24	24.10	
		B195/37	0.722	11.34	8.18				2.69	30.50	
43	+140.20	B60/110	0.660	58.00	38.28	185.61	4280	794396	2.80	162.40	860.9
		B60/135	0.810	56.80	46.01				3.30	187.44	
		B90/37	0.333	21.30	7.09				1.64	34.93	
		B105/37	0.389	14.20	5.52				1.79	25.42	
		B40/80	0.320	15.84	5.07				2.00	31.68	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
42	+136.50	B30/50	0.150	13.20	1.98	181.82	4192	762208	1.30	17.16	837.9
		B60/75	0.450	74.40	33.48				2.10	156.24	
		B106/37	0.392	69.30	27.18				1.80	124.74	
		B150/37	0.555	10.76	5.97				2.24	24.10	
		B195/37	0.722	11.34	8.18				2.69	30.50	
		B60/110	0.660	34.80	22.97				2.80	97.44	
42	+136.50	B60/135	0.810	28.80	23.33	181.82	4192	762208	3.30	95.04	837.9
		B105/50	0.525	13.60	7.14				2.05	27.88	
		B105/37	0.389	31.64	12.29				1.79	56.64	
		B143/50	0.715	13.60	9.72				2.43	33.05	
		B143/37	0.529	31.64	16.74				2.17	68.66	
		B50/80	0.400	15.84	6.34				2.10	33.26	
42	+136.50	B20/80	0.160	40.64	6.50	181.82	4192	762208	1.80	73.15	837.9
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	74.40	33.48				2.10	156.24	

Tablo 5.5 : Kiriş, Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı (Devamı)

33 - 41	+103.20 ~ +132.80	B50/80	0.400	15.84	6.34	806.02	4581	3692366	2.10	33.26	528.1
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	102.40	46.08				2.10	215.04	
		B132/37	0.488	29.70	14.51				4.54	134.84	
		B150/37	0.555	10.76	5.97				2.24	24.10	
32	+99.50	B195/37	0.722	11.34	8.18	90.82	4581	416068	2.69	30.50	529.6
		B60/80	0.480	15.84	7.60				2.20	34.85	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	102.40	46.08				2.10	215.04	
		B132/37	0.488	29.70	14.51				4.54	134.84	
22 - 31	+62.50 ~ +95.80	B150/37	0.555	10.76	5.97	766.71	4619	3541437	2.24	24.10	475.0
		B195/37	0.722	11.34	8.18				2.69	30.50	
		B60/80	0.480	15.84	7.60				2.20	34.85	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B60/75	0.450	102.40	46.08				2.10	215.04	
12 - 21	+25.50 ~ +58.80	B132/37	0.488	29.70	14.51	851.98	4360	3714645	4.54	134.84	485.1
		B70/80	0.560	15.84	8.87				2.30	36.43	
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B70/75	0.525	101.60	53.34				2.20	223.52	
		B132/37	0.488	29.70	14.51				4.54	134.84	
10 - 11	+17.00 ~ +21.80	B80/80	0.640	15.84	10.14	340.19	6116	2080583	2.40	38.02	491.6
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B76/160	1.216	80.56	97.96				2.76	222.35	
		B90/160	1.440	18.20	26.21				2.90	52.78	
		B380/37	1.406	19.42	27.30				4.54	88.17	
6 - 9	+0.50 ~ +13.00	B80/80	0.640	15.84	10.14	463.08	2778	1286431	2.40	38.02	491.6
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B76/90	0.684	80.56	55.10				2.76	222.35	
		B90/90	0.810	18.20	14.74				2.90	52.78	
		B380/37	1.406	19.42	27.30				4.54	88.17	
3 - 5	-11.60 ~ -4.00	B80/80	0.640	13.20	8.45	342.24	2962	1013715	2.45	32.34	485.9
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B76/90	0.684	80.56	55.10				2.76	222.35	
		B90/90	0.810	18.20	14.74				2.90	52.78	
		B380/37	1.406	19.42	27.30				4.54	88.17	
1 - 2	-17.80 ~ -14.70	B85/80	0.680	13.20	8.98	244.74	2268	555064	2.45	32.34	485.9
		B20/80	0.160	40.64	6.50				1.80	73.15	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
		B76/100	0.760	80.56	61.23				2.76	222.35	
		B90/100	0.900	18.20	16.38				2.90	52.78	
		B380/37	1.406	19.42	27.30				4.54	88.17	
TEML	-21.20										
TOPLAM						5328.30		22227849		10695.9	

BA yapı kaset döşemelerinde iki modül kullanılmıştır. Bunlara ait eşdeğer plak kalınlığı hesabı aşağıdaki gibidir.

15/37 KASET MODÜL HESABI

Plak Hacmi =	1.20 x 0.90 x 0.90	= 0.0972 m ³
Nervür Hacmi =	0.0875 x 0.25 x 0.8125 x 4	= 0.0711 m ³
Modül Hacmi		= 0.1683 m ³
Beton Ağırlığı =	0.1683 x 2.50	= 4.2070 kN
Kaset Yüğü =	0.4207 / (0.90 x 0.90)	= 5.1940 kN/m ²
Kaset Yüğüne Eşdeğer Plak Kalınlığı =		0.208 m

15/50 KASET MODÜL HESABI

Plak Hacmi =	1.20 x 0.90 x 0.90	= 0.0972 m ³
Nervür Hacmi =	0.0875 x 0.38 x 0.8125 x 4	= 0.1081 m ³
Modül Hacmi		= 0.2053 m ³
Beton Ağırlığı =	0.1683 x 2.50	= 5.1330 kN
Kaset Yüğü =	0.4207 / (0.90 x 0.90)	= 6.3370 kN/m ²
Kaset Yüğüne Eşdeğer Plak Kalınlığı =		0.253 m

Tablo 5.6 : Kaset Döşemeler; Beton, Donatı ve Kalıp Metraji

KAT	KOT	KAT TOPLAM KASET ALANI	15/37 KASET ALANI	15/50 KASET ALANI	KASET BETON HACMI	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KALIP ALANI
	m	m ²	m ²	m ²	m ³	N/m ²	N	m ²
54	+173.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
53	+171.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
52	+167.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
51	+164.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
50	+160.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
49	+157.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
48	+154.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
47	+152.35	530.04	530.04	0.00	110.25	394	208730	530.0
46	+149.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.0
45	+147.60	530.04	530.04	0.00	110.25	394	208677	530.0
44	+143.90	530.04	530.04	0.00	110.25	394	208730	530.0
43	+140.20	696.82	696.82	0.00	144.94	394	274408	696.8
42	+136.50	809.17	809.17	0.00	168.31	394	318651	809.2
41	+132.80	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
40	+129.10	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
39	+125.40	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
38	+121.70	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
37	+118.00	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
36	+114.30	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
35	+110.60	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
34	+106.90	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
33	+103.20	889.51	764.97	124.54	190.62	394	350289	889.5
32	+99.50	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
31	+95.80	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
30	+92.10	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
29	+88.40	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
28	+84.70	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
27	+81.00	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
26	+77.30	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
25	+73.60	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
24	+69.90	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
23	+66.20	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
22	+62.50	877.94	757.52	120.42	188.03	394	345733	877.9
21	+58.80	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
20	+55.10	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
19	+51.40	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
18	+47.70	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
17	+44.00	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
16	+40.30	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
15	+36.60	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
14	+32.90	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
13	+29.20	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
12	+25.50	857.97	741.15	116.82	183.71	394	337869	858.0
11	+21.80	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329363	836.4
10	+17.00	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
9	+13.00	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329195	836.4
8	+9.00	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329112	836.4
7	+5.00	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
6	+0.50	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
5	-4.00	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
4	-8.50	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
3	-11.60	836.37	723.15	113.22	179.06	394	329279	836.4
2	-14.70	834.39	722.07	112.32	178.61	394	328499	834.4
1	-17.80	834.39	722.07	112.32	178.61	393.7	328499.3	834.4
TEMEL	-21.20							
TOPLAM					8233.83		15173884	38534.9

Tablo 5.7 : Döşeme; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	DÖŞEME ALANI					DÖŞEME BETON HACMI	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KALIP ALANI
		TOPLAM	d=15 cm	d=20 cm	d=37 cm	d=50 cm				
	m	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ³	N/m ²	N	m ²
54	+173.30	182.50	182.50	0.00	0.00	0.00	27.38	151	27466	182.50
53	+171.20	591.20	0.00	591.20	0.00	0.00	118.24	151	88976	591.20
52	+167.60	405.19	86.41	318.78	0.00	0.00	76.72	151	60981	405.19
51	+164.05	372.89	372.89	0.00	0.00	0.00	55.93	151	56120	372.89
50	+160.15	231.07	56.11	174.96	0.00	0.00	43.41	151	34776	231.07
49	+157.10	1027.40	1027.40	0.00	0.00	0.00	154.11	151	154624	1027.40
48	+154.74	56.11	56.11	0.00	0.00	0.00	8.42	151	8445	56.11
47	+152.35	326.48	252.98	0.00	0.00	73.50	74.70	151	49135	326.48
46	+149.85	56.11	56.11	0.00	0.00	0.00	8.42	151	8445	56.11
45	+147.60	326.48	252.98	0.00	0.00	73.50	74.70	151	49135	326.48
44	+143.90	448.98	252.98	0.00	0.00	196.00	135.95	151	67571	448.98
43	+140.20	412.23	252.98	0.00	0.00	159.25	117.57	151	62041	412.23
42	+136.50	375.48	252.98	0.00	0.00	122.50	99.20	151	56510	375.48
41	+132.80	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
40	+129.10	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
39	+125.40	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
38	+121.70	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
37	+118.00	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
36	+114.30	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
35	+110.60	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
34	+106.90	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
33	+103.20	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
32	+99.50	289.98	252.98	0.00	37.00	0.00	51.64	151	43642	289.98
31	+95.80	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
30	+92.10	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
29	+88.40	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
28	+84.70	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
27	+81.00	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
26	+77.30	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
25	+73.60	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
24	+69.90	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
23	+66.20	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
22	+62.50	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
21	+58.80	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
20	+55.10	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
19	+51.40	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
18	+47.70	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
17	+44.00	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
16	+40.30	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
15	+36.60	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
14	+32.90	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
13	+29.20	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
12	+25.50	285.17	248.17	0.00	37.00	0.00	50.92	151	42918	285.17
11	+21.80	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
10	+17.00	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
9	+13.00	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
8	+9.00	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
7	+5.00	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
6	+0.50	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
5	-4.00	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
4	-8.50	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
3	-11.60	309.89	248.17	0.00	61.72	0.00	60.06	151	46638	309.89
2	-14.70	308.03	246.31	0.00	61.72	0.00	59.78	151	46359	308.03
1	-17.80	308.03	246.31	0.00	61.72	0.00	59.78	151	46359	308.03
TEMEL	-21.20									
TOPLAM							3189.53		2531469	16820.4

Tablo 5.8 : Eğim Betonü; Beton Metraжі

KAT	KOT	KAT TOPLAM DÖŞEME ALANI	EĞİM BETONU KALINLIĞI	KAT TOPLAM KASET ALANI	EĞİM BETONU KALINLIĞI	EĞİM BETONU HACMİ
	m	m ²	m	m ²	m	m ³
54	+173.30	182.50	0.05	0.00	0.00	9.13
53	+171.20	591.20	0.05	0.00	0.00	29.56
52	+167.60	405.19	0.05	0.00	0.00	20.26
51	+164.05	372.89	0.05	0.00	0.00	18.64
50	+160.15	231.07	0.05	0.00	0.00	11.55
49	+157.10	1027.40	0.05	0.00	0.00	51.37
48	+154.74	56.11	0.05	0.00	0.00	2.81
47	+152.35	326.48	0.05	530.04	0.00	16.32
46	+149.85	56.11	0.05	0.00	0.00	2.81
45	+147.60	326.48	0.05	530.04	0.00	16.32
44	+143.90	448.98	0.05	530.04	0.00	22.45
43	+140.20	412.23	0.05	696.82	0.00	20.61
42	+136.50	375.48	0.05	809.17	0.00	18.77
41	+132.80	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
40	+129.10	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
39	+125.40	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
38	+121.70	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
37	+118.00	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
36	+114.30	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
35	+110.60	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
34	+106.90	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
33	+103.20	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
32	+99.50	289.98	0.05	877.94	0.00	14.50
31	+95.80	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
30	+92.10	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
29	+88.40	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
28	+84.70	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
27	+81.00	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
26	+77.30	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
25	+73.60	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
24	+69.90	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
23	+66.20	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
22	+62.50	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
21	+58.80	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
20	+55.10	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
19	+51.40	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
18	+47.70	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
17	+44.00	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
16	+40.30	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
15	+36.60	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
14	+32.90	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
13	+29.20	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
12	+25.50	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
11	+21.80	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
10	+17.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
9	+13.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
8	+9.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
7	+5.00	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
6	+0.50	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
5	-4.00	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
4	-8.50	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
3	-11.60	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
2	-14.70	308.03	0.05	834.39	0.05	57.12
1	-17.80	308.03	0.05	834.39	0.05	57.12
TEMEL	-21.20					
					TOPLAM	1133.55

5.2. Çelik Yapı Metrajı :

Tablo 5.9 : Temel; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

TEMEL ALANI				TOPLAM HACİM	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI
TOPLAM	d=100 cm	d=150 cm	d=300 cm			
m ²	m ²	m ²	m ²	m ³	N/m ³	N
1658.78	68.00	1002.73	588.05	3336.245	1288	4295415

KALIP UZUNLUĞU					KALIP ALANI
TOPLAM	d=150 cm (iç)	d=150 cm (dış)	d=340 cm	d=420 cm	
m	m	m	m	m	m ²
197.05	96.58	150.19	24.57	22.29	547.3

Tablo 5.10 : Perde; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	KAT YUKSEKLİĞİ	PERDE ALANI	BETON HACMİ	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KALIP UZUNLUĞU	KALIP ALANI
	m	m	m ²	m ³	N/m ³	N	m	m ²
54	+173.30	2.10	0.00	0.00	0	0	0.00	0.0
53	+171.20	3.60	0.00	0.00	0	0	0.00	0.0
52	+167.60	3.55	14.45	51.30	2126	109033	88.19	313.1
51	+164.05	3.90	14.45	56.36	1860	104843	88.19	343.9
50	+160.15	3.05	14.45	44.07	1860	81992	88.19	269.0
49	+157.10	2.36	14.45	34.10	2146	73193	88.19	208.1
48	+154.74	2.39	14.45	34.54	2146	74124	88.19	210.8
47	+152.35	2.50	29.79	74.48	1947	145033	206.15	515.4
46	+149.85	2.25	29.79	67.03	4918	329635	206.15	463.8
45	+147.60	3.70	29.79	110.22	3014	332168	206.15	762.8
44	+143.90	3.70	29.79	110.22	2901	319790	206.15	762.8
43	+140.20	3.70	29.79	110.22	2854	314521	206.15	762.8
42	+136.50	3.70	33.32	123.28	3394	418364	208.44	771.2
41	+132.80	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
40	+129.10	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
39	+125.40	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
38	+121.70	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
37	+118.00	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
36	+114.30	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
35	+110.60	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
34	+106.90	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
33	+103.20	3.70	33.32	123.28	3089	380874	208.44	771.2
32	+99.50	3.70	36.89	136.49	3097	422664	210.75	779.8
31	+95.80	3.70	47.54	175.90	2702	475329	242.66	897.8
30	+92.10	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
29	+88.40	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
28	+84.70	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
27	+81.00	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
26	+77.30	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
25	+73.60	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
24	+69.90	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
23	+66.20	3.70	47.54	175.90	2608	458812	242.66	897.8
22	+62.50	3.70	47.54	175.90	2930	515328	242.66	897.8
21	+58.80	3.70	53.04	196.25	3222	632233	245.92	909.9
20	+55.10	3.70	53.04	196.25	2832	555715	245.92	909.9
19	+51.40	3.70	53.04	196.25	2936	576165	245.92	909.9
18	+47.70	3.70	53.04	196.25	2936	576165	245.92	909.9
17	+44.00	3.70	53.04	196.25	2936	576165	245.92	909.9
16	+40.30	3.70	53.04	196.25	2936	576165	245.92	909.9
15	+36.60	3.70	53.04	196.25	2934	575713	245.92	909.9
14	+32.90	3.70	53.04	196.25	2934	575713	245.92	909.9
13	+29.20	3.70	53.04	196.25	2934	575713	245.92	909.9
12	+25.50	3.70	53.04	196.25	3802	746115	245.92	909.9
11	+21.80	4.80	53.04	254.59	3097	788421	245.92	1180.4
10	+17.00	4.00	53.04	212.16	3185	675687	245.92	983.7
9	+13.00	4.00	53.04	212.16	3137	665503	245.92	983.7
8	+9.00	4.00	53.04	212.16	3330	706556	245.92	983.7
7	+5.00	4.50	53.04	238.68	3149	751508	245.92	1106.6
6	+0.50	4.50	53.04	238.68	3249	775424	245.92	1106.6
5	-4.00	4.50	53.04	238.68	3192	761914	245.92	1106.6
4	-8.50	3.10	53.04	164.42	3192	524874	245.92	762.4
3	-11.60	3.10	53.04	164.42	3442	565898	245.92	762.4
2	-14.70	3.10	53.04	164.42	4305	707829	245.92	762.4
1	-17.80	3.40	53.04	180.34	5590	1008024	245.92	836.1
TEMEL	-21.20							
			TOPLAM	8064.05		24711878		41756.5

Tablo 5.11 : Kiriş, Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	KIRIŞ				BETON HACMI	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI	KIRIŞ		KAT KALIP ALANI
		BOYUT	ALAN	UZUNLUK	HACİM				ÇEVRESİ	KALIP ALANI	
	m		m ²	m	m ³	m ³	N/m ³	N	m	m ²	m ²
54	+173.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
53	+171.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
52	+167.60	B20/80	0.160	10.21	1.63	1.63	2945	4810	1.80	18.38	18.4
51	+164.05	B20/80	0.160	10.21	1.63	1.63	2998	4898	1.80	18.38	18.4
50	+160.15	B20/80	0.160	10.21	1.63	1.63	2895	4729	1.80	18.38	18.4
49	+157.10	B20/80	0.160	13.43	2.15	2.15	3898	8376	1.80	24.17	24.2
48	+154.74	B20/80	0.160	10.68	1.71	1.71	1303	2227	1.80	19.22	19.2
47	+152.35	B40/80	0.320	40.67	13.01	22.37	4205	94052	2.00	81.34	181.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
46	+149.85	B20/80	0.160	10.68	1.71	1.71	1303	2227	1.80	19.22	19.2
45	+147.60	B40/80	0.320	40.67	13.01	22.37	4291	95985	2.00	81.34	181.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
44	+143.90	B40/80	0.320	40.67	13.01	22.37	3689	82519	2.00	81.34	181.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
43	+140.20	B40/80	0.320	40.67	13.01	22.37	4280	95738	2.00	81.34	181.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
42	+136.50	B50/80	0.400	40.67	16.27	25.62	4192	107409	2.10	85.41	185.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
33 - 41	+103.20 ~ +132.80	B50/80	0.400	40.67	16.27	230.60	4581	1056386	2.10	85.41	185.5
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
32	+99.50	B60/80	0.480	40.67	19.52	28.88	4581	132281	2.20	89.47	189.6
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
22 - 31	+62.50 ~ +95.80	B60/80	0.480	23.30	11.18	205.38	4619	948669	2.20	51.26	151.4
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
12 - 21	+25.50 ~ +58.80	B70/80	0.560	23.30	13.05	224.02	4360	976745	2.30	53.59	153.7
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
10 - 11	+17.00 ~ +21.80	B70/80	0.560	23.30	13.05	44.80	6116	274026	2.30	53.59	153.7
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
6 - 9	+0.50 ~ +13.00	B70/80	0.560	23.30	13.05	89.61	2778	248935	2.30	53.59	153.7
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
3 - 5	-11.60 ~ -4.00	B70/80	0.560	23.30	13.05	67.21	2962	199068	2.30	53.59	153.7
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
1 - 2	-17.80 ~ -14.70	B70/80	0.560	23.30	13.05	44.80	2268	101617	2.30	53.59	153.7
		B20/80	0.160	46.09	7.37				1.80	82.96	
		B30/50	0.150	13.20	1.98				1.30	17.16	
TEMEL	-21.20										
TOPLAM						1060.88		4440696			2324.2

BA yapıdaki kaset döşemelerin yerini çelik yapıda trapez paneller almıştır. Trapez panelden kastımız; altında trapez şeklinde katlanmış çelik sac, üzerinde betonun birlikte çalıştırılmasından oluşan kompozit yapıdır.

Tablo 5.12 : Trapez Panel; Beton ve Donatı Metrajı

KAT	KOT	KAT TOPLAM TRAPEZ PANEL ALANI	TRAPEZ PANEL BETON HACMİ	BİRİM DONATI	TOPLAM DONATI
	m	m ²	m ³	N/m ²	N
54	+173.30	0.00	0.00	0	0
53	+171.20	0.00	0.00	0	0
52	+167.60	0.00	0.00	0	0
51	+164.05	0.00	0.00	0	0
50	+160.15	0.00	0.00	0	0
49	+157.10	0.00	0.00	0	0
48	+154.74	0.00	0.00	0	0
47	+152.35	530.04	53.00	123	65407
46	+149.85	0.00	0.00	0	0
45	+147.60	530.04	53.00	123	65407
44	+143.90	530.04	53.00	123	65407
43	+140.20	696.82	69.68	123	85988
42	+136.50	809.17	80.92	123	99852
41	+132.80	889.51	88.95	123	109766
40	+129.10	889.51	88.95	123	109766
39	+125.40	889.51	88.95	123	109766
38	+121.70	889.51	88.95	123	109766
37	+118.00	889.51	88.95	123	109766
36	+114.30	889.51	88.95	123	109766
35	+110.60	889.51	88.95	123	109766
34	+106.90	889.51	88.95	123	109766
33	+103.20	889.51	88.95	123	109766
32	+99.50	877.94	87.79	123	108338
31	+95.80	877.94	87.79	123	108338
30	+92.10	877.94	87.79	123	108338
29	+88.40	877.94	87.79	123	108338
28	+84.70	877.94	87.79	123	108338
27	+81.00	877.94	87.79	123	108338
26	+77.30	877.94	87.79	123	108338
25	+73.60	877.94	87.79	123	108338
24	+69.90	877.94	87.79	123	108338
23	+66.20	877.94	87.79	123	108338
22	+62.50	877.94	87.79	123	108338
21	+58.80	857.97	85.80	123	105873
20	+55.10	857.97	85.80	123	105873
19	+51.40	857.97	85.80	123	105873
18	+47.70	857.97	85.80	123	105873
17	+44.00	857.97	85.80	123	105873
16	+40.30	857.97	85.80	123	105873
15	+36.60	857.97	85.80	123	105873
14	+32.90	857.97	85.80	123	105873
13	+29.20	857.97	85.80	123	105873
12	+25.50	857.97	85.80	123	105873
11	+21.80	836.37	83.64	123	103208
10	+17.00	836.37	83.64	123	103208
9	+13.00	836.37	83.64	123	103208
8	+9.00	836.37	83.64	123	103208
7	+5.00	836.37	83.64	123	103208
6	+0.50	836.37	83.64	123	103208
5	-4.00	836.37	83.64	123	103208
4	-8.50	836.37	83.64	123	103208
3	-11.60	836.37	83.64	123	103208
2	-14.70	834.39	83.44	123	102964
1	-17.80	834.39	83.44	123	102964
TEMEL	-21.20				
			3853.49	4755200	

Tablo 5.13 : Döşeme; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	DÖŞEME ALANI	DÖŞEME	BİRİM	TOPLAM	KALIP ALANI
		d=15 cm	BETON HACMİ	DONATI	DONATI	
	m	m ²	m ³	N/m ²	N	m ²
54	+173.30	0.00	0.00	151	0	0.00
53	+171.20	0.00	0.00	151	0	0.00
52	+167.60	39.82	5.97	151	5993	39.82
51	+164.05	39.82	5.97	151	5993	39.82
50	+160.15	39.82	5.97	151	5993	39.82
49	+157.10	39.82	5.97	151	5993	39.82
48	+154.74	39.82	5.97	151	5993	39.82
47	+152.35	201.00	30.15	151	30251	201.00
46	+149.85	39.82	5.97	151	5993	39.82
45	+147.60	201.00	30.15	151	30251	201.00
44	+143.90	201.00	30.15	151	30251	201.00
43	+140.20	201.00	30.15	151	30251	201.00
42	+136.50	201.00	30.15	151	30251	201.00
41	+132.80	201.00	30.15	151	30251	201.00
40	+129.10	201.00	30.15	151	30251	201.00
39	+125.40	201.00	30.15	151	30251	201.00
38	+121.70	201.00	30.15	151	30251	201.00
37	+118.00	201.00	30.15	151	30251	201.00
36	+114.30	201.00	30.15	151	30251	201.00
35	+110.60	201.00	30.15	151	30251	201.00
34	+106.90	201.00	30.15	151	30251	201.00
33	+103.20	201.00	30.15	151	30251	201.00
32	+99.50	201.00	30.15	151	30251	201.00
31	+95.80	196.19	29.43	151	29527	196.19
30	+92.10	196.19	29.43	151	29527	196.19
29	+88.40	196.19	29.43	151	29527	196.19
28	+84.70	196.19	29.43	151	29527	196.19
27	+81.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
26	+77.30	196.19	29.43	151	29527	196.19
25	+73.60	196.19	29.43	151	29527	196.19
24	+69.90	196.19	29.43	151	29527	196.19
23	+66.20	196.19	29.43	151	29527	196.19
22	+62.50	196.19	29.43	151	29527	196.19
21	+58.80	196.19	29.43	151	29527	196.19
20	+55.10	196.19	29.43	151	29527	196.19
19	+51.40	196.19	29.43	151	29527	196.19
18	+47.70	196.19	29.43	151	29527	196.19
17	+44.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
16	+40.30	196.19	29.43	151	29527	196.19
15	+36.60	196.19	29.43	151	29527	196.19
14	+32.90	196.19	29.43	151	29527	196.19
13	+29.20	196.19	29.43	151	29527	196.19
12	+25.50	196.19	29.43	151	29527	196.19
11	+21.80	196.19	29.43	151	29527	196.19
10	+17.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
9	+13.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
8	+9.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
7	+5.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
6	+0.50	196.19	29.43	151	29527	196.19
5	-4.00	196.19	29.43	151	29527	196.19
4	-8.50	196.19	29.43	151	29527	196.19
3	-11.60	196.19	29.43	151	29527	196.19
2	-14.70	194.33	29.15	151	29247	194.33
1	-17.80	194.33	29.15	151	29247	194.33
TEMEL	-21.20					
			1399.81		1404480	9332.1

Tablo 5.14 : Eğim Betonü; Beton, Donatı ve Kalıp Metrajı

KAT	KOT	KAT TOPLAM DÖŞEME ALANI	EĞİM BETONU KALINLIĞI	KAT TOPLAM TRAPEZ PANEL ALANI	EĞİM BETONU KALINLIĞI	EĞİM BETONU HACMİ
	m	m ²	m	m ²	m	m ³
54	+173.30	182.50	0.05	0.00	0.00	9.13
53	+171.20	591.20	0.05	0.00	0.00	29.56
52	+167.60	405.19	0.05	0.00	0.00	20.26
51	+164.05	372.89	0.05	0.00	0.00	18.64
50	+160.15	231.07	0.05	0.00	0.00	11.55
49	+157.10	1027.40	0.05	0.00	0.00	51.37
48	+154.74	56.11	0.05	0.00	0.00	2.81
47	+152.35	326.48	0.05	530.04	0.00	16.32
46	+149.85	56.11	0.05	0.00	0.00	2.81
45	+147.60	326.48	0.05	530.04	0.00	16.32
44	+143.90	448.98	0.05	530.04	0.00	22.45
43	+140.20	412.23	0.05	696.82	0.00	20.61
42	+136.50	375.48	0.05	809.17	0.00	18.77
41	+132.80	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
40	+129.10	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
39	+125.40	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
38	+121.70	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
37	+118.00	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
36	+114.30	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
35	+110.60	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
34	+106.90	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
33	+103.20	289.98	0.05	889.51	0.00	14.50
32	+99.50	289.98	0.05	877.94	0.00	14.50
31	+95.80	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
30	+92.10	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
29	+88.40	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
28	+84.70	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
27	+81.00	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
26	+77.30	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
25	+73.60	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
24	+69.90	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
23	+66.20	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
22	+62.50	285.17	0.05	877.94	0.00	14.26
21	+58.80	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
20	+55.10	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
19	+51.40	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
18	+47.70	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
17	+44.00	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
16	+40.30	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
15	+36.60	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
14	+32.90	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
13	+29.20	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
12	+25.50	285.17	0.05	857.97	0.00	14.26
11	+21.80	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
10	+17.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
9	+13.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
8	+9.00	309.89	0.05	836.37	0.00	15.49
7	+5.00	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
6	+0.50	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
5	-4.00	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
4	-8.50	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
3	-11.60	309.89	0.05	836.37	0.05	57.31
2	-14.70	308.03	0.05	834.39	0.05	57.12
1	-17.80	308.03	0.05	834.39	0.05	57.12
TEMEL	-21.20					
					TOPLAM	1133.55

Tablo 5.15 : Yangın Yalıtımı; Boya Yüzey Alanı Metrajı

KESİT	TAŞIYICI ÖZELLİK	UZUNLUK	BOYA YÜZEYİ UZUNLUĞU	BOYA YÜZEYİ ALANI	YANGIN DAYANIM SÜRESİ
		m	m ² / m	m ²	saat
HE1000X393	KOLON	1548.0	3.130	4845.240	2
HE550-M	KOLON	1332.0	2.280	3036.960	2
HE450-M	KOLON	1332.0	2.096	2791.872	2
HE400-M	KOLON	1332.0	2.004	2669.328	2
HE300-M	KOLON	921.2	1.832	1687.638	2
HAÇHE700M	KOLON	714.0	5.036	3595.704	2
HAÇHE600M	KOLON	865.8	4.660	4034.628	2
HAÇHE500B	KOLON	237.6	4.166	989.842	2
TUBO400X400	KOLON	165.2	1.600	264.320	2
TUBO300X300	KOLON	84.0	1.200	100.800	2
HE900-B	KİRİŞ	220.0	2.911	640.306	2
HE600-B	KİRİŞ	1581.1	2.323	3672.942	2
HE550-B	KİRİŞ	1450.7	2.224	3226.461	2
HE500-B	KİRİŞ	1450.7	2.125	3082.837	2
HE450-B	KİRİŞ	1450.7	2.026	2939.213	2
HE400-B	KİRİŞ	1072.3	1.927	2066.249	2
HE300-B	KİRİŞ	210.4	1.732	364.449	2
IPN500	DÖŞEME KİRİŞİ	2040.4	1.630	3325.880	2
INP450	DÖŞEME KİRİŞİ	1503.5	1.480	2225.193	2
IPN400	DÖŞEME KİRİŞİ	5363.4	1.330	7133.331	2
IPN360	DÖŞEME KİRİŞİ	2224.2	1.210	2691.271	2
IPN320	DÖŞEME KİRİŞİ	8506.3	1.090	9271.867	2
IPN200	DÖŞEME KİRİŞİ	367.5	0.709	260.534	2

TOPLAM =	64916.867 m ²
TOPLAM =	5742 ton

Yukarıdaki tabloda çelik yapıda kullanılan profillerin boya yüzey alanı metrajları yer almaktadır. Bu metraj tablosu Jotun Mühendislik'e sunulmuş ve 2 saat yangın dayanımı için fiyat teklifi istenmiştir. Soner Caner tarafından hazırlanan teklif aşağıdadır.

Bu çalışma kapsamında yangın dayanımına göre hesap yapılmamış, bunun yerine her bir yapısal elemanın 2 saat süre ile yangına dayanması, bu prensibe uygun yalıtımının sağlanması öngörülmüştür. Hazırlanan teklif de bu yöndedir. Eğer yangın dayanımına göre hesap yapılsaydı, daha düşük maliyetlerle karşılaşılabildi. Çünkü o zaman binanın ana taşıyıcı elemanları dışında kalan elemanlarına koruma yapılmayacaktı.

Tablo 5.16 : Yangın Yalıtımı Birim Fiyat Analizi ve Fiyat Teklifi

120 Dakika Yangın Dayanımı Teklifi

PROFİL CİNSİ	BOYA ADI	BOYA TANIMI	HACMEN (%)	KALINLIĞI (µ)	YAYILMA (m ² /lt)	YAYILMA (m ² /lt)	ALAN (m ²)	HARCAMASI (lt)	FİYATI (US\$/lt)	FİYAT (US\$)	MALİYETİ (US\$/m ²)
Tümü	Penguard Express	Hızlı kurumalı Epoksi Astar	74	80	9.25	6.48	64,916	10,026	6.90	69,177	1.07
HE1000X393	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	750	0.91	0.63	4,845	7,634	16.00	122,143	25.21
HE1000X393	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	750	0.91	0.63	4,845	7,634	16.00	122,143	25.21
HE550M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	700	0.97	0.68	3,036	4,465	16.00	71,435	23.53
HE550M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	700	0.97	0.68	3,036	4,465	16.00	71,435	23.53
HE450M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	700	0.97	0.68	2,791	4,104	16.00	65,671	23.53
HE450M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	700	0.97	0.68	2,791	4,104	16.00	65,671	23.53
HE400M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	675	1.01	0.71	2,669	3,785	16.00	60,557	22.69
HE400M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	675	1.01	0.71	2,669	3,785	16.00	60,557	22.69
HE300M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	650	1.05	0.73	1,687	2,304	16.00	36,859	21.85
HE300M	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	650	1.05	0.73	1,687	2,304	16.00	36,859	21.85
HE900B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	640	1,076	16.00	17,210	26.89
HE900B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	640	1,076	16.00	17,210	26.89
HE600B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,672	6,171	16.00	98,743	26.89
HE600B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,672	6,171	16.00	98,743	26.89
HE550B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,226	5,422	16.00	86,750	26.89
HE550B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,226	5,422	16.00	86,750	26.89
HE500B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,082	5,180	16.00	82,877	26.89
HE500B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	3,082	5,180	16.00	82,877	26.89
HE450B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	2,939	4,939	16.00	79,032	26.89
HE450B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	2,939	4,939	16.00	79,032	26.89
HE400B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	2,066	3,472	16.00	55,556	26.89
HE400B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	800	0.85	0.60	2,066	3,472	16.00	55,556	26.89
HE300B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	825	0.82	0.58	364	631	16.00	10,094	27.73
HE300B	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	825	0.82	0.58	364	631	16.00	10,094	27.73
IPN500	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	825	0.82	0.58	3,325	5,763	16.00	92,206	27.73
IPN500	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	825	0.82	0.58	3,325	5,763	16.00	92,206	27.73
IPN450	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	850	0.80	0.56	2,225	3,973	16.00	63,571	28.57
IPN450	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	850	0.80	0.56	2,225	3,973	16.00	63,571	28.57
IPN400	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	925	0.74	0.51	7,133	13,861	16.00	221,782	31.09
IPN400	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	925	0.74	0.51	7,133	13,861	16.00	221,782	31.09
IPN360	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1000	0.68	0.48	2,691	5,653	16.00	90,454	33.61
IPN360	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1000	0.68	0.48	2,691	5,653	16.00	90,454	33.61
IPN320	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1100	0.62	0.43	9,271	21,425	16.00	342,793	36.97
IPN320	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1100	0.62	0.43	9,271	21,425	16.00	342,793	36.97
IPN200	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1000	0.68	0.48	260	546	16.00	8,739	33.61
IPN200	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	1000	0.68	0.48	260	546	16.00	8,739	33.61
IPN200	STEELMASTER 60/120 IG	Yangın Geciktirici Boya	68	600	1.13	0.79	260	328	16.00	5,244	20.17
Tümü	Pioner Topcoat White	Akrilik Sonkat	34	60	5.67	3.97	64,916	16,365	5.52	90,337	1.39

Toplam = 3,377,704 \$
Toplam = 4,053,244 YTL

m² bazındaki pratik maliyetler için boya malzemesinden bağımsız hava şartları, yüzey durumu, uygulama

tekniki gibi etkenlere bağlı olarak ortaya çıkacak kayıp faktörü dikkate alınmalıdır.

YUKARIDAKİ TABLODA KAYIP FAKTÖRÜ

30%

OLARAK KABUL EDİLMİŞTİR.

Soner Caner
Sales Representative
Jotun Protective Coatings
Turkey
02/05/2008

5.3. Birim Fiyatlar ve Tarifleri :

Birim fiyatlar ve tarifleri Bayındırlık Bakanlığı tarafından yayınlanan cetvellerden alınmıştır. Fiyatlar 2007 yılına aittir.

1- C35 Hazır Beton : Poz No = 16.059/2

Yıkanmış, elenmiş ve/veya kırılmış granülometrik agregası ile TS'ye uygun, projesinde öngörülen mukavemeti sağlayacak şekilde hazırlanmış B.... evsafındaki hazır beton harcının satın alınması, transmiklere yüklenmesi, döküm yerine beton pompası ile basılması, serilmesi, vibratör ile sıkıştırılması, gerektiğinde sulanması, soğuktan, sıcaktan ve diğer dış tesirlerden korunması, gerekli ve yeter sayıda deney numune alınması ve gerekli deneylerin yapılması, her türlü işçilik, malzeme ve zayıyatı, makina, araç, gereç ve laboratuvar giderleri, işyerindeki her türlü yatay ve düşey taşımalar, yükleme ve boşaltmalar ile müteahhitin karı ve genel giderler dahil yerinde dökülmüş 1 m³ beton fiyatı = 111.29 YTL

2- C25 Hazır Beton : Poz No = 16.059

1 m³ beton fiyatı = 98.79 YTL

3- Φ 14-28 mm Kalın Nervürlü Çeliğin Bükülüp Döşenmesi : Poz No = 23.015

Beton çelik çubuğunun (nervürlü) bükülüp, detay projesine göre (23.001) pozdaki şartlar dahilinde yerine konması 1 ton fiyatı = 1373.75 YTL

4- Plywood (Film Kaplı) ile Yapılan Düz Yüzeyli Çıplak Beton ve Betonarme Kalıbı
Poz No = 21.017/1

Çıplak beton betonarme kalıbı yapım işleri için idarece gerekli görüldüğünden onaylanmış projelerine göre TS 46'ya uygun 21 mm kalınlığında plywood film kaplı suni tahtalarla betonun suyunu sızdırmayacak şekilde kalıp yüzeyi teşkili, betona gelecek yüzeyin yağlanması, dakikada 800-1200 devirli vibratöre dayanacak şekilde takviye edilmesi, kalıbın sökülmesi, tekrar kullanılmak üzere kalıp yüzeyinin temizlenmesi, bu işler için her türlü malzeme ve bağlantı malzemesi ve zayıyatı ile işçilik, müteahhit karı ve genel giderler dahil 1 m² fiyatı = 18.59 YTL

5- Demir Karkas (Çerçeve) İnşaat Yapılıp Yerine Tesbiti : Poz No = 23.101

Her çeşit profil, çelik çubuk, çelik saclarla projesine göre her yükseklik ve açıklıkta karkas inşaat yapılması, parçaların perçin, bulon ve kaynakla eklenmesi, bütün aksamın yerine monte edilmesi, her türlü zayıat, inşaat yerindeki yükleme, yatay ve düşey taşıma, taşıyıcı iskele veya kaldırma tertibatı, boşaltma, işçilik, müteahhit karı ve genel giderler dahil 1 ton fiyatı = 2883.75 YTL

5.4. Süre Analizleri :

BA yapıda toplam 38162 m³ beton, 9121 ton çelik, 120863 m² kalıp kullanılacaktır. Her bir kat için ortalama 706.7 m³ beton, 168.9 ton çelik, 2238 m² kalıp kullanılacaktır. Şantiye sahasına kurulacak bir beton santrali ve kalifiye çelik ve kalıp işçileri ile şantiyenin günlük kapasitesi ortalama 100 m³ beton, 40 ton çelik, 550 m² kalıp olarak tasarlanmıştır. Buna göre bir kat 15.4 günde, 54 katlı BA yapımızın tamamı ise 831 günde tamamlanacaktır.

Çelik yapıda toplam 18848 m³ beton, 1961 ton çelik, 53960 m² kalıp, 5742 ton yapı çeliği kullanılacaktır. Her bir kat için ortalama 349.0 m³ beton, 36.3 ton çelik, 999.2 m² kalıp, 106.3 ton yapı çeliği kullanılacaktır. Şantiyenin beton, çelik ve kalıp kapasiteleri yukarda belirtilmişti. Bunun yanında, bir kule vinç kullanılarak bir günde ortalama 22 ton yapı çeliği montajı yapılabilecektir. Buna göre bir kat 11.1 günde, 54 katlı çelik yapımızın tamamı ise 596 günde tamamlanacaktır.

5.5. Kira Kaybı Analizleri :

Toplam kiralanabilir alanı 55355 m² olan BA ve çelik yapıların öngörüldüğü tarihten geç sürede biten her imalatı bir kira kaybı kalemi olarak ele alınır. 831 günlük inşaat süresi olan BA yapının, 596 günlük inşaat süresi olan çelik yapıya nazaran 235 gün = 7 ay 25 gün daha geç bitecek olması, BA yapıya, aylık ortalama kira geliri, kazanılamayan bir gelir, dolayısı ile bir gider olarak eklendiğinde, aylık ortalama 50 YTL/m² üzerinden 21680708 YTL ek maliyet getirmektedir.

5.6. Toplam Maliyet Analizleri :

Kaba yapı metrajları ve inşaat süre analizleri yukarıda yapılan BA ve çelik yapı toplam maliyetleri şu şekilde gerçekleşmiştir. (\$/YTL=1.20)

Tablo 5.17 : BA Yapı Toplam Maliyet Analizi

	BETON		TOPLAM MALİYET	
	HACİM	BİRİM FİYAT		
	m ³	YTL/m ³	YTL	\$
TEMEL	5496.65	111.29	611722	509768
PERDE	9285.65	111.29	1033400	861167
KOLON	5494.54	111.29	611487	509573
KİRİŞ	5328.30	111.29	592986	494155
KASET	8233.83	111.29	916343	763619
DÖŞEME	3189.53	111.29	354963	295802
EĞİM BETONU	1133.55	50.00	56678	47231

TOPLAM	4177579	3481315
---------------	----------------	----------------

	DONATI		TOPLAM MALİYET	
	AĞIRLIK	BİRİM FİYAT		
	kN	YTL/kN	YTL	\$
TEMEL	7076.94	137.375	972194	810162
PERDE	28617.73	137.375	3931361	3276134
KOLON	15585.74	137.375	2141091	1784242
KİRİŞ	22227.85	137.375	3053551	2544626
KASET	15173.88	137.375	2084512	1737094
DÖŞEME	2531.47	137.375	347761	289800

TOPLAM	12530470	10442058
---------------	-----------------	-----------------

	KALIP		TOPLAM MALİYET	
	ALAN	BİRİM FİYAT		
	m ²	YTL/m ²	YTL	\$
TEMEL	656.2	18.29	12001	10001
PERDE	44404.0	18.29	812149	676791
KOLON	9751.9	18.29	178362	148635
KİRİŞ	10695.9	18.29	195628	163023
KASET	38534.9	36.58	1409605	1174671
DÖŞEME	16820.4	18.29	307645	256371

TOPLAM	2915389	2429491
---------------	----------------	----------------

	TOPLAM MALİYET	
	YTL	\$
BETON	4177579	3481315
DONATI	12530470	10442058
KALIP	2915389	2429491
KİRA KAYBI	21680708	18067257

TOPLAM	41304146	34420122
---------------	-----------------	-----------------

Tablo 5.18 : Çelik Yapı Toplam Maliyet Analizi

	BETON		TOPLAM MALİYET	
	HACİM	BİRİM FİYAT		
	m ³	YTL/m ³	YTL	\$
TEMEL	3336.25	111.29	371291	309409
PERDE	8064.05	111.29	897448	747873
KİRİŞ	1060.88	111.29	118065	98387
TRAPEZ PANEL	3853.49	98.79	380686	317238
DÖŞEME	1399.81	111.29	155785	129821
EĞİM BETONU	1133.55	50.00	56678	47231
TOPLAM			1979952	1649960

	DONATI		TOPLAM MALİYET	
	AĞIRLIK	BİRİM FİYAT		
	kN	YTL/kN	YTL	\$
TEMEL	4295.42	137.375	590083	491736
PERDE	24711.88	137.375	3394794	2828995
KİRİŞ	4440.70	137.375	610041	508367
TRAPEZ PANEL	4755.20	137.375	653246	544371
DÖŞEME	1404.48	137.375	192940	160784
TOPLAM			5441104	4534253

	KALIP		TOPLAM MALİYET	
	ALAN	BİRİM FİYAT		
	m ²	YTL/m ²	YTL	\$
TEMEL	547.3	18.59	10175	8479
PERDE	41756.5	18.59	776252	646877
KİRİŞ	2324.2	18.59	43207	36006
DÖŞEME	9332.1	18.59	173484	144570
TOPLAM			1003117	835931

YAPI ÇELİĞİ		TOPLAM MALİYET	
AĞIRLIK	BİRİM FİYAT	YTL	\$
kN	YTL/kN		
57420.8	288.375	16558723	13798936

YAPI ÇELİĞİ YANGIN YALITIMI		TOPLAM MALİYET	
ALAN	BİRİM FİYAT	YTL	\$
m ²	YTL/m ²		
64916.9	62.44	4053244	3377703

TOPLAM MALİYET		
	YTL	\$
BETON	1979952	1649960
DONATI	5441104	4534253
KALIP	1003117	835931
YAPI ÇELİĞİ	16558723	13798936
YANGIN YALITIMI	4053244	3377703
TOPLAM	29036140	24196784

Yukarıdaki BA ve çelik yapıya ait toplam maliyet analizi tablolarına baktığımızda; BA yapının yaklaşık 41.3 milyon YTL'ye, çelik yapının ise 29.0 milyon YTL'ye malolacağı görülmektedir. Çelik yapı 12.3 milyon YTL daha ucuza maledilecektir.

6. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Bu bölümde DBYBHY-2007'ye göre statik ve betonarme kontrolleri yapılan BA bina ile çelik olarak tasarımı yapılan binanın sistem davranışı, maliyet ve süre analizi, çevresel faktörler, yapım kolaylığı bakımlarından karşılaştırması, daha sonra da çelik yapının DBYBHY-2007'ye göre kontrolleri yapılmıştır.

1. Bina Ağırlıkları :

Mevcut BA yapı toplam ağırlığı = 112796 ton, 1 m² ağırlığı 2.04 ton dur.

Tasarımı yapılan çelik yapı toplam ağırlığı = 68970 ton, 1 m² ağırlığı 1.24 ton dur.

Bu sayılara bakıldığında tasarımı yapılan yeni yapının mevcut yapıdan %39 daha hafif olduğu görülmektedir. Bu sonuç, zemin gerilmeleri açısından çok önemlidir. Şöyleki, çelik çözümü ile %39 daha az zorlanmaya maruz kalacak olan bir zeminde istenirse daha yüksek yapılar yapılabilir.

112796 tonluk BA yapının ağırlığının tamamı beton+çelik ağırlığıdır, çelik yapıda ise 68970 tonluk ağırlığın içinde 63288 tonluk kısım beton+çelik, 5742 tonluk kısım yapısal çeliktir. Sonuç olarak 5742 ton yapısal çelik ile 112796-63288=49568 ton BA yapıdan elde edilecek sistem performansı elde edilmiştir.

DBYBHY-2007'ye göre tasarımı yapılan çelik yapıda 5742 ton çelik kullanılmıştır, m² ye düşen çelik miktarı 103.7 kg dır.

2. Mod Şekilleri :

Aşağıdaki tabloda DBYBHY-2007'ye göre kontrolleri yapılan BA bina ile yine aynı yönetmeliğe göre tasarımı yapılan çelik binaya ait mod şekilleri ve kütle katılım oranları verilmektedir. Tablodan da anlaşılacağı gibi hesaplarda 51 mod dikkate alınmıştır ve sonuçta dinamik hesap BA yapı için %98, çelik yapı için %99 kütle

katılım oranıyla tamamlanmıştır. Bu %98~99 lık oranlar, DBYBHY-2007 madde 2.8.3.1’de belirtilen %90 lık alt sınırı sağlamaktadır. Her iki yapıda da ilk periyod Y yönündedir ve BA yapıda %62.42, çelik yapıda %59.96 kütle katılımı sağlanmaktadır, ikinci periyodlar ise X yönündedir ve BA yapıda %66.74, çelik yapıda %67.83 kütle katılımı sağlanmaktadır. Tablodan çıkarılabilecek en önemli sonuç; her iki yapının da birbirleri ile örtüşen sistem davranışı göstermesidir.

BETONARME YAPI					
MOD	PERYOD	X YÖNÜ	Y YÖNÜ	TOPLAM	
				X YÖNÜ	Y YÖNÜ
1	3.920	0.00	62.42	0.00	62.42
2	3.720	66.74	0.00	66.74	62.42
3	2.213	0.00	0.00	66.74	62.42
4	1.194	14.88	0.00	81.61	62.43
5	1.121	0.01	15.22	81.62	77.64
6	0.791	0.00	1.26	81.62	78.90
7	0.705	0.01	2.71	81.63	81.62
8	0.670	4.91	0.00	86.53	81.62
9	0.500	0.01	5.71	86.54	87.33
10	0.490	2.35	0.02	88.89	87.35
11	0.482	0.00	0.05	88.90	87.40
12	0.404	0.00	0.74	88.90	88.14
13	0.369	2.06	0.00	90.95	88.14
14	0.343	0.00	1.74	90.95	89.89
15	0.292	1.22	0.00	92.17	89.89
16	0.288	0.00	1.03	92.17	90.93
17	0.272	0.00	0.90	92.17	91.82
18	0.242	0.83	0.00	93.01	91.82
19	0.241	0.00	0.53	93.01	92.35
20	0.217	0.00	0.90	93.01	93.26
21	0.213	0.70	0.00	93.71	93.26
22	0.212	0.00	0.36	93.71	93.62
23	0.193	0.00	0.06	93.71	93.68
24	0.188	0.81	0.00	94.53	93.68
25	0.170	0.00	1.22	94.53	94.90
26	0.166	0.00	0.02	94.53	94.92
27	0.162	0.87	0.00	95.40	94.92
28	0.148	0.00	0.35	95.41	95.26
29	0.141	0.04	0.54	95.44	95.80
30	0.140	0.62	0.02	96.06	95.82
31	0.129	0.00	0.29	96.07	96.11
32	0.122	0.58	0.00	96.65	96.12
33	0.120	0.00	0.42	96.65	96.53
34	0.115	0.00	0.26	96.65	96.80
35	0.107	0.42	0.00	97.07	96.80
36	0.104	0.00	0.23	97.07	97.03
37	0.101	0.00	0.27	97.07	97.30
38	0.095	0.42	0.00	97.50	97.30
39	0.092	0.00	0.01	97.50	97.32
40	0.092	0.00	0.33	97.50	97.64
41	0.086	0.32	0.00	97.82	97.65
42	0.083	0.00	0.00	97.82	97.65
43	0.082	0.00	0.33	97.82	97.98
44	0.078	0.25	0.00	98.07	97.98
45	0.077	0.00	0.00	98.07	97.98
46	0.076	0.00	0.04	98.07	98.02
47	0.076	0.00	0.00	98.07	98.02
48	0.076	0.00	0.00	98.07	98.02
49	0.075	0.00	0.21	98.07	98.23
50	0.074	0.00	0.00	98.07	98.24
51	0.073	0.00	0.00	98.07	98.24

ÇELİK YAPI					
MOD	PERYOD	X YÖNÜ	Y YÖNÜ	TOPLAM	
				X YÖNÜ	Y YÖNÜ
1	4.249	0.01	59.96	0.01	59.96
2	3.830	67.83	0.01	67.84	59.97
3	2.177	0.05	0.05	67.89	60.02
4	1.233	13.95	0.01	81.83	60.02
5	1.081	0.02	16.36	81.85	76.39
6	0.767	0.03	2.11	81.88	78.50
7	0.658	4.90	0.08	86.78	78.58
8	0.639	0.20	2.51	86.98	81.09
9	0.443	0.10	4.92	87.08	86.01
10	0.440	2.57	0.16	89.66	86.17
11	0.403	0.00	1.79	89.66	87.97
12	0.335	0.02	0.17	89.68	88.14
13	0.322	2.25	0.00	91.92	88.14
14	0.294	0.00	1.67	91.93	89.81
15	0.271	0.00	0.03	91.93	89.84
16	0.270	0.00	0.00	91.93	89.84
17	0.259	0.02	0.29	91.95	90.13
18	0.255	0.00	0.16	91.95	90.29
19	0.254	0.00	0.00	91.95	90.29
20	0.253	1.04	0.02	92.99	90.31
21	0.243	0.00	1.45	92.99	91.76
22	0.230	0.50	0.00	93.49	91.76
23	0.206	0.01	1.21	93.50	92.97
24	0.198	1.07	0.01	94.57	92.98
25	0.184	0.00	1.00	94.57	93.98
26	0.169	0.65	0.02	95.22	94.00
27	0.167	0.05	0.06	95.27	94.06
28	0.164	0.01	0.35	95.28	94.41
29	0.146	0.11	0.00	95.39	94.41
30	0.145	0.64	0.02	96.03	94.42
31	0.142	0.01	1.18	96.04	95.60
32	0.133	0.00	0.08	96.04	95.68
33	0.125	0.63	0.00	96.67	95.68
34	0.120	0.00	0.48	96.67	96.16
35	0.116	0.00	0.28	96.67	96.44
36	0.109	0.64	0.00	97.31	96.44
37	0.104	0.00	0.28	97.31	96.72
38	0.099	0.00	0.44	97.31	97.16
39	0.096	0.38	0.00	97.68	97.16
40	0.094	0.01	0.09	97.69	97.25
41	0.091	0.05	0.00	97.74	97.25
42	0.086	0.00	0.43	97.74	97.69
43	0.085	0.33	0.00	98.06	97.69
44	0.082	0.00	0.10	98.07	97.78
45	0.077	0.00	0.31	98.07	98.10
46	0.076	0.23	0.00	98.30	98.10
47	0.075	0.01	0.01	98.31	98.11
48	0.069	0.19	0.02	98.51	98.13
49	0.069	0.01	0.25	98.52	98.38
50	0.067	0.00	0.03	98.52	98.40
51	0.064	0.17	0.00	98.69	98.41

3. Taban Kesme Kuvvetleri :

	T_{ly}	T_{lx}
BETONARME	3.92	3.72
ÇELİK	4.25	3.83

BA ve çelik yapı doğal titreşim peryodları yukarıdaki tabloda verilmiştir. Bu tabloya göre;

BA yapı için :

$$\text{Depremde etkin bina ağırlığı} = W \quad W = 980950 \text{ kN}$$

$$\text{Taban kesme kuvveti} = F \quad F = c \times W$$

$$T_{ly} = 3.92 \text{ saniye} \quad S_{Ty} = 2.5 \times (0.4 / 3.92)^{0.8} = 0.403$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.403}{4} = 0.0403$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_y = 0.0403 \quad F_y = c_y \times W = 0.0403 \times 980950 = 39532 \text{ kN}$$

$$T_{lx} = 3.72 \text{ saniye} \quad S_{Tx} = 2.5 \times (0.4 / 3.72)^{0.8} = 0.420$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.420}{4} = 0.0420$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_x = 0.0420 \quad F_x = c_x \times W = 0.0420 \times 980950 = 41120 \text{ kN}$$

Çelik yapı için :

$$\text{Depremde etkin bina ağırlığı} = W \quad W = 596576 \text{ kN}$$

$$\text{Taban kesme kuvveti} = F \quad F = c \times W$$

$$T_{ly} = 4.25 \text{ saniye} \quad S_{Ty} = 2.5 \times (0.4 / 4.25)^{0.8} = 0.378$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.378}{6} = 0.0252$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_y = 0.0400 \quad F_y = c_y \times W = 0.0400 \times 596576 = 23863 \text{ kN}$$

$$T_{1x} = 3.83 \text{ saniye} \quad S_{Tx} = 2.5 \times (0.4 / 3.83)^{0.8} = 0.410$$

$$c = \frac{A_0 \times I \times S_T}{R} = \frac{0.4 \times 1.0 \times 0.410}{6} = 0.0273$$

$$c_{\min} = 0.10 \times A_0 = 0.1 \times 0.4 = 0.0400$$

$$c_x = 0.0400 \quad F_x = c_x \times W = 0.0400 \times 596576 = 23863 \text{ kN}$$

Yukarıdaki sonuçlara bakıldığında çelik yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin $F_x=23863 \text{ kN}$ ve $F_y=23863 \text{ kN}$, BA yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin ise $F_x=41120 \text{ kN}$ ve $F_y=39532 \text{ kN}$ olduğu görülmektedir. Çelik yapıya etkiyen deprem kuvvetleri %40~42 daha azdır. Bu durum çelik yapının daha hafif olmasının ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı R nin BA yapıda 4 iken çelik yapıda 6 olmasının bir sonucudur.

4. Deplasmanlar ve Göreli Kat Ötelemeleri :

Aşağıdaki birinci tablo BA ve çelik yapının deprem kuvvetleri etkisindeki, ikinci tablo ise rüzgar kuvvetleri etkisindeki yatay deplasmanlarını ve göreli kat ötelemelerini göstermektedir.

BA yapıda :

Deprem etkisi altında en büyük tepe deplasmanı Y yönünde ve $28.7\text{cm}=0.287\text{m}$ dir.

$$0.287 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

Rüzgar etkisi altında en büyük tepe deplasmanı Y yönünde ve $15.7\text{cm}=0.157\text{m}$ dir.

$$0.157 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

Çelik yapıda :

Deprem etkisi altında en büyük tepe deplasmanı Y yönünde ve $33.4\text{cm}=0.334\text{m}$ dir.

$$0.334 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

Rüzgar etkisi altında en büyük tepe deplasmanı Y yönünde ve $33.7\text{cm}=0.337\text{m}$ dir.

$$0.337 < H / 500 = 194.5 / 500 = 0.389 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

KAT	BETONARME YAPI				ÇELİK YAPI			
	DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ		DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
54	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
53	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
52	0.277	0.287	0.0018	0.0023	0.274	0.334	0.0018	0.0025
51	0.272	0.281	0.0018	0.0023	0.269	0.325	0.0018	0.0025
50	0.266	0.273	0.0017	0.0021	0.263	0.316	0.0017	0.0025
49	0.262	0.267	0.0016	0.0017	0.258	0.309	0.0017	0.0024
48	0.259	0.264	0.0015	0.0016	0.255	0.303	0.0016	0.0024
47	0.256	0.260	0.0015	0.0018	0.251	0.298	0.0015	0.0024
46	0.252	0.256	0.0015	0.0018	0.248	0.292	0.0015	0.0024
45	0.249	0.252	0.0015	0.0018	0.245	0.287	0.0015	0.0024
44	0.244	0.246	0.0015	0.0017	0.240	0.278	0.0015	0.0024
43	0.239	0.240	0.0016	0.0018	0.235	0.270	0.0015	0.0024
42	0.234	0.234	0.0016	0.0018	0.231	0.261	0.0016	0.0024
41	0.229	0.227	0.0017	0.0019	0.225	0.253	0.0016	0.0024
40	0.224	0.221	0.0017	0.0019	0.220	0.244	0.0016	0.0024
39	0.218	0.214	0.0017	0.0019	0.215	0.236	0.0017	0.0024
38	0.212	0.207	0.0018	0.0020	0.209	0.228	0.0017	0.0023
37	0.206	0.201	0.0018	0.0020	0.204	0.219	0.0017	0.0023
36	0.200	0.194	0.0018	0.0020	0.198	0.211	0.0017	0.0023
35	0.194	0.187	0.0019	0.0020	0.192	0.202	0.0018	0.0023
34	0.188	0.180	0.0019	0.0020	0.186	0.194	0.0018	0.0023
33	0.182	0.173	0.0019	0.0020	0.180	0.186	0.0018	0.0023
32	0.175	0.166	0.0018	0.0019	0.174	0.178	0.0017	0.0022
31	0.169	0.159	0.0017	0.0019	0.168	0.170	0.0017	0.0022
30	0.163	0.152	0.0018	0.0019	0.162	0.162	0.0017	0.0021
29	0.157	0.145	0.0018	0.0019	0.157	0.154	0.0017	0.0021
28	0.151	0.139	0.0018	0.0019	0.151	0.147	0.0017	0.0021
27	0.145	0.132	0.0018	0.0019	0.145	0.139	0.0017	0.0021
26	0.139	0.125	0.0018	0.0019	0.139	0.131	0.0017	0.0020
25	0.132	0.119	0.0018	0.0018	0.133	0.124	0.0017	0.0020
24	0.126	0.112	0.0018	0.0018	0.127	0.117	0.0017	0.0020
23	0.120	0.105	0.0018	0.0018	0.120	0.110	0.0017	0.0019
22	0.113	0.099	0.0018	0.0018	0.114	0.102	0.0017	0.0019
21	0.107	0.092	0.0017	0.0017	0.108	0.096	0.0017	0.0018
20	0.101	0.086	0.0017	0.0017	0.102	0.089	0.0017	0.0018
19	0.095	0.080	0.0017	0.0017	0.096	0.082	0.0017	0.0018
18	0.089	0.074	0.0017	0.0016	0.090	0.076	0.0017	0.0017
17	0.083	0.068	0.0017	0.0016	0.084	0.070	0.0017	0.0017
16	0.077	0.063	0.0017	0.0015	0.078	0.063	0.0017	0.0016
15	0.071	0.057	0.0017	0.0015	0.072	0.058	0.0016	0.0016
14	0.065	0.051	0.0016	0.0015	0.066	0.052	0.0016	0.0015
13	0.059	0.046	0.0016	0.0014	0.060	0.046	0.0016	0.0014
12	0.053	0.041	0.0015	0.0013	0.054	0.041	0.0016	0.0014
11	0.047	0.036	0.0014	0.0012	0.049	0.036	0.0016	0.0013
10	0.041	0.031	0.0014	0.0011	0.041	0.030	0.0015	0.0012
9	0.035	0.026	0.0014	0.0011	0.035	0.025	0.0014	0.0011
8	0.030	0.022	0.0014	0.0010	0.030	0.021	0.0014	0.0010
7	0.024	0.018	0.0013	0.0010	0.024	0.017	0.0013	0.0009
6	0.018	0.013	0.0012	0.0009	0.018	0.012	0.0012	0.0008
5	0.013	0.009	0.0011	0.0008	0.013	0.009	0.0011	0.0007
4	0.008	0.006	0.0009	0.0007	0.008	0.006	0.0009	0.0006
3	0.005	0.004	0.0008	0.0006	0.005	0.004	0.0007	0.0005
2	0.003	0.002	0.0006	0.0004	0.003	0.002	0.0006	0.0004
1	0.001	0.001	0.0003	0.0003	0.001	0.001	0.0003	0.0003

KAT	BETONARME YAPI				ÇELİK YAPI			
	DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ		DEPLASMAN		GÖRELİ KAT ÖTELEMESİ	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
54	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
53	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
52	0.117	0.157	0.0005	0.0010	0.212	0.337	0.0010	0.0024
51	0.115	0.154	0.0005	0.0010	0.208	0.329	0.0010	0.0024
50	0.113	0.150	0.0005	0.0009	0.204	0.320	0.0010	0.0024
49	0.112	0.147	0.0005	0.0008	0.201	0.312	0.0010	0.0023
48	0.111	0.146	0.0005	0.0008	0.199	0.307	0.0010	0.0023
47	0.109	0.144	0.0005	0.0009	0.197	0.302	0.0009	0.0023
46	0.108	0.142	0.0005	0.0009	0.195	0.296	0.0009	0.0023
45	0.107	0.140	0.0005	0.0009	0.192	0.291	0.0009	0.0023
44	0.105	0.136	0.0005	0.0008	0.189	0.282	0.0009	0.0023
43	0.103	0.133	0.0005	0.0009	0.186	0.274	0.0009	0.0023
42	0.102	0.130	0.0005	0.0009	0.182	0.266	0.0010	0.0023
41	0.100	0.127	0.0006	0.0009	0.179	0.257	0.0010	0.0023
40	0.098	0.123	0.0006	0.0009	0.175	0.249	0.0010	0.0023
39	0.095	0.120	0.0006	0.0010	0.171	0.240	0.0011	0.0023
38	0.093	0.116	0.0006	0.0010	0.167	0.232	0.0011	0.0023
37	0.091	0.113	0.0006	0.0010	0.163	0.223	0.0011	0.0023
36	0.089	0.109	0.0007	0.0010	0.159	0.215	0.0012	0.0023
35	0.086	0.105	0.0007	0.0010	0.155	0.206	0.0012	0.0023
34	0.084	0.101	0.0007	0.0010	0.150	0.198	0.0012	0.0023
33	0.081	0.098	0.0007	0.0010	0.146	0.190	0.0012	0.0022
32	0.079	0.094	0.0007	0.0010	0.141	0.181	0.0012	0.0022
31	0.076	0.090	0.0007	0.0010	0.137	0.173	0.0012	0.0022
30	0.073	0.086	0.0007	0.0010	0.133	0.165	0.0012	0.0021
29	0.071	0.083	0.0007	0.0010	0.128	0.157	0.0012	0.0021
28	0.068	0.079	0.0007	0.0010	0.123	0.149	0.0013	0.0021
27	0.066	0.075	0.0007	0.0010	0.119	0.142	0.0013	0.0021
26	0.063	0.071	0.0007	0.0010	0.114	0.134	0.0013	0.0021
25	0.060	0.068	0.0007	0.0010	0.109	0.126	0.0013	0.0020
24	0.058	0.064	0.0008	0.0010	0.104	0.119	0.0013	0.0020
23	0.055	0.060	0.0008	0.0010	0.100	0.111	0.0013	0.0020
22	0.052	0.056	0.0008	0.0010	0.095	0.104	0.0013	0.0019
21	0.049	0.053	0.0007	0.0010	0.090	0.097	0.0013	0.0019
20	0.046	0.049	0.0007	0.0009	0.085	0.090	0.0013	0.0018
19	0.044	0.046	0.0007	0.0009	0.080	0.083	0.0013	0.0018
18	0.041	0.042	0.0007	0.0009	0.075	0.077	0.0013	0.0017
17	0.038	0.039	0.0007	0.0009	0.070	0.070	0.0013	0.0017
16	0.035	0.036	0.0007	0.0009	0.065	0.064	0.0013	0.0016
15	0.033	0.033	0.0007	0.0008	0.060	0.058	0.0013	0.0016
14	0.030	0.029	0.0007	0.0008	0.055	0.052	0.0013	0.0015
13	0.027	0.026	0.0007	0.0008	0.050	0.046	0.0013	0.0015
12	0.025	0.023	0.0007	0.0007	0.046	0.041	0.0013	0.0014
11	0.022	0.021	0.0006	0.0007	0.041	0.036	0.0013	0.0013
10	0.019	0.017	0.0006	0.0007	0.035	0.030	0.0012	0.0012
9	0.016	0.015	0.0007	0.0006	0.030	0.025	0.0012	0.0011
8	0.014	0.012	0.0006	0.0006	0.025	0.020	0.0012	0.0010
7	0.011	0.010	0.0006	0.0005	0.020	0.016	0.0011	0.0009
6	0.008	0.007	0.0006	0.0005	0.015	0.012	0.0010	0.0008
5	0.006	0.005	0.0005	0.0004	0.011	0.008	0.0009	0.0007
4	0.004	0.003	0.0004	0.0004	0.007	0.005	0.0007	0.0006
3	0.002	0.002	0.0004	0.0003	0.004	0.003	0.0006	0.0005
2	0.001	0.001	0.0003	0.0002	0.002	0.002	0.0005	0.0004
1	0.001	0.000	0.0001	0.0001	0.001	0.001	0.0003	0.0002

BA yapıda en büyük görelî kat ötelemesi 0.023 dır. Deprem kuvvetleri altında Y yönünde 51. katta görölmektedir. DBYBHY-2007 madde 2.10.1’de verilen koşula göre herhangi bir kattaki etkin görelî kat ötelemesi $0.02 / R$ den küçük olmalıdır. Bu koşul $0.023 < 0.02 / 4 = 0.050$ bağıntısında göröldüğü üzere sağlanmaktadır.

Çelik yapıda ise en büyük görelî kat ötelemesi 0.025 dir. Deprem kuvvetleri altında Y yönünde 50. katta görölmektedir. DBYBHY-2007 madde 2.10.1’de verilen koşula göre herhangi bir kattaki etkin görelî kat ötelemesi $0.02 / R$ den küçük olmalıdır. Bu koşul $0.025 < 0.02 / 6 = 0.033$ bağıntısında göröldüğü üzere sağlanmaktadır.

5. İnşaat Süresi :

BA yapıda toplam 38162 m^3 beton, 9121 ton çelik, 120863 m^2 kalıp kullanılacaktır. Her bir kat için ortalama 706.7 m^3 beton, 168.9 ton çelik, 2238 m^2 kalıp kullanılacaktır. Şantiye sahasına kurulacak bir beton santrali ve kalifiye çelik ve kalıp işçileri ile şantiyenin günlük kapasitesi ortalama 100 m^3 beton, 40 ton çelik, 550 m^2 kalıp olarak tasarlanmıştır. Buna göre bir kat 15.4 günde, 54 katlı BA yapımızın tamamı ise 831 günde tamamlanacaktır.

Çelik yapıda toplam 18848 m^3 beton, 1961 ton çelik, 53960 m^2 kalıp, 5742 ton yapı çeliği kullanılacaktır. Her bir kat için ortalama 349.0 m^3 beton, 36.3 ton çelik, 999.2 m^2 kalıp, 106.3 ton yapı çeliği kullanılacaktır. Şantiyenin beton, çelik ve kalıp kapasiteleri yukarda belirtilmiştir. Bunun yanında, bir kule vinç kullanılarak bir günde ortalama 22 ton yapı çeliği montajı yapılabilecektir. Buna göre bir kat 11.1 günde, 54 katlı çelik yapımızın tamamı ise 596 günde tamamlanacaktır.

6. Kira Kaybı :

Toplam kiralanabilir alanı 55355 m^2 olan BA ve çelik yapıların öngöröldüğü tarihten geç sürede biten her imalatı bir kira kaybı kalemi olarak ele alınır. 831 günlük inşaat süresi olan BA yapının, 596 günlük inşaat süresi olan çelik yapıya nazaran $235 \text{ gün} = 7 \text{ ay } 25 \text{ gün}$ daha geç bitecek olması, BA yapıya, aylık ortalama kira geliri, kazanılamayan bir gelir, dolayısı ile bir gider olarak eklendiğinde, aylık ortalama 50 YTL/ m^2 üzerinden 21680708 YTL ek maliyet getirmektedir.

7. Toplam Maliyet :

Ayrıntıları 5. bölümde verilen BA ve çelik yapı toplam maliyetleri şu şekilde gerçekleşmiştir.

BA Yapı Toplam Maliyet Analizi Tablosu

	TOPLAM MALİYET	
	YTL	\$
BETON	4177579	3481315
DONATI	12530470	10442058
KALIP	2915389	2429491
KİRA KAYBI	21680708	18067257
TOPLAM	41304146	34420122

Çelik Yapı Toplam Maliyet Analizi Tablosu

	TOPLAM MALİYET	
	YTL	\$
BETON	1979952	1649960
DONATI	5441104	4534253
KALIP	1003117	835931
YAPI ÇELİĞİ	16558723	13798936
YANGIN YALITIMI	4053244	3377703
TOPLAM	29036140	24196784

Yukarıdaki BA ve çelik yapıya ait toplam maliyet analizi tablolarına baktığımızda; BA yapının yaklaşık 41.3 milyon YTL'ye, çelik yapının ise 29.0 milyon YTL'ye malolacağı görülmektedir. Çelik yapı 12.3 milyon YTL daha ucuza maledilecektir.

8. Yapım Kolaylığı :

Çelik yapı inşaatının önemli bir kısmı olan yapı elemanlarının projesine göre imalatı atölye koşullarında gerçekleşecektir. Bu durum çelik yapıya, her türlü imalatı açık havada gerçekleşmek zorunda olan, rüzgar, soğuk hava, aşırı sıcak hava, kar, yağmur gibi etmenlerden çok fazla etkilenen BA yapıya göre büyük avantaj getirmektedir. Bunun dışında, BA yapı imalatı sırasında oluşan toz ve gürültü şehirde büyük bir kirlilik doğurmaktadır. Çelik yapıda atölyede yapılan imalatlar sonrası sahada montaj ile gürültüsüz bir süreç izlenecektir.

9. Çelik Yapı Düzensizlik Kontrolleri :

Bu bölümde DBYBHY-2007 Tablo 2.1’de verilen düzensizlikler kontrol edilecektir.

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

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\text{mak}} / (\Delta_i)_{\text{ort}} < 1.20 \text{ olmalıdır.}$$

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{\text{mak}} / (\Delta_i)_{\text{ort}}$$

$$(\Delta_i)_{\text{ort}} = \frac{1}{2}((\Delta_i)_{\text{mak}} + (\Delta_i)_{\text{min}})$$

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{\text{mak}}}{\frac{1}{2}((\Delta_i)_{\text{mak}} + (\Delta_i)_{\text{min}})} = \frac{0.0025}{\frac{1}{2}(0.0025+0.0023)} = 1.04 < 1.20 \quad \text{Koşul sağlanıyor.}$$

A2 - Döşeme Süreksizlikleri :

I- Merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3 ünden fazla olması durumu yapıda bulunmamaktadır.

$$\text{Kat brüt alanı} = 1400 \text{ m}^2$$

$$\text{Boşluk alanı} = 124 \text{ m}^2$$

$$124 / 1400 = 0.09 < 0.33$$

II- Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenle aktarılabilmesini güçleştiren yerel döşeme boşlukları yapıda bulunmamaktadır. Yapının ana taşıyıcısı olan çekirdek perdeleri etrafında hiçbir döşemede yırtık dahi yoktur.

III- Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu söz konusu değildir.

A3 – Planda Çıkıntılar Bulunması :

Bina kat planında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam boyutlarının %20 sinden daha büyük olması durumu söz konusu değildir. Çünkü binada konsol dahi yoktur.

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

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı $\eta_{ki} = (\Delta_i/h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort} > 2.00$ veya $\eta_{ki} = (\Delta_i/h_i)_{ort} / (\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{ort} > 2.00$ olması durumu yapıda bulunmamaktadır.

X doğrultusu için 2. katta $\eta_{ki} = 0.006 / 0.003 = 2.00 \leq 2.00$

X doğrultusu için 3. katta $\eta_{ki} = 0.007 / 0.006 = 1.17 \leq 2.00$

X doğrultusu için 4. katta $\eta_{ki} = 0.009 / 0.007 = 1.28 \leq 2.00$

Y doğrultusu için 2. katta $\eta_{ki} = 0.004 / 0.002 = 2.00 \leq 2.00$

Y doğrultusu için 3. katta $\eta_{ki} = 0.005 / 0.004 = 1.25 \leq 2.00$

Y doğrultusu için 4. katta $\eta_{ki} = 0.006 / 0.005 = 1.20 \leq 2.00$

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 oturtulması durumu yapıda bulunmamaktadır. BA yapıda 12. kat kolonlarından her iki tanesinden biri yüksek kirişlere oturmakta ve bu kirişler yardımı ile kuvvetlerini yandaki kolonlara aktarmakta idi. Çelik yapı tasarımı sırasında bu kolonlar temele kadar indirilmiştir. Yapının bu bölgesinde böyle bir kritik nokta oluşturmaktan kaçınılmıştır. Fakat 41. kattan 46. kata kadar cephe içe doğru çekilmektedir. Bu geri çekilme virendel kirişi oluşturularak sağlanmıştır. Bu kattan itibaren kirişlerin üzerine oturan kolonlar vardır. Bu kolonların oturdukları kirişler iki katı taşımaktadır.

10. Çelik Yapı DBYBHY-2007'ye göre Kontrolleri :

BA ve çelik yapının karşılaştırılması sırasında çelik yapının sistem performansı, taban kesme kuvvetleri, mod şekilleri, tepe deplasmanları, görelî kat ötelemeleri gibi DBYBHY-2007'de varolan genel konstrüksiyon esaslarını sağladığı görülmektedir. Çelik yapı düzensizlik kontrolleri de yapılmıştır. Yönetmeliğe uygun olmayan bir

durum söz konusu değildir. Bu bölümde çelik yapı hesaplamaları sırasında göz önünde tutulan esaslar ve bunların sonuçlarından bahsedilecektir.

I – Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R=6$ alınmıştır. Çünkü çelik yapı için Tablo 2.5’de verilen ‘3.4 Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme BA perdeler tarafından taşındığı binalar, ‘c’ BA perdelerin kullanılması durumu’ süneklik düzeyi yüksek sistem seçeneği geçerlidir.

II – Hesaplamalar emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılmıştır.

III – Moment aktaran birleşimlerde St52 ile uyumlu kaynak veya ISO 10.9 önerilmeli veya önerilmesiz (ihtiyaca göre) kalitede bulon, mafsallı birleşimlerde ISO 5.6 kalitede bulon kullanılmıştır.

IV – Madde 4.2.3.4 uyarınca deprem yükleri etkisindeki elemanlarda aynı birleşim noktasında kaynaklı ve bulonlu birleşimler birarada kullanılmamıştır.

V – Madde 4.2.3.6 uyarınca çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının hesabında σ_a akma gerilmesi yerine $D_a \sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi kullanılmıştır.

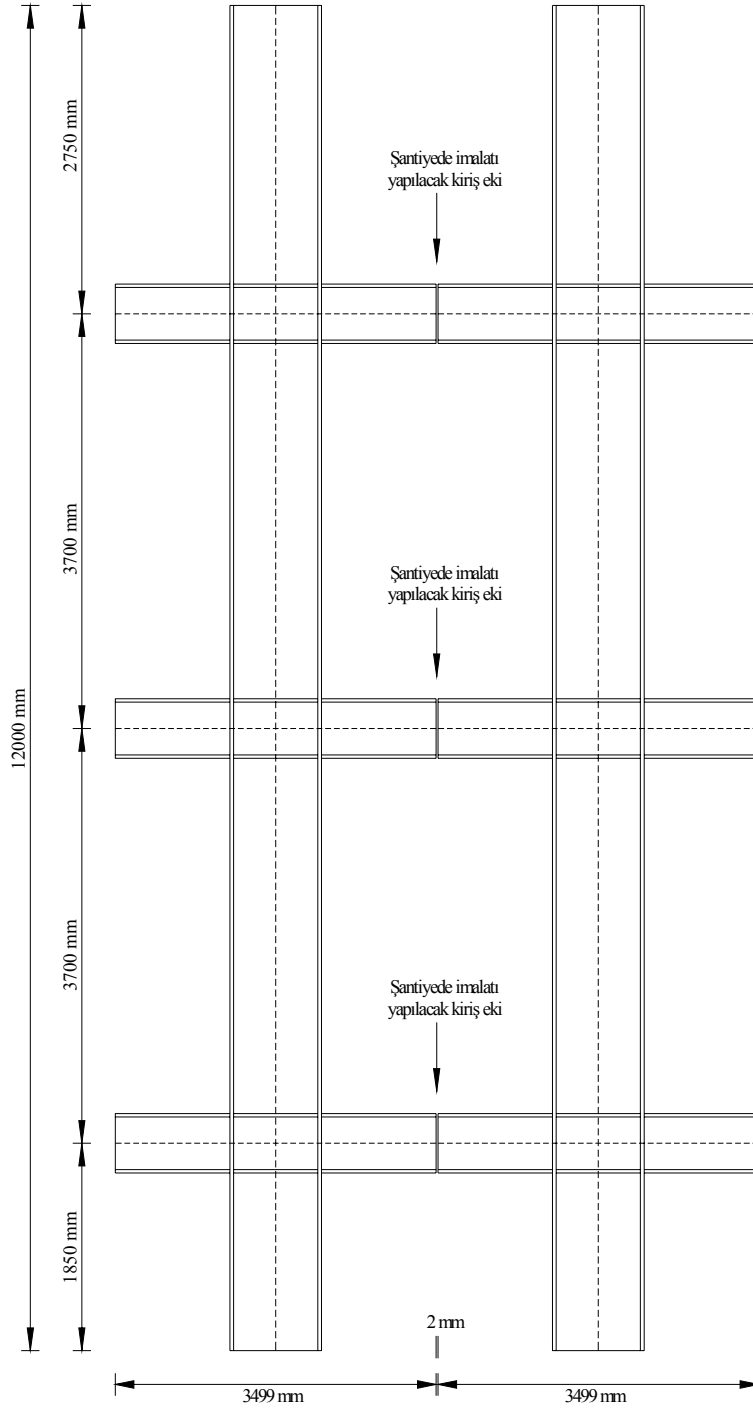
VI – Madde 4.2.4 uyarınca yapıda $\Omega_0 = 2.5$ (süneklik düzeyi yüksek çerçeveler) olarak arttırılmış deprem etkileri altında kontroller yapılmıştır. Yapı, arttırılmış deprem etkilerini güvenle temele aktarabilecek yeterlikte dayanıma sahiptir.

VII – Tablo 4.3’de verilen enkesit koşulları sınır kontrolleri yapıda kullanılan bütün profiller için yapılmıştır ve bu koşullar sağlanmaktadır.

VIII – Madde 4.3.2 uyarınca kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu her bir düğüm noktasında her iki deprem doğrultusu için de sağlanmaktadır. Kontrollere ilişkin tablolar ilgili bölümde verilmiştir.

IX – Kirişlerin kolona bağlantıları atölyede tam penetrasyonlu küt kaynak ile yapılacak, şantiyede montajlar kiriş ve kolon eki şeklinde olacaktır. Buna ait tipik bir imalat çizimi aşağıdadır. Kiriş ekleri kirişlerin tam orta noktalarından yapılacaktır.

Bu durum ilk bakışta sakıncalı gibi gözükse de bu kirişler tüp sisteme aittir ve büyük açıklıklar geçen kirişler değildir. Dolayısıyla düşey yük kaynaklı büyük açıklık momentleri değil deprem kaynaklı mesnet momentleri etkindir. Kiriş eklerine ait hesaplamalar Kolon-Kiriş Birleşim Hesapları (Kiriş Eki Hesapları) başlığı altında, detay çizimleri ise detay paftasında verilmiştir.



X – Madde 4.3.4.1.c uyarınca birleşimlerin boyutlandırılmasında kullanılan kesme kuvveti $V_e = V_{dy} \pm 1.1 D_a \left(\frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \right)$ formülü ile hesaplanmıştır. Bütün birleşimlerde kapasiteye göre hesap yapılmıştır.

XI – Madde 4.3.4.3 uyarınca herbir kolon-kiriş birleşim noktasında kayma bölgesi kalınlığı kontrolü yapılmış, gerekli yerlerde kayma bölgesi besleme levhaları kullanılmıştır.

XII – Madde 4.3.4.4 uyarınca kolon-kiriş birleşim noktalarında kiriş başlıkları arasında uzanan süreklilik levhaları kullanılmıştır.

XIII – Madde 4.3.5.1 uyarınca bulonlu olarak yapılan kolon ekleri kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar uzakta tasarlanmıştır.

11. Tesbitler :

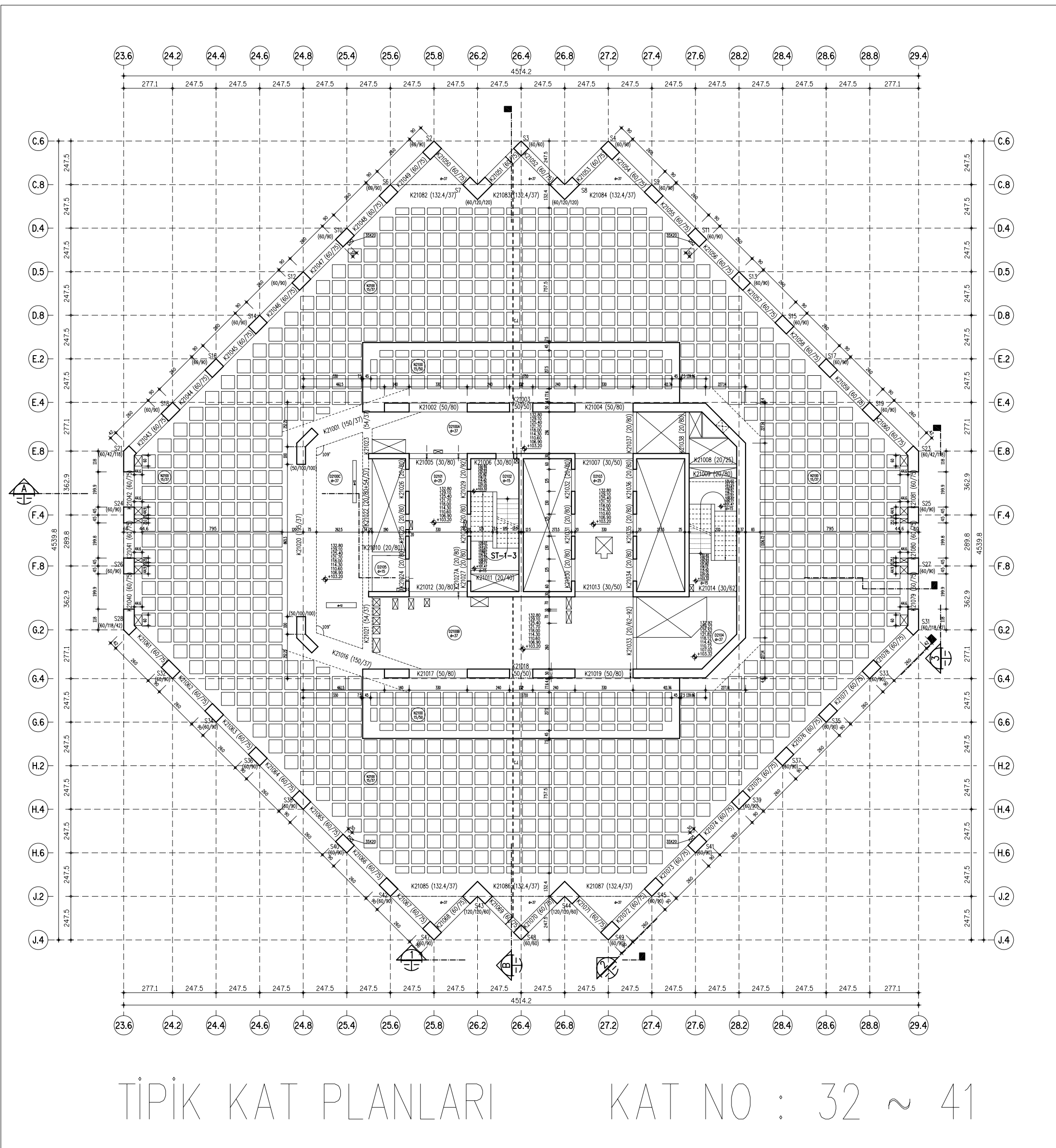
Yapılan tüm hesaplamalar neticesinde görüldü ki İstanbul gibi 1. derece deprem bölgesinde bulunan ve şu anda Türkiye'nin en yüksek yapısı olma ünvanını elinde bulunduran İş Kule adıyla bilinen Türkiye İş Bankası Genel Müdürlüğü Binası için günümüz koşullarında çelik yapı seçimi daha uygun olacaktır. Binanın yapıldığı yıllarda çelik olarak tasarlanmama nedeni olarak; çelik yapıların henüz yaygınlaşmamış olması, çelik inşaat işçisinin ve işçiliğinin pahalı ve zor bulunur olması, büyük özen ve dikkat gerektirmesi ve sektördeki büyük kuruluşların çeliğe karşı bilgi eksikliğinden kaynaklı önyargılarının bulunması gösterilebilir. Yeni yönetmelik ile birçok soruya cevap sağlanması ve hızla gelişen çelik endüstrisi, ilerleyen yıllarda çelik yüksek yapıların yaygınlaşması konusundaki temennilerimizi karşılayacak niteliktedir.

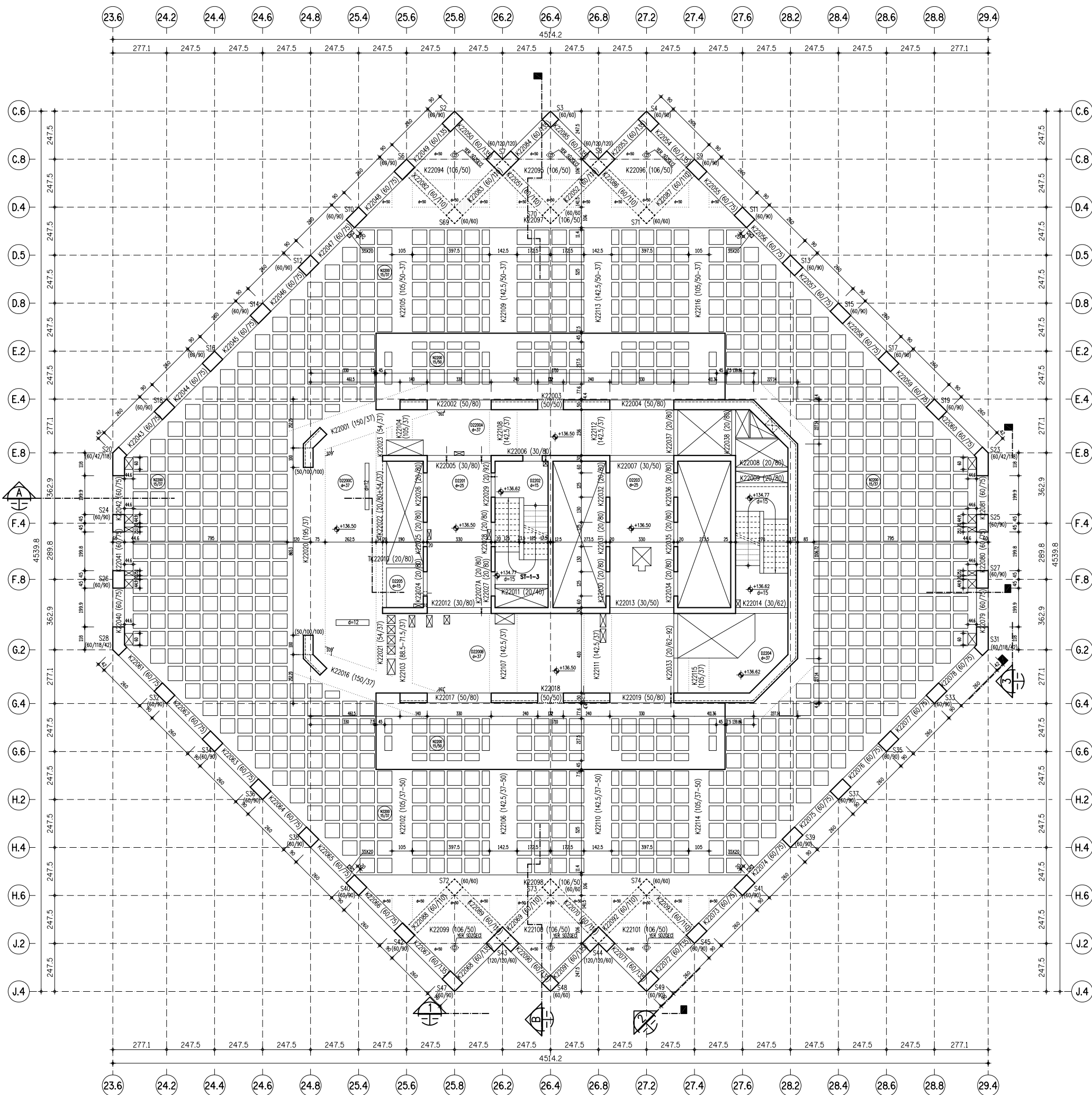
KAYNAKLAR

- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *T.C. İmar ve İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara.
- [2] **International Building Code**, 2003. International Code Council, Inc., U.S.A.
- [3] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998. *T.C. İmar ve İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara.
- [4] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [5] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [6] **TS-4561**, 1985. Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [7] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **TS-3357**, 1979. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [9] **İMO-01.R-01**, 2005. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim Hesap, Yapım ve Muayene Kuralları, *İnşaat Mühendisleri Odası*, İstanbul.
- [10] **FEMA-350**, 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, *SAC Joint Venture*, U.S.A.
- [11] **SAP 2000**, 2007. Structural Analysis Program, Advanced Version 11.0.0, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, U.S.A..
- [12] **ETABS**, 2007. Extended 3D Analysis of Building Systems, Advanced Version 8.5.4, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, U.S.A..

- [13] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1983. Eğik Eğilme ve Eksenel Kuvvet Etkisindeki Dikdörtgen Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri, Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti., İstanbul.
- [14] **Celep, Z., Kumbasar N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [15] **İTÜ İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu**, 2002. Betonarme Tablo ve Abaklar, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [16] **Arda, T. S., Yardımcı N.**, 2000. Çelik Yapıda Karma Elemanları Plastik Hesabı, Birsan Yayınevi, İstanbul.
- [17] **Odabaşı, Y.**, 2000. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [18] **Deren, H., Uzgider E., Piroğlu F.**, 2004. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [19] **Ricles, J. M., Mao, C., Lu, L. W. and Fisher, J. W.**, April 2002. Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections, *Journal of Structural Engineering*, **128**, 429-440.

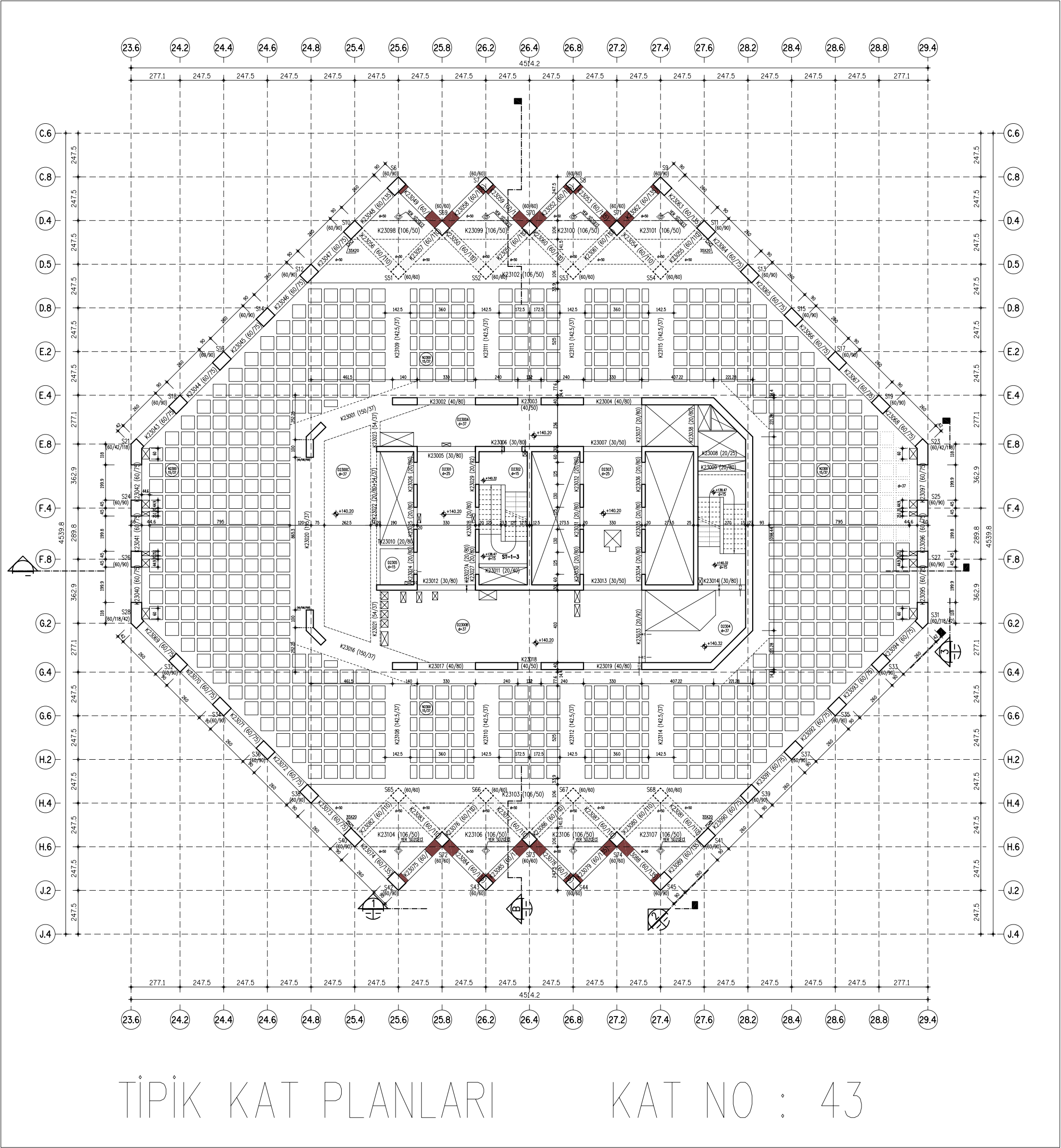
EK A. MEVCUT BETONARME YAPI TİPİK KAT PLANLARI





TİPİK KAT PLANLARI

KAT NO : 42



TİPİK KAT PLANLARI KAT NO : 43



ÖZGEÇMİŞ

Özcan Keçelioğlu, 1983 yılında Ankara’da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Ankara’da tamamladı. 2001 yılında İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü’nü kazandı. Bir yılı ingilizce hazırlık olmak üzere 5 yıllık lisans öğrenimini 2006 yılında bölümünde ikinci olarak iyi derece ile tamamladı. 2006-2007 Güz Yarıyılı’nda İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği Programı’na girmeye hak kazandı. Yüksek lisans ders programını 2006-2007 Bahar Yarıyılı sonunda tamamladı.

Yazar, 2006 yılında başladığı yüksek lisans öğrenimini sürdürmekte ve özel bir mühendislik bürosu olan Balkar İnşaat Mühendislik ve Müşavirlik LTD. ŞTİ. de İnşaat Mühendisi olarak görev yapmaktadır.