

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BİR SANAYİ KOMPLEKSİNİN BOYUTLANMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ayten ARTAN

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BİR SANAYİ KOMPLEKSİNİN BOYUTLANMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ayten ARTAN
(501081008)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 06.05.2011

Tezin Savunulduğu Tarih : 06.06.2011

Tez Danışmanı : Y. Doç. Dr. B. Özden ÇAĞLAYAN (İTÜ)

Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)

Y. Doç.Dr. Meltem ŞAHİN (MSGSÜ)

HAZİRAN 2011

Anneme ve babama,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi boyunca bilgi ve deneyimleri ile bana her konuda destek olan değerli tez danışmanım Y. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca bu bitirme projesini en iyi şekilde bitirmem için maddi ve manevi desteğini esirgemeyen, bütün hayatım boyunca bana destek olan aileme en içten dileklerimle teşekkür ederim. İyi ya da kötü ayırmadan her günümde yanımda yürüyen yol arkadaşım Uğur Yıldırım'a da tüm kalbimle teşekkür ederim.

Mayıs 2011

Ayten ARTAN
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	xi
SEMBOL LİSTESİ.....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
BİR SANAYİ KOMPLEKSİNİN BOYUTLANDIRILMASI.....	xix
ÖZET.....	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu.....	1
1.2 Kullanılan Yönetmelikler, Kombinasyonlar	1
1.3 Malzeme Emniyet Değerleri	5
1.3.1 Taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemeler.....	5
1.3.2 Birleşim için kullanılan malzemeler	6
2. YÜK ANALİZİ.....	9
2.1 Sabit Yükler.....	9
2.2 Hareketli yükler.....	9
2.3 Rüzgar Yükleri	10
2.3.1 Deneysel prosedür.....	10
2.3.2 Analitik prosedür.....	10
2.3.2.1 Referans rüzgar basıncı (q).....	10
2.3.2.2 Etki faktörü (C_e).....	11
2.3.2.3 Fırtına etki faktörü (C_g).....	11
2.3.2.4 Basınç katsayısı (C_p).....	12
2.4 Kar Yükleri.....	14
2.4.1 Zemin kar yükü	15
2.4.2 Çatılarda kar yükleri.....	15
2.4.2.1 Fabrika yapısında kar yükü hesabı.....	15
2.4.2.2 Ofis yapısında kar yükü hesabı.....	17
2.5 Deprem Yüğü	17
2.6 Kren Yükleri.....	23
2.6.1 Kren düşey tekerlek yükleri	23
2.6.2 Kren yatay yan kuvvetleri	23
2.6.3 Kren boyuna fren kuvvetleri	23
3. FABRİKA BİNASINDA YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	25
3.1 Kren Kirişinin Boyutlandırılması.....	25
3.1.1 Kren Yüklerinin Belirlenmesi ve Kren Kirişi Hesabı	25
3.1.2 Kren kirişinde yanal burkulma.....	30
3.1.3 Kren kirişinde gerilme tahkikleri	33

3.2 Aşıkların Boyutlandırılması	35
3.2.1 Kar birikmesi olmayan açıklıklarda aşık hesabı	37
3.2.1.1 Tasarımda kullanılacak yük hesabı	37
3.2.1.2 Mukavemet hesapları	37
3.2.1.3 Sehim hesapları	37
3.2.2 Kar birikmesi olan açıklıklarda aşık hesabı	37
3.2.2.1 Mukavemet hesapları	38
3.2.2.2 Sehim hesapları	38
3.3 Kuşakların Boyutlanması	39
3.3.1 Tasarımda kullanılacak yük hesabı	40
3.3.2 Kuşak profili özellikleri	40
3.3.3 Mukavemet hesapları	40
3.3.4 Sehim hesapları	40
3.4 Kolonların Boyutlanması.....	41
3.4.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları.....	41
3.4.2 Gerilme tahkikleri	43
3.4.3 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü	48
3.4.4 Görelî kat ötelemeleri ve yatay deplasmanların kontrolü	50
3.4.4.1 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü	50
3.4.4.2 Yatay deplasmanların kontrolü	51
3.5 Kirişlerin Boyutlanması.....	51
3.5.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları.....	51
3.5.2 Gerilme tahkikleri	53
3.5.3 Yanal burkulma tahkikleri.....	55
3.5.4 Sehim hesapları	57
3.6 Çaprazların Boyutlandırılması.....	57
3.6.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları.....	57
3.6.1.1 Düşey çaprazlar	57
3.6.1.2 Çatı çaprazları	58
3.6.2 Narinlik kontrolü	58
3.6.2.1 Düşey çaprazlarda narinlik kontrolü	58
3.6.2.2 Çatı çaprazlarında narinlik kontrolü	60
3.6.3 Gerilme tahkikleri	61
3.6.3.1 Düşey çaprazlarda gerilme tahkikleri	61
3.6.3.2 Çatı çaprazlarında gerilme tahkikleri	61
3.7 Kalkan duvarların boyutlandırılması	62
4. OFİS BİNASINDA YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANMASI	65
4.1 Kompozit Döşemelerin Boyutlandırılması.....	65
4.1.1 İnşaat sürecinde profillenmiş sacın kontrolü.....	67
4.1.1.1 Taşıma gücü sınır durumu	68
4.1.1.2 Kullanma sınır durumu	69
4.1.2 Kompozit çalışma sürecinde döşemenin kontrolü	70
4.1.2.1 Taşıma sınır durumu	70
Eğilme dayanımı	70
Kesme kuvveti dayanımı	70
Boyuna kayma dayanımı	71
4.1.2.2 Kullanma sınır durumu	71
Sehim Kontrolü	71
Çatlak kontrolü	73
4.2 Kompozit kirişlerin boyutlandırılması	73

4.2.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	74
4.2.1.1 IPE 400 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	74
4.2.1.2 IPE 330 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	75
4.2.2 Gerilme hesapları	75
4.3 Kat kirişlerinin boyutlandırılması	76
4.3.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	76
4.3.1.1 IPE 400 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	77
4.3.1.2 IPE 450 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü	77
4.3.2 Gerilme hesapları	77
4.3.2.1 IPE 400 kirişlerinde gerilme tahkiki	78
4.3.2.2 IPE 450 kirişlerinde gerilme tahkiki	78
4.3.3 Kat kirişlerinde sehim kontrolü.....	78
4.3.3.1 IPE 400 kirişlerinde sehim kontrolü	78
4.3.3.2 IPE 450 kirişlerinde sehim kontrolü	79
4.4 Kolonların boyutlanması	79
4.4.1 Enkesit koşulları ve kompaktlık kontrolü	79
4.4.2 Gerilme tahkikleri	80
4.4.3 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü	81
4.4.4 Göreli kat ötelemeleri ve yatay deplasmanların kontrolü	83
4.4.4.1 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü	83
4.4.4.2 Yatay deplasmanların kontrolü	84
4.5 Çaprazların boyutlandırılması	84
4.5.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları	84
4.5.2 Narinlik kontrolü.....	85
4.5.3 Gerilme tahkikleri	86
4.6 Merdivenlerin hesabı.....	87
4.6.1 Ofis içi merdivenleri	87
4.6.2 Yangın merdivenleri hesabı	88
4.7 Dilatasyon Kontrolü	90
5. FABRİKA BİNASINDA BİRLEŞİM HESAPLARI	93
5.1 Kolon-Kiriş Birleşimi.....	93
5.2 Kiriş – Kiriş Birleşimi	97
5.3 Kiriş Eki Hesabı	100
5.4 Kren Konsolunun Birleşimi	102
5.5 Düşey Çaprazların Birleşim Hesabı	104
5.6 Çatı Çaprazlarının Birleşim Hesabı.....	105
5.7 Kolon Ayağı Hesabı	106
6. OFİS BİNASINDA BİRLEŞİM HESAPLARI.....	109
6.1 Kiriş- Kolon Birleşimi.....	109
6.2 Kolon – Basit Kiriş Birleşimleri.....	116
6.3 Kiriş – Kiriş Birleşimi	117
6.4 Kolon Ayağı Hesabı	118
7. SONUÇLAR	121
KAYNAKLAR	123

KISALTMALAR

BÇ	: Betonarme Çeliği
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
Etabs	: Extended Three Dimensional Analysis Of Building Systems
NBCC	: National Building Code of Canada
SAP2000	: Structural Analysis Program
TS	: Türk Standartları
IMO	: İnşaat Mühendisleri Odası

SEMBOL LİSTESİ

A(T)	: Spektral ivme katsayısı
E_{beton}	: Beton elastisite modülü
E_{çelik}	: Çelik elastisite modülü
f	: Sehim
f_{ctd}	: Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
F	: Kesit alanı
g	: Sabit yük
g	: Yerçekimi ivmesi
h	: Eleman yüksekliği, kiriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
H	: Esas yükler
HZ	: İlave Yükler
i	: Eylemsizlik yarıçapı
l	: Mesnet yerleri arasındaki eleman uzunluğu
I	: Eylemsizlik momenti
I	: Bina önem katsayısı
L_b	: Basınca çalışan başlık elemanın yanal olarak tutulmuş uzunluğu
L_c	: Berkitme boyu katsayısı
M_x, M_y	: “x” ve “y” düzlemindeki Moment
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal Kuvvet
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
P	: Eksenel kuvvet
q	: Eleman üzerindeki yayılı yük
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a(T)	: Deprem yükü azaltma katsayısı
s	: Profilin gövde kalınlığı
S(T)	: Spektrum katsayısı
S_{ae}(T)	: Elastik Spektral İvme
S_{kx}	: x-x eksenine dik burkulma boyu
S_{ky}	: y-y eksenine dik burkulma boyu
S_x	: x eksenine göre kesit statik momenti
T	: Binanın doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_r, T_s	: Binanın r’inci ve s’inci doğal titreşim periyotları
y	: Kesit ağırlık merkezinin koordinatı
W	: Yapı toplam ağırlığı
Z	: Zemin sınıfı
β	: Burkulma boyu katsayısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1	: ST 37 yapı malzemesi için seçilen bulon tipleri dayanım değerleri.....	6
Çizelge 1.2	: ST 52 yapı malzemesi için seçilen bulon tipleri dayanım değerleri.....	6
Çizelge 1.3	: St 37 cins çelik için seçilen kaynak tipleri ve dayanım değerleri.	7
Çizelge 1.4	: St 52 cins çelik için seçilen kaynak tipleri ve dayanım değerleri.	7
Çizelge 2.1	: Yapının inşa edildiği arazi koşulları.....	11
Çizelge 2.2	: Bina yüzeyleri – $C_p \cdot C_g$ ilişkisi.....	12
Çizelge 2.3	: Fabrika binası için rüzgar yükü değerleri.....	12
Çizelge 2.4	: Ofis binası için rüzgar yükü değerleri.....	13
Çizelge 2.5	: Komşu çatılar arasında kar dağılımı ve kar yükü faktörleri.....	16
Çizelge 2.6	: Fabrika binasında kar yükü değerleri.....	16
Çizelge 2.7	: Etkin yer ivmesi katsayısı [1].....	18
Çizelge 2.8	: Hareketli yük katılım katsayısı [1].....	18
Çizelge 2.9	: Spektrum karakteristik periyotları [1].....	19
Çizelge 2.10	: Bina önem katsayısı [1].....	19
Çizelge 2.11	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı [1].....	20
Çizelge 2.12	: Fabrika binasında modal analiz kütle katılım oranları.....	22
Çizelge 2.13	: Ofis binasında modal analiz kütle katılım oranları.....	22
Çizelge 3.1	: Ψ denk katsayısı.....	26
Çizelge 3.2	: ϕ vurma katsayıları.....	26
Çizelge 3.3	: A100 kren rayı ile birleştirilmiş kiriş profili özellikleri.....	28
Çizelge 3.4	: A100 kren rayı kesit özellikleri.....	29
Çizelge 3.5	: Fabrika yapısında rüzgar yükleri.....	39
Çizelge 3.6	: Deprem büyütme katsayısı.....	48
Çizelge 4.1	: Yük güvenlik katsayıları.....	68
Çizelge 4.2	: Malzeme güvenlik katsayıları.....	69

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1	: Merkezi güçlendirilmiş çerçeve tipleri.....	2
Şekil 1.2	: Fabrika binasının 3 boyutlu hesap modeli.....	3
Şekil 1.3	: Ofis binasının 3 boyutlu hesap modeli.....	3
Şekil 2.1	: Fabrika binasında W_x rüzgar yükü etkililme şekli.....	13
Şekil 2.2	: Fabrika binasında W_y rüzgar yükü etkililme şekli.....	13
Şekil 2.3	: Ofis binasında W_x rüzgar yükü etkililme şekli.....	14
Şekil 2.4	: Ofis binasında W_y rüzgar yükü etkililme şekli.....	14
Şekil 2.5	: Yapı çatısında kar yüklerinin dağılımı ve birikme durumu.....	15
Şekil 2.6	: Fabrika binasının hesap modeli üzerinde kar yükü durumu (kPa).....	16
Şekil 2.7	: Tasarım spektrum diyagramı [1].....	18
Şekil 2.8	: Fabrika yapısında birinci mod şekli.....	21
Şekil 2.9	: Ofis yapısında birinci mod şekli.....	22
Şekil 2.10	: Kren ve meydana getirdiği etkiler [12].....	23
Şekil 3.1	: Sürekli kren kirişinde tekerlek basınçlarının şematik gösterimi.....	27
Şekil 3.2	: A100 kren rayı enkesiti.....	29
Şekil 3.3	: HEA 450 profili enkesiti.....	29
Şekil 3.4	: Birleştirilmiş kren kirişi kesiti.....	30
Şekil 3.5	: Birleşik kesitte gerilme dağılımı.....	32
Şekil 3.6	: Ray ve kren kirişinin birleşik kesiti.....	33
Şekil 3.7	: Birleşik kesitte iki eksenli gerilme dağılımı.....	34
Şekil 3.8	: Aşık elemanı ve üzerine gelen yükler.....	35
Şekil 3.9	: Çatı kaplaması teknik özellikleri.....	35
Şekil 3.10	: Kar birikmesi olan aşıklarda kar yüklemesi.....	38
Şekil 3.11	: Kar yüklemesi sebebiyle meydana gelen moment diyagramı (kNm).....	38
Şekil 3.12	: Cephe kaplaması teknik özellikleri.....	39
Şekil 3.13	: Kolon elemanı minimum enkesiti(m).....	41
Şekil 3.14	: Kolon elemanı maksimum enkesiti (m).....	41
Şekil 3.15	: Minimum giriş enkesiti.....	51
Şekil 3.16	: Maksimum giriş enkesiti.....	51
Şekil 3.17	: 2L150/15/10 Düşey çapraz enkesiti.....	57
Şekil 3.18	: Çatı çaprazı enkesiti.....	58
Şekil 3.19	: Çapraz elemanlarda s_k hesabı-1.....	59
Şekil 3.20	: Çapraz elemanlarda s_k hesabı-2.....	60
Şekil 3.21	: Kalkan cephe elemanları.....	62
Şekil 4.1	: Kompozit döşeme boyutları.....	66
Şekil 4.2	: Kompozit döşeme enkesiti.....	66
Şekil 4.3	: Kompozit kirişlerin aynı taşıma güçlü çelik kirişlerle kıyaslanması.....	73
Şekil 4.4	: Kompozit kirişlerde kesit geometrik özellikleri, gerilme diyagramı ve iç kuvvetler.....	74
Şekil 4.5	: Katlarda kompozit kirişlerin yerleşimi.....	74
Şekil 4.6	: IPE 400 giriş enkesiti (cm).....	74

Şekil 4.7 : IPE 330 kiriş enkesiti (cm).	75
Şekil 4.8 : Kompozit kirişlerde kapasite kullanım oranları	75
Şekil 4.9 : Tipik kat planında kirişlerin yerleşimi.	76
Şekil 4.10 : IPE 400 kiriş enkesiti (cm).	77
Şekil 4.11 : IPE 450 kiriş enkesiti (cm).	77
Şekil 4.12 : HEA 400 kolon enkesiti (cm).	79
Şekil 4.13 : Ofis binası düşey çaprazları enkesiti(cm)	85
Şekil 4.14 : Ofis binası düşey çaprazların düzenlenmiş enkesiti.	86
Şekil 4.15 : Ofis binası iç merdivenleri.	87
Şekil 4.16 : Ofis binası yangın merdivenleri.	88
Şekil 4.17 : Yangın merdiveni kesitleri.	89
Şekil 4.18 : Yangın merdiveni görünümü.	90
Şekil 4.19 : Yangın merdiven kapasite oranları.	90
Şekil 4.20 : Sanayi yapısı mod şekli.	91
Şekil 4.21 : Ofis yapısı mod şekli.	91
Şekil 5.1 : Fabrika binasında kolon-kiriş birleşimi.	93
Şekil 5.2 : Kolon-kiriş birleşiminde yükler.	94
Şekil 5.3 : A-A birleşim kesitinde kuvvetlerin konumu.	95
Şekil 5.4 : Çekme gerilmesi sebebiyle meydana gelen ilave kesme kuvveti.	96
Şekil 5.5 : Kiriş-kiriş birleşim bölgesi.	97
Şekil 5.6 : Birleşim bölgesinde iç kuvvetlerin dağılımı.	98
Şekil 5.7 : Kiriş eki.	100
Şekil 5.8 : Kren konsolu birleşimi.	102
Şekil 5.9 : Düşey çaprazların birleşimi.	104
Şekil 5.10 : Kolon ayaklarının mafsallı teşkili.	106
Şekil 6.1 : Kolon-kiriş birleşiminde kayma bölgesi.	110
Şekil 6.2 : Kolon gövdesinde takviye levhaları.	111
Şekil 6.3 : Kiriş-Kolon birleşimi.	112
Şekil 6.4 : Kolon-kiriş birleşiminde kayma bölgesi.	113
Şekil 6.5 : Kolon- basit kiriş birleşimi.	116
Şekil 6.6 : Kiriş- kompozit kiriş birleşimi.	117
Şekil 6.7 : Kolon ayaklarının mafsallı teşkili.	119

BİR SANAYİ KOMPLEKSİNİN BOYUTLANDIRILMASI

ÖZET

Bir sanayi tesisinin boyutlandırılmasını konu alan bu çalışma kapsamında bir fabrika binası ile bir ofis binasının boyutlandırılması üzerinde çalışılmıştır. Bu yapılar birbirlerinden dilatasyonla ayrılmış olup kar birikmesi, rüzgar yükleri gibi açılardan birbirlerine etkileri dikkate alınmıştır. Yapılarda yük analizi yapılırken kullanım yükleri için TS498-1997 yönetmeliği esas alınmıştır. Rüzgar ve kar yükleri için ise bu konuda TS498 yönetmeliğinden daha detaylı bir çalışma olan NBCC (The National Code of Canada) yönetmeliği dikkate alınmıştır. Deprem yükleri DBYBHY (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik) esas alınarak hesaplanmıştır. Yapıların boyutlanması için günümüz yönetmelikleri dikkate alınmıştır. Yapısal çelik elemanların ve birleşimlerin tasarımında IMO-01 ve IMO-02 yönetmelik esasları uygulanmış, seçilmiş süneklik düzeyine göre kontroller için ise DBYBHY kullanılmıştır.

İstanbul sınırları içinde yapılacağı öngörülerek tasarlanmış bu sanayi kompleksinin boyutlandırılmasında bölgenin coğrafik özellikleri dikkate alınmıştır. Bölgeye ait yağış ve rüzgar verileri, zemin sınıfı ve bölgenin birinci derece deprem bölgesi olması göz önüne alınan parametrelerdendir.

Yapılar çerçeve sistem olarak tasarlanmış olup zayıf yönlerinde merkezi çaprazlarla güçlendirilmiştir. Fabrika binası değişken kesitli kolon ve kirişlerden meydana getirilmiştir. Değişken kesitli yapı elemanları iç kuvvetlerin büyüklüğüne göre kesit değiştirildiği için daha ekonomik çözümler ortaya çıkarmaktadır. Bu yapıda mevcut olan kren elemanının hareketi sebebiyle yorulma etkileri de dikkate alınmış tesirlerdendir. Ofis binası tasarımında da kompozit döşeme ve kompozit kirişler kullanılmış, bu sayede ekonomik bir sistem oluşturulmaya çalışılmıştır. Kompozit döşemelerin gerekli kayma kontrolleri yapılarak seçilmiş olan döşeme yüksekliğinin yapıyı rijit diyafram davranışı gösterecek şekilde boyutlaması yapılmıştır. Bu sayede döşemenin deprem ve rüzgar gibi yatay yükler altında kolonlara yük iletmesi sağlanmıştır. İki yapı arasında şartnamelerin öngördüğü miktarda dilatasyon bırakılmış, böylece yapıların birbirine olumsuz etkileri giderilmeye çalışılmıştır.

Kullanılan yapısal çelik sınıfı fabrika binasında kolon, kiriş, çapraz gibi ana taşıyıcı elemanlar için ST52, aşıklar ve kuşaklar gibi tali elemanlar için ST37 olarak tercih edilmiştir. Ofis binasında ise tüm elemanlar için ST37 sınıfı çelik tercih edilmiştir. Birleşim elemanı olarak kaynak ve yüksek mukavemetli bulon tercih edilmiştir. Kompozit döşeme için C30 kalitesinde beton kullanılmıştır.

Çalışma kapsamında ele alınan sanayi kompleksinin üzerine gelen düşey ve yatay yüklerin gerçeğe en uygun şekilde belirlenip, yapıların bu etkiler altında statik ve dinamik analizleri bilgisayar programları yardımıyla yapılmış ve bulunan iç kuvvetlere göre, yukarıda bahsi geçen standartlara uygun olacak şekilde en ekonomik bir biçimde boyutlandırılması için emek harcanmıştır.

DESIGNING OF AN INDUSTRIAL COMPLEX

SUMMARY

This study is about designing of an industrial complex, which includes an industry building and office building. These buildings are separated from each other with structural joint but they effect themselves such as sliding of snow and wind loads. Structural load analysis of usage loads is made accordance with TS498-1997 code. Wind and snow loads are chosen accordance with NBCC (The National Building Code of Canada) which is more detailed from TS498 code. Seismic loads are chosen accordance with DBYBHY (Turkish Earthquake Code). Actual codes and standards are taken into account for designing of steel structures. Steel profile sections and connections are determined in accordance with IMO-01 and IMO-02. DBYBHY is taken into account for ductility controls.

The geographical characteristics are taken into account of designing of industrial complex, which is located in İstanbul. Snow and wind datas, soil class and seismic region category are these characteristic parameters.

Structures are designed as frames and they are reinforced with braces. Industrial building is consist of nonprismatic columns and beams. Structural elements with nonprismatic section are economical solution because of parallel change of section and internal forces. Fatigue is taken into consideration because of crane loads in industrial building. An economical structural system of the office building is obtained with using composite slabs and composite beams. Shear controls are made and slabs are designed as rigid diaphragm. Slabs are carried horizontal loads like seismic and wind effects. Structural joints are chosen accordance with national codes.

Concerning building materials: In the industrial building St52 steel is used for the columns, beams and braces—the primary supporting members—while St37 steel is used for the plates and purlins. In the office building St37 steel is used for whole structure. Welding and high strength bolts are chosen for the steel connections. Type C30 concrete is used for the composite slabs.

Vertical and horizontal loads of the industrial complex, which is subject of this study, are determined in reality and static and dynamic analysis are made by computer programs. The optimum and economical designing of steel structures are determined in accordance with codes above.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

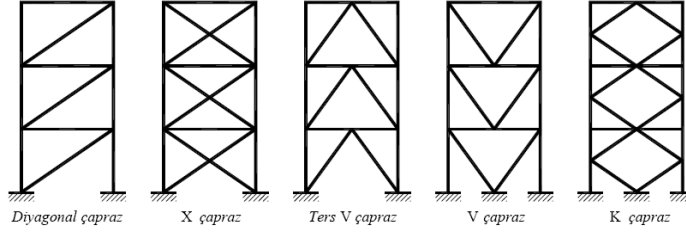
Yapılan bu tez çalışmasında çelik bir endüstri yapısı ve bitişğinde bulunan ofis binasının tasarımı yapılmıştır. Yapıların günümüz yönetmeliklerine uygun olarak boyutlanması üzerinde çalışılmıştır.

Yapıların İstanbul sınırları içerisinde yapılacağı öngörülerek hazırlanmış olan çalışmada bölgenin coğrafi özellikleri göz önünde bulundurulmuştur. Bölgenin birinci derece deprem bölgesinde bulunması, bölgeye ait kar ve rüzgar verileri çalışma esnasında dikkate alınan parametrelerdir.

Fabrika yapısı 26 m açıklığında, 42 m uzunluğundadır. Değişken enkesitli çerçeve sistem olarak tasarlanan yapıda yapı yüksekliği kolon üstünde 8m olarak düşünülmüştür. Fabrika yapısından dilatasyonla ayrılmış olan ofis binası ise 5 katlı 17,5 metre yüksekliğinde bir yapıdır. Yapı planda 8m x 30 m ebatlarında olup 240 m²'lik oturma alanına sahiptir.

1.2 Kullanılan Yönetmelikler, Kombinasyonlar

Yapılar, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007, IMO-01 “Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap, Yapım ve Muayene Kuralları” ve IMO-02 “ Çelik Yapılar, Emniyet Gerilmesi Esasına Göre Hesap ve Proje Esasları” yönetmeliklerinde öngörülen dizayn esasları baz alınarak tasarlanmıştır. Çerçeveler diğer doğrultuda merkezi takviyelerle güçlendirilerek yapıya yanıl etkilere karşı stabilite kazandırılmıştır (Şekil 1.1). Süneklik düzeyi normal çerçevelerin dizaynında, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’te belirtilen enkesit koşulları, narinlik koşulları, kiriş-kolon birleşim bölgelerinde dikkat edilecek hususlar göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 1.1 : Merkezi güçlendirilmiş çerçeve tipleri.

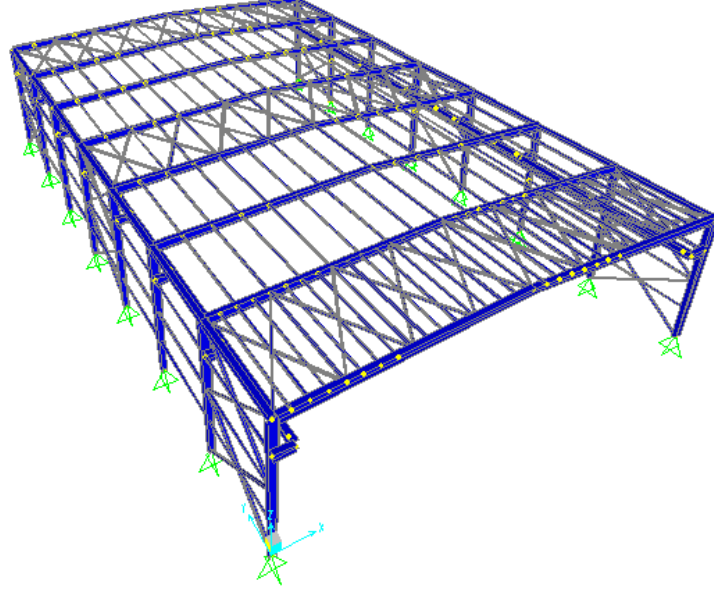
Yapı çeliği olarak fabrika yapısında kolon, kiriş, çapraz elemanları için St52 kalitesinde, aşık ve kuşak elemanları için ise St37 kalitesinde çelik kullanılmıştır. Ofis yapısı için ise kolon, kiriş, çapraz, tali kiriş, aşık ve kuşak elemanları için St37 kalitesinde çelik kullanılmıştır. Birleşimler bulonlu veya kaynaklı olacak şekilde tasarlanmıştır. Bulonlu birleşimlerde 10.9 kalitesinde SL ve SLP tipi yüksek mukavemetli bulonlar tercih edilmiştir. Kompozit döşemeler için C30 kalitesinde hazır beton ve BÇ III donatı çeliği kullanılmıştır.

Fabrika yapısı tek katlı bir yapı olup bünyesinde 26 m açıklık içinde çalışacak 1 adet 50 t kapasiteli kren bulunmaktadır. Yapıda kren tasarımı DIN 120 “Kren ve Kren Yolları Çelik Yapı Kısımlarının Hesap Esasları” dikkate alınarak gerçekleştirilmiş, kren kirişi çok açıklıklı sürekli kiriş olacak şekilde tasarlanmıştır.

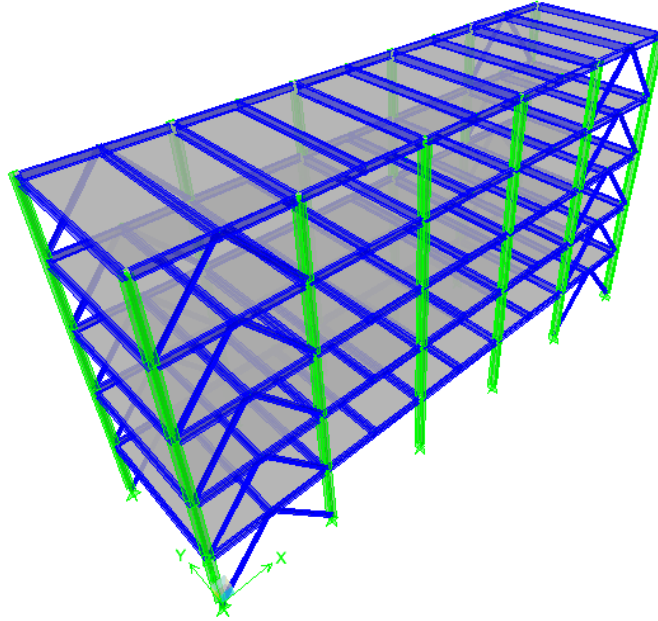
Ofis yapısı 5 katlı olup kat yüksekliği 3,5 metredir. Ofis binasında kompozit döşeme sistemi kullanılmıştır. Kompozit döşeme sistemi kullanılarak elde edilen sistem beton, donatı ve çelik sacın birlikte çalışması esasına dayandığı için betonarme döşemelere göre birçok ekonomik ve yapısal avantaj elde edilir. Betonarme döşeme yapımı sırasında kullanılan kalıp yerine kompozit döşemede çelik sac kullanılır. Bu sac inşaat süresince işçiler ve malzeme için platform görevi görür. Betonun sertleşip yeterli dayanım kazanmasından sonra da eğilmenin çekme bileşeninin bir kısmını ya da tamamını alır. Eğilmenin basınç bileşeni ve kayma kuvvetleri ise beton tarafından karşılanır. Beton aynı zamanda yangın ve ses izolasyonu da sağlar. Bu şekilde tasarlanan döşemede betonarmeye göre daha ince kesitler kullanılır.

Fabrika yapısı çerçeve sistemi yapıda iç kuvvetlerin gösterdikleri değişim dikkate alınarak değişken kesitli olarak teşkil edilmiştir. Ayrıca kolona bağlı kren konsolları da değişken kesitli olarak tasarlanmıştır.

Yapılara ait bilgiler ışığında SAP2000 ve ETABS yapısal analiz programları kullanılarak 3 boyutlu hesap modeli oluşturulmuştur (Şekil 1.2 ve Şekil 1.3). Malzeme ve kesit bilgileri modele işlenmiştir. Kullanılan yönetmeliklerdeki yüklemeler yapıya etkitilmiş, yük kombinasyonları tanımlanmıştır. Yapıların statik ve dinamik analizleri program yardımıyla yapılmıştır.



Şekil 1.2 : Fabrika binasının 3 boyutlu hesap modeli.



Şekil 1.3 : Ofis binasının 3 boyutlu hesap modeli.

Yapı analizinde kullanılacak yükler için TS 498-1997 [8] dikkate alınmıştır. Deprem yüklemesi ile ilgili kriterler için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007 kullanılmıştır [1]. Çelik elemanların kesit koşullarının uygunluğu ve ilgili kontroller IMO-02 [4] (Çelik Yapılar, Emniyet Gerilmesi Esasına Göre Hesap ve Proje Esasları) doğrultusunda yapılmıştır. Kaynaklı birleşimler için İMO-01.R-01-2005 [3]'den yararlanılmıştır. Rüzgar yükü ve kar yükü için bu konuda yerel yönetmeliklerde daha detaylı bir çalışma olmadığından bu yüklerin hesabında National Building Codes of Canada (2005) [7] şartnamesinin ilgili bölümü kullanılmıştır.

Çelik elemanların boyutlandırılmasında kullanılan yükleme kombinasyonları IMO-02'de de tavsiye edildiği üzere aşağıda verildiği gibidir:

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

Fabrika binasında kren yükleri için ise bunlara ilave olarak aşağıdaki kombinasyonlar tanımlanmıştır:

11. D + C_{vs} + 0.5 C_{ss} (EİY)
12. D + L + (L_r veya S) + C_{vs} + C_{ss} + C_{ls} (EİY)
13. D + L + (L_r veya S) + C_{vs} + W (EİY)
14. D + L + (L_r veya S) + C_{vs} + C_{ss} + 0.5 W (EİY)

Bu yük kombinasyonlarında

D: Ölü yükler, kren yükü ve makinelerin kütle kuvvetleri

L: Hareketli yükler

L_r: Çatılarda hesaba katılacak hareketli yükler ve su birikmesi ile oluşan yükler

S: Kar yükü

W: Rüzgar yükü

E: Deprem yükü

T: Sıcaklık değişimi yükü

C_{vs}: Kren düşey tekerlek yükleri

C_{ss}: Kren yatay yan kuvvetleri

C_{ls}: Kren boyuna fren kuvvetleri

Not: (EİY) halinde emniyet gerilmeleri 1,15 ile büyütülecektir. (EİY)* halinde kombinasyonlar içinde deprem yükü vardır, emniyet gerilmeleri 1,33 ile büyütülecektir.

1.3 Malzeme Emniyet Değerleri

1.3.1 Taşıyıcı elemanlarda kullanılan malzemeler

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

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

St37 İçin

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

$$\sigma_{\text{çem, EY}} = 14.4 \text{ kN/cm}^2; \sigma_{\text{çem, EİY}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em, EY}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2; \tau_{\text{em, EİY}} = 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

St52 İçin

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

$$\sigma_{\text{çem, EY}} = 24 \text{ kN/cm}^2; \sigma_{\text{çem, EİY}} = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em, EY}} = 13.5 \text{ kN/cm}^2; \tau_{\text{em, EİY}} = 15.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kompozit döşemelerde kullanılan beton ve betonarme çeliği ile ilgili malzeme karakteristikleri:

C30 İçin

$$f_{ck} = 3.0 \text{ kN/cm}^2; f_{cd} = 2.0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0.19 \text{ kN/cm}^2; E_{\text{beton}} = 3200 \text{ kN/cm}^2$$

BC III İçin

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

1.3.2 Birleşim için kullanılan malzemeler

Birleşim için kullanılan 10.9 kalitesinde bulonlar için dayanım değerleri Çizelge 1.1 ve

Çizelge 1.2’de verilmiştir.

Çizelge 1.1 : ST 37 yapı malzemesi için seçilen bulon tipleri dayanım değerleri.

SL Tipi Bulonlar İçin	SLP Tipi Bulonlar İçin
$\tau_{\text{sem,EY}} = 24 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{\text{sem, EY}} = 28 \text{ kN/cm}^2$
$\tau_{\text{sem, EİY}} = 27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{\text{sem, EİY}} = 32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 28 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 32 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 36 \text{ kN/cm}^2$
Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında	Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında
$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 38 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 42 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 43 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 47 \text{ kN/cm}^2$

Çizelge 1.2 : ST 52 yapı malzemesi için seçilen bulon tipleri dayanım değerleri.

SL Tipi Bulonlar İçin	SLP Tipi Bulonlar İçin
$\tau_{\text{sem, EY}} = 24 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{\text{sem, EY}} = 28 \text{ kN/cm}^2$
$\tau_{\text{sem, EİY}} = 27 \text{ kN/cm}^2$	$\tau_{\text{sem, EİY}} = 32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 42 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 48 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 47 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 54 \text{ kN/cm}^2$
Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında	Öngerilme $\geq 0.5 P_v$ alındığında
$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 57 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EY}} = 63 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 64 \text{ kN/cm}^2$	$\sigma_{\text{t,em,EİY}} = 71 \text{ kN/cm}^2$

Birleşim için kullanılan kaynak malzemesi için dayanım değerleri Çizelge 1.3 ve Çizelge 1.4’de verilmiştir.

Çizelge 1.3 : St 37 cins çelik için seçilen kaynak tipleri ve dayanım değerleri.

Kaynak	H Yüklemesi	HZ Yüklemesi
Çekme ve Basınç Emniyet Gerilmesi, σ_{kem}	9 kN/cm ²	10.5 kN/cm ²
Kayma Emniyet Gerilmesi, τ_{kem}	9 kN/cm ²	10.5 kN/cm ²
Kıyaslama Emniyet Gerilmesi, σ_v	11 kN/cm ²	12.5 kN/cm ²

Çizelge 1.4 : St 52 cins çelik için seçilen kaynak tipleri ve dayanım değerleri.

Kaynak	H Yüklemesi	HZ Yüklemesi
Çekme ve Basınç Emniyet Gerilmesi, σ_{kem}	13.5 kN/cm ²	15.5 kN/cm ²
Kayma Emniyet Gerilmesi, τ_{kem}	13.5 kN/cm ²	15.5 kN/cm ²
Kıyaslama Emniyet Gerilmesi, σ_v	17 kN/cm ²	19 kN/cm ²

2. YÜK ANALİZİ

2.1 Sabit Yükler

Yapı ana taşıyıcı elemanlarına ait sabit yükler bilgisayar programı tarafından hesaba katılmaktadır. Diğer sabit yükler aşağıda tanıtılacaktır.

Fabrika binasında;

Sandviç Panel Çatı Kaplaması = 0.20 kN/m^2 (İzocam TEKİZ- SPÇ 940-75 mm çatı paneli)

Sandviç Panel Cephe Kaplaması = 0.132 kN/m^2 (İzocam TEKİZ-SPD 1015-100 mm çatı paneli)

Ofis binasında;

Sabit yüklerden olan kaplama, sıva, asma tavan, bölme duvar yükleri aşağıda verilmiştir. Katlara etkitilecek sabit yükler TS498 yönetmeliği uyarınca belirlenmiştir.

Döşeme üzeri sabit yükler;

Kompozit döşeme ağırlığı (11 cm kalınlık için) = 2.2 kN/m^2

Kaplama, asma tavan ve sıva ağırlığı = 1.5 kN/m^2

Toplam ağırlık = 3.70 kN/m^2

Cam cephe kaplaması = 0.50 kN/m^2

Bölücü duvar ağırlığı = 2.00 kN/m^2

2.2 Hareketli yükler

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

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

2.3 Rüzgar Yükleri

Yapı tasarımında göz önüne alınan rüzgar yükleri için 1995 tarihli Kanada Standardı'na (National Building Code of Canada-NBCC 1995) göre hesaplama yapılmıştır. Bu standardın kullanılma sebebi, standardın rüzgar yükü hesaplamaları için binanın ölçüleri, şekli, rijitliği, doğal titreşim frekansı, sönüm oranı ve üzerine inşa edileceği arazinin iklim ve meteorolojik özellikleri, arazi yapısı, çevresel yerleşim şartları gibi birçok unsuru birlikte göz önüne alarak analitik bir yöntem ortaya koymasıdır.

Kanada Standardı yapının rüzgar yüklerinin bulunması için deneysel ve analitik prosedür olmak üzere iki farklı prosedür tanımlamıştır.

2.3.1 Deneysel prosedür

Deneysel prosedür yüksek ve narin binalarda ortaya çıkan ciddi rüzgar etkilerinin belirlenmesi için kullanılan rüzgar tüneli veya diğer deneysel metotları ve değerlendirilmesini ortaya koymaktadır.

2.3.2 Analitik prosedür

Analitik prosedür ise basit ve detaylı yaklaşım olarak ikiye ayrılmaktadır. Basit yaklaşım kısa ve orta yükseklikli yapılarda, detaylı yaklaşım ise yüksek yapılarda kullanılmaktadır.

Bu tez kapsamında incelenen yapıda analitik prosedür göz önünde bulundurulacaktır.

Analitik prosedür yapıya etkiyen rüzgar kaynaklı statik ve dinamik yükleri statik yüklemeye çevirmektedir. Bu yöntemde rüzgar dış basıncı (P_r), referans rüzgar basıncının (q), etki faktörünün (C_e), fırtına etki faktörünün (C_g) ve basınç katsayısının (C_p) çarpımına eşittir.

2.3.2.1 Referans rüzgar basıncı (q)

Referans rüzgar basıncı atmosferik basınç ve hava sıcaklığına bağlı bir değer olan C ile ortalama rüzgar hızının (V) karesinin çarpımına eşittir.

Referans rüzgar hızı açık bir arazide (örneğin hava alanları gibi), yerden 10 m yükseklikte herhangi bir yönde ölçülen 10 dakikalık ortalama rüzgar hızlarından 50 yılda en az bir kere aşılma olasılığına karşı gelen rüzgar hızıdır. İstanbul Atatürk Havaalanı'nda sürekli olarak 1 dakika ara ile yapılan rüzgar hızı ölçüm verilerinin analizi sonucunda, İstanbul ve civarı için temel rüzgar hızı $V = 30 \text{ m/s}$ olarak tanımlanmıştır.

$C=50 \times 10^{-6}$; referans rüzgar hızı km/h olarak tanımlıysa

$C=650 \times 10^{-6}$; referans rüzgar hızı m/s olarak tanımlıysa

Bu durumda $q=0.585 \text{ kPa}$ olarak hesaplanmıştır.

2.3.2.2 Etki faktörü (C_e)

Rüzgar yükleri belirlenirken yapının inşa edileceği arazi koşullarının yerleşim durumunun göz önüne alındığı bileşendir. Çizelge 2.1'de de görülebileceği üzere yapılar inşa edildiği arazi koşullarına göre sınıflara ayrılmıştır.

Çizelge 2.1 : Yapının inşa edildiği arazi koşulları.

Etki durumu A	Rüzgarın yapıya ulaşmasında çevresel hiçbir engelin bulunmadığı açık arazileri kapsar.
Etki durumu B	Çevresindeki yapıların 1-2 katlı olduğu köy, kasaba gibi yerleşim yerlerindeki arazileri kapsar.
Etki durumu C	Yüksek binaların yoğun olduğu ve çevre binaların yarısından çoğunun 4 kat ve üzeri olduğu arazileri kapsar.

Tasarlanan yapının açık arazide olması sebebiyle etki faktörü bulunurken A tipi etki durumu için verilen fonksiyon dikkate alınacaktır.

$C_e=(Z/10)^{0.28}$, $C_e \geq 1.0$ (Z: binanın yerden itibaren m cinsinden yüksekliği)

Fabrika yapısı için $C_e=1.0$

Ofis binası için $C_e=1.2$

2.3.2.3 Fırtına etki faktörü (C_g)

Rüzgar yükü hesabına yapı yüksekliği, geometrisi, rijitlik, kritik sönüm oranı, doğal frekansı gibi unsurların dahil edildiği faktördür.

$\frac{\text{bina yüksekli ği}}{\text{yap ı kısa kenar boyu}} < 5$ oldu ğu durumlarda yapılarda Vorteks etkileri ihmal edilebilir ve $C_g=2.5$ olarak alınır.

Ofis binası için $\frac{\text{bina yüksekli ği}}{\text{yap ı kısa kenar boyu}} = \frac{17.5}{8} = 2.18 < 5$ Bu durumda fırtına etki faktörü değeri $C_g=2.5$ olarak alınmıştır.

2.3.2.4 Basınç katsayısı (C_p)

Basınç katsayıları rüzgar tüneli deneyi ile önceden belirlenmiş; yapının şekli, rüzgarın yönü ve profiline göre rüzgar basıncının dağılımını matematiksel olarak ifade eden boyutsuz katsayılardır.

$\frac{\text{bina yüksekli ği}}{\text{yap ı kısa kenar boyu}}$ oranı 2 den küçük olan fabrika yapısı için bina yüzeyine göre rüzgar basıncı katsayısı Çizelge 2.2’de görüldüğü gibi değişmektedir [7].

Çizelge 2.2 : Bina yüzeyleri – $C_p \cdot C_g$ ilişkisi.

BİNA YÜZEYLERİ	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
% 0 ila 5 eğim için $C_p \cdot C_g$ değerleri	0.75	1.15	-1.3	-2.0	-0.7	-1.0	-0.55	-0.8

$\frac{\text{bina yüksekli ği}}{\text{yap ı kısa kenar boyu}}$ oranı 2’den büyük olan ofis binasında ise C_p değeri rüzgarın basınç yaptığı dik cephe için 0.8 ; emme yaptığı dik cephe içinse -0.5 değerini alır. Tüm bu parametrelere bağlı olarak rüzgar yükleri şu şekilde hesaplanmıştır:

$$Pr = q \times C_e \times C_g \times C_p$$

Fabrika binası için hesaplanmış rüzgar yükü değerleri Çizelge 2.3’te, rüzgar yükü etkilme şekli Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de görülebilir.

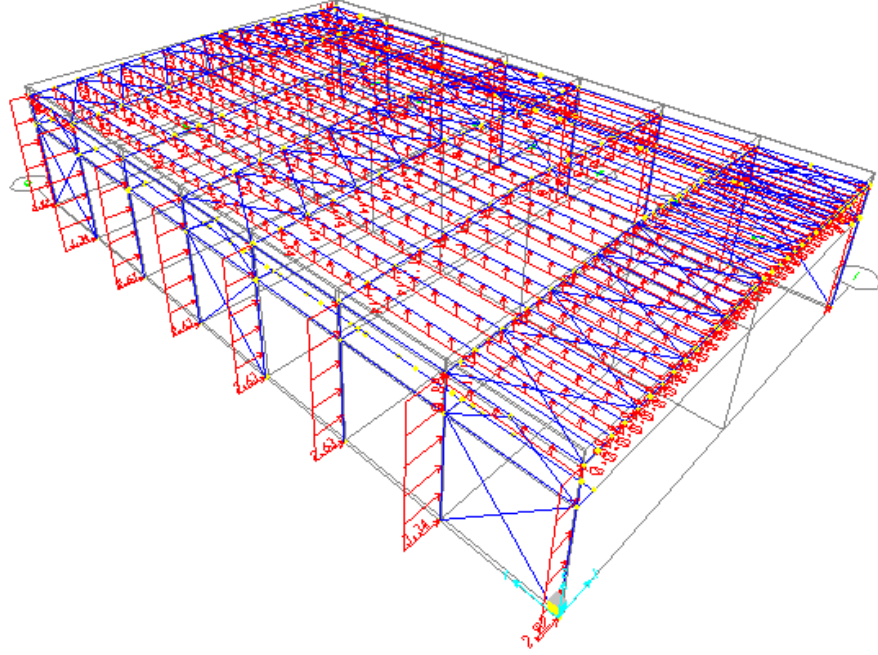
Çizelge 2.3 : Fabrika binası için rüzgar yükü değerleri.

BİNA YÜZEYLERİ	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
Rüzgar yükleri (kN/m ²)	0.439	0.673	-0.761	-1.17	-0.41	-0.585	-0.322	-0.468

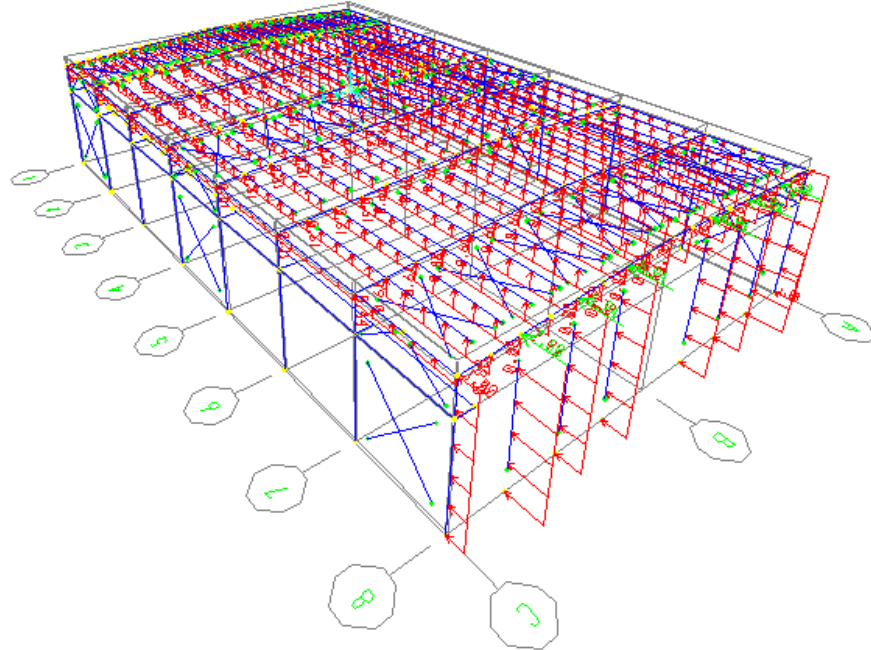
Ofis binası için hesaplanmış rüzgar yükü değerleri Çizelge 2.4’te, rüzgar yükü etkilme şekli Şekil 2.3 ve Şekil 2.4’de görülebilir.

Çizelge 2.4 : Ofis binası için rüzgar yükü değerleri.

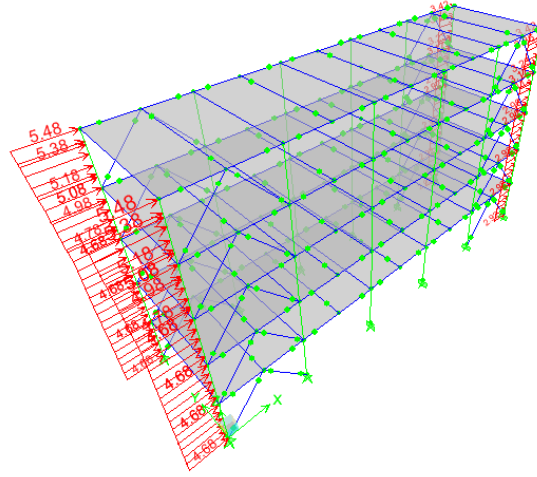
BİNA YÜZEYLERİ	Rüzgarın basınç yaptığı dik cephe	Rüzgarın emme yaptığı dik cephe
Rüzgar yükleri (kN/m ²)	1.404	-0.8775



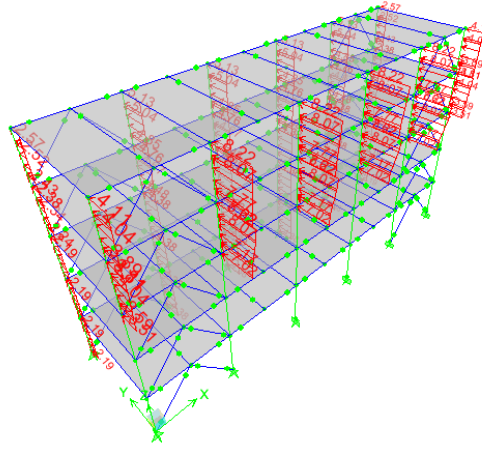
Şekil 2.1 : Fabrika binasında Wx rüzgar yükü etkililme şekli.



Şekil 2.2 : Fabrika binasında Wy rüzgar yükü etkililme şekli.



Şekil 2.3 : Ofis binasında Wx rüzgar yükü etkilme şekli.



Şekil 2.4 : Ofis binasında Wy rüzgar yükü etkilme şekli.

2.4 Kar Yükleri

Kar yüklerinin hesabında Kanada Standardı dikkate alınmıştır. Çatılarda kar yükleri coğrafi konuma (iklim), çevre etkisine, çatının şekline ve tipine göre bir zaman içinde değişebilir. Yapı tasarımı yapılırken çatılara gelecek kar yükleri bir dizi faktöre bağlı olarak şekilde hesaplanır.

$$S = S_0 \cdot C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a \quad (2.1)$$

S_0 = Zemin kar yükü (kPa)

C_b = Esas çatı kar yükü faktörü; Zemin kar yükünün %80'i kadardır.

C_w = Rüzgar etki faktörü

C_s = Çatı eğimi faktörü

C_a = Birikme faktörü

2.4.1 Zemin kar yükü

Zemin kar yük çatı yüklerinin belirlenmesinde temel teşkil eder. Zemin kar yükleri 30 yıllık bir dönüş periyodu için belirlenir. Ülke boyunca hakim olan çeşitli iklimsel etkenler çok çeşitli kar durumları ortaya çıkarırlar. Kimi bölgelere kış boyunca hiç kar yağmazken, kimi bölgelerde yoğun kar fırtınaları görülmektedir. İklim dışında yerel etmenler de – dağların varlığı ve sıra ya da tek dağlar olması gibi- zemin kar yüküne etki etmektedir. Ayrıca karın su emmesiyle artan birim hacim ağırlığının zemin kar yüküne etkisi de Kanada Standardı tarafında dikkate alınan diğer bir husustur.

Ülkemiz için bu standart uygulanırken Meteoroloji Genel Müdürlüğü'nün verileri kullanılacaktır.

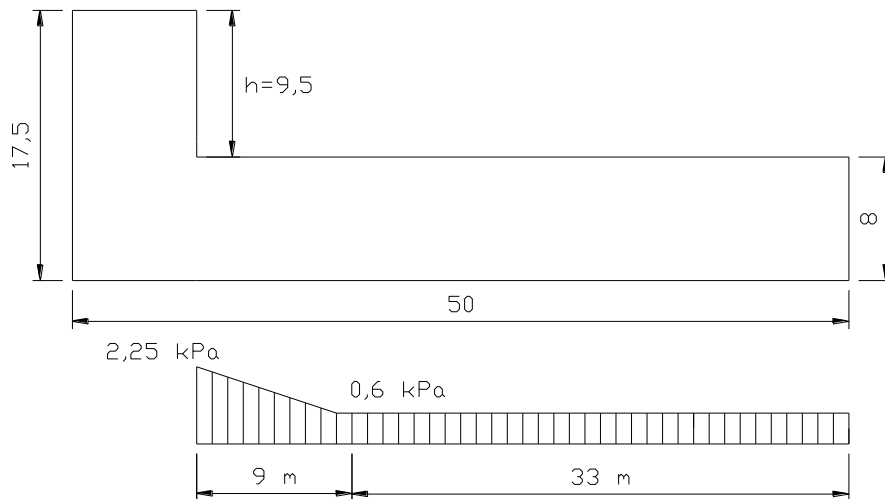
2.4.2 Çatılarda kar yükleri

Kar için ortalama birim ağırlığı $\gamma=2.4 \text{ kN/m}^3$

$S_0 = 0.75 \text{ kN/m}^2$

$C_b = 0.8$

2.4.2.1 Fabrika yapısında kar yükü hesabı



Şekil 2.5 : Yapı çatısında kar yüklerinin dağılımı ve birikme durumu.

Fabrika binası ile ofis binası birbirlerine bitişik yapılar olduğu için aralarında kar birikmesi de olacaktır. Yapıların durumu ve hesaplamalar sonucunda bulunmuş kar yükü değerleri Şekil 2.5'te görülmektedir. Komşu çatılar arasında kar birikmesi hesabı yapılırken Denklem (2.1)'de kullanılan çarpanlar Çizelge 2.5'te verilmiş değerleri alırlar.

Çizelge 2.5 : Komşu çatılar arasında kar dağılımı ve kar yükü faktörleri.

X	C_w	C_s	C_a^{**}
0	1.0	$f(a)^*$	C_{ao}
$0 < x \leq x_d$	1.0	$f(a)^*$	$C_{ao} - (C_{ao} - 1)x/x_d$
$x_d < x \leq 10h$	1.0	$f(a)^*$	1.0
$x > 10h$	1.0	$f(a)^*$	1.0

$$x_d = 2h$$

$$3m \leq x_d \leq 9m$$

$$x_d = 9m$$

$$C_{ao} = 1.25 \gamma h / S_0$$

$$C_{ao} \leq 3.75$$

$$C_{ao} = 3.75$$

$$f(a)^* = 1.0 \leftrightarrow \text{çatı eğimi } 30^\circ \text{ den küçük veya eşitse bu değer kullanılır.}$$

Çizelge 2.6 : Fabrika binasında kar yükü değerleri.

X	C_w	C_s	C_a^{**}	S Kar yükü (kPa)
0	1.0	1.0	3.75	2.25
$0 < x \leq x_d$	1.0	1.0	$3.75 - (3.75 - 1)x/9$	$2.25 > S > 0.6$
$x_d < x \leq 10h$	1.0	1.0	1.0	0.6



Şekil 2.6 : Fabrika binasının hesap modeli üzerinde kar yükü durumu (kPa).

Fabrika binasında kar yükü değerleri Çizelge 2.6'da görülebilir. Bu yüklemeler için 3 boyutlu hesap modelinde aşıklara etkitilen yükler ise Şekil 2.6'da görülebilir.

2.4.2.2 Ofis yapısında kar yükü hesabı

Ofis yapısı teras çatı olarak tasarlanmıştır. Dolayısıyla ofis binası çatısı eğimsiz, düz bir çatı olacaktır.

Denklem (2.1) kullanılarak kar yükü hesaplanırken aşağıda verilen parametreler aşağıda verilmiş değerleriyle kullanılmıştır.

$$C_w = 1.0$$

$$C_s = 1.0$$

$$C_a = 1.0$$

$$S = 0.75 * 0.80 * 1.0 * 1.0 * 1.0 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

2.5 Deprem Yüğü

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik dikkate alınarak yapıda deprem hesabı yapılmıştır. Üstyapıya ve zemine ait tüm verilen SAP2000 yapısal analiz programına girilerek, yönetmelikte belirtildiği şekilde deprem analizi yapılmıştır.

Yapı yükseklikleri 25 metreden daha az olan 1. Derece deprem bölgelerinde deprem analizi Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılarak yapılabilir. Yapılarda deprem analizi hem Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılmış, en elverişsiz değerlerin Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile bulunması sebebiyle bu yöntem ile bulunan deprem kuvvetlerine göre boyutlandırma yapılmıştır.

Binanın tümüne etkiyen toplam taban kesme kuvveti V_t , denklem (2.2) ve denklem (2.3) kullanılarak hesaplanacaktır [1].

$$V_t = \frac{W \times A(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times W \quad (2.2)$$

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) \quad (2.3)$$

Burada;

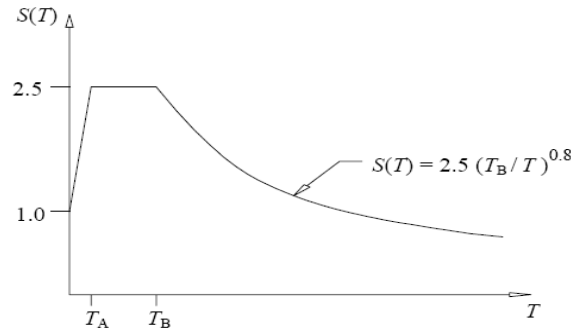
A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı (Çizelge 2.7).

I: Bina önem katsayısı (Çizelge 2.10).

W: Yapı ağırlığı, $g+nq$, hareketli yük katılım çarpanı Çizelge 2.8’de verilmiştir.

$S(T)$: Spektrum fonksiyonu, karakteritik periyotları Çizelge 2.9’da, fonksiyon grafiği Şekil 2.7’da verilmiştir.

R_a : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (Çizelge 2.11)



Şekil 2.7 : Tasarım spektrum diyagramı [1].

Çizelge 2.7 : Etkin yer ivmesi katsayısı [1].

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Çizelge 2.8 : Hareketli yük katılım katsayısı [1].

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

Çizelge 2.9 : Spektrum karakteristik periyotları [1].

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

Çizelge 2.10 : Bina önem katsayısı [1].

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

Çizelge 2.11 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı [1].

(3) Çelik Binalar	Süneklik düzeyi normal sistemler	Süneklik düzeyi yüksek sistemler
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	-	4
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	4	5
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	8

Denklem (2.3)'de yer alan spektrum katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak denklem (2.4), (2.5) ve (2.6) ile hesaplanacaktır.

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.4)$$

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

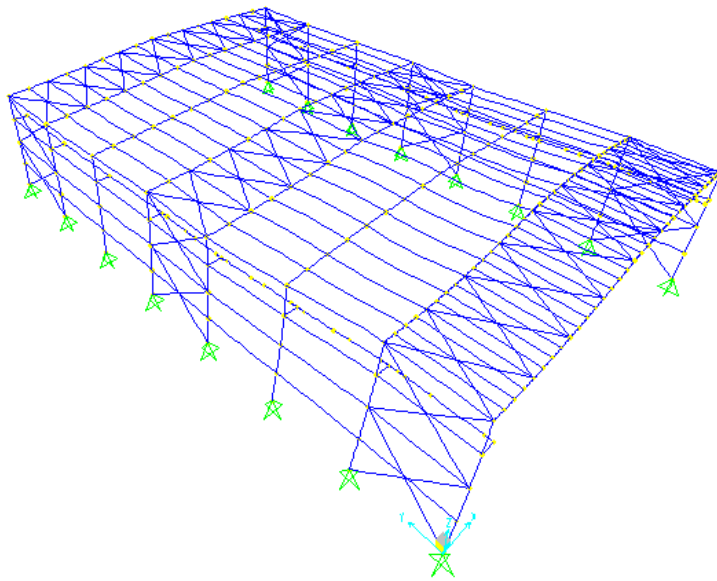
$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.6)$$

Yapıya ait veriler:

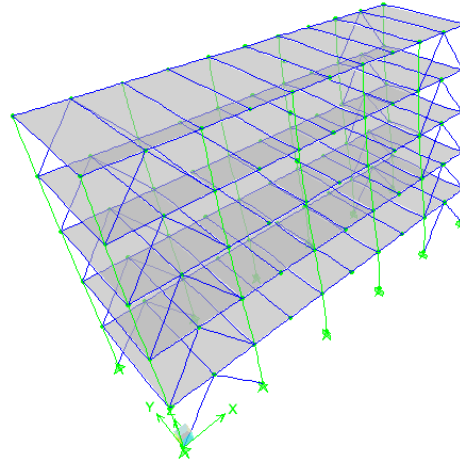
- Yapılar süneklik düzeyi normal çerçeve sistemdir. Çerçeve düzlemlerinde $R = 5$, çapraz düzlemlerinde $R = 4$ alınmıştır.
- Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup $A_0 = 0.40$ alınmıştır.
- Hareketli yük katılım katsayısı fabrika yapısı için $n = 0.80$; ofis binası için $n = 0.3$ olarak alınmıştır.
- Yapı yerel zemin sınıfı Z1 kabul edilmiş karakteristik periyotlar $T_A = 0.10$ ve $T_B = 0.30$ alınmıştır.
- Bina önem katsayısı olan $I = 1.0$ alınmıştır (Çizelge 2.10).
- Yapıların zati ağırlıkları, kren zati ağırlığı, kaplama yükleri ağırlıkları deprem hesabına dahil edilmiştir. Kar yükü, yapılardaki hareketli yükler hareketli yük azaltma katsayısı ile deprem hesabına katılmıştır.

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

Bu analizin sonuçları fabrika binası için Çizelge 2.12'de verilmiş olup, yapı düzenli bir geometriye sahip olduğundan dolayı X yönünde yeterli kütle katılım oranı 1. modda, Y yönünde ise 18. modda sağlanmıştır. Ofis binası için ise sonuçlar Çizelge 2.13'de verilmiş ve y yönünde yeterli katılım 3. modda, x yönündeyse 9. Modda elde edilmiştir.



Şekil 2.8 : Fabrika yapısında birinci mod şekli.



Şekil 2.9 : Ofis yapısında birinci mod şekli.

Çizelge 2.12 : Fabrika binasında modal analiz kütle katılım oranları.

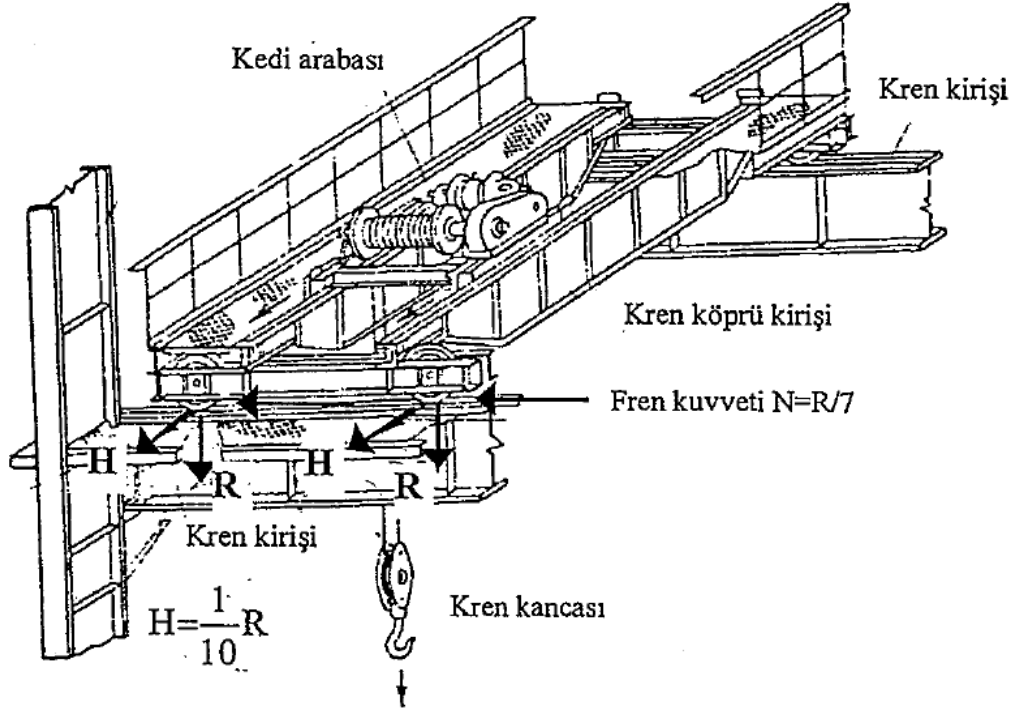
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,270	0,947	0,000	0,000	0,947	0,000
2	0,641	0,000	0,000	0,195	0,947	0,000
3	0,565	0,000	0,000	0,196	0,947	0,000
4	0,528	0,000	0,000	0,034	0,947	0,000
5	0,496	0,000	0,010	0,002	0,947	0,010
6	0,435	0,000	0,003	0,000	0,947	0,013
7	0,381	0,000	0,002	0,001	0,947	0,015
8	0,344	0,000	0,000	0,000	0,948	0,016
9	0,344	0,000	0,009	0,001	0,948	0,024
10	0,300	0,000	0,000	0,002	0,948	0,025
11	0,252	0,008	0,000	0,000	0,956	0,025
12	0,233	0,003	0,000	0,000	0,959	0,025
13	0,220	0,000	0,000	0,000	0,959	0,025
14	0,218	0,010	0,000	0,000	0,968	0,025
15	0,214	0,002	0,000	0,000	0,971	0,025
16	0,190	0,001	0,000	0,000	0,971	0,025
17	0,183	0,002	0,011	0,000	0,973	0,036
18	0,183	0,000	0,880	0,000	0,973	0,916
19	0,163	0,000	0,000	0,000	0,974	0,916
20	0,160	0,000	0,000	0,025	0,974	0,917
21	0,156	0,002	0,000	0,000	0,975	0,917
22	0,143	0,000	0,004	0,000	0,975	0,921
23	0,142	0,000	0,000	0,000	0,975	0,921
24	0,124	0,000	0,000	0,000	0,976	0,921

Çizelge 2.13 : Ofis binasında modal analiz kütle katılım oranları.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,526	0,000	89,198	0,000	0,000	89,198
2	0,547	0,000	0,000	0,000	0,000	89,198
3	0,376	0,000	7,700	0,000	0,000	96,898
4	0,246	82,141	0,000	0,000	82,141	96,898
5	0,179	0,000	0,000	0,000	82,141	96,898
6	0,161	0,000	2,234	0,000	82,141	99,132
7	0,094	0,000	0,000	0,000	82,141	99,132
8	0,089	0,000	0,717	0,000	82,141	99,848
9	0,085	13,949	0,000	0,000	96,090	99,848
10	0,062	0,000	0,000	0,000	96,090	99,848
11	0,060	0,000	0,152	0,000	96,090	100,000
12	0,049	2,904	0,000	0,000	98,993	100,000

2.6 Kren Yükleri

Fabrika binası içerisinde 50 t kapasiteli bir adet kren mevcuttur. Krenden dolayı meydana gelecek yükler Şekil 2.10'da verilmiştir.



Şekil 2.10 : Kren ve meydana getirdiği etkiler [12] .

2.6.1 Kren düşey tekerlek yükleri

Kren düşey tekerlek yük değerleri kren üreticisi firmanın ürün tablolarından elde edilmiştir. Kren köprüsünün, kedi arabasının ve taşınan yükün sebep olduğu düşey mesnet tepkileridir.

2.6.2 Kren yatay yan kuvvetleri

İki köprü yolundan her birinden, hareket doğrultusuna dikey olarak kren yolu kirişi ve rayına birlikte yatay olarak tesir eden ve en büyük tekerlek basıncının 1/10'una eşit bir kuvvet enine çarpma kuvveti olarak göz önüne alınmıştır. Bu yatay kuvvete kedi arabasının fren kuvvetleri dahildir.

2.6.3 Kren boyuna fren kuvvetleri

Kren yolu kirişi boyuna doğrultusunda düşey tekerlek basıncının 1/7'sine eşit bir fren kuvveti göz önüne alınmıştır.

3. FABRİKA BİNASINDA YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Yapı elemanları, SAP2000 yapısal analiz programlarına girilen yük kombinasyonları sonucunda oluşan en büyük kesit tesirlerine göre boyutlandırılmıştır. Ayrıca elemanlar boyutlandırılırken, DBYBHY ve IMO-02’de önerilen konstruktif esaslara da uyulmuştur.

3.1 Kren Kirişinin Boyutlandırılması

3.1.1 Kren Yüklerinin Belirlenmesi ve Kren Kirişi Hesabı

Fabrika yapısı içinde 50 t kaldırma kapasiteli, sepetli tipteki krenin hesabı yapılacaktır.

Stahl im Hochbau’dan alınan kren hesabına dair değerler aşağıdadır.

Kren köprüsü mesnet açıklığı	$L=23350 \text{ mm}$
Kren köprüsü kılavuz tekerlek çapı	$\varnothing=800 \text{ mm}$
Kren köprüsü kılavuz tekerlek arası	$h=5000 \text{ mm}$
	$x=800 \text{ mm}$
	$b=300 \text{ mm}$
Kedi arabası yüksekliği	$y=1650 \text{ mm}$
Kedi arabası tekerlek açıklığı	$=3550 \text{ mm}$
Kren köprüsü tekerlek basınçları	$R1,max=38.1 \text{ t} = 381 \text{ kN}$
	$R1,min=11.7 \text{ t} = 117 \text{ kN}$
	$R2,max=35.6 \text{ t} = 356 \text{ kN}$
	$R2,min=9.2 \text{ t} = 92 \text{ kN}$

Kren Grubu II: ağır yük kaldıran atelye ve ambar krenleri

Kullanılacak kren rayı: A 100

Ψ denk katsayısı: Yükün sık olarak tekrarlanması, şiddetinin değişmesini ve vuruş tesirini göz önünde tutmak üzere, hareketli yüklerden meydana gelen çubuk kuvvetleri, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri Ψ denk katsayısı ile çarpılmalıdır (Çizelge 3.1).

Çizelge 3.1 : Ψ denk katsayısı.

Kren Grubu	I	II	III	IV
Ψ denk katsayısı	1.2	1.4	1.6	1.9

$\Psi = 1.4$ (II. grup krenler için)

ϕ vurma katsayısı: Yürür krenlerde ve kren elemanlarında sabit yükten meydana gelen çubuk kuvvetleri, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri yürüme hareketinden doğan vuruşları göz önünde tutmak düşüncesiyle ϕ vurma katsayısı ile çarpılmalıdır. ϕ vurma katsayıları ray eklerine göre Çizelge 3.2’de verilmiştir.

Çizelge 3.2 : ϕ vurma katsayıları.

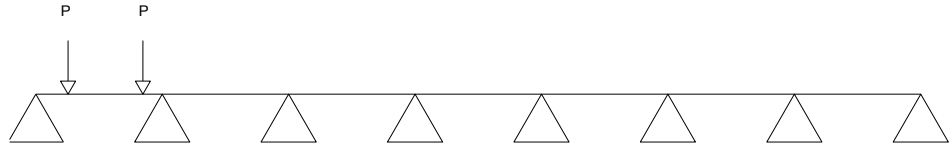
Ray eki	Var		Yok veya kaynaklı ek var	
Yürüme hızı v (m/s)	≤ 1.0	> 1.0	≤ 1.5	> 1.5
ϕ vurma katsayısı	1.1	1.2	1.1	1.2

Krenin yürüme hızı 2 m/s olarak alınmış ve kaynaklı ek ile birleştirildiği için $\phi = 1.2$ olarak seçilmiştir.

Kren köprüsü tekerlek basınçları için birbirinden farklı 4 değer mevcut olsa da hareketin doğrultusu ve yönü değiştikçe her tekerlek aynı basınç değerini alabileceği için hesaplarda en olumsuz değeri göz önünde tutmak gerekir. Bu nedenle tekerlek basınçlarını birbirine eşit ve büyük olan değeri almak gerekir.

$$P = R_{1,max} = 38.1, t = 381 \text{ kN}$$

Kren kirişi hesabı kren kirişini sürekli kiriş olarak kabul edilerek yapılmıştır. Kren tekerlek yükleri ile kren kirişinin şematik gösterimi Şekil 3.1’de verilmiştir.



Şekil 3.1 : Sürekli kren kirişinde tekerlek basınçlarının şematik gösterimi.

Kullanılacak kren için tekerlekler arası mesafe $h = a = 5000$ mm

Sürekli kirişin açıklık boyu $l = 6000$ mm

$$\frac{a}{l} = \frac{5000}{6000} \cong 0.83 \quad (3.1)$$

Bu durumda hareketli kren yükünden meydana gelen momentler Ψ denk katsayısını kullanarak hesaplanmıştır. [13].

$$\max M_{Ix}^P = -0.181 \times (1.4 \times 38.1) \times 6.00 = -57.93 \text{ tm} = -579.3 \text{ kNm}$$

$$\max M_{IIx}^P = -0.171 \times (1.4 \times 38.1) \times 6.00 = -54.7 \text{ tm} = -547.0 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ix0}^P = 0.180 \times (1.4 \times 38.1) \times 6.00 = 57.61 \text{ tm} = 576.1 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Ix0}^P = 0.148 \times (1.4 \times 38.1) \times 6.00 = 47.37 \text{ tm} = 473.7 \text{ kNm}$$

$$T_{0x} = 1.123 \times 38.1 = 42.77 \text{ t} = 427.7 \text{ kNm}$$

$$T_{1x} = 1.529 \times 38.1 = 58.26 \text{ t} = 582.6 \text{ kNm}$$

Bu yüklerden başka iki kren köprüsünün her birinden, kren kiriş ve rayına yatay olarak tesir eden, en büyük köprü tekerlek yüklerinin 1/10 una eşit yatay yan kuvvetlerin de göz önüne alınması gerekir. Bu kuvvetlerin kren kirişinde meydana getireceği yanal kuvvet:

$$P_v = P/10 = 38.1 / 10 = 3.81 \text{ t} = 38.1 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır. Bu durumda kesit tesirlerinin de 1/10 u yanal kuvvet dolayısıyla meydana gelecektir.

$$\max M_{Iy}^P = -57.93 / 10 = -5.793 \text{ tm} = -57.93 \text{ kNm}$$

$$\max M_{IIy}^P = -54.7 / 10 = -5.47 \text{ tm} = -54.70 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Iy0}^P = 57.61 / 10 = 5.761 \text{ tm} = 57.61 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Iy0}^P = 47.37 / 10 = 4.737 \text{ tm} = 47.37 \text{ kNm}$$

$$T_{0y} = 42.77 / 10 = 4.277 \text{ t} = 42.77 \text{ kNm}$$

$$T_{1y} = 58.26 / 10 = 5.826 \text{ t} = 58.26 \text{ kNm}$$

En büyük çökme (sehim) şartı bakımından kullanacağımız kirişte bulunması gereken atalet momenti

$$f_{\max} = \frac{P * l^3}{E * I} * 10^{-2} \quad (3.2)$$

formülünden hesaplanırsa:

Orta açıklıklarda

$$k = 1.835, P = 38100 \text{ kg}, l = 600 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{600}{500} = 1.2 \text{ cm}$$

$$E = 21000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{x,ger} = k * \frac{P * l^3}{E * f_{\max}} * 10^{-2} = 1.835 * \frac{38100 * 600^3}{2100000 * 1.2} * 10^{-2} = 59926 \text{ cm}^4$$

Kenar açıklıklarda

$$k = 2.433$$

$$I_{x,ger} = k * \frac{P * l^3}{E * f_{\max}} * 10^{-2} = 2.433 * \frac{38100 * 600^3}{2100000 * 1.2} * 10^{-2} = 79455 \text{ cm}^4$$

Çizelge 3.3 : A100 kren rayı ile birleştirilmiş kiriş profili özellikleri.

HEA	F cm ²	e ₁ cm	e ₂ cm	J _x (cm ⁴)	W _{xu} (cm ³)	W _{xo} (cm ³)	J _y (cm ⁴)	S _x (cm ³)
400	245	27.6	19.9	75760	2740	3810	5550	1290
450	264	30.4	22.1	102700	3380	4640	6000	1490
500	284	33.0	24.5	135300	4100	5530	6460	1690
550	298	35.8	26.7	170200	4750	6380	6690	1870
600	312	38.6	28.9	210400	5450	7290	7130	2060

Kren rayı ile kirişinin birlikte çalışması hali için Çizelge 3.3'ten kesit seçilmiştir.

Seçilen kesit: A100 kren rayı ile birlikte çalışan HEA 450 (Şekil 3.3).

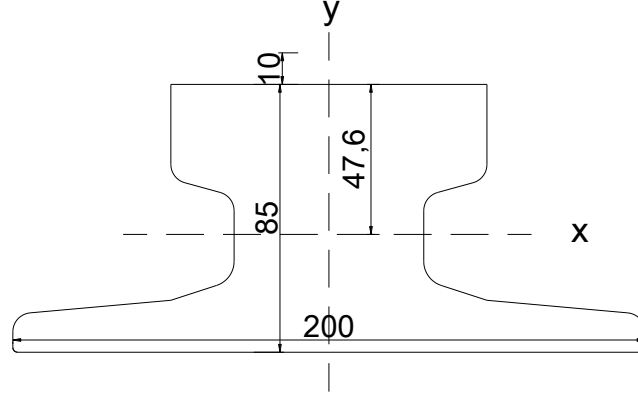
Çelik birim ağırlığı = 78.50 kN/m³ (TS ISO 9194)

A 100 rayı için aşınma payı a=10 mm ; F_a=85.6 cm²

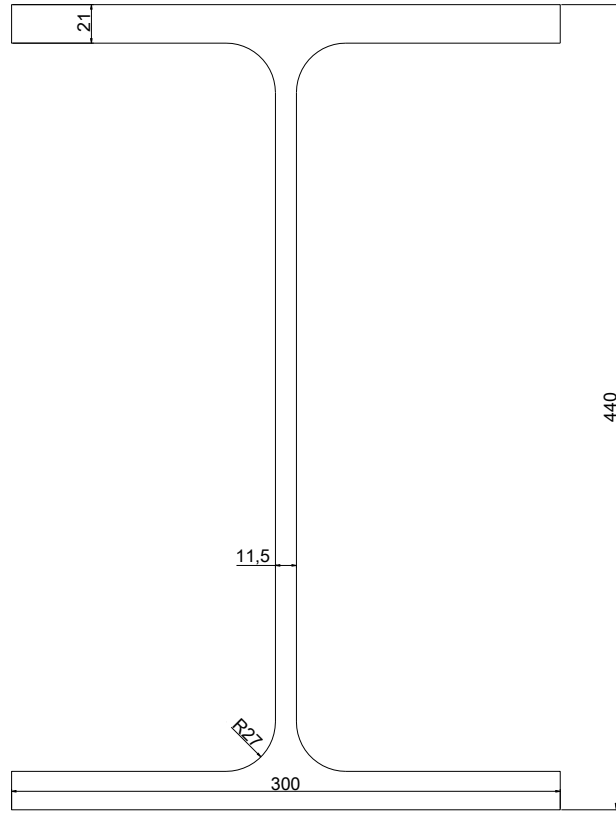
A 100 rayı için kesit özellikleri Çizelge 3.4 'te, enkesit görünüşü Şekil 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : A100 kren rayı kesit özellikleri.

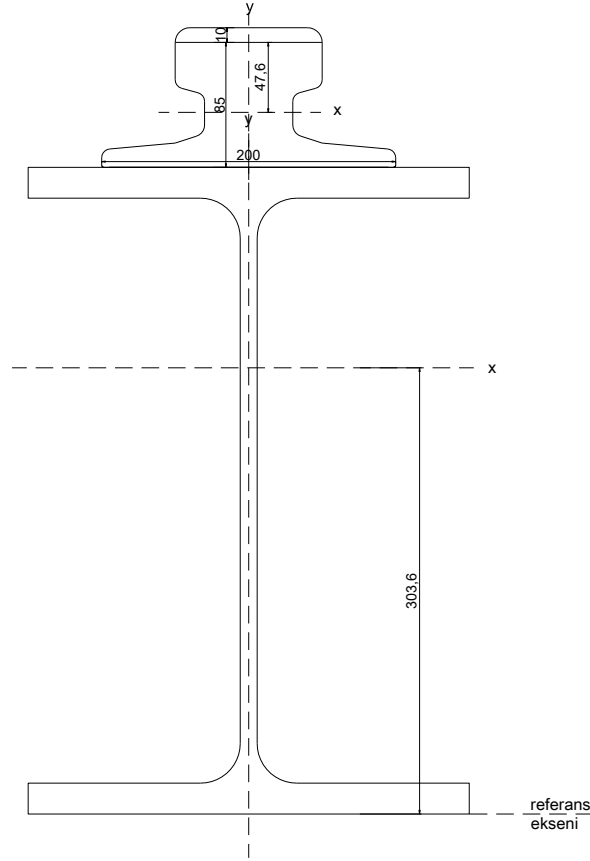
Kren Rayı	k (mm)	b ₁ (mm)	h ₀ (mm)	a (mm)	h (mm)	s (cm)	F _a (cm ²)	J _{xa} (cm ⁴)	J _{ya} (cm ⁴)
A100	100	200	95	10	85	4,76	85,6	642	1270



Şekil 3.2 : A100 kren rayı enkesiti.



Şekil 3.3 : HEA 450 profili enkesiti.



Şekil 3.4 : Birleştirilmiş kren kirişi kesiti.

Ray ve profilin birlikte çalıştığı enkesit görünüşü Şekil 3.4’te görülmektedir.

$$F_{\text{ray}} = 85.6 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{HEA450}} = 178.0 \text{ cm}^2$$

Birleşik kesitte ağırlık ekseninin referans eksenine uzaklığı:

$$e = \frac{85.6 \cdot (44 + 8.5 - 4.76) + 178.0 \cdot 22}{85.6 + 178.0} = 30.36 \text{ cm}$$

3.1.2 Kren kirişinde yanal burkulma

I enkesitli kirişlerin açık enkesitli olmaları sebebiyle burulma rijitlikleri çok azdır. Bu nedenle bu kirişlerde yanal burkulma problemi de tahkik edilmesi gereken bir sorundur.

Yanal burkulma tahkiki “DIN 4114, 15.1” normuna göre yapılacaktır [2].

F_g : basınç başlığı alanı = başlık enkesit alanı + gövde enkesit alanının 1/5i

J_y : F_g alanının y-y eksenine göre atalet momenti

i_y : F_g alanının y-y eksenine göre atalet yarıçapı

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_g}} \quad (3.3)$$

formülü ile hesaplanır. Kirişin basınç başlığının ara uzaklıkları c olan noktalarda yanal harekete karşı tutulmuş olması halinde

$$i_y \geq \frac{c}{40} \quad (3.4)$$

ise yanal burkulma açısından tahkik yapılmayabilir.

$$i_y \leq \frac{c}{40} \quad (3.5)$$

olması halinde ise ve yanal burkulma için kesin bir tahkik yapılmayacaksa, en büyük kenar basınç gerilmesi

$$\sigma = \frac{\max M}{W_{\bar{u}}} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} \quad (3.6)$$

olmalıdır.

$W_{\bar{u}}$: kiriş enkesit alanının basınç kenarına göre mukavemet momenti

$\omega: \lambda = \frac{c}{i_y}$ narinlik değerine karşı gelen burkulma sayısıdır.

Burada 1.25 değeri St 52 malzeme halinde $\lambda = 40$ değerine karşı gelen burkulma sayısıdır.

Seçilen birleşik kesit için bu değerler aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

$$F_g = 85.6 + 63 + (52/5) = 159 \text{ cm}^2$$

$$J_y' = 1270 + 2.1 \times 30^3 / 12 + (39.8/5) \cdot 1.15^3 / 12 = 1270 + 4725 + 1.01 = 5996.01 \text{ cm}^4$$

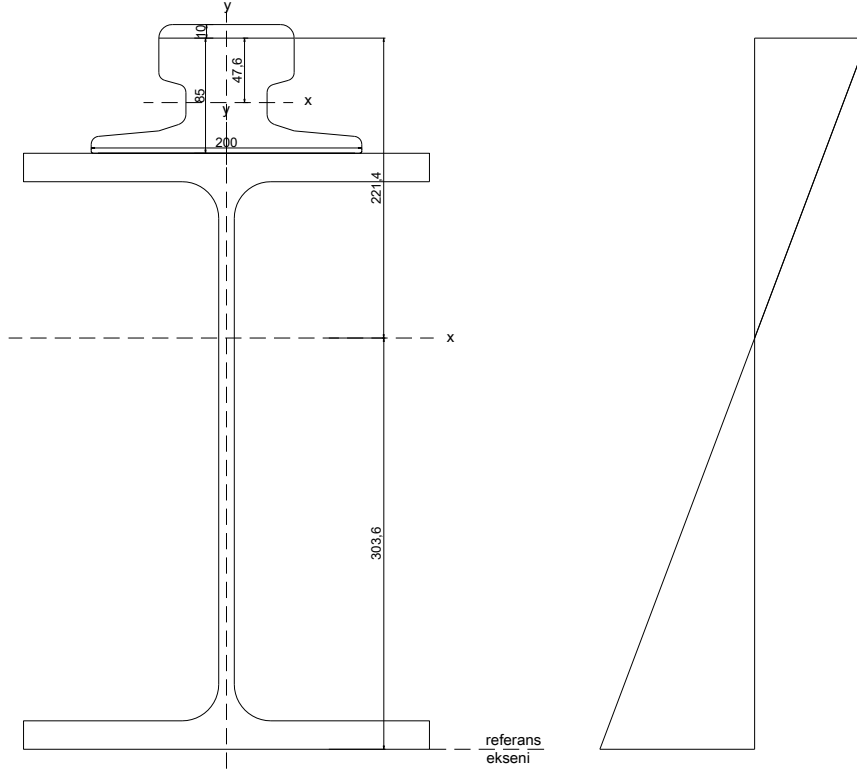
$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_g}} = \sqrt{\frac{5996.01}{159}} = 6.14 \text{ cm} \quad (3.7)$$

$$C = 600 \text{ cm}$$

$c/40 = 15 \text{ cm}$; $i_y \leq c/40$ olmaktadır. Bu durumda

$$\sigma = \frac{\max M}{W_{\bar{u}}} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} \quad (3.8)$$

olmalıdır.



Şekil 3.5 : Birleşik kesitte gerilme dağılımı.

Birleşik kesitte gerilme dağılımı Şekil 3.5'te görülmektedir.

$$W_{\bar{u}} = 102700 / 22.14 = 4438 \text{ cm}^3$$

$$M_{\max} = 57930 \text{ kNcm}$$

$$\lambda = \frac{c}{i_y} = \frac{600}{6.14} = 97.72$$

Bu değere karşı gelen ω değeri = 2.52

$$\sigma = \frac{57930}{4438} = 13.1 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} = \frac{1.25 \cdot 21}{2.52} = 10.42 \text{ kN/cm}^2$$

koşul sağlanmamıştır.

Kren kirişinin l/2'den tutulu olması halinde ise;

$$c = 300 \text{ cm}$$

$$c / 40 = 7.5 \text{ cm} ; i_y = 6.14 \text{ cm} \leq c/40 \text{ olmaktadır. Bu durumda}$$

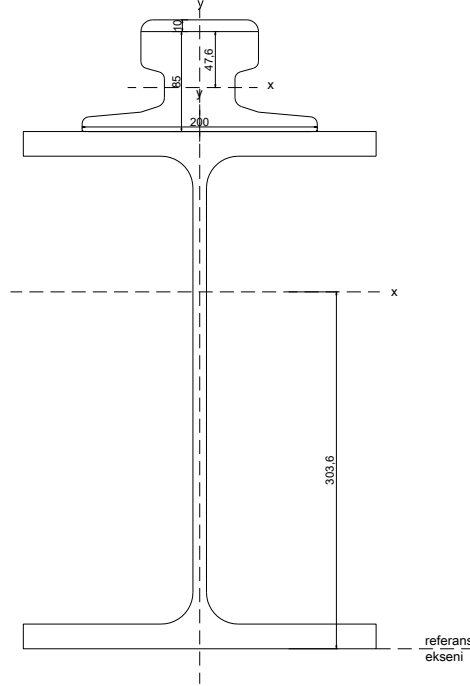
$$\lambda = \frac{c}{i_y} = \frac{300}{6.14} = 48.86$$

Bu değere karşı gelen ω değeri = 1.36

$$\sigma = \frac{57930}{4438} = 13.1 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} = \frac{1.25 \cdot 21}{1.36} = 19.30 \text{ kN/cm}^2 \text{ koşulu sağlanmıştır.}$$

Açıklık orta noktasından yanal harekete karşı tutulan kiriş kesiti yanal burkulma güvenliğini sağlamaktadır.

3.1.3 Kren kirişinde gerilme tahkikleri



Şekil 3.6 : Ray ve kren kirişinin birleşik kesiti.

Birleşik kesitte (Şekil 3.6) :

$$F = 264 \text{ cm}^2, e_1 = 30.4 \text{ cm}, e_2 = 22.1 \text{ cm}$$

$$I_x = 102700 \text{ cm}^4, W_{xu} = 3380 \text{ cm}^3, W_{x0} = 4640 \text{ cm}^3$$

$$I_y' = 6000 \text{ cm}^4, I_y = 10735 \text{ cm}^4, S_x = 1490 \text{ cm}^3$$

I_y' : basınca çalışan kesitin y eksenine göre atalet momenti

$$G = 0.0264 * 78.50 = 2.0724 \text{ kN/m}$$

Kirişin kendi ağırlığından dolayı ortaya çıkan momentler sabit yükler altında kullanılan ϕ vurma katsayısını da kullanarak, eşit açıklıklı sürekli kirişlere ait basit moment formülleri yardımıyla hesaplanmıştır.

$$\max M_{1x0}^g = \frac{(1.2 * 2.0724) * 6^2}{11} = 8,14 \text{ kNm}$$

$$\max M_{2x0}^g = \frac{(1.2 * 2.0724) * 6^2}{16} = 5.60 \text{ kNm}$$

Buna göre kren kirişi üzerinde sabit ve hareketli yüklerden meydana gelen en büyük momentler aşağıda gösterilen şekilde süperpoze edilmiştir:

Şekil 3.7’de görüldüğü gibi üst başlık iki eksende de gerilme aldığı için 1 numaralı noktada iki eksenli gerilme analizi yapılacaktır.

$$\sigma_{II} = \frac{\max M_{1x0} * e_x}{I_x} + \frac{\max M_{1y0} * e_y}{I_y} = \frac{58424}{102700} 13.6 + \frac{5761}{6000} 15.00$$

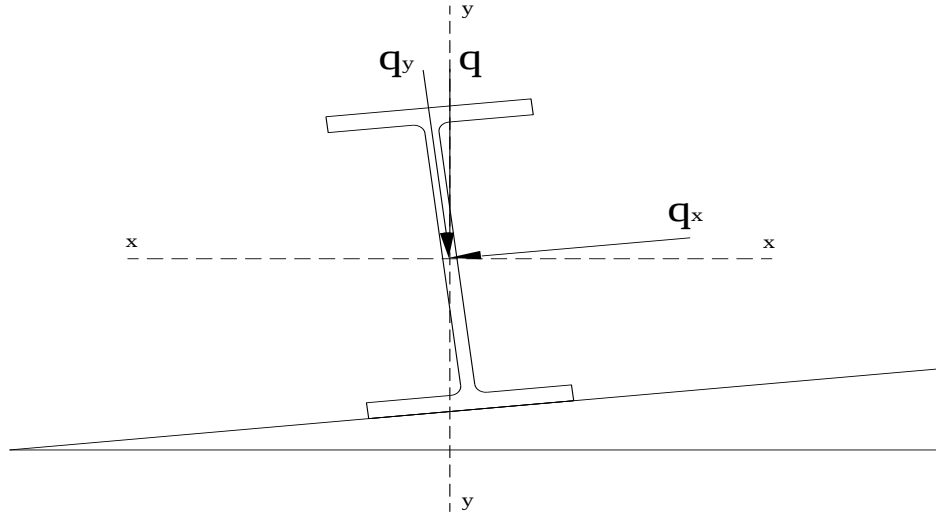
$$= 7.74 + 14.403 = 22.14 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em,HZ}$$

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

uygun. $\checkmark$

3.2 Aşıkların Boyutlandırılması

Aşıklar çatı yüklerini güvenli bir şekilde kirişlere iletirler (Şekil 3.8). Fabrika yapısı çatısında aşık kullanılmıştır. Ofis binasında teras çatı olacağı için burada kompozit döşeme kullanılmış, aşık kullanılmamıştır.



Şekil 3.8 : Aşık elemanı ve üzerine gelen yükler.

Aşık hesabı Kanada Yönetmeliği doğrultusunda bulunmuş rüzgar ve kar yükü değerlerine göre yapılacaktır. Bu doğrultuda bulunmuş kar yükü değerleri Çizelge 2.6’dan hesaplanır. Makas aralığı 6 m olduğu için ilk açıklık ve ikinci açıklığın yarısı kar birikmesi etkisi altında kalmaktadır.

SPÇ 940 Çatı Paneli		Tek Açıklıklı Aşık Aralığı (L/200 L=m)								Çok Açıklıklı Aşık Aralığı (L/200 L=m)							
Panel Kalınlığı	Panel Ağırlığı	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4		1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	
		Taşıdığı Yayılı Yük (P=kg/m ²)								Taşıdığı Yayılı Yük (P=kg/m ²)							
50	15,86	1231	632	344	199	126	82	54		1631	735	426	282	201	152	119	
60	16,96	1212	617	328	189	118	77	51		1622	728	420	278	197	138	96	
75	18,61	1253	657	358	211	136	91	62		1636	740	432	288	206	156	110	
100	21,36	1322	723	408	249	166	115	81		1659	760	450	304	219	168	133	

Şekil 3.9 : Çatı kaplaması teknik özellikleri.

Rüzgarın düşük açı değerlerinde meydana gelen emme etkisi ağırlığı azaltması sebebiyle aşık profilinin belirlenmesi aşamasında dikkate alınmaz. Şekil 3.9'da teknik özellikleri verilmiş olan İzocam Tekiz marka SPÇ 940-100 mm çatı paneli 1.5 m aşık aralığı kullanılmak kaydıyla seçilmiştir. Aşık profili olarak da IPN 160 kullanılacaktır.

Bu doğrultuda aşık profilinin tahkikinde kullanılacak bilgiler aşağıdaki gibidir:

- Aşık aralığı (a) = 1.5 m
- Aşık uzunluğu (L) = 6 m
- Çatı eğimi (α) $\approx$ %4 $\approx$ 3.6°
- Mesnetlenme şekli: sürekli
- Gergi sayısı: 1

Yük kabulleri:

- Kaplama: $g(\text{kaplama}) = 20 \text{ kg/m}^2$
(Ç.D.)
- Aşık zati ağırlığı: $g(\text{aşık}) = 17.9 \text{ kg/m}$ (IPN 160)
(Y.D.)
- Kar yükü: $g(\text{kar}) = 225 \sim 115 \text{ kg/m}^2$
Birikmenin olduğu ilk açıklıkta (Y.D.)
- Kar yükü: $g(\text{kar}) = 60 \text{ kg/m}^2$
Diğer açıklıklarda

(Ç.D.): Çatı Düzlemi

(Y.D.): Yer Düzlemi

Aşık elemanlarda kar yüklemesi rüzgar sebebiyle karın bir yüzden diğer yüze birikmesi durumu için incelenecektir. Bu durumda aşıklar yukarıda belirtilmiş kar yükü değerinin 1.5 katı için tahkik edilecektir.

Aşık profili özellikleri

$$I_x = 935 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 54.7 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 117 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 14.8 \text{ cm}^3$$

3.2.1 Kar birikmesi olmayan açıklıklarda aşık hesabı

Kar birikmesi olmayan aşıklarda iki açıklıklı sürekli giriş olarak tasarım yapılmış, aşık aralığı 1.5 m olarak seçilmiştir.

3.2.1.1 Tasarımda kullanılacak yük hesabı

$$q = [g(\text{kaplama})/\cos \alpha + g(\text{kar})] \cdot a + g(\text{aşık}) = [20/(\cos 3.6) + 60 \cdot 1.5] \cdot 1.5 + 17.9 = 183 \text{ kg/m} = 1.83 \text{ kN/m}$$

Rüzgar çatıda çekme etkisi oluşturacağı için aşık tasarımında rüzgarın azaltıcı etkisi dikkate alınmamıştır.

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 1.826 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 0.115 \text{ kN/m}$$

3.2.1.2 Mukavemet hesapları

$$M_x = [q_x \cdot l^2] / 11 = 1.826 \cdot 6^2 / 11 = 5.976 \text{ kNm} = 597.6 \text{ kNcm}$$

$$M_y = [q_y \cdot (l/2)^2] / 11 = 0.115 \cdot 3^2 / 11 = 0.09 \text{ kNm} = 9 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{emn}$$

$$\sigma = 597.6 / 117 + 9 / 14.8 = 5.71 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit yeterlidir.

3.2.1.3 Sehim hesapları

$$f = 0.00248 \cdot \frac{q \cdot l^4}{I} \quad f \leq l/300$$

$$[q]: \text{kg/m}$$

$$[l]: \text{m}$$

$$[I]: \text{cm}^4$$

$$f_x = 0.00248 \frac{q_x l^4}{I_x} = 0.00248 \frac{182.6 \cdot 6^4}{935} = 0.62 \text{ cm}$$

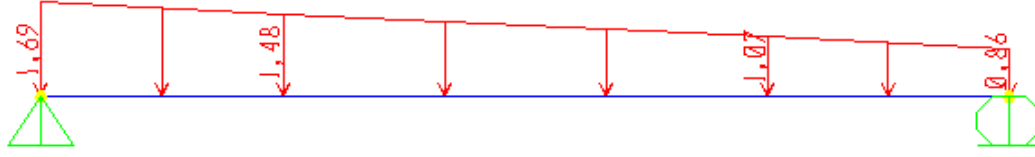
$$f_y = 0.00248 \frac{q_y (l/2)^4}{I_y} = 0.00248 \frac{11.5 \cdot 3^4}{54.7} = 0.04 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 0.62 \text{ cm} \leq l/300 = 2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

3.2.2 Kar birikmesi olan açıklıklarda aşık hesabı

Kar birikmesi olan açıklıklarda aynı aşık profili tercih edilmiş, sıklaştırma yoluna gidilmiştir. Bu açıklıklarda basit mesnetli olacak şekilde 0.75 m aralıkla aşık yerleştirilmiştir.



Şekil 3.10 : Kar birikmesi olan aşıklarda kar yüklemesi.



Şekil 3.11 : Kar yüklemesi sebebiyle meydana gelen moment diyagramı (kNm).

Kar birikmesi olan aşıklarda yükleme durumu Şekil 3.10 'te verilmiştir. Bu yüklemeden dolayı meydana gelecek moment diyagramı Şekil 3.11'te görülmektedir.

3.2.2.1 Mukavemet hesapları

$$q = [g(\text{kaplama})/\cos \alpha] \cdot a + g(\text{aşık}) = [20/(\cos 3.6)] \cdot 0.75 + 17.9 = 32.9 \text{ kg/m} = 0.329 \text{ kN/m}$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 0.328 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 0.021 \text{ kN/m}$$

$$M_x = [q_x \cdot l^2] / 8 + M_{\text{kar}} \cdot 1.5 \cdot \cos \alpha = 0.328 \cdot 6^2 / 8 + 5.74 \cdot 1.5 \cdot \cos 3.6 = 1.476 + 5.73 = 10.05 \text{ kNm} = 1005 \text{ kNcm}$$

$$M_y = [q_y \cdot (l/2)^2] / 8 + M_{\text{kar}} \cdot 1.5 \cdot \sin \alpha = 0.021 \cdot 3^2 / 8 + 5.74 \cdot 1.5 \cdot \sin 3.6 = 0.56 \text{ kNm} = 56 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{\text{emn}}$$

$$\sigma = 1005 / 117 + 56 / 14.8 = 12.37 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Kesit yeterlidir.}$$

3.2.2.2 Sehim hesapları

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{M \times l^2}{E \times I} \quad f \leq l/300$$

$$f_x = \frac{5}{48} \frac{M_x l^2}{E I_x} = \frac{5}{48} \frac{1005 \cdot 600^2}{21000 \cdot 935} = 1.91 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{48} \frac{M_y (l/2)^2}{E I_y} = \frac{5}{48} \frac{56 \cdot 300^2}{21000 \cdot 54.7} = 0.45 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1.96 \text{ cm} \leq l/300 = 2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

3.3 Kuşakların Boyutlanması

Kuşaklar yapının dış cephe kaplamasının aldığı rüzgar yüklerini güvenli bir şekilde aktarması için teşkil edilmiş elemanlardır. Bu sebepten dolayı kuşak aralığı seçiminde kullanılacak kaplama elemanının güvenle yük taşıdığı mesnet mesafesinin bilinmesi gereklidir. Bu bilgiler piyasada mevcut ürünlerin kataloglarında bulunmaktadır.

Bu durumda rüzgar yükü olarak Kanada Yönetmeliği'ne göre hesaplanmış rüzgar yükleri dikkate alınacaktır.

Tasarımı yapılan fabrika binasında cephe kaplamaları ve rüzgar yüklerini taşımak için kuşaklar kullanılmıştır. Ofis binasında cam cephe kaplaması kullanılacaktır. İmalatçıdan alınan bilgilere göre bu tür kaplamalar için kuşak gereksinimi yoktur.

Tasarımı yapılmakta olan fabrika binası için İzocam Tekiz marka SPD 1015 modelde poliüretan cephe paneli uygun görülmüştür. Ürüne ait teknik özellikler aşağıda verilmiştir.

SPD 1015 Cephe Paneli		Tek Açıklıklı Aşık Aralığı (L/150 L=m)							Çok Açıklıklı Aşık Aralığı (L/150 L=m)						
Panel Kalınlığı	Panel Ağırlığı	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
		Taşıdığı Yayılı Yük (P=kg/m ²)							Taşıdığı Yayılı Yük (P=kg/m ²)						
40	10,58	754	482	289	184	122	84	60	662	429	318	246	175	126	95
50	10,99	954	606	406	266	181	127	92	847	548	405	321	227	162	122
60	11,4	1154	769	529	353	245	175	128	1035	668	492	390	279	199	149
75	12,02	1427	870	583	410	298	221	168	1339	861	631	471	341	239	177
100	13,04	1954	1219	837	604	433	318	244	1825	1173	859	670	485	335	246

Şekil 3.12 : Cephe kaplaması teknik özellikleri.

Çizelge 3.5 : Fabrika yapısında rüzgar yükleri.

BİNA YÜZEYLERİ	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
rüzgar yükleri (kN/m ²)	0.439	0.673	-0.76	-1.17	-0.41	-0.59	-0.32	-0.47

Şekil 3.12'te verilmiş teknik özellikleri dikkate alınarak panel kalınlığı 100 mm seçilmiştir. Kaplama elemanının ağırlığı 13.04 kg/m², 2 m aşık aralığı için taşıyabileceği yayılı yük 859 kg/m² olarak tablodan elde edilmiştir. Bu durumda cephe elemanlarının en yoğun yük aldığı durum 1E durumu yani ilk açıklıktır. Bu durumda maksimum rüzgar yükü = 67,3 kg/m² olmaktadır. Kuşak elemanı olarak UPN 120 seçilmiştir.

Yük kabulleri:

- Kaplama: $g(\text{kaplama})=13,04 \text{ kg/m}^2$ (Düşey kuvvet)
- Kuşak zati ağırlığı: $g(\text{kuşak})= 16,0 \text{ kg/m}$ (UPN 120) (Düşey kuvvet)
- Rüzgar yükü: $g(\text{rüzgar})\cong 70 \text{ kg/m}^2$ en elverişsiz olan ilk açıklıkta (Yatay kuvvet)

(Düşey kuvvet): Yerçekimi doğrultusunda etki eden kuvvetler

(Yatay kuvvet): Yerçekimine dik doğrultuda etki eden kuvvetler

3.3.1 Tasarımda kullanılacak yük hesabı

$$q_y = q_{\text{düşey}} = g(\text{kaplama}) * a + g(\text{kuşak}) = 13.04 * 2 + 16.0 = 42.08 \text{ kg/m} = 0.42 \text{ kN/m}$$

$$q_x = q_{\text{yatay}} = g(\text{rüzgar}) * a = 0.70 * 2 = 1.4 \text{ kN/m}$$

3.3.2 Kuşak profili özellikleri

$$I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 14.8 \text{ cm}^3$$

3.3.3 Mukavemet hesapları

$$M_x = [q_x * l^2] / 8 = 1.40 * 6^2 / 8 = 6.3 \text{ kNm} = 630 \text{ kNcm}$$

$$M_y = [q_y * (l/2)^2] / 8 = 0.42 * 3^2 / 8 = 0.47 \text{ kNm} = 47 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{\text{emn}}$$

$$\sigma = 630 / 86.7 + 47 / 14.8 = 0.74 + 0.18 = 10.44 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit yeterlidir.

3.3.4 Sehîm hesapları

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{M \times l^2}{E \times I} \quad f \leq l/200$$

$$f_x = \frac{5}{48} \frac{M_x l^2}{E I_x} = \frac{5}{48} \frac{630 * 600^2}{21000 * 605} = 1.86 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{48} \frac{M_y (l/2)^2}{E I_y} = \frac{5}{48} \frac{47 * 300^2}{21000 * 62.7} = 0.33 \text{ cm}$$

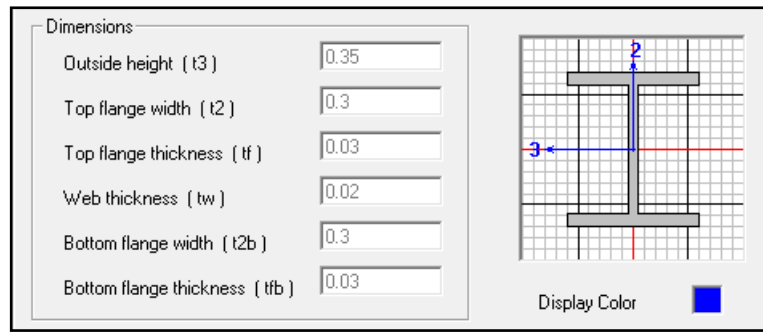
$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 1.89 \text{ cm} \leq l/300 = 2 \text{ cm}$$

Kesit yeterlidir.

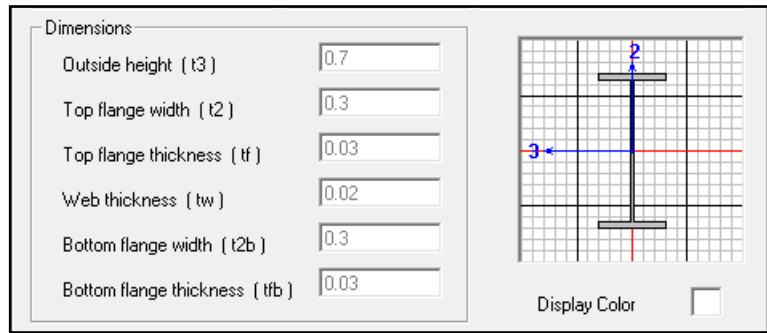
3.4 Kolonların Boyutlanması

3.4.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları

Yapıda, SAP2000 programından alınan gerilmelere uygun olarak kesitleri büyüyen değişken kesitli kolon elemanlar kullanılmıştır. Değişken kesitli kolon elemanları boyutlandırılırken IMO-02 yönetmeliğinde değişken I kesitli elemanlar için verilmiş olan esaslara uyulmaya dikkat edilmiştir. Buna göre, belirlenmiş elemanın kesiti zeminden itibaren büyümekte, kirişle birleştiği noktada en büyük boyutunu almaktadır. Kolon elemanlar üzerine gelen kritik yükleme durumlarına göre kontrol edilecektir.



Şekil 3.13 : Kolon elemanı minimum enkesiti(m).



Şekil 3.14 : Kolon elemanı maksimum enkesiti (m).

Kesitlerin kompaktlık kontrolü, DBYBHY[1] uyarınca aşağıda belirtildiği gibi yapılacaktır.

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için enkesit kompaktlık koşulu Denklem

(3.9)'da verilmiştir.

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a}} \quad (3.9)$$

Her iki enkesit için de bu kontrol yapılırsa;

$$\frac{0.3}{2 \times 0.03} = 5 \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^8}{360000}} = 12.08$$

Kesitler uygundur.

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için bir diğer enkesit kompaktlık koşulu Denklem

(3.10)'da verilmiştir.

$$\begin{aligned} h/t_w &\leq 5.0 \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)} & N_d / \sigma_a A \leq 0.10 \text{ için} \\ h/t_w &\leq 2.08 \sqrt{\frac{E_{çelik}}{\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)} & N_d / \sigma_a A > 0.10 \text{ için} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Her iki kesit için de kompaktlık tahkiki yapılacaktır.

Maksimum yükseklikli kesit için;

$$A_{\max} = 0.0308 \text{ m}^2 ; N_d = 687.8 \text{ kN}; M_d = 840 \text{ kNm} ;$$

$$I_x = 2.458 \times 10^{-3} \text{ m}^4 ; I_y = 1.354 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; W_x = 7.024 \times 10^{-3} \text{ m}^3 ; W_y = 9.028 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$N_d / \sigma_a A = 687.8 / (360000 \times 0.0308) = 0.088 \leq 0.10$$

$$0.7 / 0.020 = 30.43 \leq 5.0 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^8}{360000} \left(1 - 1.7 \left| \frac{687.8}{360000 \times 0.0308} \right| \right)} = 111.3$$

Kesit uygundur.

Minimum yükseklikli kesit için;

$$A_{\min} = 0.0238 \text{ m}^2 ; N_d = 692.1 \text{ kN}; M_d = 0 \text{ kNm} ;$$

$$I_x = 5.028 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_y = 1.351 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; W_x = 2.873 \times 10^{-3} \text{ m}^3 ; W_y = 9.013 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$N_d / \sigma_a A = 692.1 / (360000 \times 0.0238) = 0.089 \leq 0.10$$

$$0.35 / 0.02 = 15.21 \leq 5.0 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^8}{360000} \left(1 - 1.7 \left| \frac{692.1}{360000 \times 0.0238} \right| \right)} = 108.8$$

Kesitler uygundur.

Kesit yüksekliği çubuk boyunca bu verilmiş olan değerler arasında değiştiği için tüm kesitlerin kompaktlık açısından uygun olduğu söylenebilir.

Değişken enkesitli kolon elemanları IMO-02/2008 standartında 4.3.6.1 maddesinde verilmiş olan aşağıdaki şartları da sağlamalıdır[4]:

- a) Enkesitlerinde en az bir simetri eksenini bulunmalı ve eğilme momenti varsa, bu eksen eğilme düzlemine dik olmalıdır. I kesitli olan kolon elemanları iki ekseninde de simetriktir ve bu simetri eksenini eğilme momentine diktir.
- b) Başlıkların enkesit alanları eşit ve çubuk boyunca sabit olmalıdır. Seçilmiş olan kesitler Şekil 3.13 ve Şekil 3.14’da da görülebileceği üzere başlık genişliği ve kalınlığı minimum ve maksimum yükseklikli kesitlerde eşit ve çubuk boyunca sabittir.
- c) Enkesit yüksekliklerinin çubuk boyunca değişimi

$$d = d_0 \left(1 + \gamma \frac{z}{l} \right) \quad (3.11)$$

olmak üzere, lineer olmalıdır.

Burada z enkesitin ince uca olan uzaklığı, l çubuk boyu, d_0 ve d_1 sırasıyla ince ve kalın uç kesitlerinin yükseklikleri olup, γ değeri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\gamma = (d_1 - d_0)/d_0 \quad (3.12)$$

ve ayrıca aşağıdaki koşulu da sağlamalıdır:

$$\gamma \leq \{0.268 l / d_0, 6.0\} \quad (3.13)$$

$$\gamma = (0.70 - 0.35)/0.35 = 1.0 \leq \{0.268 l / d_0 = 6.13, 6.0\} \quad \text{uygun.}$$

3.4.2 Gerilme tahkikleri

Kolonlar, IMO-02/2008 standardı 4.3.6.4. maddesinde belirtildiği üzere, değişken kesitli elemanlar için “Eksenel Basınç Kuvveti ile Momentin Aynı Anda Etkimesi Hali” göz önüne alınarak tahkik edilecektir. Bu kısımda belirtilen formuller aşağıda verilmiştir.

$$\left(\frac{\sigma_{ao}}{\sigma_{bem,\gamma}} \right) + \frac{C'_m}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{ao}}{\sigma'_{ey}} \right)} \left(\frac{\sigma_{bl}}{\sigma_{B,\gamma}} \right) \leq 1.0 \quad (3.14)$$

$$\left(\frac{\sigma_{ao}}{0.6 \sigma_a} \right) + \frac{\sigma_{bl}}{\sigma_{B,\gamma}} \leq 1.0 \quad (3.15)$$

Eğer

$\sigma_{ao} / \sigma_{bem,\gamma} \leq 0.15$ ise denklem (3.14) ve (3.15) yerine (3.16) ifadesi kullanılır:

$$\left(\frac{\sigma_{ao}}{\sigma_{bem,\gamma}} \right) + \frac{\sigma_{bl}}{\sigma_{B,\gamma}} \leq 1.0 \quad (3.16)$$

$\sigma_{bem,\gamma}$: sadece eksenel yükün bulunması halinde basınç emniyet gerilmesi

$\sigma_{B,\gamma}$: sadece eğilme momentinin bulunması halinde eğilme- basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K_\gamma l / i_{b0})^2} \quad (3.17)$$

l : elemanın eğilme düzleminde serbest gerçek boyu (cm)

i_{b0} : ince uçlu kesitin atalet yarıçapı (cm)

$$i_{b0} = \sqrt{\frac{I_0}{A_0}} = \sqrt{\frac{5.028 \times 10^{-4}}{0.0238}} = 0.145 \text{ m} = 14.5 \text{ cm}$$

K_γ : değişken kesitli bir eleman için etkin burkulma boyu katsayısı

E : elastisite modülü

σ_{ao} : elemanın veya serbest gözün ince ucunda hesaplanan eksenel gerilme

σ_{bl} : elemanın veya serbest gözün kalın ucunda hesaplanan eğilme gerilme

C'_m : bir katsayı olup elemanın serbest boyunun ince ucunda eğilme momenti 0 (sıfır) ise aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$C'_m = 1.0 - 0.9 \left(\frac{\sigma_{ao}}{\sigma'_{ey}} \right) + 0.6 \left(\frac{\sigma_{ao}}{\sigma'_{ey}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (3.18)$$

$$\sigma_{ao} = \frac{N}{A} = \frac{692.1}{0.0238} = 29079 \frac{kN}{m^2} = 2.9 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{bl} = \frac{M}{W} = \frac{840}{7.024 \times 10^{-3}} = 119590 \frac{kN}{m^2} = 11.96 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{bem,\gamma} = \frac{\left(1.0 - \frac{\lambda_e^2}{2C_c^2} \right) \sigma_a}{\frac{5}{3} + \frac{3\lambda_e}{8C_c} - \frac{\lambda_e^3}{8C_c^3}} \quad (3.19)$$

$$\sigma_{bem,\gamma} = \frac{12 \pi^2 E}{\sigma_a} \quad (3.20)$$

λ_e değeri C_c 'den küçükse Denklem (3.19), büyükse Denklem(3.20) kullanılır.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_a}} \quad (3.21)$$

$$\lambda_{e,y} = \frac{K l}{i_{0y}} \quad (3.22)$$

$$\lambda_{e,x} = \frac{K_y l}{i_{0x}} \quad (3.23)$$

λ_e : Denklem (3.22) ve Denklem (3.23) ifadelerinde hesaplanan narinlik değerlerinden küçüğüdür.

K : bir prizmatik eleman için etkin burkulma boyu katsayısı

K_y : değişken kesitli bir eleman için etkin burkulma boyu katsayısı

i_{0y} : ince uçta zayıf eksene göre atalet yarıçapı (cm)

i_{0x} : ince uçta kuvvetli eksene göre atalet yarıçapı (cm)

l : elemanın serbest boyu (cm)

E : elastisite modülü

σ_a : akma gerilmesi

$$i_{0y} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.036 \times 10^{-4}}{0.0174}} = 7.7 \text{ cm}$$

$$i_{0x} = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3.976 \times 10^{-4}}{0.0174}} = 15 \text{ cm}$$

$K = 0.7$ (bir ucu mafsallı, bir ucu ankastre kolonda etkin burkulma boyu katsayısı)

$K_y = 1.8$ (IMO-02 Şekil 4.19.c deki abaktan okundu, $\gamma = 1$; $G_B = \infty$; $G_T = 1.625$ için)

$$\lambda_{e,y} = \frac{K l}{i_{0y}} = \frac{0.7 \times 600}{7.7} = 72.7$$

$$\lambda_{e,x} = \frac{K_y l}{i_{0x}} = \frac{1.8 \times 600}{15} = 96$$

$$\lambda_e = 72.7$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 2.1 \times 10^8}{360000}} = 107$$

λ_e değeri C_c 'den küçük olduğu için Denklem (3.19) kullanılacaktır.

$$\begin{aligned} \sigma_{bem,y} &= \frac{\left(1.0 - \frac{\lambda_e^2}{2C_c^2}\right) \sigma_a}{\frac{5}{3} + \frac{3\lambda_e}{8C_c} - \frac{\lambda_e^3}{8C_c^3}} = \frac{\left(1.0 - \frac{72.7^2}{2 \times 107^2}\right) 360000}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 72.7}{8 \times 107} - \frac{72.7^3}{8 \times 107^3}} = 147080 \frac{kN}{m^2} \\ &= 14.71 \frac{kN}{cm^2} \end{aligned}$$

olarak hesaplanır.

Eğilme emniyet gerilmesi şöyle hesaplanır:

$$\sigma_{B,\gamma} = \frac{2}{3} \cdot \left[1.0 - \frac{\sigma_a}{6 B \sqrt{\sigma_{sy}^2 + \sigma_{wy}^2}} \right] \sigma_a \leq 0.60 \sigma_a \quad (3.24)$$

$$\sigma_{B,\gamma} \leq \sigma_a / 3 \quad (3.25)$$

ise eğilme emniyet gerilmesi kN/cm^2 biriminde aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B,\gamma} = B \sqrt{\sigma_{sy}^2 + \sigma_{wy}^2} \quad (3.26)$$

$$\sigma_{sy} = \frac{21015}{h_s l d_0 / A_b} \quad (3.27)$$

$$\sigma_{wy} = \frac{756198}{(h_w l / i_{T0})^2} \quad (3.28)$$

$$h_s = 1.0 + 0.0230 \gamma \sqrt{l d_0 / A_b} \quad (3.29)$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385 \gamma \sqrt{l / i_{T0}} \quad (3.30)$$

Burada;

l : basınç başlığının, burulmaya ve yanal harekete karşı tutulmuş olduğu kesitler arasındaki uzaklık (cm)

$$l = 600 \text{ cm}$$

i_{T0} : ince uçta, sadece basınç başlığı ile basınç bölgesindeki gövde alanının 1/3'ünden oluşan kesitin gövde düzlemindeki eksene göre atalet yarıçapı (cm)

$$i_{T0} = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = \sqrt{\frac{25066.2}{109.34}} = 15.14 \text{ cm}$$

A_b : basınç başlığının alanı (ince uçta, sadece basınç başlığı ile basınç bölgesindeki gövde alanının 1/3'ünden oluşan kesitin alanı)

$$A_b = 109.34 \text{ cm}^2$$

γ : Denklem (3.12) ile hesaplanan değer

$$\gamma = 1.00$$

d_0 : serbest kısmın ince ucunda kesit yüksekliği (cm)

$$d_0 = 350 \text{ cm}$$

d_1 : serbest kısmın kalın ucunda kesit yüksekliği (cm)

$$d_1 = 612.5 \text{ cm}$$

σ_a : akma gerilmesi

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

B : bir katsayıdır ve değişken kesitli bir elemanın veya gözün ince ucunda eğilme gerilmesi sıfıra (0) eşitse Denklem (3.31) kullanılarak hesaplanır.

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt{\gamma}} \quad (3.31)$$

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt{1.0}} = 1.4$$

$$h_s = 1.0 + 0.0230 \times 1.0 \sqrt{600 \times 35 / 109.34} = 1.32$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385 \times 1.0 \sqrt{600 / 15.14} = 1.024$$

$$\sigma_{sy} = \frac{21015}{h_s l d_0 / A_b} = \frac{21015}{1.320 \times 600 \times 35 / 109.34} = 82.89 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{wy} = \frac{756198}{(h_w l / i_{T0})^2} = \frac{756198}{(1.024 \times 600 / 15.14)^2} = 459.18 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{B,\gamma} = \frac{2}{3} \cdot \left[1.0 - \frac{36}{6 \times 1.4 \sqrt{82.89^2 + 459.18^2}} \right] 36 = 23.780 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{B,\gamma} \leq 0.60 \sigma_a = 21.6 \text{ kN / cm}^2$$

olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{\sigma_{ao}}{\sigma_{bem,\gamma}} = \frac{2.90}{14.71} = 0.20 \text{ olduğu için Denklem (3.14) ve (3.15) sağlanacaktır:}$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K_\gamma l / i_{b0})^2} = \frac{12 \pi^2 21000}{23 (1.8 \times 600 / 14.5)^2} = 19.49 \text{ cm}^2$$

$$C'_m = 1.0 - 0.9 \left(\frac{\sigma_{a0}}{\sigma'_{ey}} \right) + 0.6 \left(\frac{\sigma_{a0}}{\sigma'_{ey}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$C'_m = 1.0 - 0.9 \left(\frac{2.91}{19.49} \right) + 0.6 \left(\frac{2.91}{19.49} \right)^2 = 0.879 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{\sigma_{ao}}{\sigma_{bem,\gamma}} \right) + \frac{C'_m}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{ao}}{\sigma'_{ey}} \right)} \left(\frac{\sigma_{bl}}{\sigma_{B,\gamma}} \right) = \left(\frac{2.91}{14.71} \right) + \frac{0.879}{\left(1.0 - \frac{2.91}{19.49} \right)} \left(\frac{11.96}{21.6} \right) = 0.772 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{\sigma_{ao}}{0.6 \sigma_a} \right) + \frac{\sigma_{bl}}{\sigma_{B,\gamma}} = \left(\frac{2.91}{0.6 \times 36} \right) + \frac{11.96}{21.6} = 0.689 \leq 1.0$$

Kesitler uygundur.

3.4.3 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

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

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (3.32)$$

$$0.9 G \pm \Omega_0 E \quad (3.33)$$

Bu iki kombinasyondan elverişsiz iç kuvvetleri oluşturan dikkate alınır. Değişken kesitli kolon elemanının daha elverişsiz olan ince ucunda gerilme tahkikleri yapılmıştır. Kullanılacak büyütme katsayısı Ω_0 değerleri ise, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Çizelge 3.6'de verilmiştir [1].

Çizelge 3.6 : Deprem büyütme katsayısı.

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

DBYBHY'e göre yapı elemanına ait iç kuvvet kapasiteleri aşağıdaki gibi verilmiştir:

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi : } M_p = W_p \times \sigma_a \quad (3.34)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi : } V_p = 0.60 \times \sigma_a \times b \times t \quad (3.35)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A \quad (3.36)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi : } N_{cp} = \sigma_a A_n \quad (3.37)$$

Çizelge 3.6 dikkate alınarak yapıda her iki doğrultuda da Ω_0 deprem artırma katsayıları 2.0 seçilmiştir.

Süneklik düzeyi normal sistemlerde kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, (3.32) ve (3.33) denklemlerine göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri göz önüne

alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri (3.36) ve (3.37) denklemleri ile hesaplanacaktır. Hesap modelinden (3.32) ve (3.33) denklemlerinde verilmiş kombinasyonlara göre bulunmuş maksimum iç kuvvet değerleri aşağıdaki gibidir:

$$N_d = 290 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = -68100 \text{ kNcm}$$

$$M_{yd} = -1500 \text{ kNcm}$$

Denklem (3.36) ile hesaplanan basınç kapasitesi aşağıdaki gibidir.

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A$$

Burada;

σ_{bem} : Elemanın narinliğine bağlı olarak, IMO-02'ye göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi

A : Enkesit alanı

$$\sigma_{bem} = 81302 / \lambda^2 \text{ kN/cm}^2 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$ olacak şekilde hesaplanır.

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = s_{kx} / \sqrt{I_x / A} = 800 / \sqrt{50279.83 / 238} = 55.04$$

$$\lambda_y = s_{ky} / i_y = s_{ky} / \sqrt{I_y / A} = 800 / \sqrt{13519.33 / 238} = 79.60$$

$\lambda = 79.60$ olarak seçilmiştir. DBYBHY'e göre narinlik değerinin

$4\sqrt{E_s / \sigma_a} = 4\sqrt{21000 / 36} = 96.6$ sınırını aşmaması gerekmektedir. Kesitte narinlik değeri uygundur.

$$\sigma_{bem} = 81302 / \lambda^2 = 81302 / 79.60^2 = 12.83 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 12.83 \times 238 = 5191 \text{ kN}$$

$$N_{bp} > N_d$$

Kesit uygundur.

$$M_{px} = 2873.13 \times 36 = 103432.68 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 901.29 \times 36 = 32446.44 \text{ kNcm}$$

Artırılmış deprem etkilerine göre gerilme kontrolü yapılırsa;

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

$$N = 169.14 \text{ kN} \quad M_{xx} = 68100 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 225 \text{ kNcm}$$

$$\frac{169.14}{5191} + \frac{68100}{103432.68} + \frac{225}{32446.44} = 0.033 + 0.658 + 0.007 = 0.7 < 1.0 \text{ (uygun)}$$

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

$$N = 277.88 \text{ kN} \quad M_{xx} = 57300 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 622 \text{ kNcm}$$

$$\frac{277.88}{5191} + \frac{57300}{103432.68} + \frac{622}{32446.44} = 0.053 + 0.554 + 0.019 = 0.626 < 1.0 \text{ (uygun)}$$

3.4.4 Göreli kat ötelemeleri ve yatay deplasmanların kontrolü

3.4.4.1 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

DBYBHY'e göre herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denklem (3.38) ile hesaplanır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.38)$$

Burada d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i 'inci ve $i-1$ 'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

X yönündeki azaltılmış deprem yüklerinden kaynaklanan göreli kat ötelemesi hesap modelinden elde edilmiştir.

$$\Delta_{i,max} = 0.0171 \text{ m}$$

Herbir deprem doğrultusu için binanın i 'inci katındaki kolon veya perde için etkin göreli kat ötelemesi δ_i Denklem (3.39) ile hesaplanır.

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (3.39)$$

$$\delta_{i,max} = 5 \times 0.0171 = 0.0855 \text{ m}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i 'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem (3.40) ile verilmiş koşul sağlanacaktır.

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (3.40)$$

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} = \frac{0.0855}{8} = 0.011 \leq 0.02$$

Y yönündeki azaltılmış deprem yüklerinden kaynaklanan göreli kat ötelemesi de hesap modelinden elde edilmiştir.

$$\Delta_{i,max} = 0.0014 \text{ m}$$

$$\delta_{i,max} = 4 \times 0.0014 = 0.0056 \text{ m}$$

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} = \frac{0.0056}{8} = 0.007 \leq 0.02$$

Her iki yönde de göreli kat ötelemesi değerleri izin verilen sınırlar içerisinde.

3.4.4.2 Yatay deplasmanların kontrolü

İMO-02 yönetmeliği uyarınca tek katlı yapılarda yatay deplasmanlar için önerilmiş sınır değer şöyledir:

$$\Delta_{i,max} \leq h/300$$

$$\Delta_{i,max} = 0.0171 \leq 8/300 = 0.026 \text{ m (x yönündeki deprem için)}$$

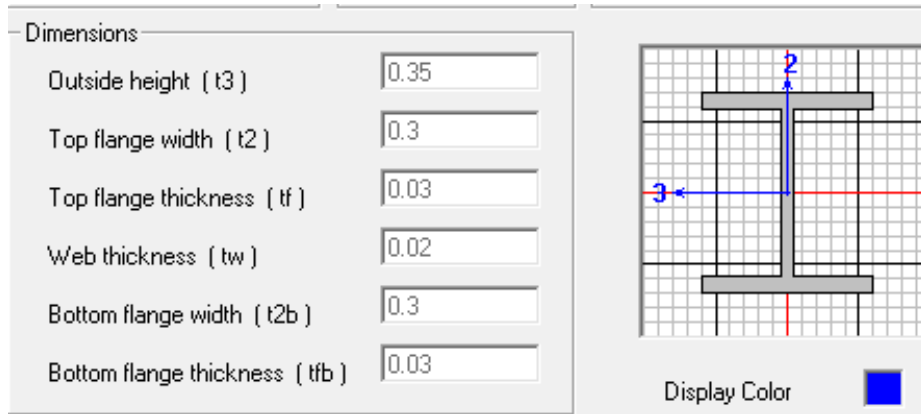
$$\Delta_{i,max} = 0.0014 \leq 8/300 = 0.026 \text{ m (y yönündeki deprem için)}$$

Yatay deplasmanlar izin verilen sınırlar içerisindeydir.

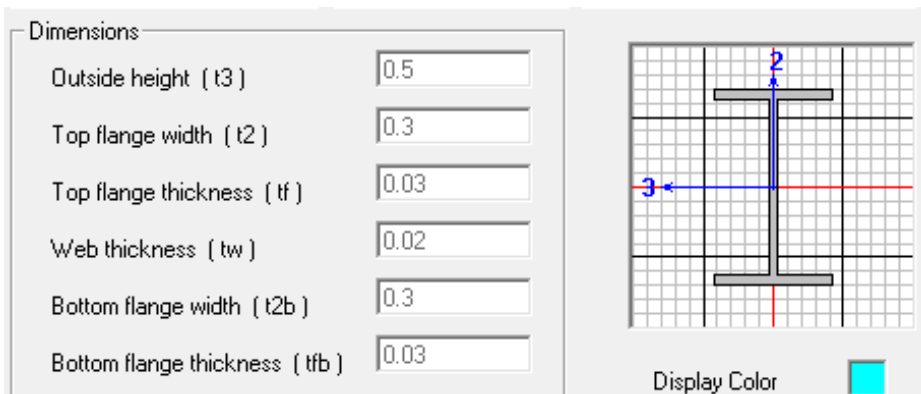
3.5 Kirişlerin Boyutlanması

3.5.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları

Yapıda, SAP2000 programından alınan gerilmelere uygun olarak kesitleri büyüyen değişken kesitli kirişler kullanılmıştır. Değişken kesitli kirişler boyutlandırılırken İMO-02 yönetmeliğinde değişken I kesitli elemanlar için verilmiş olan esaslara uyulmaya dikkat edilmiştir.



Şekil 3.15 : Minimum kiriş enkesiti.



Şekil 3.16 : Maksimum kiriş enkesiti.

Maksimum yükseklikli kesit için;

$$A_{\max} = 0.0268 \text{ m}^2; I_x = 1.137 \times 10^{-3} \text{ m}^4; I_y = 1.353 \times 10^{-4} \text{ m}^4;$$

$$W_x = 4.549 \times 10^{-3} \text{ m}^3; W_y = 9.02 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Minimum yükseklikli kesit için;

$$A_{\min} = 0.0238 \text{ m}^2; I_x = 5.028 \times 10^{-4} \text{ m}^4; I_y = 1.351 \times 10^{-4} \text{ m}^4;$$

$$W_x = 2.873 \times 10^{-3} \text{ m}^3; W_y = 9.013 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

Kesitlerin kompaktlık kontrolü, DBYBHY[1] uyarınca aşağıda belirtildiği gibi yapılacaktır.

Eğilme etkisindeki I Kesitleri için enkesit kompaktlık koşulu Denklem (3.41)'da verilmiştir.

$$\frac{h}{t_w} \leq 5 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} \quad (3.41)$$

Her iki enkesit için de bu kontrol yapılırsa;

Minimum yükseklikli kesit için

$$\frac{35}{2} = 17.5 \leq 5 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} = 120.76$$

Maksimum yükseklikli kesit için

$$\frac{50}{2} = 25 \leq 5 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} = 120.76$$

Kesitler uygundur. Kesit yüksekliği çubuk boyunca bu verilmiş olan değerler arasında değiştiği için tüm kesitlerin kompaktlık açısından uygun olduğu söylenebilir.

Değişken enkesitli kiriş elemanları IMO-02/2008 standartında 4.3.6.1 maddesinde verilmiş olan aşağıdaki şartları da sağlamalıdır[4]:

- Enkesitlerinde en az bir simetri ekseni bulunmalı ve eğilme momenti varsa, bu eksen eğilme düzlemine dik olmalıdır. I kesitli olan kolon elemanları iki ekseninde de simetriktir ve bu simetri ekseni eğilme momentine diktir.
- Başlıkların enkesit alanları eşit ve çubuk boyunca sabit olmalıdır. Seçilmiş olan kesitler Şekil 3.15 ve Şekil 3.16'da görülebileceği üzere başlık genişliği

ve kalınlığı minimum ve maksimum yükseklikli kesitlerde eşit ve çubuk boyunca sabittir.

c) Enkesit yüksekliklerinin çubuk boyunca değişimi

$$d = d_0 \left(1 + \gamma \frac{z}{l} \right) \quad (3.42)$$

olmak üzere, lineer olmalıdır.

Burada z enkesitin ince uca olan uzaklığı, l çubuk boyu, d_0 ve d_1 sırasıyla ince ve kalın uç kesitlerinin yükseklikleri olup, γ değeri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\gamma = (d_1 - d_0)/d_0 \quad (3.43)$$

ve ayrıca aşağıdaki koşulu da sağlamalıdır:

$$\gamma \leq \{0.268 l / d_0, 6.0\} \quad (3.44)$$

$$\gamma = (0.50 - 0.35)/0.35 = 0.43 \leq \{0.268 l / d_0 = 6.13, 6.0\} \quad \text{uygun}$$

3.5.2 Gerilme tahkikleri

Kirişler için gerilme tahkikleri İMO-02 Bölüm 4.3.6.3'te verilmiş olan değişken kesitli elemanlar için Eğilme Halinde Emniyet Gerilmesi esaslarına göre yapılacaktır. Buna göre değişken kesitli eğilmeye maruz elemanlarda en dış liflerde eğilme çekme ve basınç emniyet gerilmesi kN/cm^2 cinsinden aşağıdaki gibi olmalıdır.

$$\sigma_{B,\gamma} = \frac{2}{3} \cdot \left[1.0 - \frac{\sigma_a}{6 B \sqrt{\sigma_{s\gamma}^2 + \sigma_{w\gamma}^2}} \right] \sigma_a \leq 0.60 \sigma_a \quad (3.45)$$

$$\sigma_{B,\gamma} \leq \sigma_a / 3 \quad (3.46)$$

ise eğilme emniyet gerilmesi kN/cm^2 biriminde aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{B,\gamma} = B \sqrt{\sigma_{s\gamma}^2 + \sigma_{w\gamma}^2} \quad (3.47)$$

$$\sigma_{s\gamma} = \frac{21015}{h_s l d_0 / A_b} \quad (3.48)$$

$$\sigma_{w\gamma} = \frac{756198}{(h_w l / i_{T0})^2} \quad (3.49)$$

$$h_s = 1.0 + 0.0230 \gamma \sqrt{l d_0 / A_b} \quad (3.50)$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385 \gamma \sqrt{l / i_{T0}} \quad (3.51)$$

Burada;

l : basınç başlığının, burulmaya ve yanal harekete karşı tutulmuş olduğu kesitler arasındaki uzaklık (cm)

$$l = 150 \text{ cm}$$

i_{T0} : ince uçta, sadece basınç başlığı ile basınç bölgesindeki gövde alanının 1/3'ünden oluşan kesitin gövde düzlemindeki eksene göre atalet yarıçapı (cm)

$$i_{T0} = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = \sqrt{\frac{25066.2}{109.34}} = 15.14 \text{ cm}$$

A_b : basınç başlığının alanı (ince uçta, sadece basınç başlığı ile basınç bölgesindeki gövde alanının 1/3'ünden oluşan kesitin alanı)

$$A_b = 109.34 \text{ cm}^2$$

γ : Denklem (3.12) ile hesaplanan değer

$$\gamma = 0.43$$

d_0 : serbest kısmın ince ucunda kesit yüksekliği (cm)

$$d_0 = 350 \text{ cm}$$

d_1 : serbest kısmın kalın ucunda kesit yüksekliği (cm)

$$d_1 = 500 \text{ cm}$$

σ_a : akma gerilmesi

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

B: bir katsayıdır ve en büyük eğilme gerilmesi σ_{b2} yaklaşık olarak eşit serbest uzunlukta iki komşu gözün kalın ucunda oluşuyorsa ve bu iki gözlü kısmın ince ucunda hesaplanan eğilme gerilmesi σ_{b1} ise, B değeri Denklem (3.52) ile hesaplanır.

$$B = 1.0 + 0.58 \left[1.0 + \frac{\sigma_{b1}}{\sigma_{b2}} \right] - 0.70\gamma \left[1.0 + \frac{\sigma_{b1}}{\sigma_{b2}} \right] \geq 1.0 \quad (3.52)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{M_{x1}}{W_{x1}} + \frac{M_{y1}}{W_{y1}} = \frac{24364}{2873} + \frac{70}{901} = 8.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{b2} = \frac{M_{x2}}{W_{x2}} + \frac{M_{y2}}{W_{y2}} = \frac{69800}{4549} + \frac{200}{902} = 15.57 \text{ kN/cm}^2$$

$$B = 1.0 + 0.58 \left[1.0 + \frac{8.56}{15.57} \right] - 0.70 \times 0.43 \left[1.0 + \frac{8.56}{15.57} \right] = 1.432 \geq 1.0$$

$$h_s = 1.0 + 0.0230 \times 0.43 \sqrt{150 \times 35 / 109.34} = 1.068$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385 \times 0.43 \sqrt{150 / 15.14} = 1.005$$

$$\sigma_{sy} = \frac{21015}{h_s l d_0 / A_b} = \frac{21015}{1.068 \times 150 \times 35 / 109.34} = 409.81 \text{ kN /cm}^2$$

$$\sigma_{wy} = \frac{756198}{(h_w l / i_{T0})^2} = \frac{756198}{(1.005 \times 150 / 15.14)^2} = 7627.3 \text{ kN /cm}^2$$

$$\sigma_{B,\gamma} = \frac{2}{3} \cdot \left[1.0 - \frac{36}{6 \times 1.432 \sqrt{409.81^2 + 7627.3^2}} \right] 36 = 23.97 \text{ kN /cm}^2$$

$\sigma_{B,\gamma} \leq 0.60 \sigma_a = 21.6 \text{ kN /cm}^2$ olarak eğilme emniyet gerilmesi hesaplanır.

$\sigma_{b1} = 8.56 \text{ kN /cm}^2 \leq \sigma_{B,\gamma} = 21.6 \text{ kN /cm}^2$ (kesitin ince ucunda eğilme gerilmesi)

$\sigma_{b2} = 15.57 \text{ kN /cm}^2 \leq \sigma_{B,\gamma} = 21.6 \text{ kN /cm}^2$ (kesitin kalın ucunda eğilme gerilmesi)

Kesitler uygundur.

3.5.3 Yanal burkulma tahkikleri

Momentle birlikte basınç da alan kiriş elemanlar için yanal burkulmaya karşı emniyet tedbirleri alınması zorunludur. Kiriş elemanlar üstten aşiklarla tutulu olmakla birlikte bu elemanların alt başlık seviyesinde de yanal burkulma emniyetinin olması gerekmektedir. Bundan dolayı bu kesitlerde yanal burkulma tahkiki yapılacaktır.

Değişken enkesitli kiriş elemanlarda burkulma boyu katsayısı 1.00 olarak alınacaktır.

Yanal burkulma tahkiki “DIN 4114, 15.1” normuna göre yapılacaktır [2].

F_g : basınç başlığı alanı = başlık enkesit alanı + gövde enkesit alanının 1/5i

J_y : F_g alanının y-y eksenine göre atalet momenti

i_y : F_g alanının y-y eksenine göre atalet yarıçapı

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_g}} \quad (3.53)$$

formülü ile hesaplanır. Kirişin basınç başlığının ara uzaklıkları c olan noktalarda yanal harekete karşı tutulmuş olması halinde

$$i_y \geq \frac{c}{40} \quad (3.54)$$

ise yanal burkulma açısından tahkik yapılmayabilir.

$$i_y \leq \frac{c}{40} \quad (3.55)$$

olması halinde ise ve yanal burkulma için kesin bir tahkik yapılmayacaksa, en büyük kenar basınç gerilmesi

$$\sigma = \frac{\max M}{W_{\bar{u}}} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} \quad (3.56)$$

olmalıdır.

$W_{\bar{u}}$: kiriş enkesit alanının basınç kenarına göre mukavemet momenti

ω : $\lambda = \frac{c}{i_y}$ narinlik değerine karşı gelen burkulma sayısıdır.

Burada 1.25 değeri St 52 malzeme halinde $\lambda = 40$ değerine karşı gelen burkulma sayısıdır.

Değişken kesitli eleman için yapılan hesaplar minimum enkesit için yapılmıştır.

$$F_g = 3 \times 30 + 2 \times (35 - 2 \times 3) / 5 = 90 + 11.6 = 101.6 \text{ cm}^2$$

$$J_y' = 3 \times 30^3 / 12 + 5.8 \times 2^3 / 12 = 6750 + 13.05 = 6763.05 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_g}} = \sqrt{\frac{6763.05}{101.6}} = 8.16 \text{ cm} \quad (3.57)$$

Hiçbir noktadan tutulmaması durumu;

$$c = 1300 \text{ cm}$$

$c/40 = 32.5 \text{ cm}$; $i_y \leq c/40$ olmaktadır. Bu durumda

$$\sigma = \frac{\max M}{W_{\bar{u}}} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} \quad (3.58)$$

olmalıdır.

$$W_{\bar{u}} = 113737 / 25 = 4549 \text{ cm}^3$$

$$M_{\max} = 71435 \text{ kNcm}$$

$$\lambda = \frac{c}{i_y} \leq \frac{1300}{8.16} = 159.3$$

Bu değere karşı gelen ω değeri = 6.59

$$\sigma = \frac{71435}{4549} = 15.70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} = \frac{1.25 \times 21}{6.59} = 3.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{71435}{4549} = 15.70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{1.25\sigma_{em}}{\omega} = \frac{1.25 \times 21}{6.59} = 3.98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

koşul sağlanmamıştır.

Kiriş alt başlığının 3m'de bir tutulu olması halinde ise;

$$c = 300 \text{ cm}$$

$c / 40 = 7.5 \text{ cm}$; $i_y = 8.16 \text{ cm} \geq c/40$ olmaktadır. Bu durumda burkulma kontrolü yapmak gerekli değildir. Alt başlık seviyesinden iki aşıkta bir aşıklara bağlanarak tutulan esas kirişler yanal burkulma güvenliğini sağlamaktadır.

3.5.4 Sehim hesapları

IMO-02 Bölüm 3.4.2.4'te Deformasyon Tahkikleri altında verilen deformasyon sınır değeri aşağıda verilmiştir.

$$\delta_{max} \leq l/300$$

Hesap modelinden düşey yükler altında elde edilen en büyük sehim değeri ise;

$$\delta_{max} = 7.01 \text{ cm} \leq 2600/300 = 8.67 \text{ cm}$$

Sehim değeri izin verilen sınır değerler içerisinde.

3.6 Çaprazların Boyutlandırılması

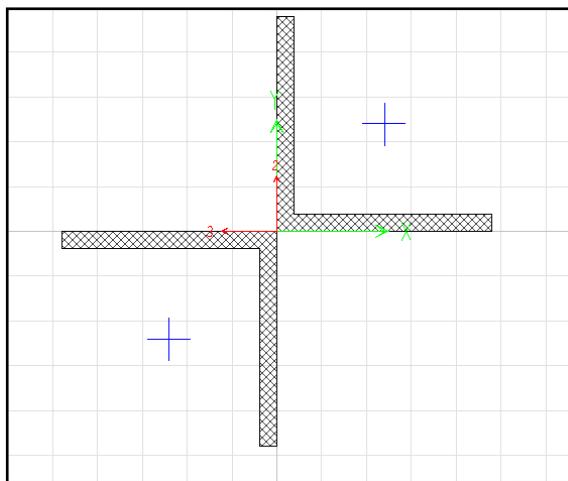
Fabrika binasında kullanılacak çapraz elemanlar boru kesitli profiller arasından seçilmiştir. Fabrika binasında çatı yatay çaprazları ile birlikte çerçeve sistemin zayıf yönünde çalışacak şekilde deprem çaprazları düzenlenmiştir.

3.6.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları

Bu bölümde yapılacak olan enkesit kompaktlık kontrolleri DBYBHY uyarınca yapılacaktır. Buna göre süneklik düzeyi normal sistemler için basınç etkisi altındaki L kesitli elemanlarda kompaktlık şartı Denklem(3.59)'te verildiği gibidir.

$$h/t_w \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (3.59)$$

3.6.1.1 Düşey çaprazlar



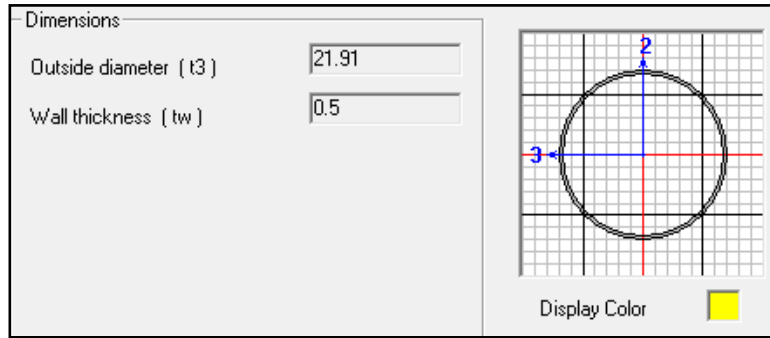
Şekil 3.17 : 2L150/15/10 Düşey çapraz enkesiti.

Şekil 3.17 'de enkesit özellikleri verilmiş olan çapraz elemanı için kompaktlık kontrolü yapılırsa;

$$h/t_w = 150/15 = 10 \leq 0.5 \sqrt{\frac{21000}{36}} = 12.076$$

Kesit kompaktlık bakımından uygun değildir ancak DBYBHY'e göre en çok iki katlı binalarda gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması koşulu ile bu sınır aşılabılır.

3.6.1.2 Çatı çaprazları



Şekil 3.18 : Çatı çaprazı enkesiti.

Şekil 3.18'de enkesit özellikleri verilmiş olan çapraz elemanı için kompaktlık kontrolü yapılırsa;

$$\frac{D}{t} = \frac{21.91}{0.5} = 43.82 \leq 0.08 \frac{21000}{36} = 46.67$$

Kesit uygundur.

3.6.2 Narinlik kontrolü

DBYBHY uyarınca çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_{çelik}/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

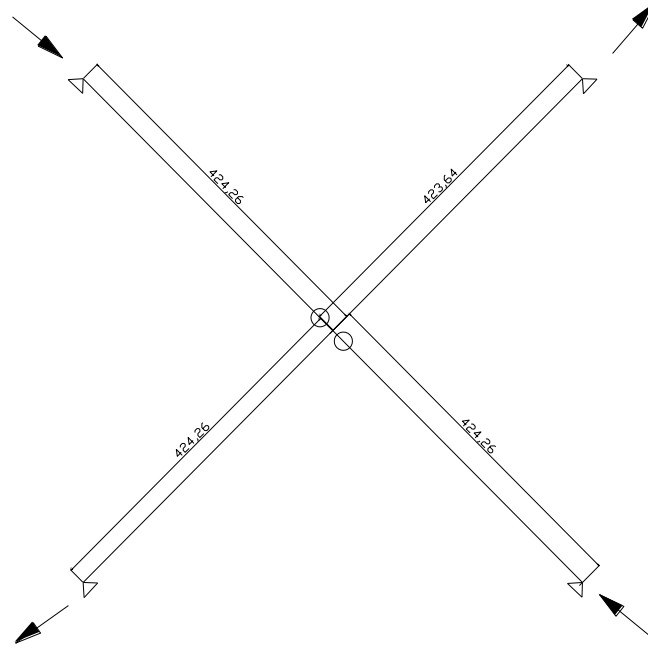
3.6.2.1 Düşey çaprazlarda narinlik kontrolü

Düşey çaprazlar iki farklı boyda teşkil edilmiştir. Burada yapılan narinlik kontrolü daha uzun olan çapraz elemanı için yapılacaktır.

Çapraz elemanın narinliği istenilen sınırlarda çıkabilmesi için kesitler gerilmeler yeterli olduğu halde büyütülmek zorunda kalmıştır.

s_k burkulma boyu hesabı DIN4114 'e göre yapılmıştır.

$$\lambda = s_k/i \quad (3.60)$$



Şekil 3.19 : Çapraz elemanlarda s_k hesabı-1

Şekil 3.19’da basınç çubuğu mafsallı olarak birleştirilmiş, çekme çubuğu sürekli olarak devam ettirilmiştir.

$$\frac{S_z * s}{S * s_z} \geq 1$$

Boylar eşit olduğu için çekme/basınç kuvvetlerinin 1’den büyük olması durumunda $s_k = 0.5 s$ olarak alınabilir.

$$\frac{S_z}{S} = \frac{125.3}{155} = 0.8 < 1$$

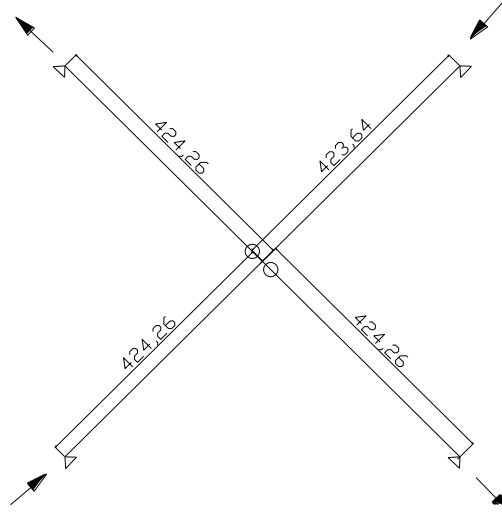
Bu durumda $s_k = 0.5 s$ alabilmek için mütemadi çekme çubuğunun eğilme rijitliğinin aşağıdaki koşulu yerine getirilmesi gerekir.

$$EJ_z \geq v_K \frac{S s_z^3}{12s} \left(1 - \frac{S_z s}{S s_z} \right)$$

Burada v_K burkulma emniyet sayısı olup s ’nin narinliğine bağlı olarak DIN 4114’ten elde edilebilir.

$$v_K = 2.5 \text{ (çelik cinsi ST52 ve narinlik = 130 için)}$$

$$\begin{aligned}
 EJ_z &= 21000 \times 2715.9 \geq 2.5 \frac{S S_z^3}{12s} \left(1 - \frac{S_z s}{S S_z}\right) \\
 &= 2.5 \frac{155 \times 848.6^3}{12 \times 848.6} \left(1 - \frac{125.3 \times 848.6}{155 \times 848.6}\right) \\
 EJ_z &= 57033900 \geq 4455754 ; s_k = 0.5 s
 \end{aligned}$$



Şekil 3.20 : Çapraz elemanlarda s_k hesabı-2

Şekil 3.20’da çekme çubuğu mafsallı olarak birleştirilmiş, basınç çubuğu sürekli olarak devam ettirilmiştir. Bu durumda basınç çubuğunun burkulma boyu

$$s_k = s \sqrt{1 - 0.75 \frac{S_z s}{S S_z}} = s \sqrt{1 - 0.75 \frac{125.3 \times 848.6}{155 \times 848.6}} = 0.63s = 532.5 \text{ cm}$$

Denklem (3.60)’e göre;

i : atalet yarıçapı

$$i_x = i_y = \sqrt{I/A} = 6.268 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{532.5}{6.268} = 84.95 \leq 4\sqrt{21000/36} = 96.6$$

3.6.2.2 Çatı çaprazlarında narinlik kontrolü

Denklem (3.60)’e göre;

k : etkin burkulma boyu katsayısı

İki ucu mafsallı çubuk için $k = 1.0$

l : çubuk boyu ; $l = 681.16 \text{ cm}$

i : atalet yarıçapı

$$i = \sqrt{I/A} = 7.57 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{kl}{i} = \frac{681.16}{7.57} = 89.96 \leq 4\sqrt{21000/36} = 96.6$$

3.6.3 Gerilme tahkikleri

Gerilme tahkikleri İMO-02 yönetmeliği Bölüm 4.4.2.2 uyarınca yapılacaktır.

Buna göre kompakt ve kompakt olmayan kesitli ve merkezi basınç kuvveti etkisindeki basınç çubuklarında gerilme tahkiki burkulme emniyet gerilmesi σ_{bem} gözönünde bulundurularak Denklem (3.61)'te görüldüğü gibi yapılır.

$$\sigma_{be} = \frac{P}{F} \leq \sigma_{bem} \quad (3.61)$$

Burada :

P : çubuğa etkiyen merkezi basınç kuvveti (kN)

F : basınç çubuğunun kayıpsız enkesit alanı'dır (cm²).

3.6.3.1 Düşey çaprazlarda gerilme tahkikleri

Düşey çaprazlar için yukarıda hesaplanmış narinlik değerine karşı gelen σ_{bem} değeri İMO-02'de Tablo 4.7'den alınmıştır. Burada malzeme sınıfının St52 olarak seçilmiştir.

$$\lambda = 81.99 \text{ için } \sigma_{bem} = 10.74 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{be} = \frac{P}{F} = \frac{150}{54.23} = 3 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{bem} = 10.74 \text{ kN/cm}^2$$

Kesitler uygundur.

3.6.3.2 Çatı çaprazlarında gerilme tahkikleri

Çatı çaprazları için yukarıda hesaplanmış narinlik değerine karşı gelen σ_{bem} değeri İMO-02'de Tablo 4.7'den alınmıştır. Burada malzeme sınıfının St52 olarak seçilmiştir.

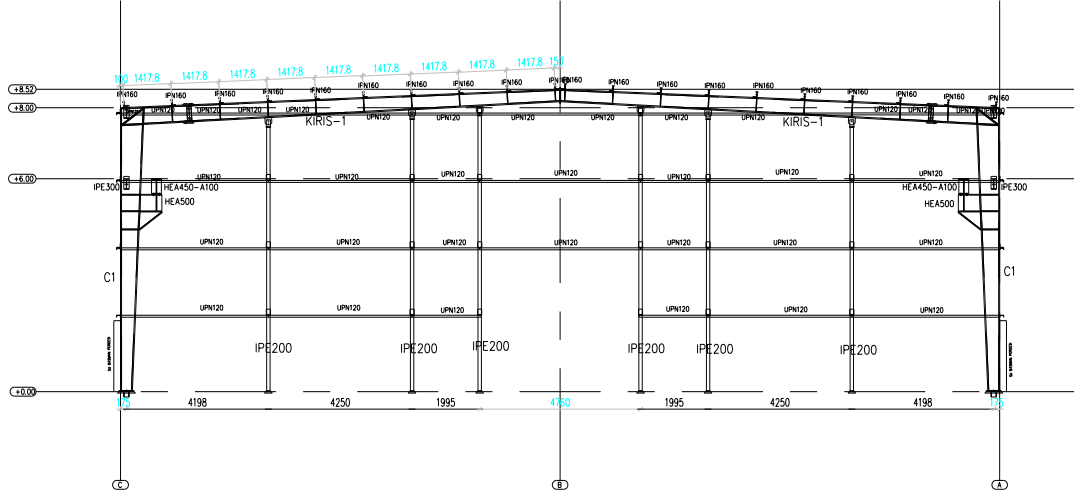
$$\lambda = 89.96 \text{ için } \sigma_{bem} = 9.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{be} = \frac{P}{F} = \frac{83}{33.63} = 2.46 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{bem} = 9.58 \text{ kN/cm}^2$$

Kesitler uygundur.

3.7 Kalkan duvarların boyutlandırılması

Fabrika yapısının bir cephesinde kalkan duvar bulunmakta, diğer cephesi ise ofis binası ile kapalı olduğu için sadece sandviç panel cephe kaplaması ile örtülmektedir.



Şekil 3.21 : Kalkan cephe elemanları.

Kalkan cephede yatay taşıyıcı olarak kuşaklar bulunmaktadır. Kuşaklar rüzgar yüklerini alarak düşey taşıyıcıya iletmektedir. Kalkan duvar üzerinde yapının gün ışığından yararlanabilmesi için bir şerit cam bulunmakta, diğer gözler sandviç cephe kaplaması ile kaplanmaktadır. Kuşakların hesabı “Kuşakların Boyutlanması” adı altında Bölüm 3.3’te verilmiştir. Bu bölümde rüzgar kolonları hesap edilecektir.

Ön cepheye dik doğrultuda esen rüzgar için NBCC’ye göre hesaplanan rüzgar değerleri aşağıdadır.

NBCC Figure B-6’da verildiği üzere cepheler için C_p, C_g rüzgar çarpanları şöyle verilmiştir.

Cephe 5- 0.75

Cephe 5E- 1.15

Burada 5E cephenin uç bölgesi olup mesafesi z , yönetmelikle belirlenmiştir. z yüksekliğin 0.4 katı ile açıklığın 0.1’inden küçük olup, açıklığın 0.04’ünden ve 1 metreden daha küçük alınmayacaktır.

Bu durumda z mesafesi 3 metre olarak alınmıştır. Yani ilk gözler uç bölge olarak kabul edilmiştir.

Rüzgar yükleri Bölüm 2.3’te verilen esaslara göre hesaplanacaktır.

$$P_r = q \times C_e \times C_g \times C_p$$

$$C_e=1.0$$

$$q = 0.585$$

$$\text{Cephe 5- } P_r = q \times C_e \times C_g \times C_p = 0.585 \times 0.75 = 0.44$$

$$\text{Cephe 5E- } P_r = q \times C_e \times C_g \times C_p = 0.585 \times 0.75 = 0.67$$

Seçilen Profil: IPE 200

Enkesit özellikleri:

$$F=28.50 \text{ cm}^2$$

$$i_x=8.26 \text{ cm}$$

$$i_y=2.24 \text{ cm}$$

$$S_{k,x}= 850 \text{ cm}$$

$$S_{k,y}= 200 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i_{\min}}$$

$$\lambda_x = \frac{800}{8.26} = 96.8$$

$$\lambda_y = \frac{200}{2.24} = 89.2$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 96.8$$

$\lambda = 96.8$ için $w=3.81$ olarak bulunur. (St 52 çelik sınıfı malzeme için) [4].

$$P_{\max} = 47.3 \text{ kN}$$

$$\frac{wP}{F} = \frac{3.81 \times 47.3}{20.09} = 8.97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{em} = 23.76 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit uygundur.

4. OFİS BİNASINDA YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANMASI

Yapı elemanları, ETABS yapısal analiz programlarına girilen yük kombinasyonları sonucunda oluşan en büyük kesit tesirlerine göre boyutlandırılmıştır. Ayrıca elemanlar boyutlandırılırken, DBYBHY ve IMO-02’de önerilen konstruktif esaslara da uyulmuştur.

4.1 Kompozit Döşemelerin Boyutlandırılması

Kompozit döşeme hesapları Eurocode 4.1.1. Design of Composite Steel and Concrete Structures yönetmeliğine göre hesaplanmıştır [5 - 6].

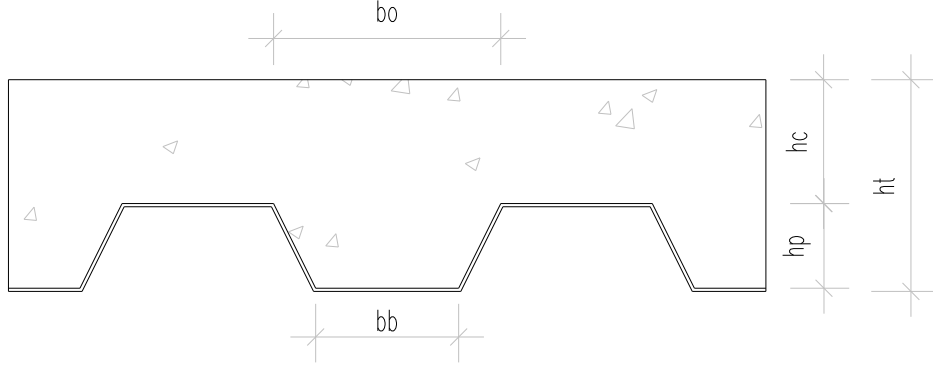
Kompozit döşemeler beton, donatı ve çelik sacın birlikte çalışması esasına dayandığı için betonarme döşemelere göre birçok ekonomik ve yapısal avantaja sahiptir. Betonarme döşeme yapımı sırasında kullanılan kalıp yerine kompozit döşemede çelik sac kullanılır. Bu sac inşaat süresince işçiler ve malzeme için platform görevi görür. Betonun sertleşip yeterli dayanım kazanmasından sonra da eğilmenin çekme bileşeninin bir kısmını ya da tamamını alır. Eğilmenin basınç bileşeni ve kayma kuvvetleri ise beton tarafından karşılanır. Beton aynı zamanda yangın ve ses izolasyonu da sağlar.

Kompozit çalışmanın sağlanabilmesi için çelik sac ile betonun birlikte çalışması gerekir. Bu da sac ile beton arasındaki aderansa bağlıdır. Sac ile beton arasındaki aderans birlikte çalışabilmeleri için yeterli olmadığından, beton dökülmeden önce çelik saca kamalar kaynaklanır. Katlanmış çelik sacın geometrik özellikleri ve yeterli sayıda teşkil edilmiş kamalar sayesinde, eğilme altındaki döşeme kesitinde oluşan iç kuvvetler beton ve çelik sac arasında güvenle dağıtılır ve elemanlar beraber çalışmış olur.

Betonarme plağa yükün homojen dağılımını sağlamak ve çatlakları minimize etmek amacıyla minimum oranda hasır donatı yerleştirilmiştir. Çelik sacın korozyona dayanıklı olması için de galvanize sac kullanılmıştır.

Kompozit döşeme ve çelik sacın her ikisi de izotropik malzemeler değildir. Dolayısıyla bu malzemeler her doğrultuda aynı geometriye sahip değildir. Bu

nedenle iki doğrultuda tasarım yapmak oldukça karmaşık ve güçtür. Hesapları basitleştirmek amacıyla tasarım yöntemlerinde sadece çelik sac oyukları boyunca, yani boyuna eksen doğrultusunda eğilme ve kayma dayanımları göz önüne alınır.



Şekil 4.1: Kompozit döşeme boyutları.

Kompozit döşeme için konstrüktif kurallar aşağıda verilmiştir (Şekil 4.1):

h_t : döşeme kalınlığı; $80 \text{ mm} \leq h_t \leq 250 \text{ mm}$

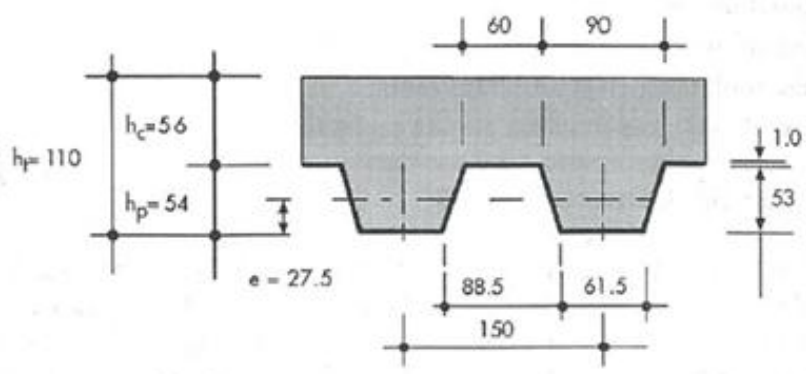
h_c : oluklar üstündeki beton kalınlığı; $h_c \geq 40 \text{ mm}$

h_p : profillenmiş çelik sacın derinliği $38 \text{ mm} \leq h_p \leq 80 \text{ mm}$

Kullanılan profillenmiş çelik sacın kalınlığı 0.75 mm ile 1.5 mm arasında seçilir.

Eğer kompozit döşeme, bir çelik kiriş ile çalışıp yatay yükleri de taşıyacaksa yani döşeme diyafram eleman olarak çalışacaksa, toplam derinlik en az 90 mm ve sac üstündeki beton kalınlığı en az 50 mm olmalıdır.

Enkesit detayları Şekil 4.2 'da verilen kompozit döşeme 10 açıklıkta çelik kirişlere mesnetlenmiş olup açıklıklar eşit ve 3 m'dir.



Şekil 4.2 : Kompozit döşeme enkesiti.

Kompozit döşemede sac profili olarak Eurocode 4.1.1. yönetmeliğine göre enkesit koşulları uygun olan Hi Bond 55/1 profillenmiş sac kullanılmıştır. Bu sacın malzeme özellikleri ve minimum koşul kontrolü aşağıda verilmiştir.

$$t = 1.0 \text{ mm} \geq 0.75 \text{ mm}, h_c = 56 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm}, h_p = 54 \text{ mm} \geq 38 \text{ mm}$$

$$h_t = 110 \text{ mm} \geq 90 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ N/mm}^2, I_{ap} = 0.72 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$$

$$m = 86, k = 0.069, \tau_{u,Rd} = 68.4 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{p,ap}^+ = 7.41 \text{ kN/m}^2, M_{p,ap}^- = -7.48 \text{ kN/m}^2, R_{p,ap} = 68.1 \text{ kN/m}^2$$

Kullanılan beton kalitesi C30/37 olup, beton içinde $\phi 6/150(188 \text{ mm}^2/\text{m})$ çelik hasır donatı mevcuttur.

Kompozit döşeme hesabı; çelik sacın kalıp olarak kullanıldığı inşaat süreci ve beton ile sacın birlikte çalıştığı kompozit çalışma süreci olmak üzere iki aşamada hesaplanmıştır [5].

4.1.1 İnşaat sürecinde profillenmiş sacın kontrolü

Profillenmiş çelik sacın inşaat sürecinde ıslak betona kalıp olarak kullanıldığı evredir. Bu evrede çelik sacın emniyetinin ve kullanılabilirliğinin kontrolü yapılmıştır.

Bu evrede profillenmiş çelik sacın tasarımında aşağıdaki yükler dikkate alınmıştır.

çelik sacın zati ağırlığı

ıslak beton ağırlığı

göllenme etkisi

depolama yükleri

İşçilerin ağırlığı veya beton dökümü sırasında olası herhangi bir yükün dahil edildiği yapım sürecindeki hareketli yük değeri olarak maksimum eğilme momenti ve kayma kuvveti oluşturacak şekilde açıklık ortasında ve mesnetler üzerinde $3^m \times 3^m$ 'lık alanda 1.5 kN/m^2 ; geri kalan alanda ise 0.75 kN/m^2 yük alınmaktadır.

İnşaat sürecindeki yükler:

Sabit yükler(g)

Çelik Sac Ağırlığı :

$$g_{ap} = 0.12 \text{ kN/m}^2$$

Islak beton Ağırlığı :

$$g_c = 2.08 \text{ kN/m}^2$$

Toplam:

$$g = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

Hareketli yükler(q)

Konstrüksiyon Yüğü :

$$q_{m1} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{m2} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

4.1.1.1 Taşıma gücü sınır durumu

Çelik sac statik sistemi ara desteksiz basit mesnetli döşeme serileri olarak hesaplanmıştır.

Kompozit döşeme hesaplarında kullanılan yük güvenlik katsayıları Çizelge 4.1’da verilmektedir.

Çizelge 4.1 : Yık güvenlik katsayıları.

	γ_G (Sabit Yık Katsayısı)		γ_Q (Değişken Yık Katsayısı)	
	Elverişsiz	Elverişli	Elverişsiz	Elverişli
Taşıma Sınır Durumu	1.35	1.35	1.5	0
Kullanıma Sınır Durumu	1.0	1.0	1.0	0

Maksimum moment hesabı:

$$M_{sd}^+ = \gamma_G \cdot M_g + \gamma_Q \cdot M_{qm}$$

$$M_g = gl^2/8 = 2.2 \cdot 3^2/8 = 2.475 \text{ kNm}$$

$$M_q = ql^2/8 = 1.5 \cdot 3^2/8 = 1.689 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}^+ = 1.35 \cdot 2.475 + 1.5 \cdot 1.689 = 5.87 \text{ kNm/m}$$

Mesnet Tepkisi:

$$R_{sd}^+ = \gamma_G \cdot R_g + \gamma_Q \cdot R_{qm}$$

$$R_g = gl/2 = 2.20 \cdot 3/2 = 3.30 \text{ kNm}$$

$$R_q = ql/2 = 1.5 \cdot 3/2 = 2.25 \text{ kNm}$$

$$R_{sd}^+ = 1.35 \cdot 3.3 + 1.5 \cdot 2.25 = 7.83 \text{ kNm/m}$$

Kompozit döşeme hesaplarında kullanılan malzeme güvenlik katsayıları Çizelge 4.2’de verilmektedir.

Çizelge 4.2 : Malzeme güvenlik katsayıları.

Malzeme	Çelik	Donatı	Çelik Sac	Beton	Kayma Bağlantısı
γ_M	γ_a	γ_s	γ_{ap}	γ_c	γ_v
Taşıma Sınır Durumu	1.10	1.15	1.10	1.50	1.25
Kullanma Sınır Durumu	1.00	1.00	1.00	1.00 veya 1.30	1.00

Çelik sacın enkesiti için tasarım dayanımları ve kontrolü:

$$\gamma_{ap} = 1.1$$

$$M_{p,ap,Rd}^+ = 7.41/\gamma_{ap} = 6.74 \text{ kNm/m} \geq M_{Sd}^+ = 5.87 \text{ kNm/m} \quad \text{uygun.}$$

$$R_{Sd}^+ = 68.1/\gamma_{ap} = 61.9 \text{ kN/m} \geq R_{Sd} = 7.83 \text{ kN/m} \quad \text{uygun.}$$

$$\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} = \frac{7.83}{61.9} = 0.126 \leq 0.25 \rightarrow \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{5.87}{6.74} = 0.87 \leq 1$$

4.1.1.2 Kullanma sınır durumu

Konstrüksiyon yükleri hariç, sacın zati ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı toplamından oluşan servis yüklerinde oluşan çelik sacın sehim;

$$\delta_{ser} \leq L/180; 20\text{mm veya } h_t/10 \text{ olarak sınırlandırılmıştır.}$$

$$M_{ser} = g * l^2 / 8 = 2.2 * 3^2 / 8 = 2.48 \text{ kNm/m}$$

Üretici kullanım kılavuzunda bu moment için rijitlikte bir azaltma gerekmediği belirtilmiştir ($I_e = I_{ap}$).

Çelik sacın inşaat sürecinde sehim:

$$\delta_{ser} = \frac{(2.65 * g_{ap} + 3.4 * g_c) * L^4}{3.84 * E * I} = \frac{(2.65 * 0.12 + 3.4 * 2.08) * 3000^4}{3.84 * 21000 * 0.72 * 10^6} = 10.3\text{mm}$$

$$\delta_{ser} = 10.3\text{mm} \leq \delta_{ser,max} = \frac{3000}{180} = 16.67 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; \frac{110}{10} = 11 \text{ mm}$$

$$\delta_{ser} < \frac{L}{250}; 20 \text{ mm}$$

ise hesaplarda göllenme etkisiyle oluşacak yük ihmal edilebilir.

$$\delta_{ser} = 10.3 \text{ mm} < \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}$$

Hesaplarda göllenme etkisi dikkate alınmamıştır.

4.1.2 Kompozit çalışma sürecinde döşemenin kontrolü

Kompozit Çalışma sürecindeki yükler;

Döşeme Ağırlığı : $g_1 = 2.2 \text{ kN/m}^2$

Kaplama+sıva ağırlığı : $g_2 = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Hareketli Yük : $q = 2 \text{ kN/m}^2$

Kompozit döşeme basit mesnetli döşeme serileri olarak ele alınmıştır.

4.1.2.1 Taşıma sınır durumu

$$p_{sd} = [\gamma_G * (g_1 + g_2) + \gamma_Q * q] * b = [1.35 * (2.2 + 1.5) + 1.5 * 2] * 1.0 = 8 \text{ kN/m}$$

Eğilme dayanımı:

$$M_{sd}^+ = p_{sd} * l^2 / 8 = 8 * 3^2 / 8 = 9 \text{ kNm/m}$$

Tarafsız eksenin yeri ve tasarım eğilme dayanımı,

$$x = \frac{A_{ap} * f_{yp} / \gamma_{ap}}{b * 0.85 * f_{ck} / \gamma_c}$$
$$x = \frac{1482 * 320 / 1.1}{1000 * 0.85 * 20 / 1.5} = 26.21 \text{ mm}$$

$$M_{p,Rd}^+ = A_{ap} f_{yp} \left(d_s - \frac{x}{2} \right) / \gamma_{ap}$$

$$M_{p,Rd}^+ = A_{ap} x f_{yp} \left(d_s - \frac{x}{2} \right) / \gamma_{ap} = 1482 x 320 \left(110 - \frac{26.21}{2} \right) / 1.1$$
$$= 28,72 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd}^+ \leq M_{p,Rd}^+ ; 9 \text{ kNm/m} \leq 28,72 \text{ kNm/m}$$

Eğilme dayanımı yeterlidir.

Kesme kuvveti dayanımı:

Tasarım kayma kuvveti:

$$V_{sd} = \frac{p_{sd} L}{2} = \frac{8 * 3}{2} = 12 \text{ kN}$$

$$\tau_c = \tau_{Rd} k_1 k_2$$

$$\tau_{Rd} = 0.25 x f_{ctk0.05} / \gamma_c = 0.25 x 1.9 / 1.5 = 0.317 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 1.6 - d_p = 1.6 - 0.0825 = 1.52$$

$$b_o = \frac{1000}{150} * \left(\frac{90 + 60}{2} \right) = 500$$

$$\rho_0 = \frac{A_s}{b_0 * d_p} = \frac{188}{500 * 82.5} = 0.0046$$

$$k_2 = 1.2 - 40\rho = 1.2 - 40 * 0.0046 = 1.384$$

$$\tau_c = 0.317 * 1.52 * 1.384 = 0.667 \text{ N/mm}^2$$

Tasarım kesme dayanımı:

$$V_{v,Rd} = b_0 * d_p * \tau_c = 500 * 82.5 * 0.667 = 27 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 12 \text{ kN} \leq V_{v,Rd} = 27 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Boyuna kayma dayanımı:

Kompozit döşemeye ait boyuna kayma dayanımı m&k yöntemiyle hesaplanmıştır:

$$V_{l,Rd} = b * d_p * \left[m \frac{A_{ap}}{bL_s} + k \right] / \gamma_{vs}$$

$$V_{l,Rd} = b * d_p * \left[m \frac{A_{ap}}{bL_s} + k \right] / \gamma_{vs}$$

$$V_{l,Rd} = 1000 * 82.5 * \left[86 \frac{1482}{1000 * \frac{3000}{4}} + 0.069 \right] / 1.25 = 15 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd} \leq V_{l,Rd} \rightarrow 12 \text{ kN/m} < 15 \text{ kN/m} \text{ boyuna kayma dayanımı yeterlidir.}$$

4.1.2.2 Kullanma sınır durumu

Sehim Kontrolü:

$$\frac{L}{d_p} \leq 32 \text{ Koşulu sağlandığı zaman sehim kontrolüne gerek yoktur.}$$

$$\text{Ancak } \frac{3000}{82.5} = 36.4 \geq 32 \text{ olduğundan sehim hesabı gerekmektedir.}$$

Kompozit döşemenin sürekli mesnetlendiği kabulü ile çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalaması ile hesap yapılmıştır.

Çatlamış kesit:

Tarafsız eksenin yeri ve çatlamış kesit atalet momenti aşağıda hesaplandığı gibidir;

$$x = \frac{n * A_p}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_p}} - 1 \right]$$

$$x = \frac{15 \times 1482}{1000} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 1000 \times 82.5}{15 \times 1482}} - 1 \right] = 42.28 \text{ mm}$$

$$I_{vc} = \frac{bx^3}{3n} + A_p(d_p - x)^2 + I_{ap}$$

$$I_{vc} = \frac{1000 \times 42.28^3}{3 \times 15} + 1482 \times (82.5 - 42.28)^2 + 0.72 \times 10^6$$

$$= 5.20 \times 10^6 \text{ mm}^4/m$$

Çatlamamış kesit:

Elastik tarafsız eksenin yeri ve çatlamamış kesit atalet momenti aşağıda hesaplandığı gibidir;

$$x_u = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + n A_p d_p}{b h_c + b_c h_p + n A_p}$$

$$x_u = \frac{1000 \times \frac{56^2}{2} + 500 \times 54 \times 82.5 + 15 \times 1482 \times 82.5}{1000 \times 56 + 500 \times 54 + 15 \times 1482} = 53.5 \text{ mm}$$

$$I_{vu} = \frac{b h_c^3}{12n} + \frac{b h_c}{n} \left(x_u - \frac{h_c}{2} \right) + \frac{b_c h_p^3}{12n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_{ap}$$

$$I_{vu} = \frac{1000 \times 56^3}{12 \times 15} + \frac{1000 \times 56}{15} \left(53.5 - \frac{56}{2} \right) + \frac{500 \times 54^3}{12 \times 15} + \frac{500 \times 54}{15} \left(110 - 53.5 - \frac{54}{2} \right)^2$$

$$+ 1482(82.5 - 53.5)^2 + 0.72 \times 10^6$$

$$I_{vu} = 975644.44 + 2427600 + 437400 + 1566450 + 1966362$$

$$I_{vu} = 7.37 \times 10^6 \text{ mm}^4/m$$

Ortalama kesit ataleti ise;

$$I_{v,m} = (I_{vc} + I_{vu}) / 2 = (5.20 + 7.37) \times 10^6 / 2 = 6.37 \times 10^6$$

Kompozit döşemenin g₂ yükü altında yapacağı sehim,

$$\delta_{v,g} = \frac{2.65 \times g_2 \times L^4}{384 E I_{v,m}} = \frac{2.65 \times 1.5 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 6.37 \times 10^6} = 0.57 \text{ mm}$$

Kompozit döşemenin uzun süreli hareketli yük etkisinde yapacağı sehim,

$$\delta_{v,q} = \frac{3.4 \times q \times L^4}{384 E I_{v,m}} = \frac{3.4 \times 2 \times 3^4 \times 10^{12}}{384 \times 210000 \times 6.37 \times 10^6} = 1.01 \text{ mm}$$

Sehim kontrolü

$$\delta_{max} = \delta_{ap} + \delta_{v,g} + \delta_{v,p} = 10.3 + 0.57 + 1.01 = 11.88 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} \leq L / 250 = 12 \text{ mm} \quad \checkmark$$

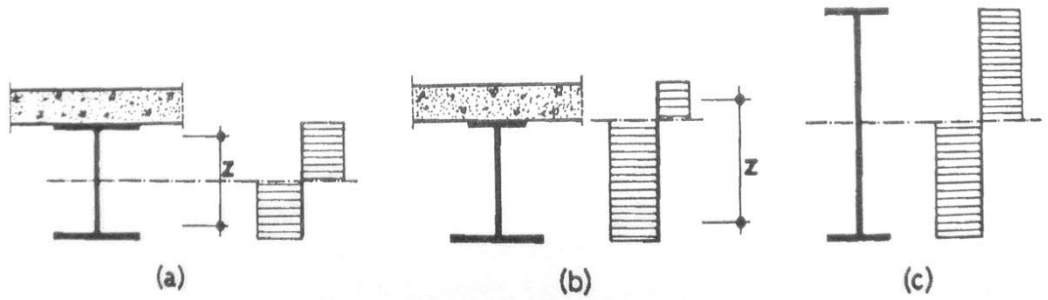
$$\delta_2 = \delta_{v,g} + \delta_{v,p} = 0.57 + 1.01 = 1.58 < L / 300 = 10 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Çatlak kontrolü:

$$\rho = \frac{A_s}{b x h_c} = \frac{188}{1000 \times 56} = \%0.34 > \%0.2 \text{ çatlak kontrolü için mevcut donatı yeterlidir.}$$

4.2 Kompozit kirişlerin boyutlandırılması

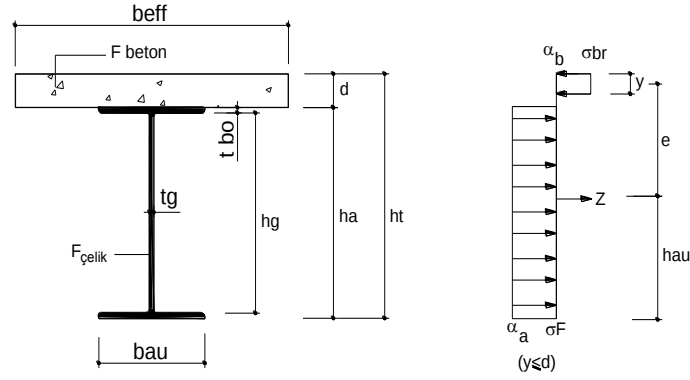
Kompozit kirişlerde çelik kirişler ve üzerinde bulunan betonarme döşemenin birlikte çalışması sağlanarak oluşturulan taşıyıcı elemanlardır. Çelik binalarda ve köprülerde kullanılan kompozit kirişler üzerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başına taşıyan çelik kirişe göre çok daha ekonomiktir. Kompozit kirişlerde kesitte ortaya çıkan eğilme momentini oluşturan kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik kiriş tarafından, basınç bileşeni ise betonarme plak tarafından karşılanır. Betonarme plağın ve çelik profilin birlikte çalışması sonucu manivela kolunun büyümesi de kesitin taşıma gücü artmasına neden olmaktadır.



Şekil 4.3 : Kompozit kirişlerin aynı taşıma güçlü çelik kirişlerle kıyaslanması

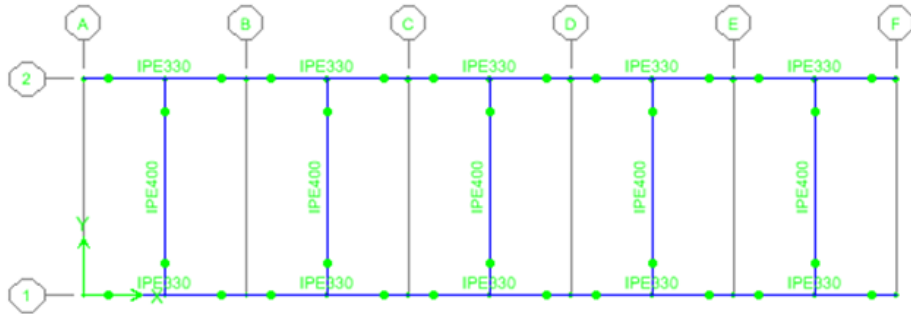
a- Aynı konstrüksiyon yükseklikli çelik kiriş **b-** Karma kiriş **c-** Serbest yükseklikli çelik kiriş

Şekil 4.3'te a ve c' de görüldüğü üzere, üzerindeki yüklerin ağırlığını taşıyan çelik kiriş eğilmenin çekme ve basınç bileşenlerini tek başına karşılar. b'de görülen kompozit kirişte çekme bileşeni çelik kiriş tarafından, basınç bileşeni ise betonarme döşeme tarafından taşınır. Böylece aynı yükseklikli çelik kirişe göre çok daha fazla yük taşıyabilir.



Şekil 4.4 : Kompozit kirişlerde kesit geometrik özellikleri, gerilme diyagramı ve iç kuvvetler

Kompozit kirişlerin plastik hesabında, hem çelik hem de beton için gerilme diyagramları kabul edilmektedir (Şekil 4.4). Katlarda kompozit kirişlerin yerleşimi Şekil 4.5’te görülmektedir.



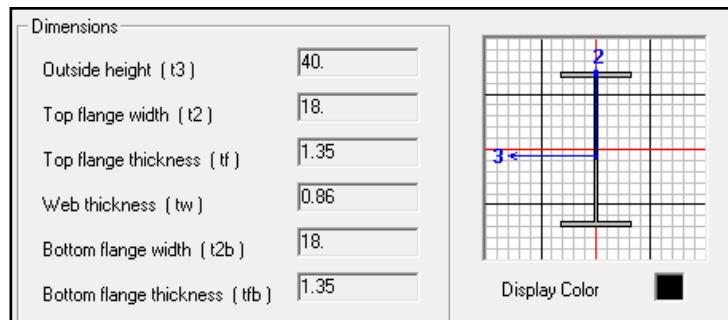
Şekil 4.5 : Katlarda kompozit kirişlerin yerleşimi.

4.2.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü

Eğilme etkisindeki I kirişlerde DBYBHY’te verilmiş olan sınır değerler dikkate alınacaktır. Buna göre Denklem (4.2) geçerlidir.

$$h/t_w \leq 5.0 \sqrt{E_s/\sigma_a} \quad (4.1)$$

4.2.1.1 IPE 400 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü



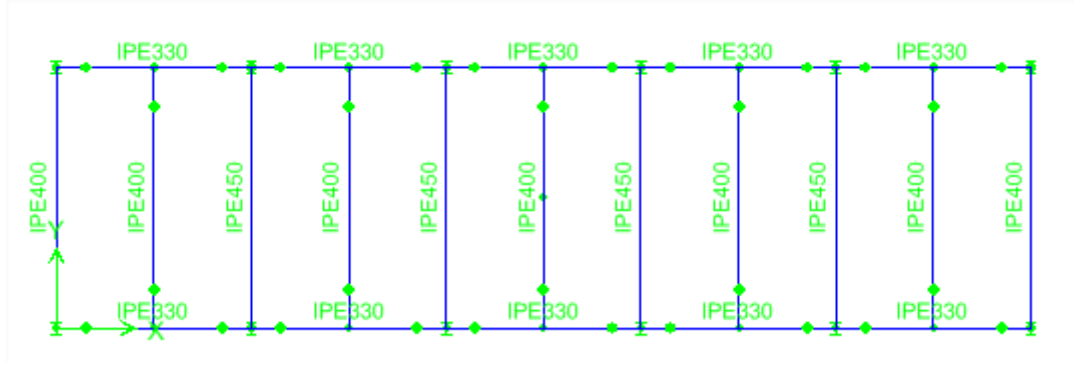
Şekil 4.6 : IPE 400 kiriş enkesiti (cm).

Bu kombinasyonlar kullanılarak ETABS programında kompozit kiriş tasarımı yapılmıştır. Program kullanılarak elde edilmiş kapasite kullanım oranları Şekil 4.8’te verilmiştir.

Şekilde görüldüğü üzere çaprazların olduğu gözlerde IPE 330 kirişleri çok az çalışırken, aynı kesit kullanılan diğer gözlerde kapasite kullanımı çok daha yüksek olmaktadır.

4.3 Kat kirişlerinin boyutlandırılması

Ofis katında kirişlerin yerleşimi Şekil 4.9’te görülmektedir. Burada uçları mafsallı olarak kolonlara ya da kirişlere bağlı olan kiriş elemanlar kompozit kirişlerdir. Kolonlara kuvvetli ekseninden bağlanmış kirişler kat kirişleridir ve bu bölümde analizi yapılacak olan kirişler bu kapsamdadır.



Şekil 4.9 : Tipik kat planında kirişlerin yerleşimi.

Yapıda, ETABS programından alınan gerilmelere uygun olarak seçilmiş kirişler kullanılmıştır. Kirişler boyutlandırılırken IMO-02 yönetmeliğinde I kesitli elemanlar için verilmiş olan esaslara uyulmaya dikkat edilmiştir.

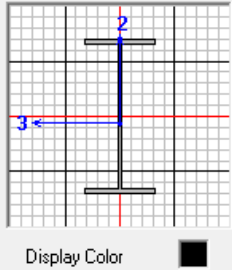
4.3.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü

Eğilme etkisindeki I kirişlerde DBYBHY’te verilmiş olan sınır değerler dikkate alınacaktır. Buna göre Denklem (4.2) geçerlidir.

$$h/t_w \leq 5.0\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad (4.2)$$

4.3.1.1 IPE 400 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü

Dimensions	
Outside height (t3)	40.
Top flange width (t2)	18.
Top flange thickness (tf)	1.35
Web thickness (tw)	0.86
Bottom flange width (t2b)	18.
Bottom flange thickness (tfb)	1.35



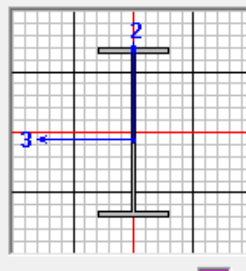
Şekil 4.10 : IPE 400 kiriş enkesiti (cm).

$$\frac{h}{t_w} = \frac{40}{0.86} = 46.51 \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 120.76$$

Kesit uygundur.

4.3.1.2 IPE 450 kirişler için enkesit özellikleri ve kompaktlık kontrolü

Dimensions	
Outside height (t3)	45.
Top flange width (t2)	19.
Top flange thickness (tf)	1.46
Web thickness (tw)	0.94
Bottom flange width (t2b)	19.
Bottom flange thickness (tfb)	1.46



Şekil 4.11 : IPE 450 kiriş enkesiti (cm).

$$\frac{h}{t_w} = \frac{45}{0.94} = 47.87 \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 120.76$$

Kesit uygundur.

4.3.2 Gerilme hesapları

IMO-02 Bölüm 4.3.1 uyarınca kompakt kirişlerde eğilme emniyet gerilmesi aşağıdaki gibi olmalıdır:

$$\sigma_B \leq 0.66\sigma_a = 15.84 \text{ kN/cm}^2 \quad (4.3)$$

Ancak bu gerilme değerinin kullanılabilmesi için kirişin başlığının gövdesine sürekli olarak birleştirilmiş olması ve basınca çalışan başlık elemanının tutulmuş uzunluğunun IMO-02 Bölüm 4.3.1.1’de verilen sınır değeri aşmaması gereklidir.

Ancak üzeri kompozit döşemeyle örtülü kat kirişlerinde bu kontrolü yapmaya gerek yoktur (DBYBHY Bölüm 4.3.6).

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_B \quad (4.4)$$

4.3.2.1 IPE 400 kirişlerinde gerilme tahkiki

En elverişsiz yükleme: D + L + S / 2 + WY- (HZ)

$$M_x = 15082 \text{ kNcm}$$

$$M_y = 0$$

$$W_x = 1156.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 146.4 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{15082}{1156.5} + \frac{0}{146.4} = 13.04 \leq \sigma_B * 1.13 = 17.89 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit yeterlidir.

4.3.2.2 IPE 450 kirişlerinde gerilme tahkiki

En elverişsiz yükleme: D + L + S / 2 + WY- (HZ)

$$M_x = 22638 \text{ kNcm}$$

$$M_y = 0$$

$$W_x = 1499.6 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 176.4 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{22638}{1499.6} + \frac{0}{176.4} = 15.10 \leq \sigma_B * 1.13 = 17.89 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit yeterlidir.

4.3.3 Kat kirişlerinde sehim kontrolü

IMO-02 Bölüm 3.4.2.4'te Deformasyon Tahkikleri altında verilen deformasyon sınır değeri aşağıda verilmiştir.

$$\delta_{max} \leq l/300$$

4.3.3.1 IPE 400 kirişlerinde sehim kontrolü

Hesap modelinden düşey yükler altında elde edilen en büyük sehim değeri;

$$\delta_{max} = 0.238 \text{ cm} \leq 800/300 = 2.67 \text{ cm}$$

Sehim değeri izin verilen sınır değerler içerisinde.

4.3.3.2 IPE 450 kirişlerinde sehim kontrolü

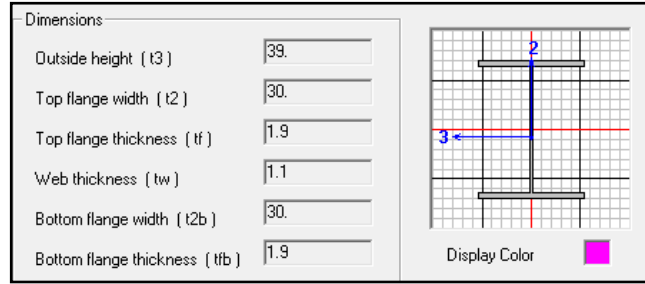
Hesap modelinden düşey yükler altında elde edilen en büyük sehim değeri;

$$\delta_{max} = 0.432 \text{ cm} \leq 800/300 = 2.67 \text{ cm}$$

Sehim değeri izin verilen sınır değerler içerisinde.

4.4 Kolonların boyutlanması

4.4.1 Enkesit koşulları ve kompaktlık kontrolü



Şekil 4.12 : HEA 400 kolon enkesiti (cm).

Kesitlerin kompaktlık kontrolü, DBYBHY[1] uyarınca aşağıda belirtildiği gibi yapılacaktır.

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için enkesit kompaktlık koşulu Denklem (3.9)'da verilmiştir.

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a}} \quad (4.5)$$

HEA400 profil için de bu kontrol yapılırsa;

$$\frac{30}{2 \times 1.9} = 7.89 \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{21000}{24}} = 14.79$$

Kesit uygundur.

Eğilme ve basınç etkisindeki I Kesitleri için bir diğer enkesit kompaktlık koşulu Denklem (4.6)'da verilmiştir.

$$\begin{aligned} h/tw &\leq 5.0 \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)} & N_d / \sigma_a A \leq 0.10 \text{ için} \\ h/tw &\leq 2.08 \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)} & N_d / \sigma_a A > 0.10 \text{ için} \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$N_d = 941 \text{ kN}$$

$$N_d / \sigma_a A = 941 / (24 \times 159) = 0.25 > 0.10$$

$$h/tw \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_{\text{çelik}}}{\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)}$$

$$39/1.1 = 35.45 \leq 2.08 \sqrt{\frac{21000}{24} (2.1 - |0.25|)} = 83.69$$

Kesit uygundur.

4.4.2 Gerilme tahkikleri

Prizmatik enkesitli kolonlarda eksenel basınç ve momentin aynı anda etkimesi hali ile ilgili gerilme tahkikleri İMO-02 Bölüm 4.5. uyarınca yapılacaktır.

$$\sigma_{eb} = \frac{N_d}{A} = \frac{941}{159} = 5.92 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{bem} : basınç emniyet gerilmesi

$$\lambda_p = \frac{637.6}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{637.6}{\sqrt{24}} = 130$$

$$\lambda = \frac{s}{i_{min}} = \frac{350}{7.339} = 47.69 \leq \lambda_p$$

$\lambda \leq \lambda_p$ için σ_{bem} Denklem (4.7) ile hesaplanır.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} x \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} \quad (4.7)$$

Burada n güvenlik katsayısı olup $20 \leq \lambda \leq \lambda_p$ için aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$n = 1.5 + 1.2x \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2x \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1.5 + 1.2x \left(\frac{47.69}{130} \right) - 0.2x \left(\frac{47.69}{130} \right)^3 = 1.93$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} x \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] x \sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} x \left(\frac{47.69}{130} \right)^2 \right] x 24}{1.93} = 11.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{5.92}{11.69} = 0.51 \geq 0.15 \text{ olduğu için aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır.}$$

$$\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \right) + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}} \right) \sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$i_y = 7.339 \text{ cm}$$

$$i_x = 16.836 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{81302}{(KxS_b/i_x)^2} = \frac{81302}{(0.7 \times 350 / 16.836)^2} = 384 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{81302}{(KxS_b/i_y)^2} = \frac{81302}{(0.7 \times 350 / 7.339)^2} = 72.95 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{21167}{2311} = 9.16$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{181.5}{570} = 0.32$$

σ_B : sadece eğilme momenti etkimesi halinde, eğilme-basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_{Bx} = 0.66 \times \sigma_a = 15.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = 0.75 \times \sigma_a = 18 \text{ kN/cm}^2$$

C_m : bir katsayı olup yanal harekete serbest olan çerçeve kolonlarda

$C_m = 0.85$ alınır.

$$\left(\frac{5.92}{11.69} \right) + \frac{0.85 \times 9.16}{\left(1.0 - \frac{5.12}{384} \right) 15.84} + \frac{0.85 \times 0.32}{\left(1.0 - \frac{5.12}{72.95} \right) 18} = 0.496 + 0.478 + 0.016$$

$$= 0.98 \leq 1.0$$

$$\frac{5.92}{0.6 \times 24} + \frac{9.16}{15.84} + \frac{0.32}{18} = 0.41 + 0.56 + 0.02 = 0.99 \leq 1.0$$

Kesitler uygundur.

4.4.3 Arttırılmış deprem yükleri dayanım kontrolü

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

$$1.0 \text{ G} + 1.0 \text{ Q} \pm \Omega_0 \text{ E} \quad (4.8)$$

$$0.9 \text{ G} \pm \Omega_0 \text{ E} \quad (4.9)$$

Bu iki kombinasyondan elverişsiz iç kuvvetleri oluşturan dikkate alınır. Değişken kesitli kolon elemanının daha elverişsiz olan ince ucunda gerilme tahkikleri yapılmıştır. Kullanılacak büyütme katsayısı Ω_0 değerleri ise, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Çizelge 3.6'de verilmiştir [1].

DBYBHY'e göre yapı elemanına ait iç kuvvet kapasiteleri aşağıdaki gibi verilmiştir:

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi : } M_p = W_p \times \sigma_a \quad (4.10)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi : } V_p = 0.60 \times \sigma_a \times b \times t \quad (4.11)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi : } N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A \quad (4.12)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi : } N_{cp} = \sigma_a A_n \quad (4.13)$$

Çizelge 3.6 dikkate alınarak yapıda her iki doğrultuda da Ω_0 deprem artırma katsayıları 2.0 seçilmiştir.

Süneklik düzeyi normal sistemlerde kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, (4.8) ve (4.9) denklemlerine göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri (4.12) ve (4.13) denklemleri ile hesaplanacaktır.

Hesap modelinden (4.8) ve (4.9) denklemlerinde verilmiş kombinasyonlara göre bulunmuş maksimum iç kuvvet değerleri aşağıdaki gibidir:

$$N_d = 910 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = -18826 \text{ kNcm}$$

$$M_{yd} = -183.7 \text{ kNcm}$$

Denklem (4.12) ile hesaplanan basınç kapasitesi aşağıdaki gibidir.

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A$$

Burada;

σ_{bem} : Elemanın narinliğine bağlı olarak, IMO-02'ye göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi

A : Enkesit alanı

$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$ olacak şekilde hesaplanır.

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 0.7 \times 350 / 16.836 = 14.55$$

$$\lambda_y = s_{ky} / i_y = 0.7 \times 350 / 7.339 = 33.38$$

$\lambda = 33.38$ olarak seçilmiştir. DBYBHY'e göre narinlik değerinin

$4\sqrt{E_s/\sigma_a} = 4\sqrt{21000/36} = 96.6$ sınırını aşmaması gerekmektedir. Kesitte narinlik değeri uygundur.

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}x\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2\right]x\sigma_a}{n} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}x\left(\frac{47.69}{130}\right)^2\right]x24}{1.93} = 11.69 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{bp} = 1.7 \times \sigma_{bem} \times A = 1.7 \times 11.69 \times 159 = 3159 \text{ kN}$$

$$N_{bp} > N_d$$

Kesit uygundur.

$$M_{px} = 2562 \times 24 = 61488 \text{ kNcm} \quad M_{py} = 873 \times 24 = 20952 \text{ kNcm}$$

Artırılmış deprem etkilerine göre gerilme kontrolü yapılırsa;

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

$$N = 1274.5 \text{ kN} \quad M_{xx} = 2828.2 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 291.8 \text{ kNcm}$$

$$\frac{1274.5}{3159} + \frac{2828.2}{61488} + \frac{291.8}{20952} = 0.40 + 0.046 + 0.02 = 0.466 < 1.0 \text{ (uygun)}$$

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

$$N = 910 \text{ kN} \quad M_{xx} = 18826 \text{ kNcm} \quad M_{yy} = 183.7 \text{ kNcm}$$

$$\frac{910}{3159} + \frac{18826}{61488} + \frac{183.7}{20952} = 0.29 + 0.31 + 0.001 = 0.61 < 1.0 \text{ (uygun)}$$

4.4.4 Göreli kat ötelemeleri ve yatay deplasmanların kontrolü

4.4.4.1 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

DBYBHY'e göre herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denklem (3.38) ile hesaplanır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (4.14)$$

Burada d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci ve i-1'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

X yönündeki azaltılmış deprem yüklerinden kaynaklanan göreli kat ötelemesi hesap modelinden elde edilmiştir.

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} = 0.000431$$

Her bir deprem doğrultusu için binanın i'inci katındaki kolon veya perde için etkin göreli kat ötelemesi δ_i Denklem (4.15) ile hesaplanır.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (4.15)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denklem(4.16) ile verilmiş koşul sağlanacaktır.

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (4.16)$$

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} x 4 = 0.000431 x 4 = 2.2 x 10^{-3} \leq 0.02$$

Y yönündeki azaltılmış deprem yüklerinden kaynaklanan görelî kat ötelemesi de hesap modelinden elde edilmiştir.

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} = 0.0029$$

$$\frac{\delta_{i,max}}{h_i} x R = 0.0029 x 5 = 0.0145 \leq 0.02$$

Her iki yönde de görelî kat ötelemesi değerleri izin verilen sınırlar içerisinde dir.

4.4.4.2 Yatay deplasmanların kontrolu

İMO-02 yönetmeliğ i uyarınca çok katlı yapılarda yatay deplasmanlar için önerilmiş sınır değ er şöyledir:

$$\Delta_{i,max} \leq h/300 \text{ (her bir katta görelî kat ötelemesi)}$$

$$\Delta_{max} \leq h_0/500 \text{ (yapının yatay tepe deplasmanı)}$$

Burada h kat yüksekliğ i, h_0 yapının tüm yüksekliğidir.

$$\Delta_{i,max} = 0.15 \leq 350 / 300 = 1.17 \text{ cm (x yönünde maksimum görelî kat ötelemesi)}$$

$$\Delta_{max} = 0.87 \leq 1750 / 500 = 3.5 \text{ cm (x yönündeki deprem için)}$$

$$\Delta_{i,max} = 1.05 \leq 350 / 300 = 1.17 \text{ cm (y yönündeki deprem için)}$$

$$\Delta_{max} = 3.27 \leq 1750 / 500 = 3.5 \text{ cm (y yönündeki deprem için)}$$

Yatay deplasmanlar izin verilen sınırlar içerisinde dir.

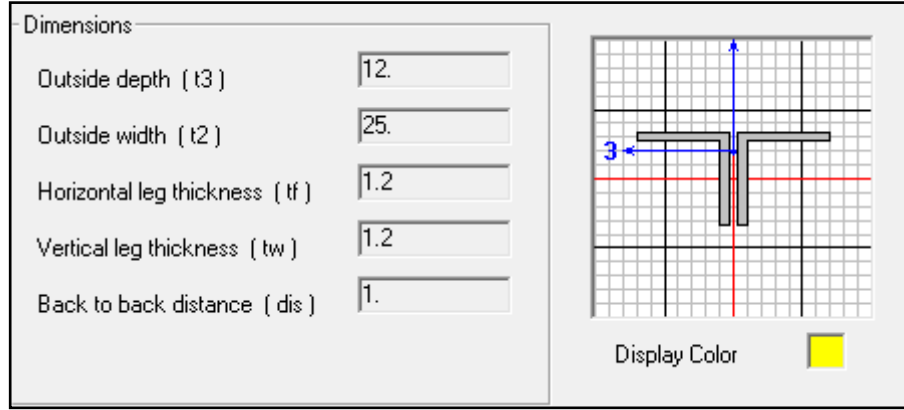
4.5 Çaprazların boyutlandırılması

Ofis binasında kullanılacak çapraz elemanlar 2L eşit kollu korniyerler arasından seçilmiştir. Çaprazlar çerçeve sistemin zayıf yönünde çalışacak şekilde deprem çaprazları olarak düzenlenmiştir.

4.5.1 Enkesit özellikleri ve kompaktlık koşulları

Bu bölümde yapılacak olan enkesit kompaktlık kontrolleri DBYBHY uyarınca yapılacaktır. Buna göre süneklik düzeyi normal sistemler için basınç etkisi altındaki L kesitli elemanlarda kompaktlık şartı Denklem (4.17)'te verildiğ i gibidir.

$$h/t_w \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (4.17)$$



Şekil 4.13 : Ofis binası düşey çaprazları enkesiti(cm) .

Şekil 4.13’de enkesit özellikleri verilmiş olan çapraz elemanı için kompaktlık kontrolü yapılırsa;

$$\frac{h}{t_w} = \frac{12}{1.2} = 10 \leq 0.5 \sqrt{\frac{21000}{24}} = 14.79$$

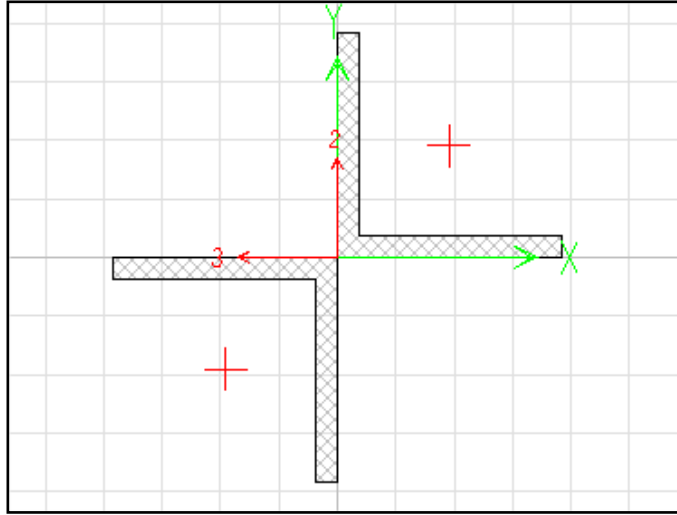
Kesit kompaktlık bakımından uygundur.

4.5.2 Narinlik kontrolü

DBYBHY uyarınca çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_{\text{çelik}}/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

$$\lambda = kl/i \quad (4.18)$$

Şekil 4.13’da enkesiti verilmiş olan çapraz eleman İMO-02’ye göre 2. Grup basınç çubuklarına girmektedir, elemanların yerleşimi artı şeklinde yapılmıştır.



Şekil 4.14 : Ofis binası düşey çaprazların düzenlenmiş enkesiti.

Şekil 4.14’da verilmiş çapraz enkesitinde atalet yarıçapları her iki eksene göre aynıdır ve böylece kesitin ataleti her iki ekseninde de narinlik şartlarını sağlamaktadır.

Denklem (4.18)’e göre;

k : etkin burkulma boyu katsayısı

İki ucu mafsallı çubuk için $k = 1.0$

l : çubuk boyu ; $l = 461.0 \text{ cm}$

i : atalet yarıçapı

$$i_x = i_y = \sqrt{I/A} = 4.988 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{kl}{i} = \frac{461.0}{4.988} = 92.42 \leq 4\sqrt{21000/24} = 118.3$$

4.5.3 Gerilme tahkikleri

Gerilme tahkikleri İMO-02 yönetmeliği Bölüm 4.4.2.2 uyarınca yapılacaktır.

Buna göre kompakt ve kompakt olmayan kesitli ve merkezi basınç kuvveti etkisindeki basınç çubuklarında gerilme tahkiki burkulme emniyet gerilmesi σ_{bem} gözönünde bulundurularak Denklem (3.61)’te görüldüğü gibi yapılır.

Gerilme tahkikleri yapılırken kombinasyonlar arasına artırılmış deprem yükleri de eklenmiştir. Böylece çaprazlar da denklem (4.8) ve (4.9) ‘a göre hesaplanan kombinasyonlara göre DBYBHY’e uygun olarak tasarlanmıştır.

$$\sigma_{be} = \frac{P}{F} \leq \sigma_{bem} \quad (4.19)$$

Burada :

P : çubuğa etkiyen merkezi basınç kuvveti (kN)

F : basınç çubuğunun kayıpsız enkesit alanı'dır (cm^2).

Düşey çaprazlar için yukarıda hesaplanmış narinlik değerine karşı gelen σ_{bem} değeri İMO-02'de Tablo 4.7'den alınmıştır. Burada malzeme sınıfının St37 olarak seçilmiştir.

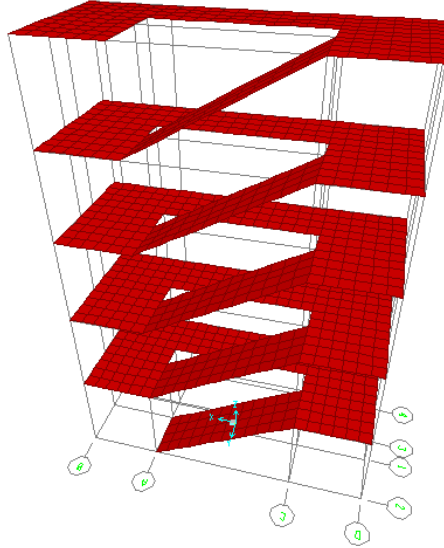
$$\lambda = 92.42 \text{ için } \sigma_{bem} = 7.74 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{be} = \frac{P}{F} = \frac{386.6}{55.08} = 7.02 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{bem} = 7.74 \text{ kN/cm}^2$$

Kesitler uygundur.

4.6 Merdivenlerin hesabı

4.6.1 Ofis içi merdivenleri



Şekil 4.15 : Ofis binası iç merdivenleri.

Ofis binasında servis merdivenlerinin görüntüsü Şekil 4.15'te verilmiştir. Buradan da görülebileceği gibi merdiven 3.5 m kat yüksekliğini sahanlıksız geçmekte, 6 m boyunca devam etmektedir. Merdivenler çelik kirişlere basit oturmakta, bu kirişler ise kompozit kirişlere mesnetlenmektedir. Merdiven tasarımı SAP2000 programında yapılmış olup elde edilen mesnet tepkileri ofis binası hesap modeline yük olarak etkitilmiştir.

Merdiven bilgileri;

Rıht yüksekliği: 17.5 cm

Rıht genişliği : 30 cm

Basamak adedi: 20

Merdiven genişliği: 2 m

Yük analizi

Sabit yükler (basamak ağırlıkları, kaplama yükleri) : 3 kN/cm²

Hareketli yükler : 3.5 kN/cm²

Yukarıda verilen yükler üniform çizgisel yük haline getirilip hesap modeline etkitilip bir kesit seçilmiş, bu sonuçlara göre kesit kontrolü yapılmıştır.

Seçilen merdiven kirişi : IPE 240

$$W_x = 324.33 \text{ cm}$$

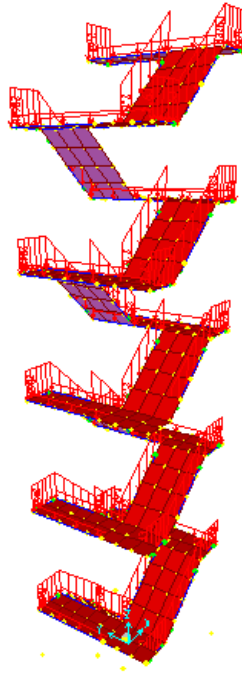
$$M_{maks} = 3642.3 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M_{maks}}{W_x} = \frac{3642.3}{324.33} = 11.23 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Kesit yeterlidir.

4.6.2 Yangın merdivenleri hesabı

Ofis binası dışında bir adet yangın merdiveni bulunmaktadır (Şekil 4.16).



Şekil 4.16 : Ofis binası yangın merdivenleri.

Merdiven bilgileri;

Rıht yüksekliği: 17.5 cm

Rıht genişliği : 20 cm

Basamak adedi: 10x2

Merdiven genişliği: 1.5 m

Sahanlık: Var

Sahanlık genişliği: 1 m

Yük analizi

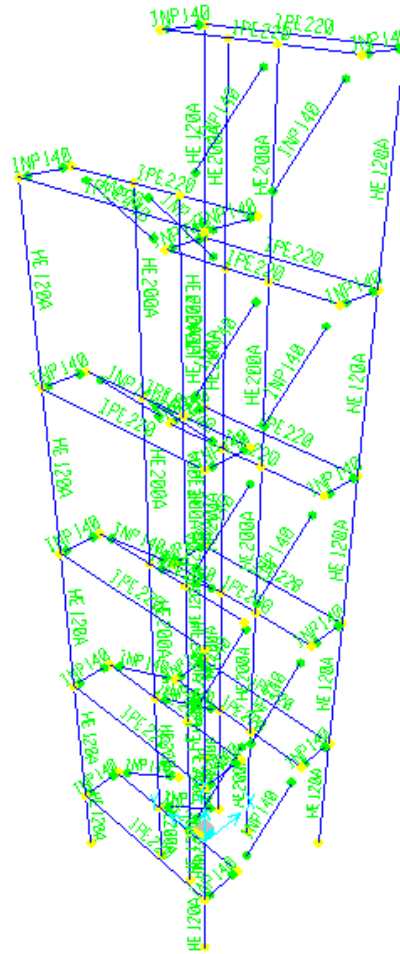
Sabit yükler (basamak ağırlıkları, kaplama yükleri) : 1.5 kN/cm^2

Hareketli yükler : 3.5 kN/cm^2

Yukarıda verilen yükler üniform çizgisel yük haline getirilip hesap modeline etkililip bir kesit seçilmiş, bu sonuçlara göre kesit kontrolü yapılmıştır.

Seçilen merdiven kirişi : IPE 220 ve IPN140

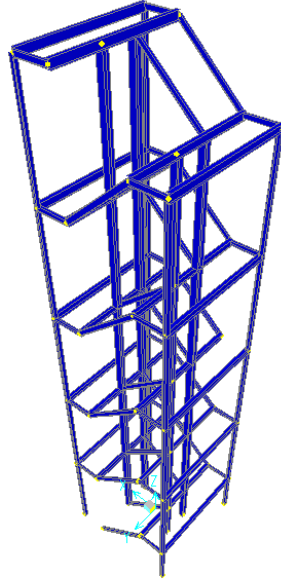
Seçilen merdiven kolonu : HEA 120 ve HEA200



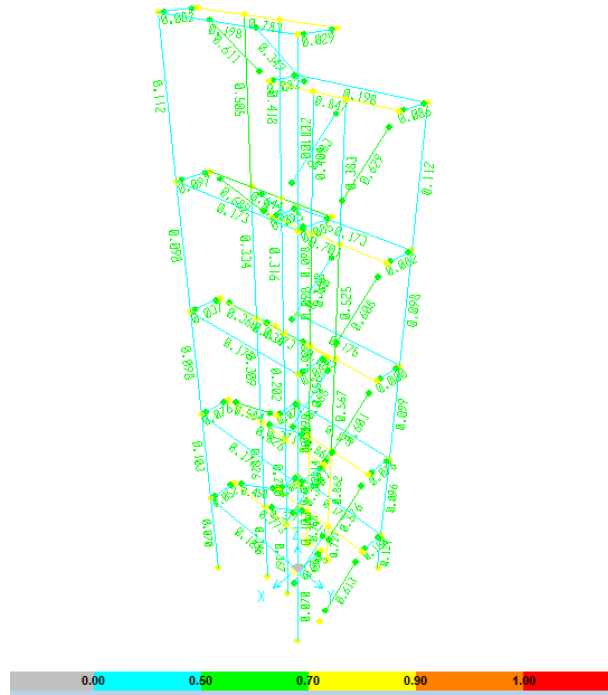
Şekil 4.17 : Yangın merdiveni kesitleri.

Seçilmiş kesitlerin model üzerinde yerleşimi Şekil 4.17’de verilmiştir. Kesitlerin gerçek boyutları ile görünümü Şekil 4.18’te verilmiştir.

SAP2000 bilgisayar programı tarafından yapılan çelik tasarımı sonuçları Şekil 4.19’da görülmektedir. Burada verilen sonuçlar seçilmiş kesitlerde belirlenen kombinasyonlara göre en fazla kapasite kullanım oranlarıdır. Oranların hepsi de 1’den küçük olacak şekilde kesitler boyutlanmıştır.



Şekil 4.18 : Yangın merdiveni görünümü.



Şekil 4.19 : Yangın merdiven kapasite oranları.

4.7 Dilatasyon Kontrolü

İki yapı arasında bırakılacak dilatasyonun kontrolü için yapıların mod şekilleri karşılaştırılmış, yapıların aynı seviyede aynı yönde yatay hareket altındaki davranışları göz önüne alınmıştır.

5. FABRİKA BİNASINDA BİRLEŞİM HESAPLARI

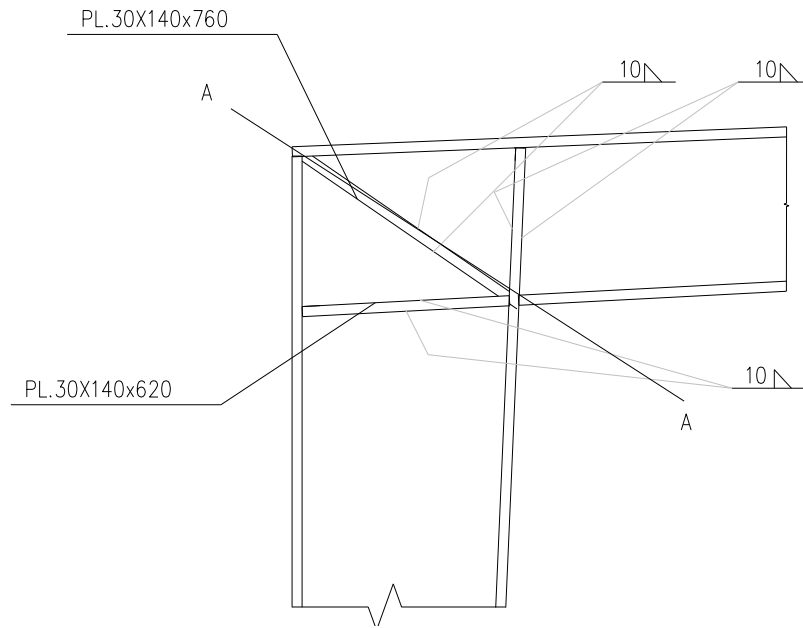
5.1 Kolon-Kiriş Birleşimi

Süneklik düzeyi normal olan yapıda moment aktaran kiriş- kolon birleşiminde, düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında ortaya çıkan iç kuvvelere göre tasarım yapılacaktır. Ayrıca DBYBHY'e göre artırılmış deprem etkisi altında bulunmuş iç kuvvetlere göre birleşim tasarımı yapılacaktır.

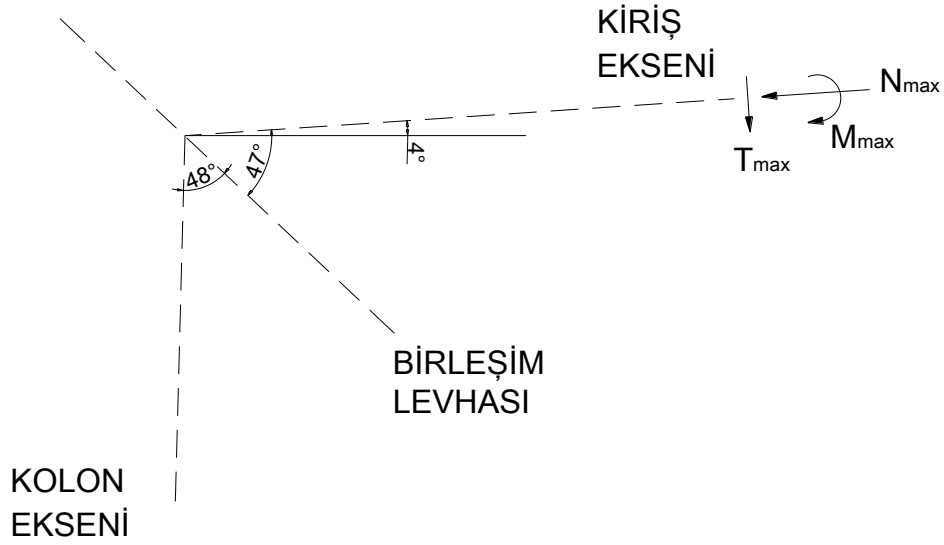
$$M_{\max} = 701.3 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 145.5 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = -220.7 \text{ kN}$$



Şekil 5.1 : Fabrika binasında kolon-kiriş birleşimi.



Şekil 5.2 : Kolon-kiriş birleşiminde yükler.

A-A kesitinde ağırlık merkezi hesabı

	F	e	F*e
Sürekli levhası 25x1.5	37.5	71.9	2696
Üst başlık küt kaynağı(30-2x3)x2	48	70.2	3369.6
Gövde köşe kaynakları 2(62.5-2x1.0)x1.0	121	35.45	4289.45
Üst başlık küt kaynağı(30-2x3)x2	48	1	48
Toplam	254.5		10403.05

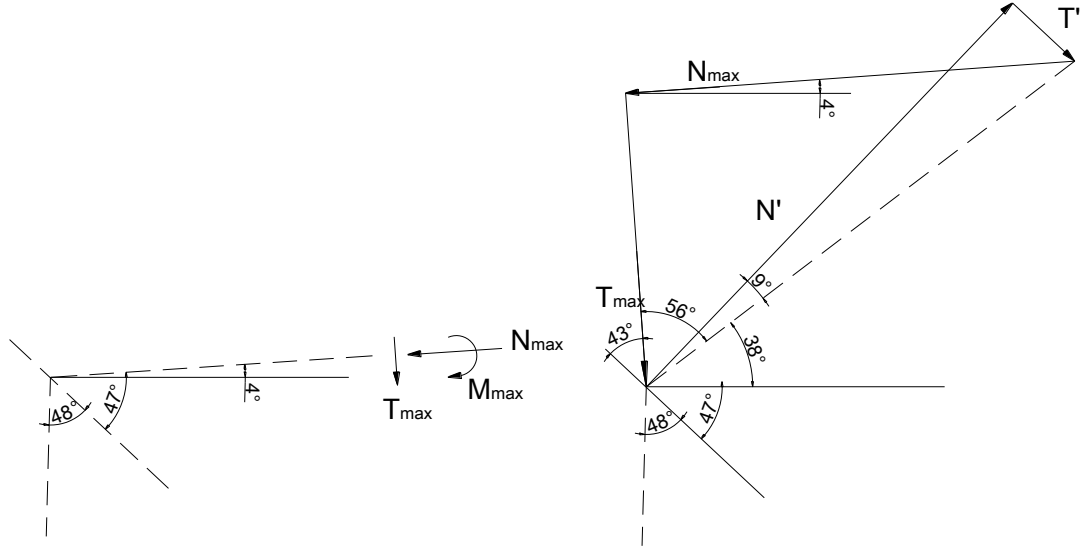
$$e = \frac{\Sigma Fe}{\Sigma F} = \frac{10403.05}{254.5} = 40.87 \text{ cm}$$

A-A kesitinin (kaynak dikişlerinin) x-x eksenine göre atalet ve mukavemet momentlerinin hesabı:

$$I_x = 37.5 \times 31.03^2 + 48 \times 29.33^2 + 121 \times 5.42^2 + 48 \times 39.87^2 + 2 \times (1.0 \times 62.5^3) / 12 = 36107 + 41292 + 3554.5 + 76302 + 40690 = 197945.5 \text{ cm}^4$$

$$W_0 = 197945.5 / 29.75 = 6653.6 \text{ cm}^3$$

$$W_u = 197945.5 / 41.75 = 4941 \text{ cm}^3$$



Şekil 5.3 : A-A birleşim kesitinde kuvvetlerin konumu.

$$\tan a_1 = N_{\max}/T_{\max} = 220.7/145.5 = 1.52$$

$$a_1 = 56.6^\circ$$

$$\sin 9^\circ = 0.156 \quad \cos 9^\circ = 0.987$$

Kiriş eksenine göre hesaplanmış olan T kesme kuvveti ile N normal kuvvetini dengeleyen A-A birleşim kesidindeki T' kesme kuvveti ile N' normal kuvvetlerini hesaplırsak;

$$R = T_{\max} / \cos 56.6^\circ = 145.5 / \cos 56.6^\circ = 264.3 \text{ kN}$$

$$T' = 264.3 \times 0.156 = 41.23 \text{ kN}$$

$$N' = 264.3 \times 0.987 = 260.86 \text{ kN}$$

Buna göre süreklilik levhasının gerilme tahkiki;

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{260.86}{219.04} + \frac{70130}{6653.6} = 11.73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 14.4 \text{ kN/cm}^2$$

Gövdeyi enleme levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin üst kenarında gerilme tahkiki;

$$\sigma_{kay,1} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{260.86}{219.04} + \frac{70130}{197945.5} = 26.45 = 10.56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 15.5 \text{ kN/cm}^2$$

Gövdeyi enleme levhaya bağlayan kaynak dikişlerinin alt kenarında gerilme tahkiki;

$$\sigma_{kay,2} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{260.86}{219.04} + \frac{70130}{197945.5} = 38.67 = 14.89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 15.5 \text{ kN/cm}^2$$

Alt başlıkla enleme levhayı birleştiren küt kaynak dikişlerinin alt kenarında gerilme tahkiki;

$$\sigma_{kay,3} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{260.86}{219.04} + \frac{70130}{4941} = 15.38 \frac{kN}{cm^2} \leq 15.5 kN/cm^2$$

T' kesme kuvvetinden dolayı gövde kaynak dikişlerinde meydana gelen kayma gerilmesi,

$$\tau_{kay,1} = \frac{41.23}{121} = 0.34 \frac{kN}{cm^2} \leq \tau_{kay,em} = 15.5 kN/cm^2$$

Gövde kaynak dikişlerinde kıyaslama gerilmesi;

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_{kay,2} + \sqrt{\sigma_{kay,2}^2 + 4\tau_{kay,1}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(14.89 + \sqrt{14.89^2 + 4 \times 0.34^2} \right) = 14.90$$

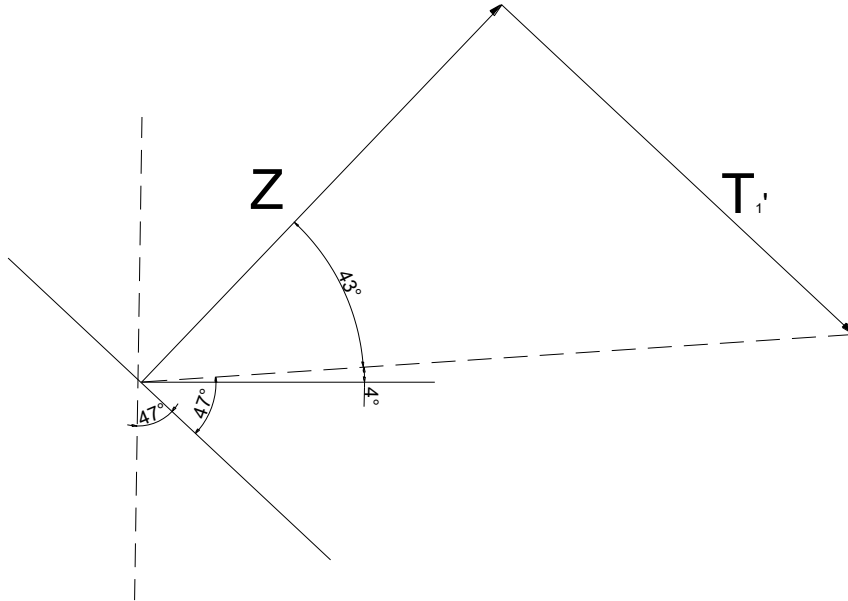
$$\leq 19 kN/cm^2$$

Süreklilik levhasında çekme kuvveti;

$$Z = 37.5 \times 11.73 = 439.9 \text{ kN}$$

Z kuvvetinden meydana gelebilecek ilave kesme kuvveti (Şekil 5.4):

$$T_1' = Z \times \tan 43^\circ = 439.9 \times \tan 43^\circ = 410.213 \text{ kN}$$



Şekil 5.4 : Çekme gerilmesi sebebiyle meydana gelen ilave kesme kuvveti.

Bu kesme kuvveti de göz alınırsa gövde kaynak dikişlerinde meydana gelecek kayma gerilmesi:

$$\tau_{kay,2} = \frac{41.23 + 410.213}{121} = 3.73 kN/cm^2 \leq \tau_{kay,em} = 15.5 kN/cm^2$$

Buna göre gövde kaynak dikişlerinde asal gerilme;

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_{kay,2} + \sqrt{\sigma_{kay,2}^2 + 4\tau_{kay,2}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(14.89 + \sqrt{14.89^2 + 4 \times 3.73^2} \right) = 15.77$$

$$\leq 19 \text{ kN/cm}^2$$

Sürekli levhasını başlık levhalarına bağlayan köşe kaynaklarında

$$a_2 = 4 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

$$l'_{\text{ger}} = 439.9 / (2 \times 0.4 \times 15.50) + 2 \times 0.4 = 35.47 + 0.8 = 36.28 \text{ cm}$$

Seçilen $l'_2 = 40 \text{ cm}$

5.2 Kiriş – Kiriş Birleşimi

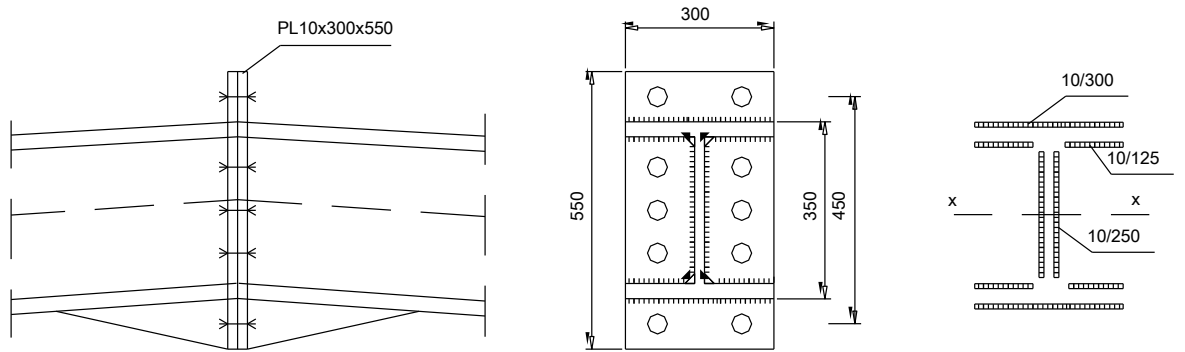
Süneklik düzeyi normal olan yapıda moment aktaran kiriş- kiriş birleşiminde, düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında ortaya çıkan iç kuvvelere göre tasarım yapılacaktır. Ayrıca DBYBHY'e göre artırılmış deprem etkisi altında bulunmuş iç kuvvetlere göre birleşim tasarımı yapılacaktır. Birleşim moment aktaran alın levhalı bulonlu birleşim olarak yapılmıştır. Alın levhası kirişlere kaynatılıp bulonla birbirine bağlanmıştır.

$$M_{\max} = 236.6 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 55 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = -212.7 \text{ kN}$$

Yukarıda verilen iç kuvvetler EİY* kombinasyonlarına göre bulunmuştur.



Şekil 5.5 : Kiriş-kiriş birleşim bölgesi.

Alın levhasına birleşen kaynakların kontrolü;

Kaynak kalınlıkları 10 mm olarak seçilmiştir.

$$a = 10 \text{ mm} < 0.7 \times t_{\min} = 0.7 \times 2.0 = 1.4 \text{ mm}$$

$$l'_1 = 300 \text{ mm} ; l_1 = 300 - 2 \times 10 = 280 \text{ mm}$$

$$l_2' = 125 \text{ mm} ; l_1 = 125 - 2 \times 10 = 105 \text{ mm}$$

$$l_3' = 250 \text{ mm} ; l_1 = 250 - 2 \times 10 = 230 \text{ mm}$$

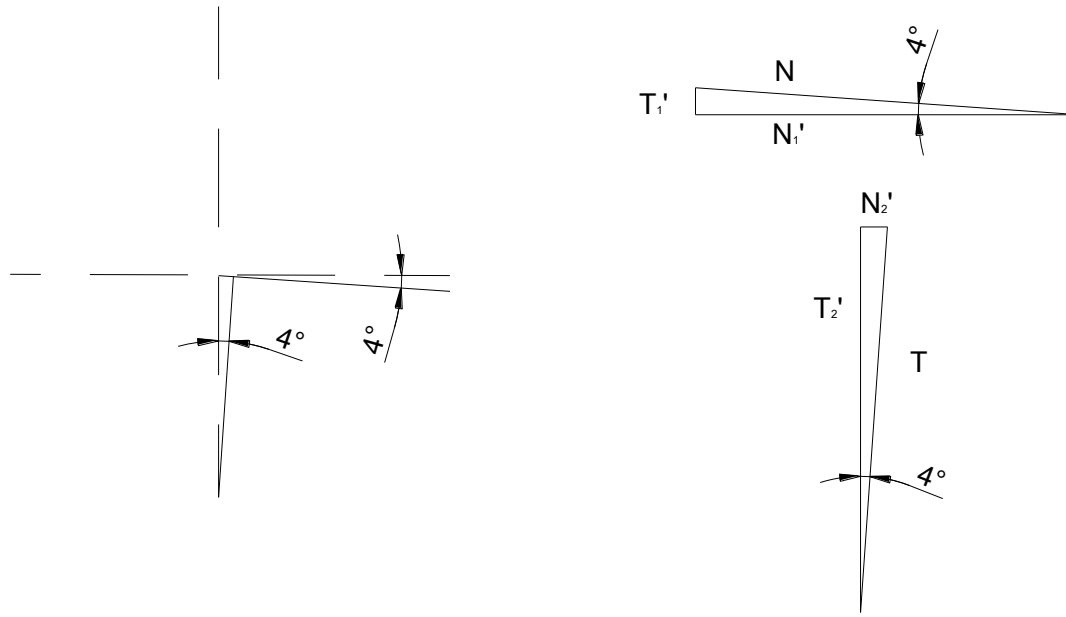
alınırsa kaynak dikişlerinin atalet ve mukavemet momenti ve kaynak alanı;

$$I_{\text{kay}} = 2 \times 1.0 \times 23.0^3 / 12 + 2 \times 28.0 \times 1.0 \times 18.0^2 + 4 \times 10.5 \times 1.0 \times 14.0^2$$

$$= 2027.8 + 18144 + 8232 = 28403.3 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{kay}} = 28403.3 / 18.5 = 1535.3 \text{ cm}^3$$

$$F_{\text{kay}} = (2 \times 28 + 2 \times 23 + 4 \times 10.5) \times 1.0 = 144 \times 1.0 = 144 \text{ cm}^2$$



Şekil 5.6 : Birleşim bölgesinde iç kuvvetlerin dağılımı.

Kiriş eksenine göre hesaplanmış olan T kesme kuvveti ile N normal kuvvetini dengeleyen birleşim kesitinde T' kesme kuvveti ile N' normal kuvvetini hesaplırsak (Şekil 5.6) ;

$$T' = N \times \sin 4^\circ + T \times \cos 4^\circ = 212.7 \times 0.07 + 55 \times 0.998 = 70.221 \text{ kN}$$

$$N' = N \times \cos 4^\circ + T \times \sin 4^\circ = 212.7 \times 0.998 + 55 \times 0.07 = 216 \text{ kN}$$

Kaynaklarda deprem durumunda emniyet gerilmesi DBYBHY Bölüm 4.2.5'e göre göre hesaplanacak olursa köşe kaynağı için;

$$\sigma_{\text{kay},em} = 1.7 \sigma_{em} = 1.7 \times 13.5 = 22.95 \text{ kN/cm}^2$$

En büyük kaynak kenar gerilmesi;

$$\sigma_{\text{kay}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{216}{144} + \frac{23660}{1535.3} = 16.91 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{\text{kay},em} = 22.95 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dakişlerinde en büyük kayma gerilmesi;

$$\tau_{kay} = \frac{70.221}{2 \times 23.0 \times 1.0} = 1.53 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{kay,em} = 22.95 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dikişleri üst kenarındaki en büyük normal gerilme;

$$\sigma_{kay} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{216}{144} + \frac{23660}{28403.3} 14.5 = 13.58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{kay,em} = 22.95 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dikişlerinde asal gerilme tahkik edilirse;

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_{kay} + \sqrt{\sigma_{kay}^2 + 4\tau_{kay}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(13.58 + \sqrt{13.58^2 + 4 \times 1.53^2} \right) = 13.75$$

$$\leq 19 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonlu birleşim hesabı;

Kiriş: I350 (St 52) $t_b = 30 \text{ mm}$

Alın levhası : (St 52) $b_l = 300 \text{ mm}$ $a = 50 \text{ mm}$

Yükleme hali EIY*

$$a_1 = a - 0.7 t_b = 50 - 0.7 \times 30 = 29 \text{ mm}$$

$$h = 350 - 29 = 321 \text{ mm}$$

$$Z = M_d / h = 23660 / 32.1 = 572.97 \text{ kN}$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{Z a_1}{b_l \sigma_v}} = \sqrt{\frac{572.97 \times 1.828}{25 \times 0.75 \times 24}} = 1.53 \text{ cm}$$

$$k = \frac{3}{8} \left(\frac{t_0}{a_1} \right)^2 = \frac{3}{8} \left(\frac{1.53}{1.828} \right)^2 = 0.26$$

$$t = t_0 \sqrt{k + \sqrt{k^2 + 9}} = 2.64 \text{ cm} \quad (\text{seçilen } t = 27 \text{ mm}).$$

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

$$A_s = Z / n \sigma_{zem} = 572.97 / (4 \times 36) = 3.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen bulon M 27 (DIN 267, 10.9) } A_s = 4.59 \text{ cm}^2$$

HEA450 başlığında açılacak maksimum delik çapı:

$$d_{max} = \sqrt{5t_f} - 0.2 = \sqrt{5 \times 2.1} - 0.2 = 3.04 \text{ cm}$$

Alın levhasında açılacak maksimum delik çapı:

$$d_{max} = \sqrt{5t} - 0.2 = \sqrt{5 \times 2.7} - 0.2 = 3.47 \text{ cm}$$

M27 bulon seçimi uygundur.

Birleşimde toplam 8 adet M27 SLP tipi bulon kullanılacaktır.

Bir bulona gelen kesme kuvveti:

$$N = 946.4 / 8 = 118.3 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{118.3}{\frac{\pi 2.7^2}{4}} = 20.66 \frac{kN}{cm^2} \leq \tau_{s,em} = 32 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_l = \frac{N}{min \Sigma t \times d} = \frac{118.3}{2.1 \times 2.7} = 20.86 \frac{kN}{cm^2} \leq \sigma_{l,em} = 36 \frac{kN}{cm^2}$$

5.3 Kiriş Eki Hesabı

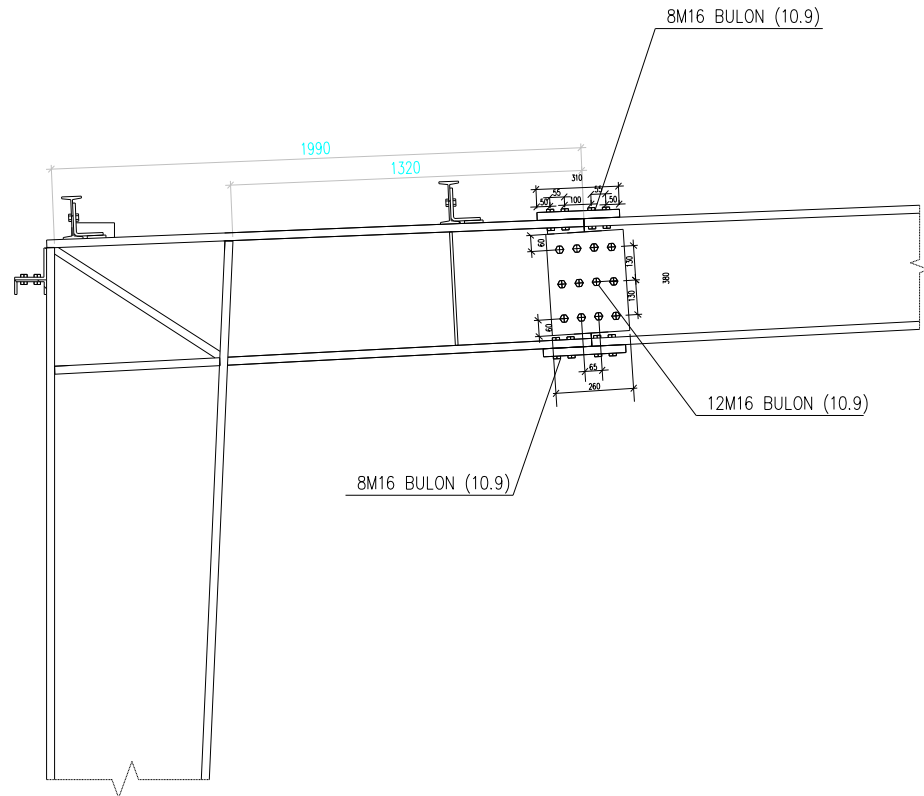
Kirişlerin ekleri moment sıfır noktasında yapılacaktır. Bu nokta kiriş kolon birleşiminden itibaren 1.3 metre sonra meydana gelmiştir.

Birleşim tasarımında kullanılacak iç kuvvetler artırılmış deprem etkilerinde ortaya çıkmıştır.

$$M = 44000 \text{ kNcm}$$

$$N = 151 \text{ kN}$$

$$T = 111.2 \text{ kN}$$



Şekil 5.7 : Kiriş eki.

Kiriş eki bulonlu birleşim olarak tasarlanacaktır. Ek yapılacak yerde her iki kiriş kesitinde levha teşkil edilip bu levhalar iki tarafından yüksek mukavemetli bulonlarla kiriş gövdesine bağlanacaktır. Böyle bir birleşim uygun bulonla tertip edilmelidir [2].

Seçilen levha kalınlığı: 1.0 cm

Açılabilir maksimum delik çapı: $\sqrt{5 t_{\min}} - 0.2 = 2.9 \text{ cm}$

Seçilen bulon: M16 SLP tipi yüksek mukavemetli bulon

$F_{gövde}$ kiriş gövdesi alanı olmak üzere kesme kuvvetinden dolayı meydana gelen gerilme;

$$\tau_{max} \cong \tau_0 = \frac{Q}{F_{gövde}} = \frac{111.2}{39} = 2.85 \frac{kN}{cm^2} \leq \tau_{s,em} = 32 \frac{kN}{cm^2}$$

Ek kesitindeki N normal kuvvetinin de üniform gerilme yayılımı kabulüne göre ek levhalarına enkesit alanları ile orantılı olarak dağılır. Buna göre, gövde ek levhaları ile başlık ek levhalarının aktaracağı normal kuvvet miktarları aşağıdaki gibi olacaktır.

$$N_g = N \frac{F_g}{F}$$

$$N_b = N \frac{F_b}{F}$$

$$F = F_b + F_g$$

$$F_b = 2 * 1.5 * 35 = 105 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 2 * 1.0 * 33 = 66 \text{ cm}^2$$

$$F = 105 + 66 = 171 \text{ cm}^2$$

$$N_g = 151 \frac{66}{171} = 58.3 \text{ kN}$$

$$N_b = 151 \frac{105}{171} = 92.7 \text{ kN}$$

Başlık eki bulonlarında gerilme tahkiki;

$$\Sigma N = \frac{M_b}{h} + \frac{N_b}{2} = \frac{44000}{480} + \frac{92.7}{2} = 138 \text{ kN}$$

n başlık ekinin bir tarafında bulunan bulon sayısı olmak üzere bir bulona gelen kuvvet;

$$N = \Sigma N / n = 138 / 4 = 34.5 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{34.5}{\frac{\pi 1.6^2}{4}} = 17.15 \frac{kN}{cm^2} \leq \tau_{s,em} = 32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \times d} = \frac{34.5}{2.0 \times 1.6} = 10.78 \leq \sigma_{l,em} = 54 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde eki bulonlarında gerilme tahkiki;

n gövde ekinin bir tarafında bulunan bulon sayısı olmak üzere bir bulona gelen normal kuvvet;

$$N_{1x}^{Ng} = \Sigma N / n = 58.3 / 6 = 19.4 \text{ kN}$$

n gövde ekinin bir tarafında bulunan bulon sayısı olmak üzere bir bulona gelen kesme kuvveti;

$$N_{1y}^Q = T / n = 111.2 / 6 = 37 \text{ kN}$$

Bir bulona gelen bileşke kuvvet;

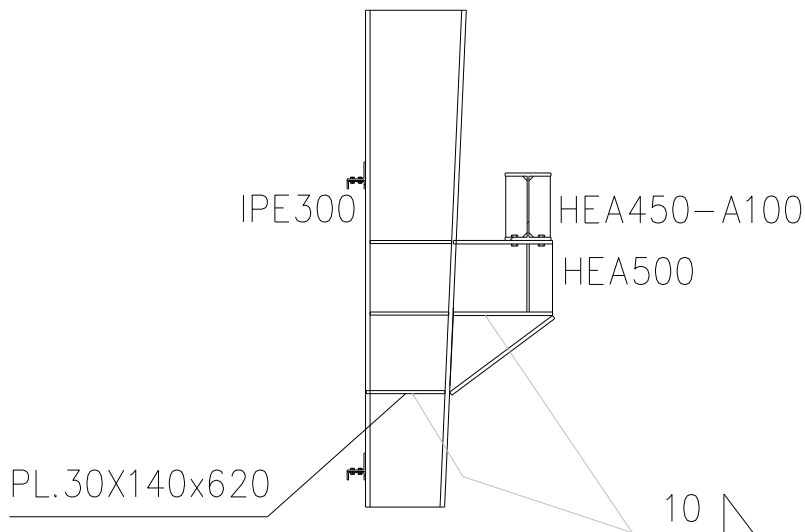
$$N = \sqrt{(N_{1x}^{Ng})^2 + (N_{1y}^Q)^2} = \sqrt{(19.4)^2 + (37)^2} = 41.8 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{41.8}{\frac{\pi 1.6^2}{4}} = 20.8 \frac{kN}{cm^2} \leq \tau_{s,em} = 32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \times d} = \frac{41.8}{2.0 \times 1.6} = 13 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{l,em} = 54 \text{ kN/cm}^2$$

5.4 Kren Konsolunun Birleşimi



Şekil 5.8 : Kren konsolu birleşimi.

Kren konsolunun kolona bağlandığı yerde kaynaklı birleşim yapılacaktır.

Kren konsolunda HEA500 profil kullanılacaktır.

Kren konsolunda meydana gelen iç kuvvetler aşağıdaki gibidir:

$$M = 55560 \text{ kNcm}$$

$$T = 556.8 \text{ kN}$$

Bu iç kuvvetler kren yüklemelerinde meydana gelmiştir (EİY).

Altbaşlık ve üstbaşlıkta kullanılacak kaynak dikişleri kalınlığı;

$$a_1 = 1.6 \text{ cm} \leq 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 2.3 = 1.61 \text{ cm}$$

$$a_2 = 1.6 \text{ cm} \leq 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 2.3 = 1.61 \text{ cm}$$

Gövdede kullanılacak kaynak dikişleri kalınlığı;

$$a_3 = 0.8 \text{ cm} \leq 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 1.2 = 0.84 \text{ cm}$$

Altbaşlık ve üstbaşlıkta kullanılacak kaynak dikişleri uzunluğu;

$$l_1 = 30 - 2 \times 1.6 = 27.2 \text{ cm}$$

$$l_2 = 11.7 - 2 \times 1.6 = 8.9 \text{ cm}$$

Gövdede kullanılacak kaynak dikişleri uzunluğu;

$$l_3 = 39 - 2 \times 0.8 = 37.4 \text{ cm}$$

Kaynak dikişlerinde atalet ve mukavemet momentleri ve kaynak alanı hesabı;

$$I_x = 2 \times 27.2 \times 1.6 \times 25.3^2 + 4 \times 1.6 \times 8.9 \times 21.4^2 + 2 \times 0.8 \times 37.4^3 / 12 = 55713 + 26885 + 14705 = 97303 \text{ cm}^4$$

$$W_x = I_x / h = 97303 / 24.5 = 4971 \text{ cm}^3$$

$$F_k = 2 \times 1.4 \times 27.2 + 4 \times 1.4 \times 8.9 + 2 \times 0.8 \times 32.8 = 76.16 + 49.84 + 52.48 = 178.48 \text{ cm}^2$$

En büyük kaynak kenar gerilmesi;

$$\sigma_{kay} = \frac{M}{W} = \frac{55560}{4971} = 11.1 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{kay,em} = 15.50 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dikişlerinde en büyük kayma gerilmesi;

$$\tau_{kay} = \frac{556.8}{2 \times 37.4 \times 0.8} = 9.3 \text{ kN/cm}^2 \leq \tau_{kay,em} = 15.50 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dikişleri üst kenarındaki en büyük normal gerilme;

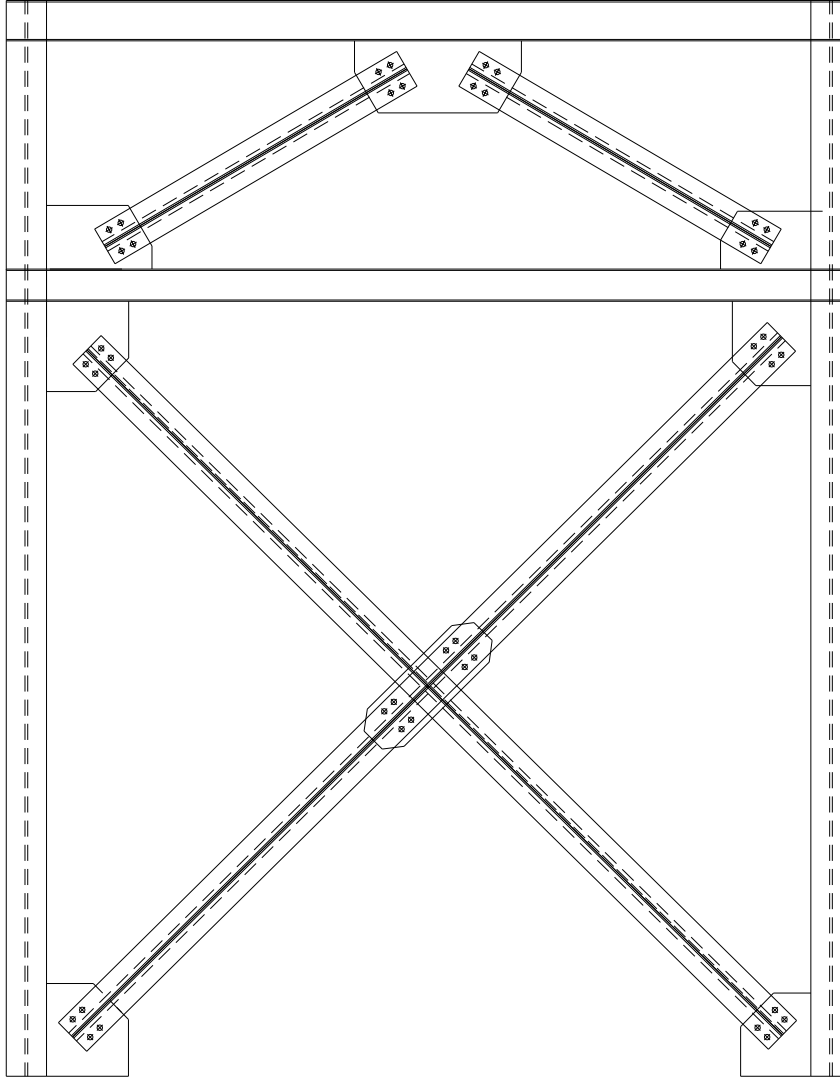
$$\sigma_{kay} = \frac{M}{W} = \frac{55560}{97303} \times 22.2 = 12.6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{kay,em} = 15.50 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde kaynak dikişlerinde asal gerilme tahkik edilirse;

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_{kay} + \sqrt{\sigma_{kay}^2 + 4\tau_{kay}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(12.6 + \sqrt{12.6^2 + 4 \times 9.3^2} \right) = 17.53 \leq 19 \text{ kN/cm}^2$$

Seçilen kaynak kalınlık ve uzunlukları uygundur.

5.5 Düşey Çaprazların Birleşim Hesabı



Şekil 5.9 : Düşey çaprazların birleşimi.

Düşey çaprazların birleşimi bulonlu olarak tasarlanmıştır.

DBYBHY'e göre çaprazların birleşimi depremin ve düşey yüklerin ortak etkisini taşıyacak kapasitede olmalı, ayrıca artırılmış deprem yüklerine göre meydana gelen iç kuvvetleri de taşımalıdır.

$N_{\max} = 155 \text{ kN}$ (G+Q-2EY kombinasyonu).

Seçilen plaka kalınlığı; 10 mm

Açılabilir maksimum delik çapı; $\sqrt{5 t_{\min}} - 0.2 = 2.04 \text{ cm}$

Seçilen bulon tipi ve çapı : M16 SL tipi bulon

Yüksek mukavemetli bir bulonun eksenine dik herbir makaslama yüzeyinden emniyetle aktarabileceği makaslama kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$N_{SL,em} = \tau_{s,em} \frac{\pi d^2}{4} = 24 \frac{\pi 1.6^2}{4} = 48.25 \text{ kN}$$

$$N_{max} / N_{SL,em} = \frac{155}{48.25} = 3.2 \rightarrow 4 \text{ adet bulon kullanılmalı}$$

Bir bulona gelen kuvvet ; $155 / 4 = 38.75 \text{ kN}$

Delik çevresinde ezilme gerilmesi aşağıdaki gibi tahkik edilir.

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \cdot d} = \frac{38.75}{1 \times 1.6} = 24.22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{l,em} = 32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bulon sayısı yeterlidir.

5.6 Çatı Çaprazlarının Birleşim Hesabı

Çatı çaprazları birleşimi uçları mafsallı olacak şekilde bulonlu olarak tasarlanacaktır.

Maksimum normal kuvvet : - 82 kN (G + Q + 2EY)

Seçilen çapraz eleman : D219.1x5

Seçilen plaka kalınlığı: 10 mm

Açılabilir maksimum delik çapı; $\sqrt{5 t_{\min}} - 0.2 = 2.04 \text{ cm}$

Seçilen bulon tipi ve çapı : M16 SL tipi bulon

Yüksek mukavemetli bir bulonun eksenine dik herbir makaslama yüzeyinden emniyetle aktarabileceği makaslama kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$N_{SL,em} = \tau_{s,em} \frac{\pi d^2}{4} = 24 \frac{\pi 1.6^2}{4} = 48.25 \text{ kN}$$

$$N_{max} / N_{SL,em} = \frac{82}{48.25} = 1.7 \rightarrow 2 \text{ adet bulon kullanılmalı}$$

Bir bulona gelen kuvvet ; $82 / 2 = 41 \text{ kN}$

Delik çevresinde ezilme gerilmesi aşağıdaki gibi tahkik edilir.

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \cdot d} = \frac{41}{1 \times 1.6} = 25.62 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{l,em} = 32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Bulon sayısı yeterlidir.

5.7 Kolon Ayağı Hesabı

Fabrika yapısının çerçeve kolon ayakları mafsallı olarak teşkil edilecektir. Mafsallı ayak, düşey kuvvetin yanında yatay reaksiyona da maruzdur. Bu ayak, kolon alt kesitinin mümkün mertebe serbestçe dönebilmesini sağlamalı ve ankastrelik momentinin doğmasını engellemelidir.

Kolon ayağında meydana gelen maksimum mesnet reaksiyonları aşağıdaki gibidir.

$$P = 715.7 \text{ kN}$$

$$H = 145.6 \text{ kN}$$

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

Yükleme hali : EİY

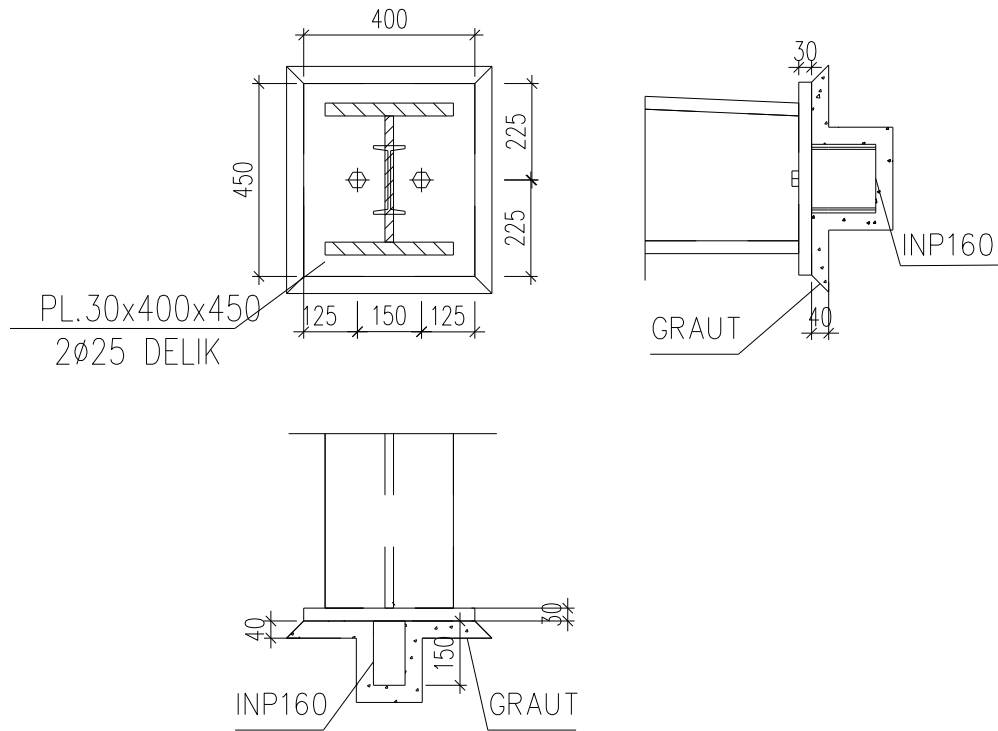
Malzeme: St52

Değişken kesitli kolonun mesnetteki kesit özellikleri aşağıdaki gibidir.

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A = 238 \text{ cm}^2$$



Şekil 5.10 : Kolon ayaklarının mafsallı teşkili.

P kuvvetinin yeterince küçük olması durumunda mafsallı kolon ayağı Şekil 5.10'de görüldüğü gibi teşkil edilebilir. Bu teşkilde kolonun alt ucuna küçük bir taban levhası kaynaklanmış ve ayak temel betonu üzerine oturtulmuştur. Yatay H kuvvetinin sürtünme yoluyla aktarılması kabul edilmediğinden, bu kuvveti aktaracak şekilde bir IPN 160 profil 15 cm boyunda parça kaynaklanmıştır. Taban levhası küçük olsa da böyle bir ayakta mafsal şartı tam olarak sağlanmış olmaz ancak pratikte mafsal ayak olarak kabul edilir [2]. Bu hesapta da böyle bir yaklaşım izlenmiştir. Kolon ayağı aşağıdaki koşulu sağlamak zorundadır.

$$p = \frac{P}{B \times D} \leq \frac{1}{2} p_{em} \quad (5.1)$$

$$p_{em} = 0.85 \frac{kN}{cm^2} \text{ (C30 temel betonu için temeldeki beton basıncı)}$$

$$p = \frac{715.7}{40 \times 45} = 0.4 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{1}{2} p_{em} = \frac{1}{2} 0.85 = 0.425 \frac{kN}{cm^2}$$

Kayma kaması tahkikleri:

$$H = 145.6 \text{ kN}$$

$$p = \frac{145.6}{11.0 \times 16.0} = 0.82 \frac{kN}{cm^2} \leq 0.85 \frac{kN}{cm^2}$$

Seçilen kayma kaması profili ve boyu uygundur.

6. OFİS BİNASINDA BİRLEŞİM HESAPLARI

6.1 Kiriş- Kolon Birleşimi

- 1) Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

Kolona birleşen kirişin a) 'da tanımlandığı şekilde hesaplanan eğilme momenti kapasitesi ve (6.1) ile hesaplanan gerekli kesme kuvveti dayanımı.

a) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.80 \times 1.1D_a$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır. Ayrıca düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının $R = 1.5$ değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır. Zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır.

Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti (6.1) ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} + 1.1D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (6.1)$$

- b) (6.2) ve (6.3)'de verilen arttırılmış yükleme durumlarından dolayı kolon yüzünde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_o E \quad (6.2)$$

$$0.9G \pm \Omega_o E \quad (6.3)$$

- 2) Birleşimin taşıma kapasitesinin hesabında, aşağıda verilen gerilme sınır değerleri kullanılacaktır.

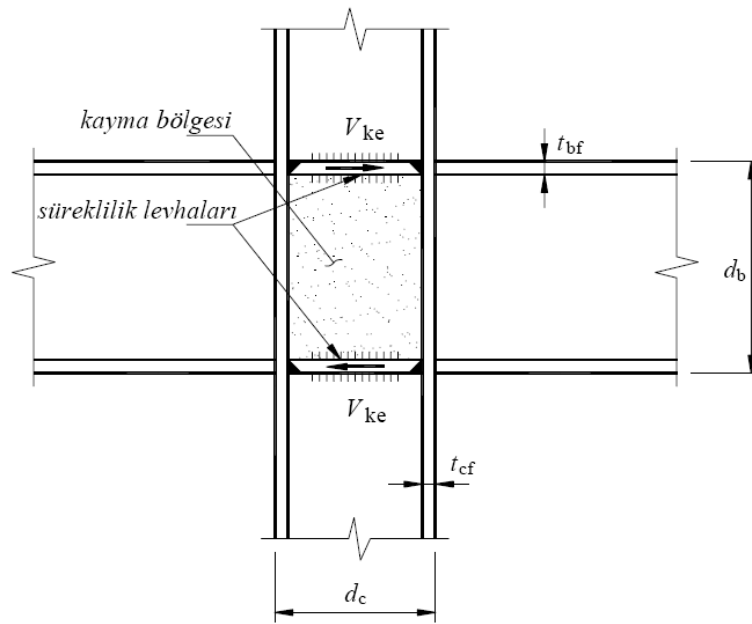
Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı : $1.7 \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : $1.7 \sigma_{em}$

Burada, σ_{em} ilgili birleşim elemanına ait emniyet gerilmelerini (normal gerilme, kayma ve ezilme gerilmeleri) göstermektedir.

- 3) Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Şekil 6.1) aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:



Şekil 6.1 : Kolon-kiriş birleşiminde kayma bölgesi.

- a) Kayma bölgesinin V_{ke} gerekli kesme kuvveti dayanımının hesabında, (6.2) ve (6.3)'de verilen arttırılmış deprem yüklemesinden meydana gelen kesme kuvveti ve (6.5) ile hesaplanan kesme kuvvetinden küçük olanı kullanılacaktır.

$$V_{ke} = 0.8 \Sigma M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (6.5)$$

- b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti dayanımı (6.6) ile hesaplanacaktır.

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için (6.7)'in sağlanması gerekmektedir.

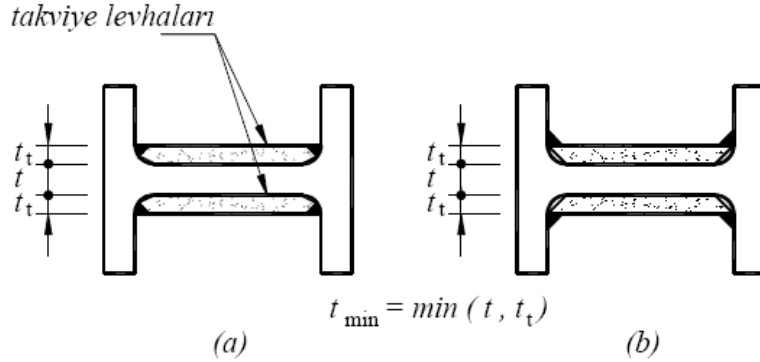
$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (6.6)$$

$$V_p \geq V_{ke} \quad (6.7)$$

- c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, $t_{\min}$, (Şekil 6.2) aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{\min} \geq u/180 \quad (6.8)$$

Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirlerine kaynakla bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanacak ve levha kalınlıkları toplamının (6.8)'i sağladığı kontrol edilecektir.



Şekil 6.2 : Kolon gövdesinde takviye levhaları.

Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır, Şekil 4.3. Bu kaynaklar, takviye levhası tarafından karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilecektir. Bu hesapta, Madde 2’de verilen kaynak gerilme kapasiteleri kullanılacaktır.

- d) Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde *süreklilik levhaları* konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır.

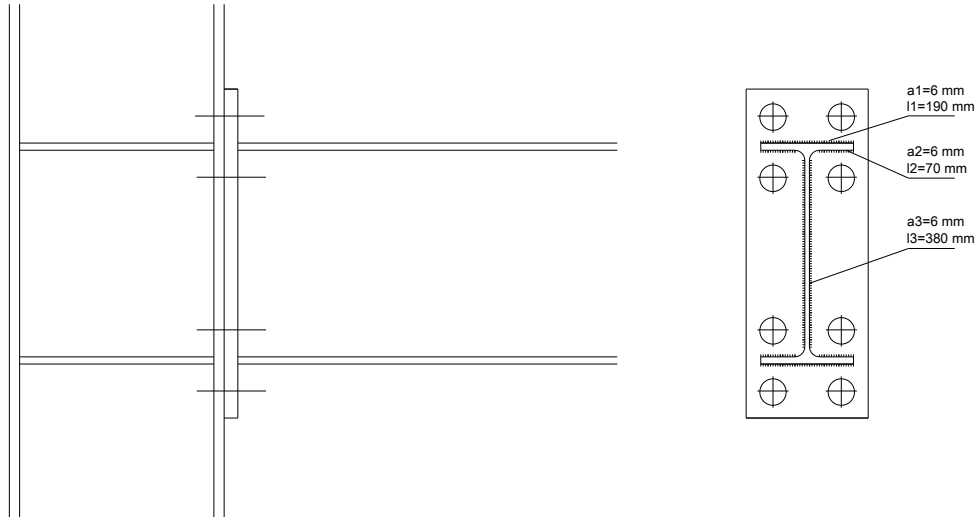
(1) Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır.

(2) Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir, (Şekil 6.1). Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

(3) Kolon başlık kalınlığının

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

koşullarının her ikisini de sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir. Ofis binasında HEA 400 kolonlarla bunlara birleşen IPE 450 kirişler kullanılmıştır.



Şekil 6.3: Kiriş-Kolon birleşimi.

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler

$$V = 107 \text{ kN}$$

M= 22300 kNcm

Kolona birleşen kirişin a)'da tanımlandığı şekilde hesaplanan eğilme momenti kapasitesi ve (6.1) ile hesaplanan gerekli kesme kuvveti dayanımı.

Eğilme momenti kapasitesi

$$0.80 \times 1.1 D_a \times M_p = 0.80 \times 1.1 \times 1.2 \times W_p \times x_{\sigma a} = 0.80 \times 1.1 \times 1.2 \times 1702 \times 24 = 43135.5 \text{ kNcm}$$

Kesme kuvveti dayanımı

$$V_e = V_{dy} + 1.1D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} = 69.32 + 1.1 \times 1.2 \frac{(2 \times 40848)}{800} = 466.7 \text{ kN}$$

Artırılmış deprem yüklemelerinden meydana gelen iç kuvvetler;

M=23217 kNcm

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için (6.7)'in sağlanması gerekmektedir.

$$V_p = 0.6 \sigma_a d_c t_p \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) = 0.6 \times 24 \times 39 \times 1.5 \left(1 + \frac{3 \times 30 \times 1.9^2}{45 \times 39 \times 1.5} \right) = 946.4 \text{ kN}$$

$$V_p = 946.4 \text{ kN} \geq V_{ke} = 632 \text{ kN}$$

g) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, $t_{\min}$, (Şekil 6.2) aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{\min} \geq u/180 \quad (6.12)$$

Bu bölümde yapılacak olan yüksek mukavemetli bulonlarla kolon-kiriş birleşim hesabı [2]'de ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Birleşimin taşınması gereken kuvvetler yukarıda elde edilmiştir.

$$M_d = 23217 \text{ kNm}$$

$$V_d = 946.4 \text{ kN}$$

Bu yöntemle göre orta bölgedeki bulonlar M momentinin aktarılmasında etkisiz olduklarından konmalarına gerek yoktur. Basınç bölgesine ise sadece tek sıra bulon konur, ancak deprem yüklemeleri altında ortaya çıkan moment değerleri tersinir olduğundan hem üst hem alt başlık hizasına da aynı şekilde bulon konulacaktır.

$$\text{Kiriş: IPE450 (St 37)} \quad t_b = 14.6 \text{ mm}$$

$$\text{Alın levhası : (St 37)} \quad b_l = 250 \text{ mm} \quad a = 55 \text{ mm}$$

$$\text{Yükleme hali EIY*}$$

$$a_1 = a - 0.7 t_b = 55 - 0.7 \times 14.6 = 44.78 \text{ mm}$$

$$h = 450 - 25.8 = 405.2 \text{ mm}$$

$$Z = M_d / h = 23217 / 40.52 = 572.97 \text{ kN}$$

$$t_0 = \sqrt{\frac{Z a_1}{b_l \sigma_v}} = \sqrt{\frac{572.97 \times 1.828}{25 \times 0.75 \times 24}} = 1.53 \text{ cm}$$

$$k = \frac{3}{8} \left(\frac{t_0}{a_1} \right)^2 = \frac{3}{8} \left(\frac{1.53}{1.828} \right)^2 = 0.26$$

$$t = t_0 \sqrt{k + \sqrt{k^2 + 9}} = 2.64 \text{ cm} \quad (\text{seçilen } t = 27 \text{ mm}).$$

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

$$A_s = Z / n \sigma_{zem} = 572.97 / (4 \times 36) = 3.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen bulon M 27 (DIN 267, 10.9) } A_s = 4.59 \text{ cm}^2$$

HEA400 başlığında açılacak maksimum delik çapı:

$$d_{max} = \sqrt{5t_f} - 0.2 = \sqrt{5 \times 2.1} - 0.2 = 3.04 \text{ cm}$$

Alın levhasında açılacak maksimum delik çapı:

$$d_{max} = \sqrt{5t} - 0.2 = \sqrt{5 \times 2.7} - 0.2 = 3.47 \text{ cm}$$

M27 bulon seçimi uygundur.

Birleşimde toplam 8 adet M27 SLP tipi bulon kullanılacaktır.

Bir bulona gelen kesme kuvveti:

$$N = 946.4/8 = 118.3 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{118.3}{\frac{\pi 2.7^2}{4}} = 20.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{s,em} = 32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \times d} = \frac{118.3}{2.1 \times 2.7} = 20.86 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{l,em} = 36 \text{ kN/cm}^2$$

Kiriş elemanı alın levhasına bağlayan kaynak dikişlerinin seçimi;

Kaynak dikişleri köşe kaynak olarak teşkil edilecektir.

$$\text{Kaynak dikişi kalınlığı: } a \leq 0.7 t_{min} = 0.7 \times 0.94 = 0.658 \text{ cm}$$

Seçilen dikiş kalınlığı: 6 mm

$$\begin{aligned} \text{Kaynak dikişleri alanı} &= [2 \times (19 - 2 \times 0.6) + 2 \times (38 - 2 \times 0.6) + 4 \times (7 - 2 \times 0.6)] \times 0.6 = \\ &= [35.6 + 73.6 + 23.2] \times 0.6 = 79.44 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kaynakta kayma gerilmesi;

$$\tau_k = \frac{V}{A} = \frac{946.4}{79.44} = 11.9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{k,em} = 1.7 \times 9 = 15.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kaynak atalet ve mukavemet momenti

$$\begin{aligned} I_x &= 2 \times (19 - 2 \times 0.6) \times 22.8^2 + 4 \times (7 - 2 \times 0.6) \times 20.74^2 + 2 \times (38 - 2 \times 0.6)^3 \times 0.6 / 12 = \\ &= 18506 + 9979 + 4983.6 = 33468.6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_x = I_x / h = 33468.6 / 22.8 = 1667.9 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_x} = \frac{23217}{1667.9} = 13.9 \leq \sigma_{k,em} = 1.7 \times 9 = 15.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Kaynak dikişlerinde asal gerilme tahkik edilirse;

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_{kay} + \sqrt{\sigma_{kay}^2 + 4\tau_{kay}^2} \right) = \frac{1}{2} \left(13.9 + \sqrt{13.9^2 + 4 \times 11.9^2} \right) = 20.73$$

$$\leq \sigma_{v,em} = 1.7 \times 12.5 = 21.25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

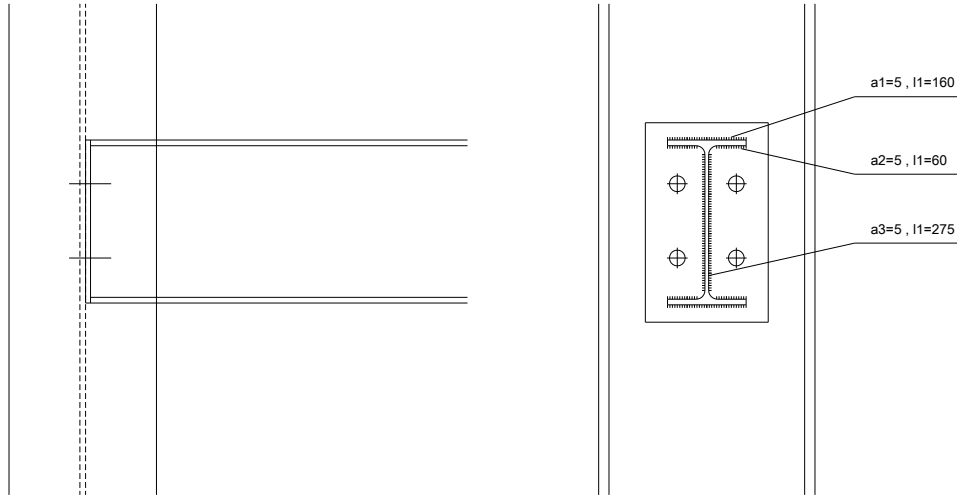
6.2 Kolon – Basit Kiriş Birleşimleri

HEA400 kolon elemana zayıf yönünden bağlanan kirişler IPE330 profillerinden teşkil edilip moment aktarmayacak şekilde basit olarak bağlanacaktır. Bu durumda bu kiriş elemanlar yalnızca kesme kuvveti aktaracaktır. Birleşim düşey kuvvetlerin ve depremin ortak etkisine karşı koyacaktır. Ayrıca artırılmış deprem etkilerine de birleşim mukavemet gösterecektir.

$$V_p = 50 \text{ kN}$$

$$D + L + (L_r \text{ veya } S)(EİY)$$

Şekil 6.5'te kolon basit kiriş birleşimi görülmektedir.



Şekil 6.5 : Kolon- basit kiriş birleşimi.

Kesme kuvveti kirişten alın levhasına kaynakla, alın levhasından kolona bulonla aktarılacaktır.

Seçilen kaynak kalınlığı : 5 mm

$$\text{Kaynak alanı : } [2 \times (16 - 2 \times 0.5) + 2 \times (27.5 - 2 \times 0.5) + 4 \times (8 - 2 \times 0.5)] \times 0.5 =$$

$$(34 + 53 + 28) \times 0.5 = 57.5 \text{ cm}^2$$

Kaynakta kayma gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{V}{A} = \frac{50}{57.5} = 0.87 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{k,em} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Birleşimde toplam 4 adet M16 SL tipi yüksek mukavemetli bulon kullanılacaktır.

Bir bulona gelen kesme kuvveti:

$$N = 50 / 4 = 12.5 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{12.5}{\frac{\pi 1.6^2}{4}} = 7.07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{s,em} = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \times d} = \frac{12.5}{1 \times 1.6} = 8.33 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{l,em} = 32 \text{ kN/cm}^2$$

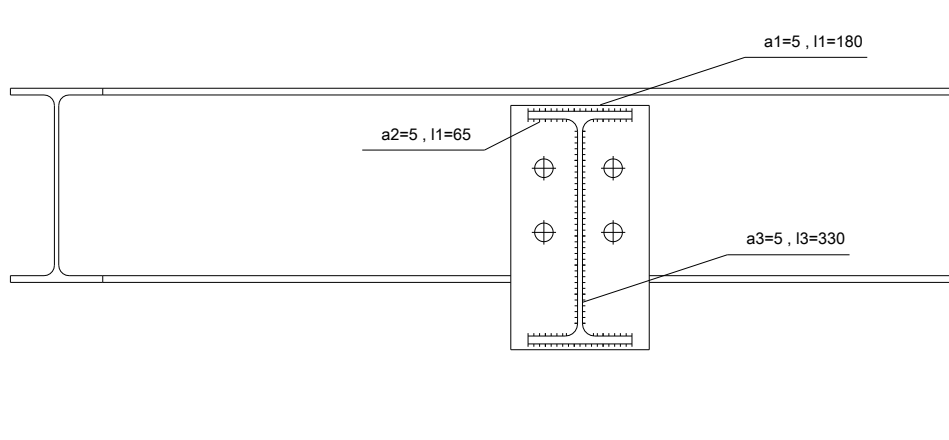
6.3 Kiriş – Kiriş Birleşimi

Ofis binasında kompozit kirişler basit olarak kenarlardaki kirişlere mesnetlenmektedir. IPE330 kiriş elemana bağlanan kompozit kirişler IPE400 profillerinden teşkil edilip moment aktarmayacak şekilde basit olarak bağlanacaktır. Bu durumda bu kiriş elemanlar yalnızca kesme kuvveti aktaracaktır. Birleşim düşey kuvvetlerin ve depremin ortak etkisine karşı koyacaktır. Ayrıca artırılmış deprem etkilerine de birleşim mukavemet gösterecektir.

Kompozit kirişler LRFD kombinasyonları kullanarak tasarlanmıştır. Kompozit kirişlerin aktardığı en büyük kesme kuvveti de bu kombinasyonlarda ortaya çıkmıştır.

$$V_p = 92.5 \text{ kN}$$

$$1.4 D + 1.6L \text{ (EİY)}$$



Şekil 6.6 : Kiriş- kompozit kiriş birleşimi.

Kesme kuvveti kompozit kirişten alın levhasına kaynakla, alın levhasından kirişe bulonla aktarılacaktır.

Seçilen kaynak kalınlığı : 5 mm

$$\text{Kaynak alanı : } [2 \times (18-2 \times 0.5) + 2 \times (33-2 \times 0.5) + 4 \times (6.5-2 \times 0.5)] \times 0.5 = (34 + 64 + 22) \times 0.5 = 60 \text{ cm}^2$$

Kaynakta kayma gerilmesi:

$$\tau_k = \frac{V}{A} = \frac{92.5}{60} = 1.54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{k,em} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Birleşimde toplam 4 adet M16 SL tipi yüksek mukavemetli bulon kullanılacaktır. Bir bulona gelen kesme kuvveti:

$$N = 92.5 / 4 = 23.12 \text{ kN}$$

Gerilme tahkikleri

$$\tau_s = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{23.12}{\frac{\pi 1.6^2}{4}} = 13.08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \tau_{s,em} = 27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{N}{\min \Sigma t \times d} = \frac{23.12}{1 \times 1.6} = 15.41 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{l,em} = 32 \text{ kN/cm}^2$$

Seçilen bulon sayısı yeterlidir.

6.4 Kolon Ayağı Hesabı

Ofis binasında çerçeve kolon ayakları mafsallı olarak teşkil edilecektir. Mafsallı ayak, düşey kuvvetin yanında yatay reaksiyona da maruzdur. Bu ayak, kolon alt kesitinin mümkün mertebe serbestçe dönebilmesini sağlamalı ve ankastrelik momentinin doğmasını engellemelidir.

Kolon ayağında meydana gelen maksimum mesnet reaksiyonları aşağıdaki gibidir.

$$P = 941 \text{ kN}$$

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

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

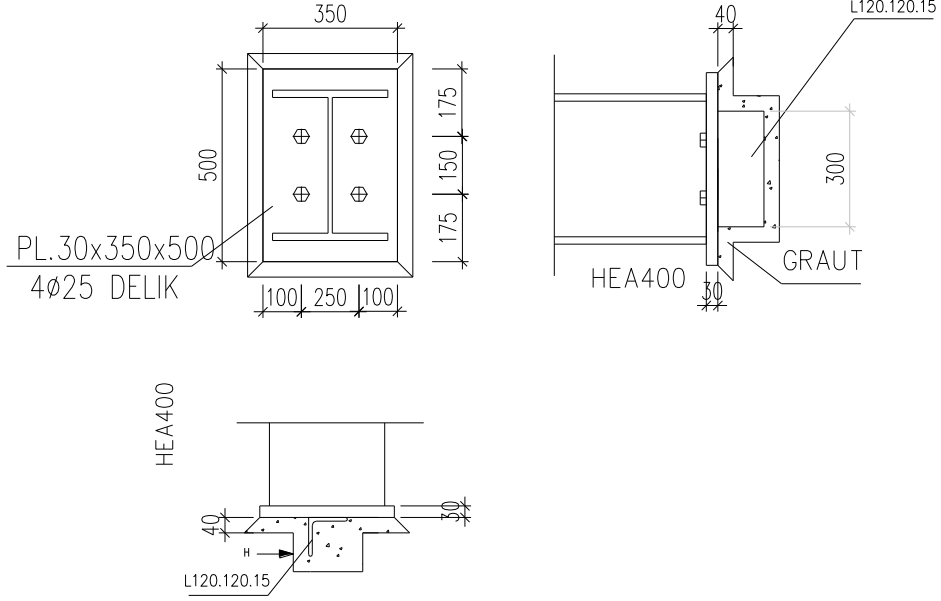
Yükleme hali : EİY

Malzeme: St37

$$h = 39 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$A = 159 \text{ cm}^2$$



Şekil 6.7 : Kolon ayaklarının mafsallı teşkili.

P kuvvetinin yeterince küçük olması durumunda mafsallı kolon ayağı Şekil 6.7’de görüldüğü gibi teşkil edilebilir. Bu teşkilde kolonun alt ucuna küçük bir taban levhası kaynaklanmış ve ayak temel betonu üzerine oturtulmuştur. Yatay H kuvvetinin sürtünme yoluyla aktarılması kabul edilmediğinden, bu kuvveti aktaracak şekilde bir L120.120.15 parça kaynaklanmıştır. Taban levhası küçük olsa da böyle bir ayakta mafsallı şartı tam olarak sağlanmış olmaz ancak pratikte mafsallı ayak olarak kabul edilir [2]. Bu hesapta da böyle bir yaklaşım izlenmiştir. Kolon ayağı aşağıdaki koşulu sağlamak zorundadır.

$$p = \frac{P}{B \times D} \leq \frac{1}{2} p_{em} \quad (6.13)$$

$$p_{em} = 0.85 \frac{kN}{cm^2} \quad (C30 temel betonu için temeldeki beton basıncı)$$

$$p = \frac{941}{50 \times 35} = 0.41 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{1}{2} p_{em} = \frac{1}{2} 0.85 = 0.425 \frac{kN}{cm^2}$$

Kayma kaması tahkikleri:

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

Kayma kaması ile beton arasında oluşan basınç gerilmesi tahkiki;

$$p = \frac{42}{8.0 \times 30.0} = 0.175 \frac{kN}{cm^2} \leq 0.85 \frac{kN}{cm^2}$$

Kayma kamasında oluşan eğilme gerilmesi tahkiki;

$$M = 42 \times 4.4 = 181 \text{ kNcm}$$

$$W = \frac{30.0 * 1.5^2}{6} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{181}{11.25} = 16.08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{\text{çem,EiY}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Seçilen kayma kaması profili ve boyu uygundur.

7. SONUÇLAR

Yapılan bu çalışma sonucunda bir sanayi kompleksinin ekonomik bir boyutlaması ortaya çıkmıştır. Yapıya gelen yüklerin gerçekçi bir şekilde tahmini, ulusal ve uluslararası kodlara uygun bir şekilde bu yüklerin yapıya etkitilmesi, yüklerin birlikte bulunma durumunun istatistiksel birleşimi olan yük kombinasyonunun oluşturulması çalışmada üzerinde durulmuş hususlardandır. Statik ve dinamik analiz yapılmak üzere yapının bilgisayar programlarında 3 boyutlu modellenmesi, malzeme mukavemet özelliklerinin bu modele uygulanması da boyutlama öncesi uygulanmış adımlardandır.

Bilgisayar programı aracılığı ile yapılmış analiz neticesinde yapıların en elverişsiz yüklemelere karşı meydana gelen iç kuvvetler bulunmuş, bu iç kuvvetlere göre güncel yönetmelik ve standartlar esas alınarak boyutlandırma yapılmıştır.

İnşaat mühendisliğinin temel uygulama alanlarından olan yapı analizi ve yapı boyutlaması üzerine yapılmış olan bu çalışmanın, teorik konuların etkili bir pratiğini teşkil etmesi, ulusal ve uluslararası yönetmelik ve standartların uygulanması konusunda deneyim oluşturmak gibi katkıları olmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara
- [2] **Deren, H., Erdoğan, U., Piroğlu, F., Çağlayan, B. Ö.**, 2008. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [3] **İMO-01.R-01**, 2005. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim - Hesap, Yapım ve Muayene Kuralları, *İMO Standart, İMO İstanbul Şubesi*, İstanbul.
- [4] **İMO-02.R-01**, 2008. Çelik Yapılar, Emniyet Gerilmesi Esasına Göre Hesap ve Proje Esasları, *İMO Standart, İMO İstanbul Şubesi*, İstanbul.
- [5] **Yorgun C.**, 2003. Kompozit Döşemeler, *Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları*, İstanbul, Türkiye.
- [6] **Eurocode 4**, 1994. Design of Composite Steel and Concrete Structures, *CEN*, Brüksel, *Belçika*
- [7] **The National Building Code Of Canada**, 1985. Part 4
- [8] **TS498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [9] **ETABS**, 2009. User's Guide. Computers and Structures, Inc., California, USA.
- [10] **SAP2000**, 2009. User's Guide. Computers and Structures, Inc., California, USA.
- [11] **AISC**, 2004. Steel Design Guide 7 – Industrial Buildings, *American Institute of Steel Construction Inc.* , USA.
- [12] **Erdoğan, U., Piroğlu, F., Çağlayan, B. Ö.**, 2002. Kafes Kiriş Çerçevesi Endüstri ve Hal Yapıları, *İMO Kurs Notları*, İstanbul.
- [13] **Uluğ T. N.**, 1977. Çelik Yapılar, *Uluğ Kitabevi*, İstanbul, Türkiye.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad : Ayten Artan

Doğum Yeri ve Tarihi : 28.09.1985

Adres : Çamlıkaltı Mah. Kalkay Sit. A-4 Blok D:4 Halkalı
KÜÇÜKÇEKMECE/İSTANBUL

Lisans Üniversite : İstanbul Teknik Üniversitesi