

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI ÇELİK ÇERÇEVE TÜRÜ BİR TAŞIYICI SİSTEMİNDE ESKİ VE
GÜNCEL YÖNETMELİK UYGULAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Fatih IRGAÇ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI ÇELİK ÇERÇEVE TÜRÜ BİR TAŞIYICI SİSTEMİNDE ESKİ VE
GÜNCEL YÖNETMELİK UYGULAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Fatih IRGAÇ
501161010**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Mecit ÇELİK

HAZİRAN 2019

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501161010 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Fatih IRGAÇ, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ÇOK KATLI ÇELİK ÇERÇEVE TÜRÜ BİR TAŞIYICI SİSTEMİNDE ESKİ VE GÜNCEL YÖNETMELİK UYGULAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Mecit ÇELİK**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Ercan YÜKSEL**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Çağrı

MOLLAMAHMUTOĞLU

Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **02 Mayıs 2019**

Savunma Tarihi : **14 Haziran 2019**



ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Mühendisliği Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tezinde her iki dik doğrultuda süneklik düzeyi yüksek 7 katlı çelik çerçevelerden oluşan işyeri binasının eski TS 648 ve DBYBHY-2007 yönetmelikleri ile güncel ÇYTHYE-2016 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre statik ve dinamik analizleri, boyutlandırmaları yapılmıştır.

Çalışmam süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yararlandığım, danışman hocam sayın Dr. Öğretim Üyesi Mecit ÇELİK'e, yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren sayın hocalarım Prof. Dr. Ahmet SAYGUN'a ve Dr. Öğretim Üyesi Cüneyt VATANSEVER'e, lisans ve yüksek lisans öğrenimim boyunca bana yol gösteren değerli arkadaşım İnş. Müh. Nurlan NUSRADDİNOV'a, İnş. Müh. Mustafa ÇİÇEK'e, hiçbir zaman maddi ve manevi desteğini benden esirgemeyen aileme teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Mayıs 2019

Fatih Irgaç
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	iviii
SEMBOLLER	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Yapının Tanımı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri.....	1
1.3 Malzeme Özellikleri.....	3
1.3.1 Yapı çeliği	3
1.3.2 Beton	3
1.3.3 Betonarme çeliği	3
1.4 Hesaplarda Kullanılan Yöntemler ve Yapılan Kabuller	3
1.5 Binada Yapısal Düzensizliklerin Kontrolü	5
1.5.1 Planda düzensizlik durumları.....	5
1.5.1.1 Planda burulma düzensizliği (A1).....	5
1.5.1.2 Döşeme süreksizliği (A2).....	6
1.5.1.3 Planda çıkıntılar bulunması (A3)	6
1.5.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları	6
1.5.2.1 Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (Zayıf kat, B1)	6
1.5.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat, B2).....	6
1.5.2.3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği (B3)	7
2. YÜK ANALİZİ.....	9
2.1 Sabit ve Hareketli Yükler	9
2.2 Kar Yüğü	10
2.2.1 TS-498'e göre kar yüğü hesabı	10
2.2.2 TS EN 1991-1-3'e göre kar yüğü hesabı	11
2.3 Rüzgâr Yüğü	13
2.3.1 TS-498'e göre rüzgâr yüğü hesabı	13
2.3.2 TS EN 1991-1-4'e göre rüzgâr yüğü hesabı	16
2.4 Toplam eşdeğer deprem yüğü hesabı	22
2.4.1 DBYBHY-2007'ye göre deprem yüğü hesabı	22
2.4.2 TBDY-2018'e göre deprem yüğü hesabı	27
3. DBYBHY-2007 ile TS-648'E GÖRE ANALİZ ve BOYUTLANDIRMA	37
3.1 Analiz Sonuçları.....	37
3.1.1 Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması	37
3.1.2 İkinci mertebe etkilerin kontrolü.....	38

3.2 Yapı Elemanlarının DBYBHY-2007 ve TS-648'e Göre Boyutlandırılması ...	39
3.2.1 Boyutlandırmada kullanılan yük birleşimleri	39
3.2.2 Tali kirişlerin boyutlandırılması	40
3.2.3 Çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması	41
3.2.4 Kolonların boyutlandırılması	44
3.2.5 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanması.....	50
4. TBDY-2018 ile ÇYTHYE-2016'YA GÖRE ANALİZ VE	
BOYUTLANDIRMA	53
4.1 Analiz Sonuçları	53
4.1.1 Görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması.....	53
4.1.2 İkinci merteye etkilerin kontrolü	55
4.2 Yapı Elemanlarının TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2016'ya Göre	
Boyutlandırılması	55
4.2.1 Boyutlandırmada kullanılan yük birleşimleri	56
4.2.2 Tali kirişlerin boyutlandırılması	58
4.2.3 Kolonların boyutlandırılması	61
4.2.4 Çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması	81
4.2.5 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanması.....	88
5. KOMPOZİT KİRİŞ HESABI ve BOYUTLANDIRMASI.....	93
6. RADYE TEMEL HESABI	99
6.1 Temelde Zımbalama Kontrolü	99
6.2 Temelde Zemin Emniyet Gerilmesi Kontrolü	100
6.3 Donatı Hesabı	101
7. YAPI ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESAPLARI.....	103
7.1 Tali Kiriş-Çerçeve Kirişi Birleşim Detayı Hesabı	103
7.2 Kolon-Kiriş Birleşim Detayı Hesabı	112
7.3 Ankastre Kolon Ayağı Hesabı.....	121
7.4 Kolon Eki Detayı Hesabı.....	125
8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER	127
KAYNAKLAR.....	133
ÖZGEÇMİŞ	135

KISALTMALAR

ASD	: Allowable Stress Design
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
ÇYTHYE	: Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
LRFD	: Load and Resistance Factor Design
SAP2000	: Structural Analysis Program
TS-498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS-500	: Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS-648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TS EN 1991-1-3	: Yapılar Üzerindeki Etkiler-Bölüm 1-3: Genel Etkiler-Kar Yükleri
TS EN 1991-1-4	: Yapılar Üzerindeki Etkiler-Bölüm 1-3: Genel Etkiler-Rüzgâr Yükleri



SEMBOLLER

a	: Köşe kaynak kalınlığı
A, A_g	: Eleman enkesit alanı
A_b	: Eleman başlık alanı
A₀	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A(T)	: Spektral ivme katsayısı
C_b	: Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini gözönüne alan katsayı
C_h	: Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına göre tanımlanan ampirik katsayı
C_{dir}	: Doğrultu katsayısı
D, D_a	: Dayanım fazlalığı katsayısı
c_e	: Maruz kalma katsayısı
C_m	: Yanal ötelenmesi önlenmemiş çerçeveler için yan al desteklemeyi gözönüne alan katsayı
C_{net}	: Net basınç katsayısı
C_{o(Z)}	: Orografi katsayısı
C_p	: Emme katsayısı
C_{pe,1}	: Taşıyıcı olmayan elemanlar için dış basınç katsayısı
C_{pe,10}	: Taşıyıcı elemanlar için dış basınç katsayısı
C_{pi}	: İç basınç katsayısı
C_{r(Z)}	: Engebelilik katsayısı
C_{season}	: Mevsim katsayısı
C_t	: Isı katsayısı
C_{v1}	: Kesme kuvveti dayanım katsayısı
d_c	: Kertme yüksekliği
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{max}	: Düşey doğrultuda oluşan maksimum yer değiştirme
f_{yd}	: Betonarme çeliği akma dayanımı
f_{yk}	: Betonarme çeliği kopma dayanımı
F_{ix}, F_{iy}	: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri
F₁	: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
F_s	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_u	: Yapı çeliğinin kopma gerilmesi
F_y	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
g	: Sabit yük
G	: Kayma modülü
h, h_x, h_y	: Eleman kesit yüksekliği
H, H_n	: Bina tabanından itibaren ölçülen toplam yükseklik
h_i	: Binanın i. katının yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_b	: Kiriş atalet momenti
I_c	: Kolon atalet momenti
i_x, i_y	: Eylemsizlik yarıçapları
I_{v(Z)}	: Türbülans şiddeti
I_x, I_y	: Atalet momenti
I_{yanal}	: Yanal doğrultuda atalet momenti

k_1	: Türbülans katsayısı
k_r	: Arazi katsayısı
L	: Açıklık mesafesi
l_b	: Kirişlerin yanal burkulmaya karşı desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık
L_p	: Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen uzunluk
M_n	: YDKT yük birleşimleri için karakteristik eğilme momenti dayanımı
$M_{pa}, M_{pü}$: Düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasiteleri
M_u	: YDKT yük birleşimleri için tasarım eğilme momenti dayanımı
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N	: Binanın kat adedi
N_i	: Her bir kattaki düğüm noktalarına gelen düşey yükler ile orantılı olarak hesaplanan yatay fiktif yükler
$P_{e, kat}$: Söz konusu kata ait elastik burkulma yükü
P_{el}	: Elemanın eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_n	: YDKT yük birleşimleri için yapısal elemanların karakteristik dayanımı
R_u	: YDKT yük birleşimleri için hesaplanan gerekli dayanım
$S_{ae}(T)$: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi
$S_{aR}(T)$: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_{DS}	: Kısa periyot bölgesi için tasarım spektral ivme katsayısı
S_1	: 1.0 saniye periyot için boyutsuz harita spektral ivme katsayıları
S_s	: Kısa periyot bölgesi için boyutsuz harita spektral ivme katsayıları
$S(T)$: Spektrum katsayısı
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_L	: Sabit spektral yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu
T_{pA}	: Ampirik hakim doğal titreşim periyodu
t_f	: Kolon veya kiriş enkesitinin başlık kalınlığı
t_w	: Kolon veya kiriş enkesitinin gövde kalınlığı
V_b	: Esas rüzgâr hızı
$V_{b,0}$: Rüzgâr hızının temel değeri
V_m	: Ortalama rüzgâr hızı
V_n	: YDKT yük birleşimleri için karakteristik kesme kuvveti dayanımı
V_t	: Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkileyen taban kesme kuvveti
V_u	: YDKT yük birleşimleri için tasarım kesme kuvveti dayanımı
W	: Toplam bina ağırlığı
W_{net}	: Net mukavemet momenti
w_e	: İç rüzgâr basıncı
w_i	: Dış rüzgâr basıncı
W_{px}, W_{py}	: Kolonların ve kirişlerin plastik mukavemet momentleri
z_0	: Engebelilik uzunluğu
$z_{0,II}$: İkinci arazi kategorisi için engebelilik uzunluğu
Δ_i	: Binanın i 'inci katındaki görelî kat ötelemesi
Δ_{imax}	: Binanın i 'inci katındaki maksimum görelî kat ötelemesi
Δ_{iort}	: Binanın i 'inci katındaki ortalama görelî kat ötelemesi
γ	: Malzeme birim hacim ağırlığı

σ_a	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{bem}	: Yalnız aksenal basınç kuvveti etkisinde hesaplanan akma gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet gerilmesi
θ_i	: Her bir deprem doğrultusu için binanın her katındaki ikinci mertebe gösterge değeri
λ_x	: Basınç elemanının kuvvetli eksene göre narinliği
λ_y	: Basınç elemanının zayıf eksene göre narinliği
δ_i	: Etkin görelî kat ötelemesi
μ_i	: Kar yükü şekil katsayısı
η_{bi}	: Bina nın i'inci katındaki burulma düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: Bina nın i'inci katındaki rijitlik düzensizliği katsayısı
ρ	: Hava yoğunluğu





ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : St 52 yapı çeliği karakteristik değerleri.....	3
Çizelge 1.2 : C25 beton sınıfının karakteristik değerleri.	3
Çizelge 1.3 : S420 betonarme çeliğinin karakteristik değerleri.....	3
Çizelge 1.4 : Burulma düzensizliği kontrolü(DBYBHY-2007).	5
Çizelge 1.5 : Burulma düzensizliği kontrolü(TBDY-2018).	5
Çizelge 1.6 : Rijitlik düzensizliği kontrolü(DBYBHY-2007).	6
Çizelge 1.7 : Rijitlik düzensizliği kontrolü(TBDY-2018).	7
Çizelge 2.1 : Zati kar yükü değerleri (kN/m ²).	10
Çizelge 2.2 : İzmit ili için zati kar yükü bölgeleri.	10
Çizelge 2.3 : Farklı topoğrafik alanlar için tavsiye edilen c_e değerleri.....	12
Çizelge 2.4 : Kar yükü şekil katsayıları.	12
Çizelge 2.5 : Yüksekliğe bağlı olarak rüzgâr hızı ve emme.	14
Çizelge 2.6 : x ve y doğrultuları için rüzgâr yükü değerleri	16
Çizelge 2.7 : Arazi kategorileri.....	17
Çizelge 2.8 : Düşey duvarlar için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri.	19
Çizelge 2.9 : b=40 m genişliğinde yüzeye gelen rüzgâr kuvvetleri(x doğrultusu)...	22
Çizelge 2.10 : b=24 m genişliğinde yüzeye gelen rüzgâr kuvvetleri(y doğrultusu)..	22
Çizelge 2.11 : Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar.	23
Çizelge 2.12 : Etkin yer ivmesi katsayısı.	23
Çizelge 2.13 : Bina önem katsayısı.	23
Çizelge 2.14 : Spektrum karakteristik periyotları.....	24
Çizelge 2.15 : Çelik binalar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı.	25
Çizelge 2.16 : Katlara etkileyen eşdeğer deprem yükleri ve kesme kuvvetleri.....	27
Çizelge 2.17 : Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları.....	28
Çizelge 2.18 : Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları.	29
Çizelge 2.19 : 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayıları.	29
Çizelge 2.20 : Deprem tasarım sınıfları(DTS).....	30
Çizelge 2.21 : Bina yükseklik sınıfları(BYS).	30
Çizelge 2.22 : Yeni yapılacak çelik binalar için performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları.	33
Çizelge 2.23 : Süneklik düzeyi yüksek çelik bina taşıyıcı sistemleri için R, D ve BYS koşulları.	33
Çizelge 2.24 : TBDY-2018 için eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanma koşulları.....	34
Çizelge 2.25 : TBDY-2018'e göre katlara etkileyen eşdeğer deprem yükleri ve kesme kuvvetleri.	35
Çizelge 3.1 : x doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (DBYBHY-2007).....	37
Çizelge 3.2 : y doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (DBYBHY-2007).....	38
Çizelge 3.3 : İkinci merteye etkilerin kontrolü (DBYBHY-2007).	38

Çizelge 3.4 : DBYBHY-2007'ye göre elemanların enkesit koşulları.	41
Çizelge 3.5 : D_a artırma katsayıları.	51
Çizelge 4.1 : x doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (TBDY-2018).	54
Çizelge 4.2 : y doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (TBDY-2018).	54
Çizelge 4.3 : İkinci mertebe etkilerin kontrolü (TBDY-2018).	55
Çizelge 4.4 : TBDY-2018'e göre elemanların enkesit koşulları.	58
Çizelge 5.1 : R_g ve R_p katsayıları.	97
Çizelge 7.1 : Bulonların karakteristik gerilme dayanımları.	103
Çizelge 7.2 : Bulonların karakteristik delik boyutları.	104
Çizelge 7.3 : Tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşimin uygulama sınırları.	115
Çizelge 8.1 : Eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre binanın burulma düzensizliğinin karşılaştırılması.	127
Çizelge 8.2 : Eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre binanın rijitlik düzensizliğinin karşılaştırılması.	128
Çizelge 8.3 : Karşılaştırmalı rüzgâr yükleri.	129
Çizelge 8.4 : DBYBHY-2007 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre karşılaştırmalı eşdeğer deprem yükleri ve kat kesme kuvvetleri.	129
Çizelge 8.5 : Görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması.	130
Çizelge 8.6 : İkinci mertebe etkilerin karşılaştırılması.	130
Çizelge 8.7 : Yapı elemanlarının ağırlıkları.	132

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Binanın bilgisayar modeli.	2
Şekil 1.2 : Binanın kat planı.	2
Şekil 2.1 : Çift eğimli çatılar için kar yükü şekil katsayıları.	12
Şekil 2.2 : Tek eğimli çatılar için kar yükü şekil katsayıları.	13
Şekil 2.3 : Yapılarda rüzgâr yükünün ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağılımı. ..	14
Şekil 2.4 : Yüzeylerdeki iç ve dış rüzgâr basınçları.	19
Şekil 2.5 : Düşey duvarlar için rüzgâr etki bölgeleri.	20
Şekil 2.7 : DBYBHY-2007'ye göre ivme spektrumu.....	26
Şekil 3.1 : Tipik kolon enkesiti.....	44
Şekil 3.2 : Ötelenmesi önlenmemiş basınç çubukları için kullanılan nomogram.	45
Şekil 3.3 : Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu.	51
Şekil 4.1 : Basınç başlığının yanal olarak desteklenmeyen uzunluğuna bağlı olarak belirlenen karakteristik eğilme momenti dayanımı.	69
Şekil 4.2 : Kirişlerde tipik yanal stabilite bağlantısı.....	86
Şekil 4.3 : Uzun doğrultudaki kirişlerde yanal stabilite bağlantıları.	86
Şekil 5.1 : Şekil verilmiş çelik sac için konstrüktif esaslar.	93
Şekil 5.2 : Kompozit kirişte pozitif eğilme momenti için plastik gerilme dağılımı. .	95
Şekil 6.1 : Zımbalama çevresi.	100
Şekil 7.1 : Tali kiriş-kiriş birleşim detayı.	105
Şekil 7.2 : Korniyerde blok kayma dayanımı için olası göçme durumu.	107
Şekil 7.3 : Kiriş gövdesinde blok kayma dayanımı için olası göçme durumu.	109
Şekil 7.4 : Korniyer üzerindeki kaynak uzunlukları.....	111
Şekil 7.5 : Kiriş kesitinde oluşabilecek plastik mafsalların yeri.....	113
Şekil 7.6 : Takviye levhası uygulama koşulları.....	114
Şekil 7.7 : Kaynak ulaşım deliği için geometri koşulları.....	115
Şekil 7.8 : Tipik kolon-kiriş birleşim detayı.....	116
Şekil 7.9 : Kolon ayağı SAP2000 modeli.....	122
Şekil 7.10 : Kolon ayağı plan görünüşü.....	122
Şekil 7.11 : Ankraj çubuğu uygulama detayları.	123
Şekil 7.12 : Taban levhası gerilme dağılımı.	124
Şekil 7.13 : 2x HEB450-2x HEB450 kolon eki detayı.....	125



ÇOK KATLI ÇELİK ÇERÇEVE TÜRÜ BİR TAŞIYICI SİSTEMDE ESKİ VE GÜNCEL YÖNETMELİK UYGULAMALARININ KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerden oluşan 7 katlı işyeri binasının eski ve güncel çelik ile deprem yönetmeliklerine göre boyutlandırması yapılmıştır.

Kocaeli Gebze’de inşa edilecek olan bina planda 40x24 m boyutlarında ve 960 m² oturma alanına sahiptir. Kat yüksekliği 3,5 metre olan binanın zemin kotundan itibaren toplam yüksekliği 24.5 metredir. Binada kompozit döşeme sistemi tercih edilmiştir. Döşemelerin plak davranışını sağlamak amacıyla kirişlere kayma çivileriyle (stud) bağlantısı yapılmıştır.

Binanın çelik taşıyıcı sistemi elemanları St52 (S355) kalitesinde yapısal çelikten oluşmaktadır. Kompozit döşemelerde C25 betonarme betonu ve S420 sınıfı betonarme çeliği kullanılmıştır.

Bina taşıyıcı sisteminin statik ve dinamik analizleri SAP2000 bilgisayar yazılımı ile yapılmıştır.

Tez çalışmasının ilk bölümünde bina taşıyıcı elemanlarının malzeme sınıfları, hesaplarda kullanılan yöntemler ve yapılan kabullere yer verilmiştir. Ayrıca eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre deprem hesaplarında kullanılacak hesap yönteminin seçilmesinde belirleyici olan yapısal düzensizlik kontrollerinin sonuçları gösterilmiştir.

İkinci bölümde, bina taşıyıcı sisteminin tasarımında esas alınan sabit yükler, hareketli yükler, kar yükü, rüzgâr yükü ve deprem yüklerinin hesapları yapılmıştır. Kar yükü ve rüzgâr yükü hesapları, eski TS-498 ve güncel Eurocode-1 yönetmeliklerine göre yapılmıştır. TS EN 1991-1-3 yönetmeliğine göre kar yükü hesabında, binanın yer aldığı kar yükü bölgesi ve yükselti koşullarının yanında çatı eğim açısı, binanın rüzgâr alma durumu ve çatıda kar yükü birikmesi durumları da dikkate alınmaktadır. TS EN 1991-1-4 yönetmeliğine göre rüzgâr yükü hesabı binanın arazi kategorisi, binanın şekli ve arazinin engebe koşullarını yansıtan parametrelerle hesaplanmaktadır. Deprem yükleri hesabı ise, güncel TBDY-2018 ve eski DBYBHY-2007’de yer alan eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılmıştır.

Üçüncü ve dördüncü bölümlerde, binanın SAP2000 bilgisayar yazılımı yardımı ile görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması, ikinci mertbe etkilerin kontrolü ve bina taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması eski ve güncel yönetmeliklere göre değerlendirilmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarının gerilme kontrolleri ASD (emniyet gerilmeleri yöntemi) ile LRFD (load and resistance factor design) yöntemlerine göre yapılmıştır.

Beşinci bölümde, ÇYTHYE-2016’ya göre basit mesnetli kompozit kiriş tasarımı yapılmıştır. Betonarme döşeme, çelik kirişe mesnetlenen trapez enkesitli çelik sac

üzerine uygulanmıştır. Çelik sac hadveleri çelik kiriş boyuna eksenine dik doğrultuda yerleştirilmiştir. Hesaplarda kullanılan başlıklı çelik ankraj ve çelik döşeme sacı konstrüktif esaslara uygun olarak belirlenmiştir.

Altıncı bölümde, TS-500'e göre tasarlanan radye temelin zımbalama dayanımı kontrolü, zemin emniyet gerilmesi kontrolü ve donatı hesabı yapılmıştır. Radye temel 80 cm kalınlığında seçilmiş ve her iki doğrultuda 1'er metre ampattan olacak şekilde (26m x 42m) ebatlarında belirlenmiştir. Radye temelde C25 betonarme betonu ve S420 sınıfı betonarme çeliği tercih edilmiştir.

Yedinci bölümde; tali kiriş-kiriş birleşimi, kolon-kiriş birleşimi, ankastre kolon ayağı ve kolon eki detaylarının hesapları yapılmıştır.

Sekizinci bölümde, eski ve güncel yönetmeliklere göre elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.



COMPARISON OF A MULTI STOREY STEEL STRUCTURE SYSTEM ACCORDING TO THE OLD AND THE NEW BUILDING CODE APPLICATIONS

SUMMARY

In this study, which is presented as a master of science thesis, 7-storey steel building that comprises of high ductile steel moment resisting frames in two directions is designed according to both old and new steel and seismic design codes.

The building which will be constructed in Gebze district of Kocaeli city has 24mx40 m dimensions on plan view with 960 m² floor area. Each story height is 3.5 meters and the total height of the building measured from ground level is 24.5 meters. It is preferred to use composite slab in building system. In order to provide the slabs' behaviour as plates, beams are connected with studs.

St52 (S355) quality structural steel is preferred for all structural members of the steel frame building. For composite slabs, C25 quality concrete and S420 quality reinforcement are used.

For dynamic analysis and static analysis of the supporting structural members, SAP2000 program is used.

In the first part of the thesis study; definition of the material classes of the structural members, methods and assumptions that are used in calculations are mentioned. Additionally, results of structural instabilities that are effective on determining calculation methods used both in the old Turkish seismic design code (DBYBHY-2007) and the new Turkish seismic design code (TBDY-2018) are stated.

In the second part of the thesis study; dead loads, live loads, snow loads, wind loads and earthquake loads which are taken into consideration for the design of structural members are calculated. Both the old TS-498 and the new Eurocode-1 codes are used for the calculation of snow loads and wind loads. Calculation of snow load according to TS EN-1991-1-3 code, apart from the old code's conditions are also considered such as roof slope angle, wind exposure condition of the building, accumulation of snow on the roof. Calculation of wind load according to TS EN-1991-1-4 code, land category of the building, geometry of the building and parameters related to orography play an important role. Earthquake loads are solved applying the method of equivalent earthquake load available in both the old and the new Turkish seismic design codes. In the old seismic design code, it was defined four different earthquake hazard regions. For each earthquake hazard region, earthquake hazard was considered to be constant which is presented with only one parameter, A_0 (effective ground acceleration coefficient). However, assuming the effective ground acceleration coefficient as a constant was not accurately enough to explain the seismic hazard. New studies in the field of earthquake sciences in recent years taught us that seismic hazard cannot truly determined. Therefore, seismic hazard is taken into consideration as a probabilistic event depending on some basic data such as active fault maps, earthquake catalogs and

ground motion prediction equations. All these data are evaluated based on the suitable statistical probability model and in considered geographical region it is calculated reach or excess size of a typical ground motion parameter at a certain time period. By taking into account the data mentioned above, Turkey Seismic Hazard Map was established with the new Turkish seismic design code in 2018. By the new seismic design code, earthquake load calculations and analysis procedures became more detailed. It will be useful to express the calculation steps of the new seismic code in this study. Firstly, it is used the seismic hazard map to obtain the map spectral acceleration coefficient at short period (namely 0.2 second) and 1.0 second period. These two map spectral acceleration coefficients were defined for the average slip wave velocity at the above reference 30 meters ground level. Therefore, these values were converted into the design spectral acceleration coefficients by multiplying local site effect coefficients. Design spectral acceleration coefficients were used to determine the graphics of horizontal design acceleration spectrum based on elastic design spectral acceleration and period. Secondly, important seismic parameters were described depending on the classification provisions available in the seismic design code. Building importance coefficients are classified into three category with building use class. Seismic design category of the building were determined depending on short period response acceleration parameter and building use class. In the new seismic design code it was defined eight building height classes based on seismic design category of the building and the height intervals.

In the third and the fourth parts of the study; forces and moments obtained by using SAP2000 software program are used to specify relative floor displacements, second order effects and design requirements of the structural members applying to old and new design provisions. D/C (demand / capacity) ratios of the structural steel members were calculated under the specified load combinations of both the old and the new steel design codes. According to the old steel design code, namely TS-648, normal stress checks and shear stress checks of steel structural members were done to determine D / C ratio. The new Turkish steel design code (ÇYTHYE) which became valid in 2016 recommends to use one of the two design methods: LRFD (load and resistance factor design) and ASD (allowable stress design). ASD method is based on the principle that is developed stresses in the structural members should not exceed approximately 50-60 percent of elastic strength limit. LRFD method is based on the principle that is resistance (strength) of the material is reduced by some constants while applied loads are increased by strength coefficients. In this thesis study, LRFD method was preferred. Bending moment strength, shear force strength and axial force strength of structural members were checked to obtain D / C ratio based on LRFD method. Additionally, deflection check under vertical loads and lateral support calculation were done for beams by taking into account the old and the new design codes.

In the fifth part of the thesis study; simply supported composite beam is designed according to the limitations and rules available in ÇYTHYE. Concrete slab is applied over the corrugated steel sheet connected to the steel beam. Composite beam strength calculations were done for the two different processes. During the construction process, it was checked the vertical deflection of the composite beam under fresh concrete cover load and live load. For the usage process, it was controlled the strength under the composite beam behaviour.

Corrugated steel sheets are placed perpendicular to the longitudinal axes of steel beam. Headed steel studs and corrugated steel sheets are suitably designed in accordance with constructive rules.

In the sixth part of the study; mat foundation is designed according to TS-500 (requirements for design and construction of reinforced concrete structures). Thickness of the foundation is chosen 80 cm and dimensions of the foundation is (26x42) m with 1 meter enlargement in both two directions. Mat foundation is checked for punching strength and allowable bearing stress and is determined required reinforcement using TS-500. It is assumed that allowable soil stress value is 300 kN/m^2 and soil spring constant is 30000 kN/m^3 . For mat foundation, C25 quality concrete and S420 quality reinforcement are preferred.

In the seventh part of the study, secondary beam-beam connection, high ductile column-beam connection, fixed-ended column base and column-column connection designs are done using new steel and seismic design codes. The strength calculations of all connection types are solved by LRFD method. Two sided clip angle is used as secondary beam-beam connection. The part of the clip angle on the secondary beam is connected with bolts and other part on the beam is connected with fillet weld. The bolt class was determined as high strength bolt with 20 mm diameters. Fillet weld thickness is chosen as 5 mm depending on the constructive rules in new steel design code. Column-beam connection is chosen as welded unreinforced flange-welded web moment connection that is available in the new Turkish seismic design code. In this type of connection detail some specified limitations were satisfied such as plastic hinge location, beam cross section height, ratio of beam span and cross section height, beam flange thickness, column cross section height, weld access hole for full penetration butt welding, type of flange plate weld and protected capacity zone. As a result of the strength calculations, it was required to use doubler plate doubler plates in panel zone and continuity plates along the two beam flange edges. Then, fixed-ended column base design calculations were done. In thesis study, due to being steel moment resisting frame system in two perpendicular directions, columns were subjected to normal force, shear force and two-way bending moment that made difficult to obtain location of the neutral axis fixed column base were difficult. Therefore, fixed-ended column base design were designed as finite element with the help of SAP2000 software program. In this finite element model, elastic compression springs were used in order to take into consideration interaction between mat foundation and base plate. It was placed pinned supports where anchor rods were available to determine tensile forces. Shear forces generated in fixed-ended column base connection with mat foundation were transmitted using square box sections. For column-column connection, it was preferred full penetration butt welding.

In the last part of the study, results of the thesis study according to the old and new codes are compared.



1. GİRİŞ

1.1 Konu

Sunulan bu tez çalışmasında, 7 katlı süneklik düzeyi yüksek, her iki doğrultuda moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan işyeri binasının güncel TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2016 yönetmelikleri ile bir önceki DBYBHY-2007 ve TS-648 yönetmelikleri esas alınarak SAP2000 bilgisayar programı yardımıyla statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Yük analizi ve betonarme detay hesapları TS-498 ve TS-500 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Tez çalışmasının son bölümünde elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak ilgili yönetmeliklerin benzerlikleri ve farklılıkları ortaya konmuştur.

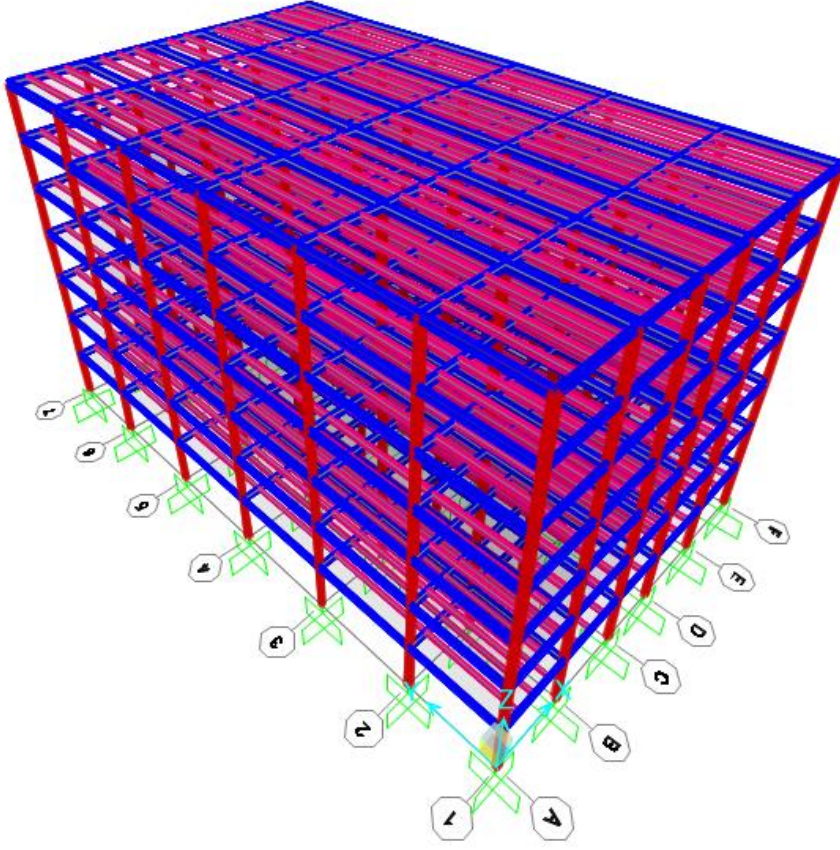
1.2 Yapının Tanımı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri

Binanın plandaki boyutları 24x40 m olup toplam yüksekliği 24.5 metredir. Bina 6 normal kat ile teras olarak kullanılan çatı katından oluşmaktadır.

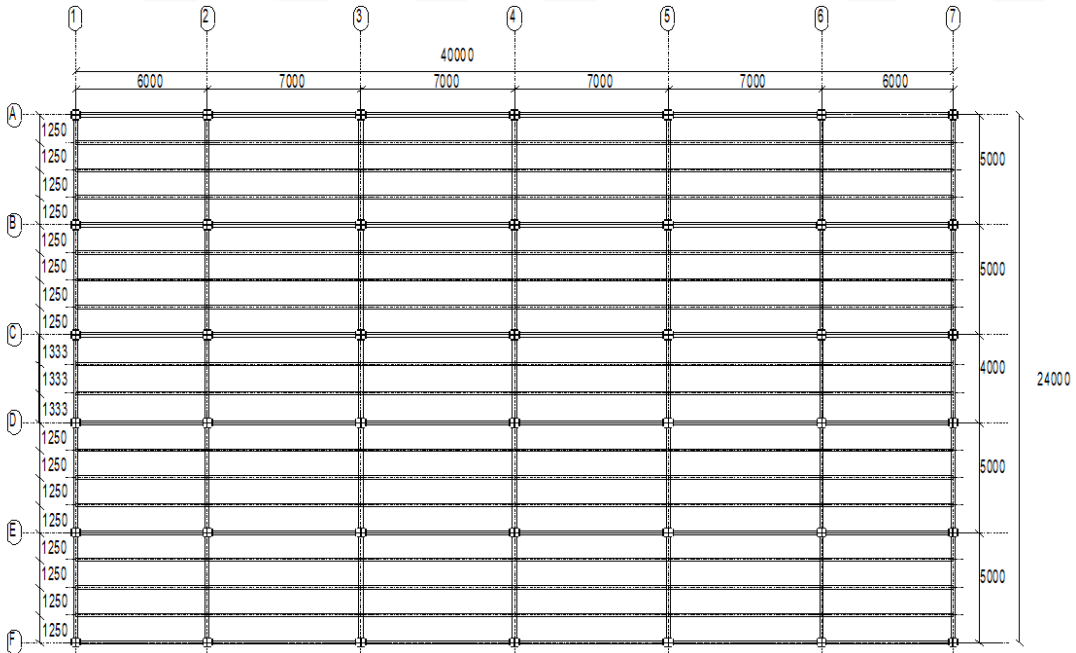
Bina her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Kolonlar bir yönde tam HEB profil ile diğer yönde aynı HEB profilin gövdeden iki eşit parçaya bölünerek HEB profile gövdenin iki yanından kaynaklanması sureti ile teşkil edilen yapma enkesitten oluşmaktadır. Çerçeve kirişleri ve çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen tali kirişler ise IPE profillerden oluşturulmuştur.

Binada döşeme sistemi, 1.25 m. ve 1.33 m. aralıklarla teşkil edilen tali kirişlere ve çerçeve kirişlerine mesnetlenen kompozit döşemeyi taşıyan trapez profilli sac levha üzerine 12.5 cm. kalınlıklı kompozit döşeme sistemi tercih edilmiştir. Döşemelerin düzlemleri içerisinde rijit diyafram davranışı oluşturması açısından kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır.

Binanın 3 boyutlu bilgisayar modeli ve kat planı sırasıyla Şekil 1.1'de ve Şekil 1.2'de gösterilmiştir.



Şekil 1.1: Binanın bilgisayar modeli.



Şekil 1.2: Bina kat planı.

1.3 Malzeme Özellikleri

Tez çalışması kapsamında bina taşıyıcı elemanlarında kullanılan malzemelerin karakteristik değerleri yapı çeliği, beton ve betonarme çeliği için Çizelge 1.1, Çizelge 1.2 ve Çizelge 1.3'te gösterilmiştir.

1.3.1 Yapı çeliği

Binanın kolon, kiriş ve tali kiriş elemanlarında St52 (S355) sınıfı yapı çeliği kullanılmıştır. St 52 yapı çeliğinin karakteristik değerleri Çizelge 1.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 1.1: St 52 yapı çeliği karakteristik değerleri.

E_s (kN/cm ²)	21000
ν	0.3
G (kN/cm ²)	8076.92
F_y (kN/cm ²)	35.5
F_u (kN/cm ²)	52

1.3.2 Beton

Binanın tüm katlarındaki kompozit döşemelerde ve bina temelinde C25 betonu tercih edilmiştir. C25 beton sınıfının karakteristik değerleri Çizelge 1.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 1.2: C25 beton sınıfının karakteristik değerleri.

Beton sınıfı	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	f_{ctd} (N/mm ²)
C25	25	17	1.8

1.3.3 Betonarme çeliği

Binanın kompozit döşemelerinde ve temelinde BÇ III (S420) sınıfı betonarme çeliği tercih edilmiştir. Betonarme çeliği için malzeme karakteristikleri Çizelge 1.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 1.3: S420 betonarme çeliğinin karakteristik değerleri.

Beton sınıfı	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)
S420	420	365

1.4 Hesaplarda Kullanılan Yöntemler ve Yapılan Kabuller

Binanın 3 boyutlu bilgisayar modelinde kolonlar, çerçeve kirişleri ve tali kirişler çubuk elemanlar olarak modellenmişlerdir. Kompozit döşeme elemanları ise bilgisayar

modelinde yük olarak alınıp statik ve betonarme hesapları ÇYTHYE Bölüm 12'ye göre yapılmıştır.

İlk bölümde deprem hesap yönteminin seçiminde belirleyici olan yapısal düzensizlik kontrolleri yapılmıştır.

Binanın yük hesapları ikinci bölümde sabit ve hareketli yükler, kar yükü, rüzgâr yükü ve deprem yükleri olarak ayrı ayrı gösterilmiştir. Kar yükü ve rüzgâr yükü hesapları hem TS-498, hem de yeni yönetmeliklerde yer alan Eurocode 1'e göre yapılmıştır. Deprem yükleri hesabında ise DBYBHY-2007 ve TBDY-2018 yönetmeliklerinde yer alan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmıştır.

Üçüncü bölümde DBYBHY-2007 ve TS-648 yönetmelikleri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarına göre görelî kat ötelemesi, ikinci mertebeye etkiler ve emniyet gerilmeleri yöntemine göre taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması kontrolleri yapılmıştır.

Dördüncü bölümde TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2016 yönetmelikleri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarına göre görelî kat ötelemesi, ikinci mertebeye etkiler ve YDKT yöntemine göre taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması kontrolleri yapılmıştır.

Beşinci bölümde ÇYTHYE-2016 yönetmeliğine göre kompozit kiriş hesabı yapılmıştır.

Altıncı bölümde TS-500'e göre radye temel hesabı ve tahkikleri yapılmıştır.

Yedinci bölümde ÇYTHYE-2016 yönetmeliği ve YDKT yöntemine göre tali kiriş-kiriş birleşimi, kolon-kiriş birleşimi, ankastre kolon ayağı ve kolon eki birleşim hesapları yapılmıştır.

Sekizinci bölümde ise tez çalışması ile ilgili değerlendirme ve sonuçlara yer verilmiştir.

1.5 Binada Yapısal Düzensizliklerin Kontrolü

DBYBHY-2007 ve TBDY-2018’de yer alan düzensizlikler; planda ve düşey doğrultuda düzensizlik durumlarından oluşmaktadır.

1.5.1 Planda düzensizlik durumları

Planda düzensizlik durumları; planda burulma düzensizliği, döşeme süreksizliği ve planda çıkıntılar bulunması durumlarını içermektedir.

1.5.1.1 Planda burulma düzensizliği (A1)

Planda burulma düzensizliği, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, bir kattaki en büyük görelî kat ötelemesinin aynı doğrultuda o kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranı olan Denklem 1.1 ile hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı, η_{bi} ’nin 1.2’den büyük olması durumudur [1,2].

$$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} > 1.2 \quad (1.1)$$

Sonuçlar her iki deprem yönetmeliği için Çizelge 1.4’te ve Çizelge 1.5’te gösterilmiştir. Her iki yönetmeliğe göre binada burulma düzensizliği yoktur.

Çizelge 1.4: Binada burulma düzensizliği kontrolü (DBYBHY-2007).

Kat	Hi (m)	Yanal yer değiştirmeler (cm)						Düzensizlik oranı	
		$\Delta_{x_{min}}$	$\Delta_{x_{max}}$	$\Delta_{x_{ort}}$	$\Delta_{y_{min}}$	$\Delta_{y_{max}}$	$\Delta_{y_{ort}}$	η_{bx}	η_{by}
7	3.5	0.170	0.238	0.204	0.225	0.248	0.237	1.1662	1.0486
6	3.5	0.281	0.392	0.336	0.361	0.399	0.380	1.1658	1.0497
5	3.5	0.384	0.538	0.461	0.492	0.544	0.518	1.1662	1.0502
4	3.5	0.467	0.654	0.561	0.596	0.659	0.627	1.1664	1.0503
3	3.5	0.519	0.726	0.623	0.655	0.726	0.691	1.1662	1.0508
2	3.5	0.507	0.709	0.608	0.624	0.693	0.659	1.1654	1.0518
1	3.5	0.298	0.414	0.356	0.346	0.386	0.366	1.1633	1.0537

Çizelge 1.5: Binada burulma düzensizliği kontrolü (TBDY-2018).

Kat	Hi (m)	Yanal yer değiştirmeler (cm)						Düzensizlik oranı	
		$\Delta_{i,min}^x$	$\Delta_{i,max}^x$	$\Delta_{i,ort}^x$	$\Delta_{i,min}^y$	$\Delta_{i,max}^y$	$\Delta_{i,ort}^y$	η_{bx}	η_{by}
7	3.5	0.168	0.235	0.202	0.236	0.260	0.248	1.1662	1.0484
6	3.5	0.290	0.405	0.348	0.394	0.435	0.415	1.1659	1.0497
5	3.5	0.408	0.571	0.489	0.551	0.609	0.580	1.1662	1.0501
4	3.5	0.503	0.704	0.604	0.677	0.748	0.713	1.1663	1.0504
3	3.5	0.563	0.788	0.676	0.750	0.831	0.791	1.1661	1.0508
2	3.5	0.553	0.772	0.663	0.718	0.796	0.757	1.1654	1.0518
1	3.5	0.325	0.452	0.389	0.399	0.444	0.422	1.1633	1.0537

1.5.1.2 Döşeme süreksizliği (A2)

Binanın herhangi bir katındaki döşemelerde merdiven, asansör, yerel döşeme boşlukları bulunmadığından ve her bir kattaki döşemelerin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalma durumu söz konusu olmadığından binada bu tür düzensizlik mevcut değildir.

1.5.1.3 Planda çıkıntılar bulunması (A3)

Binada bu türden bir düzensizlik mevcut değildir.

1.5.2 Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

Düşey doğrultuda düzensizlik durumları; komşu katlar arası dayanım ve rijitlik düzensizlikleri ile düşey taşıyıcı elemanların süreksizliği durumlarından oluşmaktadır.

1.5.2.1 Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (Zayıf Kat, B1)

Çelik yapılar için geçerli olmadığından incelenmemiştir.

1.5.2.2 Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği (Yumuşak Kat, B2)

Komşu katlar arasında rijitlik düzensizliği, birbirine dik her iki deprem doğrultusu için herhangi bir kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesine oranına bölünmesi ile elde edilen rijitlik düzensizliği katsayısı, η_{ki} 'nin 2.0'den büyük olması durumudur [1,2].

DBYBHY ve TBDY'ne göre sonuçlar Çizelge 1.6'da ve Çizelge 1.7'de gösterilmiştir.

Çizelge 1.6: Rijitlik düzensizliği kontrolü (DBYBHY-2007).

Kat	$H_i(m)$	Görelî kat ötelemesi		Rijitlik düzensizliği oranı			
		$(\Delta x_i/h_i)_{ort}$	$(\Delta y_i/h_i)_{ort}$	$\eta_{kx}(i+1)$	$\eta_{kx}(i-1)$	$\eta_{ky}(i+1)$	$\eta_{ky}(i-1)$
7	3.5	0.000583	0.000676	-	0.6067	-	0.6229
6	3.5	0.000961	0.001085	1.6483	0.7296	1.6053	0.7335
5	3.5	0.001317	0.001479	1.3707	0.8224	1.3634	0.8251
4	3.5	0.001601	0.001792	1.2160	0.9004	1.2120	0.9086
3	3.5	0.001778	0.001973	1.1106	1.0239	1.1006	1.0485
2	3.5	0.001737	0.001881	0.9767	1.7092	0.9537	1.7980
1	3.5	0.001016	0.001046	0.5851	-	0.5562	-

Çizelge 1.7: Rijitlik düzensizliği kontrolü (TBDY-2018).

Kat	Hi (m)	Görelî kat ötelemesi		Rijitlik düzensizliği oranı			
		$(\Delta_i^x/h_i)_{ort}$	$(\Delta_i^y/h_i)_{ort}$	$\eta_{kx}(i+1)$	$\eta_{kx}(i-1)$	$\eta_{ky}(i+1)$	$\eta_{ky}(i-1)$
7	3.5	0.000576	0.000709	-	0.5798	-	0.5980
6	3.5	0.000993	0.001185	1.7247	0.7104	1.6722	0.7151
5	3.5	0.001398	0.001657	1.4077	0.8108	1.3985	0.8137
4	3.5	0.001725	0.002036	1.2334	0.8935	1.2289	0.9016
3	3.5	0.001930	0.002258	1.1192	1.0195	1.1091	1.0440
2	3.5	0.001894	0.002163	0.9809	1.7061	0.9578	1.7943
1	3.5	0.001110	0.001206	0.5861	-	0.5573	-

Her iki yönetmeliğe göre rijitlik düzensizliği yoktur.

1.5.2.3 Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının süreksizliği (B3)

Binada düşey taşıyıcı elemanların bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması türünden bir düzensizlik yoktur.



2. YÜK ANALİZİ

Yapı sistemlerinin tasarımında esas alınan yükler sabit ve hareketli yükler, kar yükü, rüzgâr yükü ve deprem yükü başlıkları altında incelenmiştir.

2.1 Sabit ve Hareketli Yükler

Yapıda taşıyıcı elemanların öz ağırlıkları bilgisayar programı tarafından hesaplanmaktadır. Bunun dışında aşağıda belirtilen yükler bina modelinde döşemelere giriş bilgisi olarak verilmiştir.

Normal kat döşemesi

Asma tavan+kaplama+tesisat+sıva.....	2 kN/m ²
Çelik Sac+Betón.....	3 kN/m ²
Hafif beton tuğla duvar.....	1.1 kN/m ²
Hareketli yük.....	2 kN/m ²

Çatı katı döşemesi

Asma tavan+tesisat+kaplama+sıva.....	0.72 kN/m ²
Çatı çelik konstrüksiyonu.....	0.70 kN/m ²
Çelik Sac+Betón.....	3 kN/m ²
Hareketli yük.....	2 kN/m ²

Çatı katı parapet yükü

Duvar yükü (h= 1 m.).....	1.1 kN/m ²
---------------------------	-----------------------

Dış cephe çift katlı temperli cam yükü birim hacim ağırlığı, $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır. Çift katlı cam kalınlığı $0.006 \times 2 = 0.012 \text{ m}$. alınarak düşey yayılı yük $0.012 \times 26 = 0.312 \text{ kN/m}^2$ olarak hesaplanmıştır.

Temperli camların yerleşeceği profillerin ağırlığı 0.3 kN/m^2 alınarak toplam düşey yayılı yük $0.312+0.3=0.612 \text{ kN/m}^2$ bulunmuştur. Bu durumda normal katlardaki çevre kirişlerine gelen çizgisel yük ise $0.612 \times 3.5=2.15 \text{ kN/m}$ dir.

Çift kat temperli cam yükü..... 2.15 kN/m

2.2 Kar Yüğü

2.2.1 TS-498'e göre kar yükü hesabı

TS-498'e göre kar yükü hesabında kar yağın yüzeyin yatayla yaptığı açı ve binanın bulunduğu konunun denizden yüksekliğı dikkate alınmaktadır. Buna göre kar yağış yüksekliğı haritasına göre 4 farklı bölge tanımlanmıştır [3]. Çizelge 2.1'de binanın deniz seviyesinden yüksekliğı ve yer aldığı bölgeye göre hesaplarda kullanılması gereken zati kar yükü değerleri gösterilmiştir [3].

Çizelge 2.1: Zati kar yükü değerleri (kN/m^2).

Yapı yerinin denizden yüksekliğı (m)	BÖLGELER			
	I	II	III	IV
≤ 200	0.75	0.75	0.75	0.75
300	0.75	0.75	0.75	0.80
400	0.75	0.75	0.75	0.80
500	0.75	0.75	0.75	0.85
600	0.75	0.75	0.80	0.90
700	0.75	0.75	0.85	0.95
800	0.80	0.85	1.25	1.40
900	0.80	0.95	1.30	1.50
1000	0.80	1.05	1.35	1.60

İzmit ili merkez ve ilçelerinin kar yükü bölgeleri Çizelge 2.2'de gösterilmiştir [3].

Çizelge 2.2: İzmit ili için zati kar yükü bölgeleri.

İZMİT	
Kocaeli	II
Gebze	II
Gölcük	II
Hereke	II
Kandıra	III
Karamürsel	II
Kaynarca	III

İzmit ili Gebze ilçesinde bulunan binanın deniz seviyesinden yüksekliği 200 metreden az ve ikinci bölgede bulunduğundan çatıda oluşan zati kar yükü değeri 0.75 kN/m^2 olarak alınmıştır.

2.2.2 TS EN 1991-1-3'e göre kar yükü hesabı

TS EN 1991-1-3 yönetmeliğinde TS-498'de hesaplarda dikkate alınan binanın bulunduğu kar yükü bölgesi ve deniz seviyesine göre yükseltisi koşullarına ek olarak binanın bulunduğu topoğrafik koşullarına bağlı olarak rüzgâr alma durumu, çatı eğim açısı, binanın etrafındaki yüksek binalara bitişik olma durumuna göre çatıda kar yükü birikmesi koşulları da dikkate alınmaktadır.

TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.2'ye göre kar yükü hesabında birikmemiş çatı kar yükü düzenlemesi ve birikmiş çatı kar yükü düzenlemesi olmak üzere iki ana yük düzenlemesi dikkate alınmaktadır. Birikmemiş çatı kar yükü düzenlemesi, yalnızca çatı şekline bağlı olarak kar yükünün tanımlandığı yük düzenlemesidir. Birikmiş çatı kar yükü düzenlemesi, rüzgâr gibi bir etki sonucu kar kütlelerinin bir kısmının veya tamamının taşınarak çatının belli bir bölgesinde toplanmasına bağlı olarak kar yükünün tanımlandığı yük düzenlemesidir [4]. TS EN 1991-1-3'e göre sürekli veya geçici tasarım durumları için karakteristik çatı kar yükü değeri Denklem 2.1'e göre hesaplanmaktadır.

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2.1)$$

Denklemde yer alan terimler aşağıda açıklanmıştır.

μ_i : Kar yükü şekil katsayısı

s_k : Karakteristik zemin kar yükü değeri

C_e : Maruz kalma katsayısı

C_t : Isı katsayısı

Maruz kalma katsayısı, C_e , ısıtılmayan binalardaki çatı kar yükünün artırılması ya da azaltılmasıyla ilgili, karakteristik zemin kar yüküne bağlı bir katsayı olarak Çizelge 2.3'ten elde edilmektedir [4].

Çizelge 2.3: Farklı topografik alanlar için tavsiye edilen C_e değerleri.

Topografik bölge	C_e
Rüzgâra açık	0.8
Normal	1.0
Korunmuş	1.2

Isı katsayısı, C_i , çatıdaki ısı akımından dolayı oluşan kar erimesini dikkate almak için çatı kar yükünü azaltmada kullanılan bir katsayıdır [4].

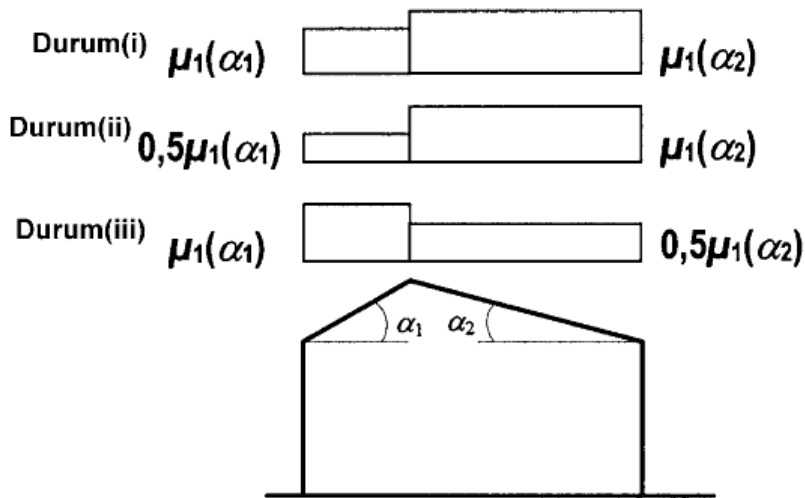
Karakteristik zemin kar yükü değeri yıllık aşılma ihtimali %2 olan özel durumlardaki kar yüklerini kapsamayan zemin üzerindeki kar yüküdür [4]. Karakteristik zemin kar yükü, s_k , TS-498’de kullanılan Çizelge 2.1’e göre belirlenecektir.

Kar yükü şekil katsayısı, μ_i , harici hava koşulları, topografik koşullar ile ısı etkiler oluşmaksızın çatı kar yükünün birikmemiş zemin kar yüküne oranı olarak tanımlanmaktadır [4]. μ_i çatı eğim açısına bağlı olarak aldığı değerler Çizelge 2.4’te gösterilmiştir.

Çizelge 2.4: Kar yükü şekil katsayıları.

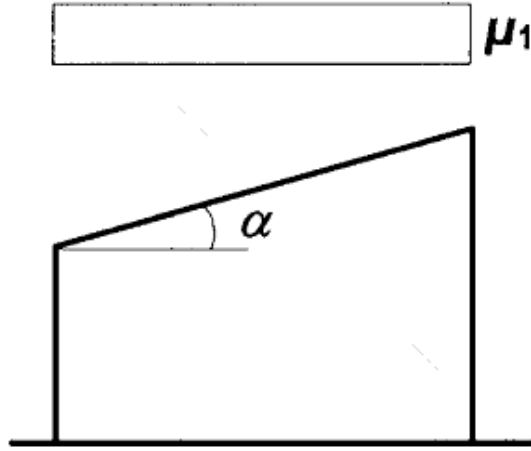
Çatı eğim açısı (α)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8(60-\alpha)/30$	0
μ_2	$0.8+0.8 \alpha/30$	1.6	-

Çatının tek eğimli ya da çift eğimli olma durumlarına göre kar yükü şekil katsayıları Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.1: Çift eğimli çatı için kar yükü şekil katsayıları [4].

Şekil 2.1’deki “Durum(i)” yüklemesi birikmemiş yük düzenlemeleri için, “Durum(ii)” ve “Durum(iii)” yüklemeleri ise birikmiş yük düzenlemeleri için kullanılmaktadır.



Şekil 2.2: Tek eğimli çatı için kar yükü şekil katsayıları [4].

Hesaplarda kullanılacak olan kar yükü değeri Denklem 2.1’e göre aşağıdaki gibi hesaplanır. Teras olarak kullanılacak olan çatı katı için düz çatı yapılacağından eğim açısı $\alpha=0^\circ$ alınmıştır. Bu durumda Çizelge 2.6’ya göre kar yükü şekil katsayıları, $\mu_1=\mu_2=0.8$ olarak belirlenir. Karakteristik zemin kar yükü değeri, s_k , Çizelge 2.2’ye göre 0.75 kN/m^2 alınmıştır.

$C_e=C_t=1$ olmak üzere hesaplarda kullanılacak karakteristik çatı kar yükü değeri, s , birikmemiş yük düzenlemesi için Denklem 2.1’e göre $s=0.8 \times 1 \times 1 \times 0.75=0.6 \text{ kN/m}^2$ olarak hesaplanmıştır.

2.3 Rüzgâr Yüğü

Rüzgâr yükleri, TS-498 ve TS EN 1991-1-4’e göre aşağıda gösterilen şekilde hesaplanmıştır.

2.3.1 TS-498’e göre rüzgâr yükü hesabı

TS-498’e göre rüzgâr yükü hesabı yapının geometrisine bağlıdır. Rüzgâr doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı yük olarak tesir eden rüzgâr yükleri binaya her iki dik doğrultu için düşey taşıyıcı elemanlara çizgisel yük olarak etkilmiştir. Yapı üst yüzeyine etkiyen rüzgar basıncı w , Denklem 2.2’ye göre hesaplanmıştır [3].

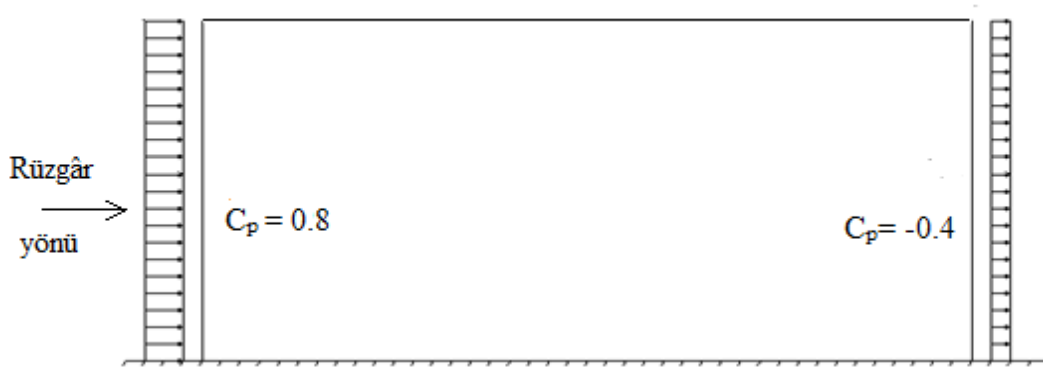
$$w = C_p \times q \quad (2.2)$$

Burada, C_p , emme katsayısı değeri dikkate alınan yüzey için rüzgârın esme yönüne bağlı olarak belirlenir [3]. Emme (rüzgâr basıncı) değeri binanın zeminden yüksekliğine bağlı olarak Çizelge 2.5'e göre belirlenmiştir.

Çizelge 2.5: Yüksekliğe bağlı olarak rüzgâr hızı ve emme [3].

Zeminden yükseklik (m.)	Rüzgâr hızı v(m/s)	Rüzgâr basıncı q(kN/m ²)
(0-8) m	28	0.5
(8-20) m	36	0.8
(20-100) m	42	1.1
>100 m	46	1.3

Emme katsayısı, C_p 'nin rüzgâr yönüne bağlı olarak aldığı değerler Şekil 2.3'te gösterilmiştir. C_p değerlerindeki (+) işareti rüzgârın taşıyıcı sistem üzerinde basınç kuvveti oluşturduğunu, (-) işareti ise rüzgârın taşıyıcı sistem üzerinde emme kuvveti oluşturduğunu ifade etmektedir.



Şekil 2.3: Yapılarda rüzgâr yükünün ana taşıyıcı sistem doğrultusunda dağılımı.

Rüzgâr yükü hesabı x doğrultusu için aşağıda gösterilmiştir.

x doğrultusu için rüzgâr yükü hesabı

1 ve 7 aksları köşe kolonlarının rüzgâr yükü aldığı açıklık, $L = 3$ m.

2 ve 6 aksları orta kolonlarının rüzgâr yükü aldığı açıklık, $L = 6.5$ m.

3, 4 ve 5 aksları orta kolonlarının rüzgâr yükü aldığı açıklık, $L = 7$ m.

a) (0-8) m. arası rüzgâr basıncı $q = 0.5$ kN/m²(Çizelge 2.5)

Taşıyıcı sistem üzerinde basınç kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p= 0.8$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.5 \times 3 = 1.2$ kN/m

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.5 \times 6.5 = 2.6 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.5 \times 7 = 2.8 \text{ kN/m}$

Taşıyıcı sistem üzerinde emme kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p = -0.4$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.5 \times 3 = -0.6 \text{ kN/m}$

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.5 \times 6.5 = -1.3 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.5 \times 7 = -1.4 \text{ kN/m}$

b) (8-20) m. arası rüzgâr basıncı $q = 0.8 \text{ kN/m}^2$

Taşıyıcı sistem üzerinde basınç kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p = 0.8$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.8 \times 3 = 1.92 \text{ kN/m}$

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.8 \times 6.5 = 4.16 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 0.8 \times 7 = 4.48 \text{ kN/m}$

Taşıyıcı sistem üzerinde emme kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p = -0.4$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.8 \times 3 = -0.96 \text{ kN/m}$

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.8 \times 6.5 = -2.08 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 0.8 \times 7 = -2.24 \text{ kN/m}$

c) (20-24.5) m. arası rüzgâr basıncı $q = 1.1 \text{ kN/m}^2$

Taşıyıcı sistem üzerinde basınç kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p = 0.8$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 1.1 \times 3 = 2.64 \text{ kN/m}$

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 1.1 \times 6.5 = 5.72 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $0.8 \times 1.1 \times 7 = 6.16 \text{ kN/m}$

Taşıyıcı sistem üzerinde emme kuvveti oluşturan rüzgâr yüklemesi($C_p = -0.4$):

1 ve 7 aksları köşe kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 1.1 \times 3 = -1.32 \text{ kN/m}$

2 ve 6 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 1.1 \times 6.5 = -2.86 \text{ kN/m}$

3, 4 ve 5 aksları orta kolonları için rüzgâr yüklemesi: $(-0.4) \times 1.1 \times 7 = -3.08 \text{ kN/m}$

y doğrultusu için rüzgâr yükü hesabı, x doğrultusu için yapılan hesap sonuçları ile birlikte Çizelge 2.6'da gösterilmiştir.

Çizelge 2.6: x ve y doğrultuları için rüzgâr yükü değerleri.

H(m)	Doğrultu	Kolonlar	q _{rüzgâr} (kN/m)	
			Basınç	Emme
(0-8)	x	1 ve 7 aksları köşe kolonları	1.20	-0.60
	x	2 ve 6 aksları orta kolonları	2.60	-1.30
	x	3, 4 ve 5 aksları orta kolonları	2.80	-1.40
	y	A ve F aksları köşe kolonları	1.00	-0.50
	y	B ve E aksları orta kolonları	2.00	-1.00
	y	C ve D aksları orta kolonları	1.80	-0.90
(8-20)	x	1 ve 7 aksları köşe kolonları	1.92	-0.96
	x	2 ve 6 aksları orta kolonları	4.16	-2.08
	x	3, 4 ve 5 aksları orta kolonları	4.48	-2.24
	y	A ve F aksları köşe kolonları	1.60	-0.80
	y	B ve E aksları orta kolonları	3.20	-1.60
	y	C ve D aksları orta kolonları	2.88	-1.44
(20-24.5)	x	1 ve 7 aksları köşe kolonları	2.64	-1.32
	x	2 ve 6 aksları orta kolonları	5.72	-2.86
	x	3, 4 ve 5 aksları orta kolonları	6.16	-3.08
	y	A ve F aksları köşe kolonları	2.20	-1.10
	y	B ve E aksları orta kolonları	4.40	-2.20
	y	C ve D aksları orta kolonları	3.96	-1.98

2.3.2 TS EN 1991-1-4'e göre rüzgâr yükü hesabı

TS EN 1991-1-4'e göre rüzgâr yükü hesabında binanın geometrisi ve boyutlarının yanında rüzgârın özellikleri, arazinin engebe durumu ve yükselti koşulları da dikkate alınmaktadır.

Rüzgâr hızının temel değeri, $V_{b,0} = 28$ m/sn'den ve binanın taşıyıcı sistemi ile birlikte yapısal ve yapısal olmayan elemanlarına gelen rüzgâr yükleri 0.50 kN/m²'den az alınmayacaktır [5]. Rüzgâr yönünü ve mevsimleri dikkate almak için rüzgâr hızının temel değerinin değiştirilmiş hali olan esas rüzgâr hızı, V_b Denklem 2.3'e göre hesaplanır.

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,0} \quad (2.3)$$

Denklem 2.3'teki doğrultu katsayısı, c_{dir} ve mevsim katsayısı, c_{season} değerleri TS EN 1991-1-4'te tavsiye edilen değer 1.0 alınarak esas rüzgâr hızı $V_b = 28$ m/sn elde edilir.

Yer seviyesinden z metre yükseklikteki rüzgâr hızı olarak tanımlanan ortalama rüzgâr hızı, $V_m(z)$ arazinin engebe durumuna, orografik koşullara ve esas rüzgâr hızına bağlı olarak Denklem 2.4 ile belirlenir [5].

$$V_m = c_r(z) c_0(z) V_b \quad (2.4)$$

Burada orografi katsayısı, $c_0(z)$, orografi etkisinin rüzgâr hızını % 5'ten fazla artırdığı durumlarda dikkate alınmaktadır [5]. İşyeri binasının inşa edileceği yerde böyle bir etkinin oluşmadığı kabulü ile orografi katsayısı, $c_0(z)$, yönetmelikte tavsiye edilen değer olan 1.0 olarak alınmıştır.

Engebelilik katsayısı, $c_r(z)$, değerinin belirlenmesinde önce Çizelge 2.7'de yer alan arazi kategorilerinden alınan engebelilik uzunluğu, z_0 ile ikinci arazi kategorisi için engebelilik uzunluğu olan $z_{0,II}$ değerleri kullanılarak Denklem 2.5'e göre arazi katsayısı, k_r , değeri hesaplanmıştır.

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (2.5)$$

İşyeri binasının inşa edileceği arazi Çizelge 2.7'ye göre IV. arazi kategorisinde yer aldığından $z_0 = 1.0$ m., $z_{min} = 10$ m ve $z_{0,II} = 0.05$ m. (arazi kategorisi II için) olur.

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{1.0}{0.05} \right)^{0.07} = 0.234$$

Çizelge 2.7: Arazi kategorileri [5].

Arazi kategorisi	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı	0.003	1
I Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz ve yatay alan	0.01	1
II Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan	0.05	2
III Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne, binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı mesafe bulunan engellere sahip alan	0.3	5
IV Yüzeyinin en az %15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan	1	10

Engebelilik katsayısı, $c_r(z)$, binanın yer seviyesinden ölçülen yüksekliğine ve arazi katsayısına bağlı olarak Denklem 2.6a ile Denklem 2.6b'den uygun olanına göre belirlenecektir [5].

$$c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad z_{min} = 10 \text{ m} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \quad (2.6a)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad z \leq z_{min} \quad (2.6b)$$

Binanın yer seviyesinden yüksekliği, $z = 24.5$ metre olduğundan Denklem 2.6a'ya göre $c_r(z) = 0.234 \times \ln(24.5/1) = 0.7485$ olarak bulunur.

Denklem 2.4'e göre ortalama rüzgâr hızı, $V_m = 0.7485 \times 1 \times 28 = 20.96$ m/sn olarak hesaplanır.

TS EN 1991-1-4 Bölüm 4.4'e göre türbülans etkisinin standart sapmasının ortalama rüzgâr hızına oranı olarak tanımlanan türbülans şiddeti, $I_v(z)$, türbülans katsayısı, orografi katsayısı ve binanın yüksekliğine bağlı olarak Denklem 2.7a ve Denklem 2.7b'den uygun olanına göre belirlenecektir. Türbülans katsayısı, k_1 , için yönetmelikte tavsiye edilen değer olan 1.0 alınmıştır [5].

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad z_{min}=10 \text{ m} \leq z \leq z_{max}=200 \text{ m} \quad (2.7a)$$

$$I_v(z) = c_r(z_{min}) \quad z \leq z_{min} \quad (2.7b)$$

$z = 24.5$ m yükseklikteki türbülans şiddeti, Denklem 2.7a'ya göre

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1.0}{1.0 \times \ln\left(\frac{24.5}{1.0}\right)} = 0.313 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Binanın üst kotu olan “z” metre yükseklikteki, ortalama ve kısa süreli hız değişikliklerini içeren tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı, $q_p(z)$, Denklem 2.8'e göre elde edilmiştir [5]. Burada hava yoğunluğu, ρ , için TS EN 1991-1-4 Bölüm 4.5'te tavsiye edilen 1.25 kg/m^3 değeri kullanılmıştır.

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)](1/2) \rho V_m^2(z) \quad (2.8)$$

$$q_p(z) = [1+7 \times 0.313] \times 0.5 \times 1.25 \times 20.96^2 \times 10^{-3} = 0.876 \text{ kN/m}^2$$

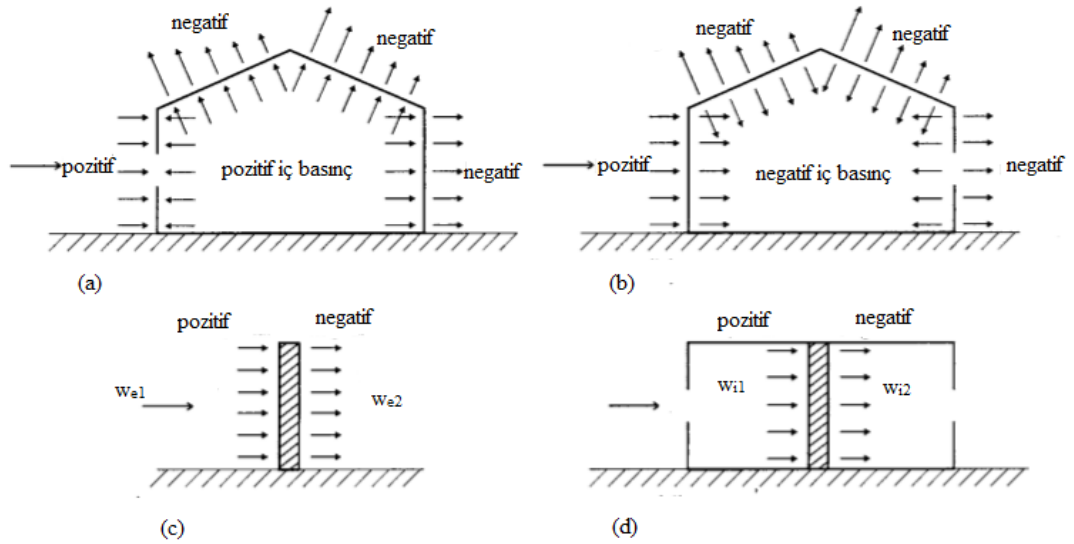
Yapının iç yüzeylerine etkiyen iç rüzgâr basıncı, w_i ile dış yüzeylerine etkiyen rüzgâr basıncı, w_e , değerleri tepe kaynaklı hız basıncı, referans yüksekliği ve basınç katsayısına bağlı olarak Denklem 2.9 ile Denklem 2.10'a göre belirlenecektir [5].

$$w_i = q(z_i) c_{pi} \quad (2.9)$$

$$w_e = q(z_e) c_{pe} \quad (2.10)$$

İç basınç katsayısı, c_{pi} , bina cephelerindeki boşlukların dağılımına ve boyutlarına bağlıdır. Ancak binada boşluk oranları belli olmadığından TS EN 1991-1-4 Bölüm 7.2.9'a göre $c_{pi} = 0.2$ ve $c_{pi} = -0.3$ iç basınç katsayılarından hesaplarda en olumsuz sonucu oluşturana kullanılacaktır.

Yüzeylerde oluşan iç ve dış rüzgâr basınçları Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



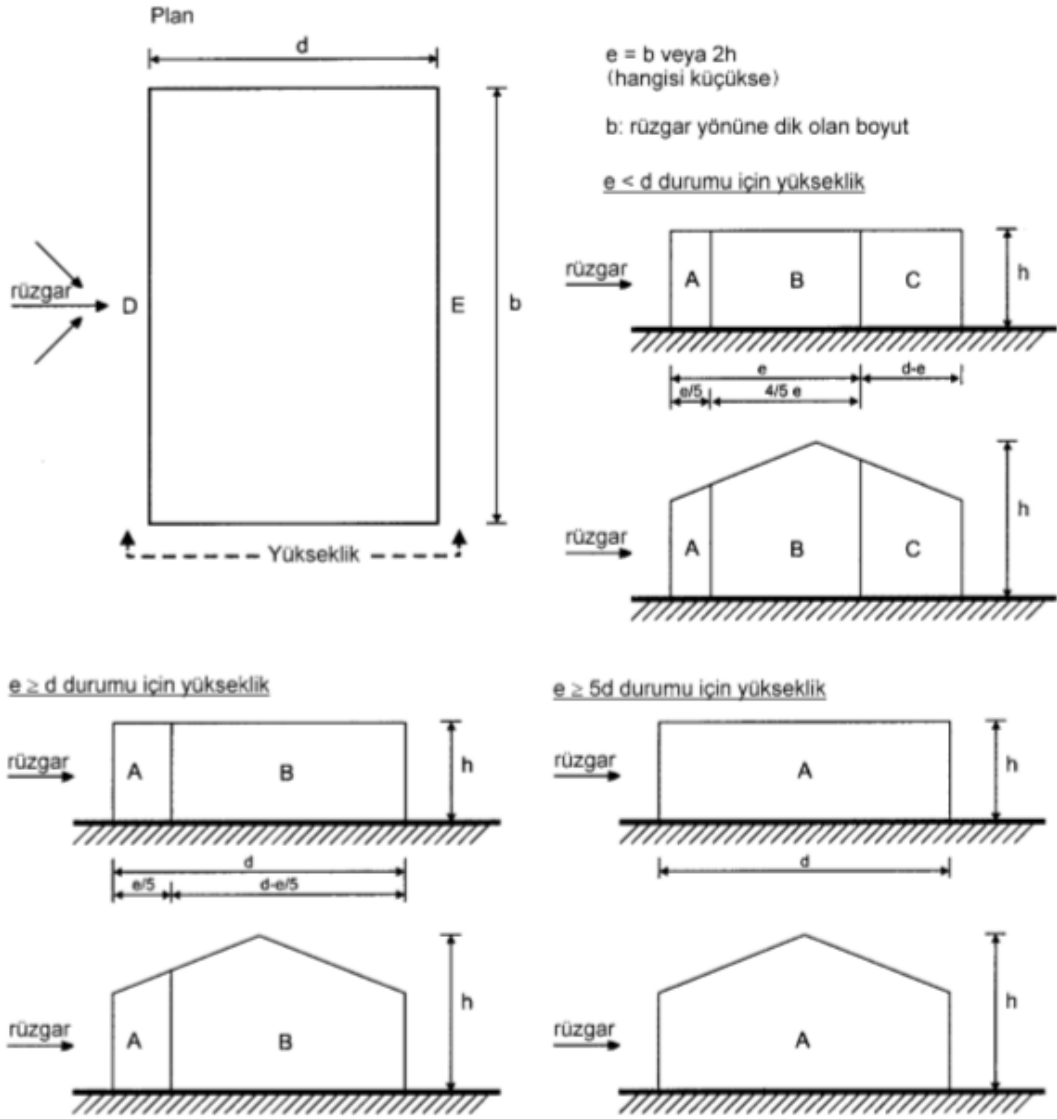
Şekil 2.4: Yüzeylelerdeki iç ve dış rüzgâr basınçları [5].

Dış basınç katsayısı, c_{pe} , bina ve bina elemanları için rüzgâr etkisinde yüklenmiş alanın boyutuna bağlıdır. Binanın cephe, çatı kaplama elemanları ve sabitleme elemanları gibi 1 m^2 ve daha küçük alanlar için dış basınç katsayısı olarak $c_{pe,1}$, binanın yük taşıyıcı elemanları için dış basınç katsayısı olarak $c_{pe,10}$ kullanılmaktadır [5]. Dış basınç katsayıları, $c_{pe,1}$ ve $c_{pe,10}$ değerleri bina yüksekliğinin binanın rüzgâr yönüne paralel doğrultudaki yüzey uzunluğuna oranına (h/d) bağlı olarak Çizelge 2.8'e göre yapılan interpolasyonla elde edilmektedir.

Çizelge 2.8: Düşey duvarlar için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri [5].

Bölge	A		B		C		D		E	
h / d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5.0	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1.0	-0.7	
1.0	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.7	1.0	-0.3	

TS EN 1991-1-4 Bölüm 7.2.2'ye dikkörtgen planlı binalar için düşey duvar etki bölgeleri Şekil 2.5'te gösterilmiştir.



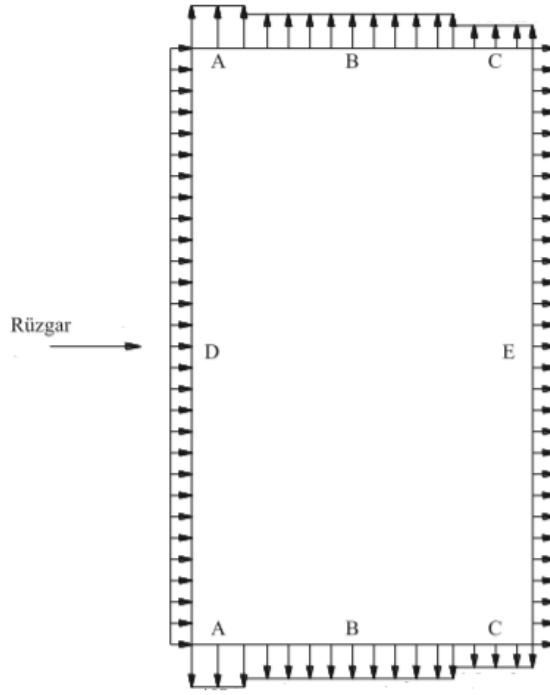
Şekil 2.5: Düşey duvarlar için rüzgâr etki bölgeleri [6].

Etki bölgelerindeki toplam rüzgâr basıncı Denklem 2.11'e göre belirlenmiştir.

$$w(z) = c_{p,net} q_p(z) \quad (2.11)$$

Denklemdaki net basınç katsayısı, $c_{p,net}$, Çizelge 2.8 ve Çizelge 2.9'a göre elde edilen dış basınç katsayıları ile iç basınç katsayılarından en olumsuz durumu oluşturan değerlerin farkı olarak alınmıştır.

Planda her iki dik doğrultuya göre simetrik olarak tasarlanan binanın D ve E yüzeylerine dik olarak gelen rüzgâr yükünden dolayı binanın karşılıklı yan yüzeylerinde (A, B ve C yüzeyleri) oluşan iç basınçlar aynı büyüklükte ve ters yönlü olacağından Şekil 2.6'da gösterildiği gibi birbirlerini dengelemektedir.



Şekil 2.6: Etki bölgelerine gelen rüzgâr basınçları.

Rüzgâr yükü hesabı, her iki doğrultuda D ve E yüzeyleri için yapılmıştır. Dikdörtgen planlı olan binada her iki dik doğrultuda rüzgârın yaklaştığı yüzey(D yüzeyi) için TS EN 1991-1-4 Bölüm 7.2.2’de yer alan bina yüksekliğinin rüzgâr doğrultusuna dik cephe uzunluğundan küçük olması koşulunun($h \leq b$) koşulu bir doğrultuda az bir farkla ($h=24.5 \text{ m} \geq b=24\text{m}$) sağlanmaması göz ardı edilerek hesaplarda rüzgâr yükü bina yüksekliği boyunca üniform olarak alınmıştır. Taşıyıcı sisteme gelen toplam üniform rüzgâr yükü, F_w , Denklem 2.12 ile hesaplanmaktadır.

$$F_w = q_p(z) c_{p,net} A_{ref} \quad (2.12)$$

Denklemde yer alan bina referans alanı, A_{ref} , kat yüksekliği ile rüzgâr basıncının çarpımı şeklinde hesaplanmaktadır.

D ve E yüzeylerinde net rüzgâr basıncı katsayıları, yukarıda Çizelge 2.8’de yer alan (h/d) oranlarına bağlı olarak x doğrultusunda $c_{p,net}=1.301$ ve y doğrultusunda $c_{p,net}=1.145$ olarak hesaplanmıştır.

Denklem 2.12’ye göre her iki doğrultu için hesaplanan üniform rüzgâr yükleri Çizelge 2.9 ve Çizelge 2.10’da gösterilmiştir. Rüzgâr yükleri kat döşemelerinin ağırlık merkezine etkiyen tekil kuvvetler olarak katlara dağıtılmıştır.

Çizelge 2.9: b=40 m genişliğindeki yüzeye gelen rüzgâr kuvvetleri (x doğrultusu).

Döşeme	Yükseklik (m)	Rüzgâr kuvveti (kN)
7. kat	1.75	79.80
6. kat	3.50	159.60
5. kat	3.50	159.60
4. kat	3.50	159.60
3. kat	3.50	159.60
2. kat	3.50	159.60
1. kat	3.50	159.60
Σ		1037.40

Çizelge 2.10: b=24 m genişliğindeki yüzeye gelen rüzgâr kuvvetleri (y doğrultusu).

Döşeme	Yükseklik (m)	Rüzgâr kuvveti (kN)
7. kat	1.75	42.13
6. kat	3.50	84.26
5. kat	3.50	84.26
4. kat	3.50	84.26
3. kat	3.50	84.26
2. kat	3.50	84.26
1. kat	3.50	84.26
Σ		547.70

2.4 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

Binanın deprem yüğü hesabı eski DBYBHY-2007 ile güncel TBDY-2018 yönetmeliklerine göre yapılmıştır.

2.4.1 DBYBHY-2007'ye göre deprem yüğü hesabı

DBYBHY-2007'ye göre yapılan hesaplarda kullanılan parametreler, ilgili tablolar ve şekiller aşağıda açıklanmıştır. Bina SAP2000 programında 3 boyutlu olarak modellenmiş ve yatay yük analizinde hesap yöntemi olarak "Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi" kullanılmıştır. DBYBHY-2007'ye göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulama koşulları Çizelge 2.11'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.11: TBDY-2018'e göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar [1].

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 25$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

Yukarıdaki şartlara göre 1. deprem bölgesinde bulunan 24.5 metre yüksekliğindeki işyeri binasında her kat için burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} \leq 2.00$ koşulu sağlandığından Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi uygulanabilmektedir.

Elastik deprem yükleri hesabında kullanılacak olan Spektral İvme Katsayısı, $A(T)$, Denklem 2.12 ile hesaplanmaktadır [1].

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (2.12)$$

A_0 , etkin yer ivmesi katsayısı 1. deprem bölgesi için Çizelge 2.12'ye göre 0.40, I , bina önem katsayısı ise Çizelge 2.13'e göre işyeri binası için 1.0 alınmıştır.

Çizelge 2.12: Etkin yer ivmesi katsayısı [1].

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Çizelge 2.13: Bina önem katsayısı [1].

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı
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, vb.)	1.5
b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depoladığı binalar	
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar	1.4
a) Okullar, diğer eğitim binaları, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar	1.2
Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	
4. Diğer binalar(Konutlar, işyerleri, oteller, endüstri yapıları,...)	1.0

Spektrum katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T 'ye bağlı olarak Denklem 2.13a, Denklem 2.13b ve Denklem 2.13c'den uygun olanı ile belirlenecektir.

$$S(T) = 1 + 1.5 T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.13a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.13b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B/T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.13c)$$

Binanın yerel zemin sınıfı Z2 olup spektrum karakteristik periyotları Çizelge 2.14'e göre $T_A=0.15$ sn. ve $T_B=0.40$ sn. olarak belirlenmiştir.

Çizelge 2.14: Spektrum karakteristik periyotları.

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

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal olmayan davranışını gözönüne almak için bina doğal titreşim periyoduna bağlı olarak Denklem 2.13a, Denklem 2.13b ve Denklem 2.13c'den uygun olanına göre hesaplanan spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri aşağıda tanımlanan deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$ 'ye bölünecektir [1]. $R_a(T)$ değeri taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R ve binanın doğal titreşim periyodu, T 'ye bağlı olarak Denklem 2.14a ve Denklem 2.14b'den uygun olanına göre belirlenecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R-1.5) T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.14a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T) \quad (2.14b)$$

Tez çalışmasında süneklik düzeyi yüksek sistem olarak tasarlanan işyeri binasının taşıyıcı sistem davranış katsayısı Çizelge 2.15'e göre belirlenmiştir.

Tez çalışmasındaki işyeri binası her iki yönde de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve bina olarak tasarlandığından taşıyıcı sistem davranış katsayıları $R_x = R_y = 8$ alınmıştır.

Çizelge 2.15: Çelik binalar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı [1].

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik düzeyi normal sistemler	Süneklik düzeyi yüksek sistemler
ÇELİK BİNALAR		
(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 perde veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu	-	8
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu	4	7

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen taban kesme kuvveti, V_t , Denklem 2.15 ile hesaplanır [1].

$$V_t = W A(T_1) / R_d(T_1) \geq 0.10 A_0 I W \quad (2.15)$$

Taban kesme kuvveti hesabında kullanılan periyot değerleri SAP2000 bilgisayar programı modelinden bulunmuştur. Denklem 2.15'teki W değeri toplam bina ağırlığıdır ve Denklem 2.16'daki w_i , kat ağırlıklarının toplamına eşittir.

$$W = \sum w_i \quad (2.16)$$

Kat ağırlıkları ise Denklem 2.17'ye göre hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + n q_i \quad (2.17)$$

Hareketli yük katılım katsayısı, n , işyeri binası için 0.30 alınmıştır [1].

SAP2000 bilgisayar programından elde edilen analiz sonuçlarına binanın doğal titreşim periyotları y doğrultusunda (birinci doğal titreşim periyodu) $T_y = 1.321$ sn., x doğrultusunda (ikinci doğal titreşim periyodu) $T_x = 1.225$ sn. bulunmuştur.

Binanın toplam ağırlığı $W = 52568.4$ kN olarak hesaplanmıştır.

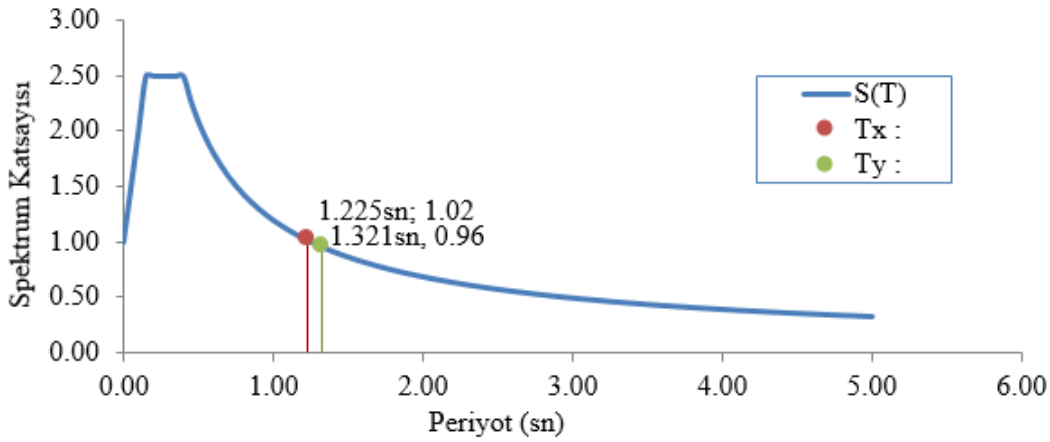
$T_y = 1.321$ sn. $> T_B = 0.40$ sn. olduğu için;

$S(T_y) = 2.5 \times (0.40/1.321)^{0.8} = 0.9613$ bulunur.

$T_x = 1.225$ sn. $> T_B = 0.40$ sn. olduğu için;

$S(T_x) = 2.5 \times (0.40/1.225)^{0.8} = 1.0211$ bulunur.

Şekil 2.7’de T_x ve T_y periyotları için ivme spektrumu grafiği gösterilmiştir.



Şekil 2.7: DBYBHY-2007’ye göre ivme spektrumu.

$T_A = 0.15$ sn. $< T_y = 1.18$ sn. olduğundan $R_a(T_y) = 8$ bulunur.

$T_A = 0.15$ sn. $< T_x = 0.91$ sn. olduğundan $R_a(T_x) = 8$ bulunur.

Spektral ivme katsayılarının hesabı Denklem 2.12’ye aşağıda hesaplanmıştır.

X yönünde spektral ivme katsayısı: $A(T_x) = 0.40 \times 1 \times 1.0211 = 0.4084$

Y yönünde spektral ivme katsayısı: $A(T_y) = 0.40 \times 1 \times 0.9613 = 0.3845$

X ve Y yönlerindeki toplam taban kesme kuvvetleri Denklem 2.15’e göre aşağıdaki gibi hesaplanır.

$V_{tx} = 52568.4 \times 0.4084 / 8 = 2684$ kN $\geq 0.10 \times 0.40 \times 1 \times 52568.4 = 2103$ kN

$V_{ty} = 52568.4 \times 0.3845 / 8 = 2527$ kN $\geq 0.10 \times 0.40 \times 1 \times 52568.4 = 2103$ kN

Binanın N’inci katına etkileyen ek eşdeğer deprem yükü (tepe kuvveti), ΔF_N değeri Denklem 2.18 ile belirlenmektedir.

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (2.18)$$

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 7 \times 2684 = 141 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 7 \times 2527 = 133 \text{ kN}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti dışında kalan kısmı her kat için Denklem 2.19'a göre katlara dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) w_i H_i / \sum w_i H_i \quad (2.19)$$

Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri Çizelge 2.16'da gösterilmiştir.

Çizelge 2.16: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve kesme kuvvetleri.

Kat	h_i (m)	H_i (m)	w_i (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)
7	3.5	24.5	6197.35	677.33	637.66	-	-
6	3.5	21.0	7728.50	573.38	539.80	677.33	637.66
5	3.5	17.5	7728.50	477.81	449.83	1250.70	1177.46
4	3.5	14.0	7728.50	382.25	359.87	1728.51	1627.30
3	3.5	10.5	7728.50	286.69	269.90	2110.76	1987.16
2	3.5	7.0	7728.50	191.13	179.93	2397.45	2257.06
1	3.5	3.5	7728.50	95.563	89.97	2588.58	2436.99
	Σ		52568.40	2684.00	2527.00	-	-

2.4.2 TBDY-2018'e göre deprem yükü hesabı

TBDY-2018'e göre deprem yükü hesabında DBYBHY-2007'ye göre yapılan en önemli değişiklik deprem bölgeleri kavramının kaldırılarak yerine, dört deprem hareketi düzeyine Türkiye deprem tehlikesi haritalarının tanımlanmış olmasıdır. Bu tanıma göre yapının inşa edileceği yer yeni deprem tehlikesi haritasında enlem ve boylam koordinatları olarak tanımlanıp bu noktanın kısa periyot (0.2 saniye) bölgesi ve 1.0 saniye periyot bölgesi için harita spektral ivme katsayıları elde edilmektedir. Harita spektrum ivme katsayıları, binanın yerel zemin sınıfına bağlı olarak elde edilen yerel zemin etki katsayıları ile çarpılarak taşıyıcı sistemin hesabında deprem etkisini dikkate alan tasarım ivme spektrumunun parametreleri olan tasarım spektral ivme katsayıları bulunur. TBDY-2018'e göre deprem hesabı adımları aşağıda sırası ile açıklanmıştır.

Tez çalışmasında incelenen bina Kocaeli ili, Gebze ilçesinde 40.7971° kuzey enlemi ve 29.4292° doğu boylamında yer almaktadır. Binanın yerel zemin sınıfının ZC ve kullanım amacının işyeri olduğu kabul edilmiştir. TBDY-2018’de bina kullanım sınıfına(BKS) göre bina önem katsayısının belirlenmesi Çizelge 2.17’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.17: Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları [2].

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS=1	Deprem sonrası kullanımı gerekli binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı 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, vb.) b) Okullar, diğer eğitim binaları, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depoladığı binalar	1.5
BKS=2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS=3	Diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, endüstri yapıları, vb.)	1.0

Çizelge 2.14’e göre işyeri binası için BKS = 3 ve bina önem katsayısı, I = 1.0 alınmıştır.

TBDY-2018 “performansa göre değerlendirme ve tasarım” ilkesine dayalı bir yönetmelik olduğundan belirli türdeki binalarda yalnızca tek bir deprem yer hareketi düzeyi için hesap ve tasarım yapmak yeterli olmamakta, farklı deprem yer hareketi düzeylerine göre de hesap yaparak bu düzeyler için binaların performanslarının belirlenmesi gerekmektedir [2]. Bu amaçla yeni yönetmelikte dört farklı deprem yer hareketi düzeyleri tanımlanmıştır. Tez çalışması kapsamında yapılan işyeri binasının hesap ve tasarımı, TBDY-2018’de spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan, 475 yıl dönüş periyotlu seyrek deprem yer hareketi olarak tanımlı DD-2 deprem yer hareketi düzeyine göre yapılmıştır. DD-2 deprem yer hareketi düzeyi,

DBYBHY-2007’de tanımlanmış olan tasarım depremi ile aynı deprem yer hareketi düzeyine denk gelmektedir.

TBDY-2018’de deprem yer hareketi spektrumu hesabı için Türkiye deprem tehlikesi haritasından kısa periyot ve 1.0 saniye periyot için sırasıyla boyutsuz harita spektral ivme katsayıları, S_s ve S_1 elde edilir. Ancak elde edilen harita katsayıları, zeminin en üst 30 metresindeki ortalama kayma dalgası hızının, $V_s = 760$ m/s olduğu referans zemin için tanımlandıklarından farklı zemin koşulları için değiştirilmeleri gerekmektedir [6]. Harita katsayıları, Çizelge 2.18 ve Çizelge 2.19’de yer alan yerel zemin etki katsayıları kullanılarak Denklem 2.20a ve Denklem 2.20b’de gösterildiği şekilde yerel zemin koşullarını yansıtan tasarım spektral ivme katsayılarına dönüştürülür.

$$S_{DS} = S_s F_s \quad (2.20a)$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 \quad (2.20b)$$

Çizelge 2.18: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayıları.

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı, F_s					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Çizelge 2.19: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayıları.

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı, F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Türkiye deprem tehlikesi haritasından ZC zemin sınıfı için kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, $S_s=1.336$, 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı $S_s=0.365$ olarak alınmıştır.

Kısa periyot bölgesi için tasarım spektral ivme katsayısı, $S_{DS} = 1.336 \times 1.2 = 1.603$

1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı, $S_{D1} = 0.365 \times 1.5 = 0.548$

DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için $S_{DS} = 1.603 > 0.75$ ve $BKS = 3$ olduğundan Çizelge 2.20'ye deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ olarak belirlenir.

Çizelge 2.20: Deprem tasarım sınıfları [2].

DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS=2,3
$S_{DS} < 0.33$	DTS=4a	DTS=4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS=3a	DTS=3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS=2a	DTS=2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS=1a	DTS=1

TBDY-2018'de deprem tasarım sınıfları için tanımlanan bina yükseklik aralıklarına göre sekiz bina yükseklik sınıfı, BYS tanımlanmıştır. Deprem hesabı için tanımlanmış bina tabanından itibaren ölçülen toplam yükseklik, $H_N = 24.5$ m. ve $DTS = 1$ olduğundan Çizelge 2.21'e göre $BYS = 5$ alınmıştır.

Çizelge 2.21: Bina yükseklik sınıfları [2].

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları (m)		
	DTS=1, 1a, 2, 2a	DTS=3, 3a	DTS=4, 4a
BYS=1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS=2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS=3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS=4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS=5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS=6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS=7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS=8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Bina performans hedefi ve tasarım yaklaşımı; deprem tasarım sınıfı, $DTS = 1$ ve deprem yer hareketi düzeyi, DD-2 için TBDY-2018 Bölüm 3.5.1'de tanımlanan Çizelge 2.22'ye göre değerlendirilmiştir. Tez çalışmasındaki söz konusu bina yeni yapılacak çelik bir bina olduğundan, normal performans hedefinin kontrollü hasar performans düzeyi (KH) ve uygulanacak tasarım yaklaşımının dayanıma göre tasarım (DGT) olduğu belirlenmiştir.

Çizelge 2.22: Yeni yapılacak çelik binalar için performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları [2].

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DTS=1, 1a, 2, 2a, 3, 3a, 4, 4a		DTS=1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT	KH	DGT
DD-1	-	-	KH	ŞGDT

Kontrollü hasar performans düzeyi (KH), can güvenliğini sağlamak koşuluyla bina taşıyıcı elemanlarında çok ağır olmayan ve onarılması mümkün hasarların olduğu performans düzeyidir [2]. Bu performans hedefi DBYBHY-2007 Bölüm 7.7’de tanımlanmış olan “can güvenliği” performans düzeyine denk gelmektedir.

TBDY-2018’de göz önüne alınan doğrultudaki deprem yer hareketi için yatay tasarım ivme spektrumunu ifade eden yatay elastik tasarım spektral ivmesi, $S_{ae}(T)$, tasarım spektral ivme katsayıları, S_{DS} ve S_{D1} ile bina doğal titreşim periyodu, T ’ye bağlı olarak yer çekimi ivmesi cinsinden [$g=9.81 \text{ m/s}^2$] Denklem 2.21’e göre elde edilmektedir [2].

$$S_{ae}(T) = (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.21a)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (2.21b)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L) \quad (2.21c)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (2.21d)$$

Denklem 2.21’de yer alan, T_A , yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit ivme bölgesine geçişteki köşe periyodunu, T_B , yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit hız bölgesine geçişteki köşe periyodunu ifade etmektedir. Köşe periyotları, T_A ve T_B , tasarım spektral ivmelerine göre sırasıyla Denklem 2.22 ve Denklem 2.23’e göre hesaplanmaktadır. Sabit spektral yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu, $T_L=6$ sn. olarak tanımlanmıştır [2].

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.22)$$

$$T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.23)$$

$$T_A = 0.2 \times 0.548 / 1.603 = 0.0684 \text{ sn.}$$

$$T_B = 0.548 / 1.603 = 0.342 \text{ sn.}$$

Sabit spektral yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu, $T_L=6$ sn.olarak tanımlanmıştır.

SAP2000 bilgisayar programından elde edilen analiz sonuçlarına binanın doğal titreşim periyotları y doğrultusunda (birinci doğal titreşim periyodu) $T_y = 1.320$ sn., x doğrultusunda (ikinci doğal titreşim periyodu) $T_x = 1.223$ sn. olarak hesaplanmıştır. TBDY-2018 Bölüm 4.7.3'e göre binanın her iki dik doğrultusu için elde edilen doğal titreşim periyodunun deprem hesabında göz önüne alınacak en büyük değeri Denklem 2.24'e göre hesaplanan ampirik hakim doğal titreşim periyodu, T_{pA} 'nın 1.4 katından daha büyük alınmayacaktır [2].

$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (2.24)$$

C_t , ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan bir katsayı olup taşıyıcı sistemi elik çerçevelerden oluşan binalarda $C_t = 0.08$ alınacaktır [2].

$C_t = 0.08$ ve $H_N = 24.5$ m. için ampirik hakim doğal titreşim periyodu,

$$T_{pA} = 0.08 \times 24.5^{3/4} = 0.881 \text{ sn. olarak hesaplanır.}$$

$$T_x = 1.223 \text{ sn.} < 1.4 \times T_{pA} = 1.4 \times 0.881 = 1.233 \text{ sn.}$$

$$T_y = 1.320 \text{ sn.} > 1.4 \times T_{pA} = 1.4 \times 0.881 = 1.233 \text{ sn.}$$

olduğundan deprem hesabında kullanılacak olan x doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyodu $T_x = 1.223$ sn., x doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyodu ise $T_y = 1.233$ sn. olarak belirlenir.

Yukarıda hesaplanan periyotlara göre her iki doğrultudaki yatay elastik tasarım spektral ivmeleri $S_{ae}(T)$:

$$T_B = 0.342 \text{ sn.} \leq T_x = 1.223 \text{ sn.} \leq T_L=6 \text{ sn. için } S_{ae}(T_x) = 0.548 / 1.223 = 0.448g$$

$$T_B = 0.342 \text{ sn.} \leq T_y = 1.233 \text{ sn.} \leq T_L=6 \text{ sn. için } S_{ae}(T_y) = 0.548 / 1.233 = 0.444g$$

TBDY-2018'de tüm bina taşıyıcı sistemlerinin süneklik düzeyleri için bina yükseklik sınıflarına (BYS) göre uygulama sınırları belirlenmiştir. Bina taşıyıcı sistemleri için süneklik düzeyleri; süneklik düzeyi yüksek, süneklik düzeyi sınırlı ve süneklik düzeyi karma taşıyıcı sistemler olarak gruplandırılmıştır. TBDY-2018'de; önceki deprem yönetmeliği DBYBHY-2007'de yer alan "süneklik düzeyi normal taşıyıcı sistemler" tanımı kaldırılarak, bu sistemler "süneklik düzeyi sınırlı taşıyıcı sistemler" olarak adlandırılmıştır.

Tez çalışmasında deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler tarafından karşılandığı bina olarak tasarlanan işyeri binası için $BYS = 5 \geq 3$ koşulu sağlanmak üzere taşıyıcı sistem davranış katsayısı, $R = 8$ ve dayanım fazlalığı katsayısı, $D = 3$ olarak Çizelge 2.23'ten elde edilmiştir.

Çizelge 2.23: Süneklik düzeyi yüksek çelik bina taşıyıcı sistemleri için R, D ve BYS koşulları [2].

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
ÇELİK BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
1) Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 3$
2) Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	8	2.5	$BYS \geq 2$
3) Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerle karşılandığı binalar	5	2	$BYS \geq 4$
4) Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 2$
5) Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar	6	2.5	$BYS \geq 2$
6) Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m'yi geçmeyen süneklik düzeyi yüksek çelik kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	4	2	-

Dayanıma göre tasarım (DGT) yaklaşımının uygulandığı bina taşıyıcı sistemlerinde doğrusal elastik deprem yüklerinin deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, kullanılarak azaltılması gerekmektedir. Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, Denklem 2.25a ve Denklem 2.25b ile tanımlanmaktadır.

$$R_a(T) = \frac{R}{I} \quad T > T_B \quad (2.25a)$$

$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D \right) \frac{T}{T_B} \quad T \leq T_B \quad (2.25b)$$

$T_x = 1.223 \text{ sn.} > T_B = 0.342 \text{ sn.}$ olduğundan $R_a(T_x) = 8 / 1 = 8$ olarak bulunur.

$T_y = 1.233 \text{ sn.} > T_B = 0.342 \text{ sn.}$ olduğundan $R_a(T_y) = 8 / 1 = 8$ olarak bulunur.

Tez çalışmasında doğrusal deprem hesabı için “Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi” kullanılmıştır. TBDY-2018’e göre eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulama koşulları Çizelge 2.24’te gösterilmiştir.

Çizelge 2.24: TBDY-2018 için eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanma koşulları.

Bina Türü	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfı	
	DTS=1, 1a, 2, 2a	DTS=3, 3a, 4, 4a
Her bir kata burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	BYS ≥ 4	BYS ≥ 5
Diğer tüm binalar	BYS ≥ 5	BYS ≥ 6

Önceki bölümde yapılan düzensizlik kontrollerinde her iki dik doğrultuda burulma düzensizliği ve komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (B2) koşulları sağlandığından $DTS = 1$ ve $BYS = 5 \geq 4$ olan işyeri binası için eşdeğer deprem yöntemi uygulanabilmektedir.

Her iki dik doğrultuda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, V_{tE} , Denklem 2.26 ile belirlenecektir.

$$V_{tE} = m_t S_{aR}(T) \geq 0.04 m_t I S_{DS} g \quad (2.26)$$

Denklemdaki azaltılmış tasarım spektral ivmesi, $S_{aR}(T)$, yatay elastik tasarım spektral ivmesinin deprem yükü azaltma katsayısına oranı olarak tanımlanmaktadır.

Binanın toplam ağırlığı, m_t , SAP2000 bilgisayar programında $m_t = 5354.25 \text{ kN-s}^2/\text{m}$ olarak hesaplanmıştır.

X doğrultusunda hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü;

$$V_{tE}^{(X)} = 5354.25 \times (0.448/8) \times 9.81 = 2941.41 \text{ kN} \leq 0.04 \times 5354.25 \times 1 \times 1.603 \times 9.81 = 3368 \text{ kN}$$

Y doğrultusunda hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü;

$$V_{tE}^{(Y)} = 5354.25 \times (0.444/8) \times 9.81 = 2915.15 \text{ kN} \leq 0.04 \times 5354.25 \times 1 \times 1.603 \times 9.81 = 3368 \text{ kN}$$

Her iki doğrultudaki eşdeğer deprem yükleri hesaplanan minimum eşdeğer deprem yükünün altında olduğundan $V_{tE}^{(X)} = V_{tE}^{(Y)} = 3368 \text{ kN}$ olarak alınmıştır.

Binanın N'inci katına etkileyen ek eşdeğer deprem yükü (tepe kuvveti), ΔF_{NE} değeri Denklem 2.27'ye göre belirlenmektedir.

$$\Delta F_{NE} = 0.0075 N V_{tE} \quad (2.27)$$

$$\Delta F_{NE}^{(X)} = 0.0075 N V_{tE}^{(X)} = 0.0075 \times 7 \times 3368 = 176.82 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{NE}^{(Y)} = 0.0075 N V_{tE}^{(Y)} = 0.0075 \times 7 \times 3368 = 176.82 \text{ kN}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti dışında kalan kısmı her kat için Denklem 2.28'e göre katlara dağıtılır.

$$F_{ie} = (V_{tE} - \Delta F_{NE}) m_i H_i / \sum m_i H_i \quad (2.28)$$

Katlara etkileyen eşdeğer deprem yükleri Çizelge 2.25'te gösterilmiştir.

Çizelge 2.25: TBDY-2018'e göre katlara etkileyen eşdeğer deprem yükleri ve kesme kuvvetleri.

Kat	h_i (m)	H_i (m)	w_i (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)
7	3.5	24.5	6154.10	846.18	846.18	-	-
6	3.5	21.0	7728.50	720.52	720.52	846.18	846.18
5	3.5	17.5	7728.50	600.43	600.43	1566.70	1566.70
4	3.5	14.0	7728.50	480.35	480.35	2167.13	2167.13
3	3.5	10.5	7728.50	360.26	360.26	2647.48	2647.48
2	3.5	7.0	7728.50	240.17	240.17	3007.74	3007.74
1	3.5	3.5	7728.50	120.09	120.09	3247.91	3247.91
	Σ		52525.10	3368.00	3368.00	-	-



3. DBYBHY-2007 ile TS-648'E GÖRE ANALİZ ve BOYUTLANDIRMA

3.1 Analiz Sonuçları

Binanın SAP2000 bilgisayar programı analiz sonuçlarına göre görelî kat ötelemeleri ve ikinci merteye etkileri kontrolü yapılmıştır.

3.1.1 Görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması

DBYBHY'e göre herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirmeyi ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i , Denklem 3.1 ile bulunur.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.1)$$

Her kat için elde edilen azaltılmış görelî kat ötelemesi değerlerinin Denklem 3.2'de taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R ile çarpımından etkin görelî kat ötelemesi hesaplanır.

$$\delta_i = R \Delta_i \quad (3.2)$$

Her bir deprem doğrultusu için binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerde Denklem 3.2 ile hesaplanan etkin görelî kat ötelemesinin o kattaki en büyük değeri Denklem 3.3'te verilen koşulu sağlayacaktır [1].

$$(\delta_i)_{max} / h_i \leq 0.02 \quad (3.3)$$

Analiz sonucu her iki doğrultu için bulunan görelî kat ötelemesi değerleri Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.1: x doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (DBYBHY-2007).

Kat	h_i (cm.)	d_{ix} (cm.)	Δ_{ix} (cm.)	δ_{ix} (cm.)	$\bar{\delta}_{ix}/h_i$
7	350	3.1477	0.2040	1.6320	0.00466
6	350	2.9437	0.3363	2.6904	0.00769
5	350	2.6074	0.4609	3.6872	0.01053
4	350	2.1465	0.5604	4.4832	0.01281
3	350	1.5861	0.6225	4.9800	0.01423
2	350	0.9636	0.6099	4.8792	0.01394
1	350	0.3537	0.3537	2.8296	0.00808

Çizelge 3.2: y doğrultusu için görelî kat ötelemesi kontrolü (DBYBHY-2007).

Kat	$h_i(\text{cm.})$	$d_{iy}(\text{cm.})$	$\Delta_{iy}(\text{cm.})$	$\delta_{iy}(\text{cm.})$	δ_{iy}/h_i
7	350	3.4763	0.2365	1.8920	0.00541
6	350	3.2398	0.3797	3.0376	0.00868
5	350	2.8601	0.5175	4.1400	0.01183
4	350	2.3426	0.6274	5.0192	0.01434
3	350	1.7152	0.6904	5.5232	0.01578
2	350	1.0248	0.6586	5.2688	0.01505
1	350	0.3662	0.3662	2.9296	0.00837

Yukarıda gösterilen Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2’ye göre her iki dik doğrultu için elde edilen (δ_i/h_i) oranlarının en büyük değerleri;

“x” doğrultusunda $\delta_{ix}/h_i = 0.01423 \leq 0.02$

“y” doğrultusunda $\delta_{iy}/h_i = 0.01578 \leq 0.02$

olarak elde edildiğinden her iki dik doğrultu için etkin görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması koşulu sağlanmaktadır.

3.1.2 İkinci mertebeye etkilerin kontrolü

Her bir deprem doğrultusu için binanın her katındaki ikinci mertebeye gösterge değeri, θ_i ’nin Denklem 3.4’te verilen koşulu sağlaması durumunda ikinci mertebeye etkileri mevcut betonarme ve çelik yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir. Bu koşulun binanın herhangi bir katında sağlanmaması durumunda sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır [1].

$$\theta_i = \frac{(\Delta)_{ort} \sum_{k=i}^N W_k}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (3.4)$$

Her bir deprem doğrultusu için yapılan ikinci mertebeye etkilerin kontrolü Çizelge 3.3’te gösterilmiştir.

Çizelge 3.3: İkinci mertebeye etkilerin kontrolü (DBYBHY-2007).

Kat	$\Delta_{x_{ort}}$ (cm)	$\Delta_{y_{ort}}$ (cm)	$\sum W_k$ (kN)	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)	h_i (cm)	θ_{ix}	θ_{iy}
7	0.20400	0.23650	6197.40	-	-	350	-	-
6	0.33625	0.37965	13926	677.33	637.66	350	0.020	0.024
5	0.46090	0.51760	21654	1250.70	1177.50	350	0.023	0.027
4	0.56045	0.62735	29383	1728.50	1627.30	350	0.027	0.032
3	0.62245	0.69045	37111	2110.80	1987.20	350	0.031	0.037
2	0.60795	0.65850	44840	2397.50	2257.10	350	0.032	0.037
1	0.35570	0.36625	52568	2588.60	2437	350	0.021	0.023

Her iki dik deprem doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolünde en olumsuz durum ikinci katta y doğrultusunda meydana gelmektedir.

İkinci katta, $\theta_{maks} = \theta_{2y} = 0.037 \leq 0.12$ koşulu sağlandığından ikinci merteye etkilerinin TS-648'e göre değerlendirilmesi yeterlidir.

3.2 Yapı Elemanlarının TS-648 ve DBYBHY-2007'ye Göre Boyutlandırılması

Bina taşıyıcı elemanlarının DBYBHY-2007 ve TS-648 yönetmeliklerine göre tanımlanan yük birleşimleri altında enkesit koşulları, gerilmeler ve düşey yer değiştirmelerin kontrolleri yapılmıştır.

3.2.1 Boyutlandırmada kullanılan yük birleşimleri

Yapı elemanlarının düşey yükler, yatay rüzgâr ve deprem kuvvetleri altında analizi sonucu elde edilen iç kuvvetler DBYBHY-2007 Bölüm 2.7.5'e ve TS-648'e uygun yük birleşimleri olarak aşağıdaki şekilde birleştirilecektir.

a) Düşey yük birleşimleri:

$$G + Q$$

b) Düşey yük ve rüzgâr yükü birleşimleri:

$$G + Q \pm WX \quad 0.9G \pm WY$$

$$G + Q \pm WY \quad 0.9G \pm WY$$

c) Düşey yük ve deprem yükü birleşimleri:

$$G + Q \pm EX \pm 0.3EY \quad 0.9G \pm EX \pm 0.3EY$$

$$G + Q \pm EXP \pm 0.3EY \quad 0.9G \pm EXP \pm 0.3EY$$

$$G + Q \pm EXN \pm 0.3EY \quad 0.9G \pm EXN \pm 0.3EY$$

$$G + Q \pm EY \pm 0.3EX \quad 0.9G \pm EY \pm 0.3EX$$

$$G + Q \pm EYP \pm 0.3EX \quad 0.9G \pm EYP \pm 0.3EX$$

$$G + Q \pm EYN \pm 0.3EX \quad 0.9G \pm EYN \pm 0.3EX$$

Yük birleşimlerinde yer alan kısaltmalar aşağıda açıklanmıştır:

G, Q: Sabit ve hareketli yükler

WX, WY: X ve Y yönlerindeki rüzgâr yükleri

EX: X yönü eşdeğer deprem yükü

EXP, EXN: X yönünde $\pm\%5$ dış merkezlikli etkiyen eşdeğer deprem yükü

EY: Y yönü eşdeğer deprem yükü

EYP, EYN: Y yönünde $\pm\%5$ dış merkezlikli etkiyen eşdeğer deprem yükü

3.2.2 Tali kirişlerin boyutlandırılması

Ana kirişlere mafsallı olarak bağlanan ve deprem kuvvetleri etkisinde olmayan tali kirişlerin düşey yükler altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

SAP2000 programında yapılan statik analiz sonucu normal kat ve çatı katı tali kirişleri için düşey yük birleşiminden (G+Q) alınan kesit zorları:

$$M_{\text{maks}} = 68.70 \text{ kNm (Normal kat)} \quad M_{\text{maks}} = 61.10 \text{ kNm (Çatı katı)}$$

$$T_{\text{maks}} = 39.25 \text{ kN (Normal kat)} \quad T_{\text{maks}} = 34.90 \text{ kN (Çatı katı)}$$

$$L = 7 \text{ m} \quad \text{Tali kiriş aralığı} = 1.33 \text{ m} \quad \text{Tali kiriş özağırlığı} = 0.4144 \text{ kN/m}$$

IPE300 olarak seçilen tali kiriş elemanının enkesit özellikleri:

$$W_x = 557.1 \text{ cm}^3 \quad I_x = 8356 \text{ cm}^4 \quad S_x = 314.2 \text{ cm}^3 \quad t_w = 0.71 \text{ cm}$$

a) Normal kat tali kirişlerinin kontrolü

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{68.70 \times 100}{557.1} = 12.33 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{39.25 \times 314.2}{8356 \times 0.71} = 2.08 \text{ kN/cm}^2 \leq 12.2 \text{ kN/cm}^2$$

Tali kirişe gelen toplam düşey yük: $q = 1.33 \times (2 + 6.1) + 0.414 = 11.19 \text{ kN/m}$

$$\text{Sehim tahkiki: } f_{\text{max}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_s \times I_x} = \frac{5 \times 11.19 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 8356} = 2.04 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 2.33 \text{ cm}$$

b) Çatı katı tali kirişlerinin kontrolü

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{61.10 \times 100}{557.1} = 10.97 \text{ kN/cm}^2 \leq 21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{34.90 \times 314.2}{8356 \times 0.71} = 1.85 \text{ kN/cm}^2 \leq 12.2 \text{ kN/cm}^2$$

Tali kirişe gelen toplam düşey yük: $q = 1.33 \times (2 + 4.42 + 0.75) + 0.4144 = 9.95 \text{ kN/m}$

$$\text{Sehim kontrolü: } f_{\text{max}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_s \times I_x} = \frac{5 \times 9.95 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 8356} = 1.81 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 2.33 \text{ cm}$$

IPE300 tali kirişleri sehim ve gerilmeler bakımından yeterlidir.

3.2.3 Çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması

2. kat 3 aksı çerçevesinde, A-B aksları arasındaki “x” yönü çerçeve kirişinin en elverişsiz yükleme olan düşey yükler ve deprem yükleri altında (G+Q-EXN+0.3EY yük birleşimi) gerilme ve sehim kontrolleri yapılmıştır. Ayrıca kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan, DBYBHY Bölüm 4.3’te yer alan enkesit koşulları da kontrol edilmiştir. Bu koşulları içeren tablo Çizelge 3.4’te gösterilmiştir.

Çizelge 3.4: DBYBHY-2007’ye göre elemanların enkesit koşulları [1].

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve aksel basınç etkisindeki I kesitleri U kesitleri	b/2t b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme etkisindeki I kesitleri U kesitleri	h/t _w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Basınç etkisindeki T kesitleri L kesitleri	h/t _w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme ve aksel basınç etkisindeki I kesitlerinde U kesitlerinde	h/t _w	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$ $ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$ $ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
Eğilme ve aksel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_s}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_s}$
Eğilme ve aksel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t _w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$

IPE450 olarak seçilen çerçeve kirişi elemanın enkesit özellikleri:

$$W_x = 1500 \text{ cm}^3 \quad I_x = 33743 \text{ cm}^4 \quad S_x = 850.9 \text{ cm}^3 \quad t_w = 0.94 \text{ cm} \quad t_f = 1.46 \text{ cm}$$

$$b = 19 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \quad h_g = 42.08 \text{ cm} \quad A_b = 27.74 \text{ cm}^2$$

Çizelge 3.4'e göre süneklik düzeyi yüksek moment aktaran sistemin çerçeve kirişlerinin enkesit koşulları:

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2 \times t_f} \leq 0.3x\sqrt{E_s/F_y} \quad \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.51 \leq 0.3x\sqrt{21000/35.5} = 7.30$$

$$\text{Gövde kontrolü: } \frac{h}{t_w} \leq 3.2x\sqrt{E_s/F_y} \quad \frac{45}{0.94} = 47.87 \leq 3.2x\sqrt{21000/35.5} = 77.83$$

DBYBHY-2007'ye göre kompakt enkesit koşulları sağlanmaktadır.

Kirişte yanal burkulma kontrolü

DBYBHY-2007 Bölüm 4.3.6'ya göre kirişlerin alt ve üst başlıklarının yanal doğrultuda burkulmaya karşı desteklenmesi gerekmektedir. Kirişlerin yanal burkulmaya karşı desteklendiği bu noktalar arasındaki uzaklık, l_b , Denklem 3.5 koşulunu sağlayacaktır [1].

$$l_b \leq 0.086 \times r_y \times \frac{E_s}{\sigma_a} \quad (3.5)$$

$l=500$ cm. uzunluğundaki çerçeve kirişi yanal doğrultuda 1/4 aralıklarla tutulduğundan $l_b = 500/4 = 125$ cm. olarak bulunur. Denklem 3.5'teki r_y değeri olan kiriş başlığının ve gövdenin basınç gerilmeleri etkisindeki bölümünün 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı ve enkesit alanı aşağıda hesaplanmıştır.

$$I_{y\text{anal}} = 1.46 \times \frac{19^3}{12} + \frac{1}{3} \times \frac{42.08^2}{12} = 883.7 \text{ cm}^4$$

$$A = 19 \times 1.46 + 42.08/3 = 41.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Atalet yarıçapı, } r_y = \sqrt{I_{y\text{anal}}/A} = \sqrt{883.7/41.77} = 4.6 \text{ cm}$$

$$l_b = 125 \text{ cm} \leq 0.086 \times 4.6 \times \frac{210000}{355} = 234 \text{ cm}$$

x yönü çerçeve kirişleri $l_b = 125$ cm ve $l_b = 133$ cm aralıklarla tali kirişlerle tutulduğundan yanal burkulma koşulunu sağlamaktadır. Ancak $l_b = 600$ cm ve $l_b = 700$ cm uzunluğundaki "y" yönü çerçeve kirişleri tali kirişlere bağlı olmadığından bu koşul sağlanmamaktadır. Bu sebepten "y" yönü çerçeve kirişleri boylarının 1/3'ü oranında

aralıklarla komşu kirişlere ve betonarme döşemeye bağlanarak Denklem 3.5 koşulu sağlatılmıştır.

Kompozit döşeme etkisinden dolayı çerçeve kirişlerinin üst başlıklarının yanal burkulması önlenmektedir. Ancak negatif moment etkisinde olan kiriş alt başlıklarında TS 648 Bölüm 3.3.4.2'ye göre yanal burkulma tahkiki yapılacaktır.

Tahkik yapılan kesitin basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması durumunda yanal burkulmanın dikkate alındığı basınç emniyet gerilmesi, σ_b , Denklem 3.6 ile hesaplanacaktır [7]. Ancak " σ_B " değeri, σ_a , akma gerilmesinin 0.6 katını aşmayacaktır.

$$\sigma_B = \frac{840000xC_b}{sxd/F_b} \leq 0.6 x \sigma_a \quad (3.6)$$

Denklem 3.6'da yer alan, C_b , moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini dikkate alan katsayı Denklem 3.7'ye göre hesaplanmaktadır [7]. M_1 ve M_2 değerleri sırasıyla kiriş yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentinin en küçüğünü ve büyüğünü ifade etmektedir.

$$C_b = 1.75 + 1.05 x \frac{M_1}{M_2} + 0.3 x \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3 \quad (3.7)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 x \frac{-6.01}{239.97} + 0.3 x \left(\frac{-6.01}{239.97}\right)^2 = 1.724 \leq 2.3$$

$$\sigma_B = \frac{840000x1.724}{125x45/27.74} x 10^{-2} = 71.42 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 x 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2 \text{ olduğundan}$$

$\sigma_B = 21.3 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır.

G+Q-EXN+0.3EY yük birleşiminden alınan kesit zorları:

$$M = 239.97 \text{ kNm} \quad V = 161.76 \text{ kN}$$

Çerçeve kirişlerinin normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkiklerinde kullanılan emniyet gerilmeleri depremleri için 1.33 ile artırılmıştır.

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{239.97 x 100}{1500} = 16 \text{ kN/cm}^2 \leq 28.33 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T x S_x}{I_x x t_w} = \frac{161.76 x 850.9}{33743 x 0.94} = 4.34 \text{ kN/cm}^2 \leq 16.23 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim kontrolü: SAP2000 programında yapılan analizi sonucu çerçeve kirişinde oluşan en büyük düşey yer değiştirme $f_{\max} = 0.208 \text{ cm}$ bulunmuştur.

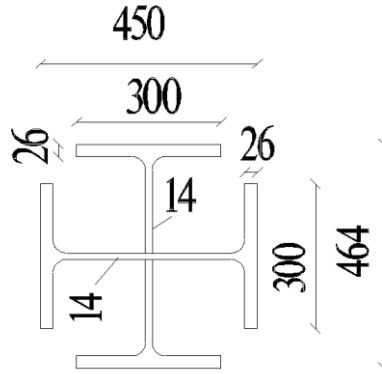
$$\frac{f_{\max}}{L} = \frac{0.208}{500} = 0.000416 < \frac{L}{300} = 1.667$$

3.2.4 Kolonların boyutlandırılması

7 katlı işyeri binasında tüm katlar boyunca 2xHEB 450 kesitinde yapma haç kolonlar kullanılmıştır. Kolonların boyutlandırılması kontrolü; iç çerçeve orta kolonu, dış çerçeve orta kolonu ve dış çerçeve köşe kolonu olmak üzere 3 adet kolonda yapılmıştır. Kesitlerin kompaktlık kontrolü önceki bölümde yer alan Çizelge 3.4'e göre değerlendirilmiştir.

2xHEB 450 olarak seçilen kolonların enkesit özellikleri:

$$\begin{aligned} W_x &= 4085.12 \text{ cm}^3 & I_x &= 97774.85 \text{ cm}^4 & W_y &= 3967.33 \text{ cm}^3 & I_y &= 89264.85 \text{ cm}^4 \\ W_{px} &= 5199.32 \text{ cm}^3 & W_{py} &= 5051.12 \text{ cm}^3 & A &= 423.44 \text{ cm}^2 & A_b &= 78 \text{ cm}^2 \\ b &= 30 \text{ cm} & h_x &= 45 \text{ cm} & h_y &= 46.4 \text{ cm} & t_f &= 2.6 \text{ cm} \\ t_w &= 1.4 \text{ cm} & i_x &= 14.96 \text{ cm} & i_y &= 14.52 \text{ cm} & d_x &= 35.8 \text{ cm} \end{aligned}$$



Şekil 3.1: Tipik kolon enkesiti.

a) (5-B) akslarında yer alan iç çerçeve orta kolonu için G+Q+EXP+0.3EY yük birleşiminden alınan kesit zorları:

$$N_d = 2143.43 \text{ kN} \quad M_x = 193.76 \text{ kNm} \quad M_y = -66.58 \text{ kNm} \quad V_x = 71.86 \text{ kN}$$

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2 \times t_f} \leq 0.3x\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \frac{30}{2 \times 2.6} = 5.77 \leq 0.3x\sqrt{21000/35.5} = 7.30$$

$$|N_d/\sigma_a A| = |2143.43/(35.5 \times 423.44)| = 0.1426 > 0.1$$

$$\text{Gövde kontrolü: } |N_d/\sigma_a A| > 0.10 \text{ için } \frac{h}{t_w} \leq 1.33x\sqrt{E_s/\sigma_a} \times (2.1 - |N_d/\sigma_a A|)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{46.4}{1.4} = 33.14 \leq 1.33 \times \sqrt{21000/35.5} \times (2.1 - 0.1426) = 63.31$$

Kompakt enkesit koşulları sağlanmaktadır.

Normal Gerilme kontrolü

Eksenel basınç ve iki eksenli eğilme etkisinde elemanlar olan kolonlar için normal gerilme tahkiki TS 648 Bölüm 3.4'te yer alan Denklem 3.8'e göre yapılmıştır.

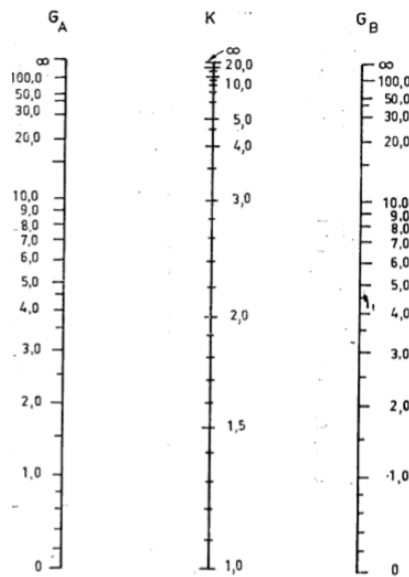
$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \sigma_{By}} \leq 1.33 \quad (3.8)$$

Denklem 3.7'de yer alan σ_{eb} , yalnız basınç kuvvetleri altında hesaplanan gerilmedir. Basınç emniyet gerilmesi, σ_{bem} , TS-648 Bölüm 3.2.3'te yer alan Çizelge 8'de her iki dik doğrultu için hesaplanan λ_x ve λ_y , narinlik oranlarından en büyük olanına göre belirlenmiştir. Narinlik oranı hesabı için gerekli olan burkulma boyları, s_{kx} ve s_{ky} , Denklem 3.9.a ve Denklem 3.9.b'ye göre elde edilmiştir.

$$s_{kx} = K_x \times L_c \quad (3.9.a)$$

$$s_{ky} = K_y \times L_c \quad (3.9.b)$$

Gerilme tahkiki yapılan kolon her iki eksen doğrultusunda yanıl ötelenmesi önlenmemiş olduğundan K_x ve K_y katsayıları kolonun eğilme rijitliği, kolona bağlanan kirişlerin eğilme rijitlikleri ve kolonun mesnetlenme koşullarına bağlı olarak Şekil 3.2'de yer alan nomogram yardımıyla hesaplanmıştır [7].



Şekil 3.2: Ötelenmesi önlenmemiş basınç çubukları için kullanılan nomogram [4].

Nomogramda kolon uçları için belirlenen G_A ve G_B katsayıları Denklem 3.10'a göre elde edilmektedir. Kolon temele rijit bağlıysa $G_A = 1.0$, mafsallı bağlı ise $G_A = 10.0$ alınmaktadır [7].

$$G = \frac{\Sigma I_c / L_c}{\Sigma I_b / L_b} \quad (3.10)$$

x doğrultusu için; $I_c = 94774.85 \text{ cm}^4$ $I_b = 33740 \text{ cm}^4$ $L_c = 350 \text{ cm}$ $L_b = 500 \text{ cm}$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 94774.85 / 350}{2 \times 33740 / 500} = 4.0128 \quad K_x = 1.648$$

y doğrultusu için; $I_c = 89264.85 \text{ cm}^4$ $I_b = 33740 \text{ cm}^4$ $L_c = 350 \text{ cm}$ $L_b = 700 \text{ cm}$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 89264.85 / 350}{2 \times 33740 / 700} = 5.2913 \quad K_y = 1.727$$

Burkulma boyları:

$$s_{kx} = K_x \times L_c = 1.648 \times 350 = 576.80 \text{ cm}$$

$$s_{ky} = K_y \times L_c = 1.727 \times 350 = 604.45 \text{ cm}$$

Narinlik oranları:

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 576.8 / 14.96 = 38.56 \quad \lambda_y = s_{ky} / i_y = 604.45 / 14.52 = 41.63$$

$$\text{Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme: } \sigma_{eb} = \frac{2143.43}{423.44} = 5.062 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç emniyet gerilmesi:

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 41.63 \text{ için TS-648 Çizelge 8'e göre } \sigma_{bem} = 17.04 \text{ kN/cm}^2 \text{ bulunur.}$$

Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmeleri:

$$\sigma_{bx} = 193.76 \times 100 / 4085.12 = 4.743 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 66.58 \times 100 / 3967.33 = 1.678 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal ötelenmesi önlenmemiş çerçeveler için TS-648 Bölüm 3.4'e göre yanal desteklemeyi gözönüne alan katsayı olan C_m , yanal ötelenmenin mümkün olduğu her iki doğrultu için $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ alınmıştır.

$$\sigma_{ex'} = 8290000 \times 10^{-2} / 38.56^2 = 55.76 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey'} = 8290000 \times 10^{-2} / 41.63^2 = 47.83 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal burkulma durumunda basınç emniyet gerilmesi hesabı:

x doğrultusundaki uç momentleri: $M_1 = -57.74$ kNm $M_2 = 193.76$ kNm

y doğrultusundaki uç momentleri: $M_1 = 11.39$ kNm $M_2 = -66.58$ kNm

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \frac{57.74}{193.76} + 0.3 \times \left(\frac{57.74}{193.76} \right)^2 = 2.09 \leq 2.3$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \frac{11.39}{66.58} + 0.3 \times \left(\frac{11.39}{66.58} \right)^2 = 1.94 \leq 2.3$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 2.09}{350 \times 45/78} \times 10^{-2} = 86.94 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.94}{350 \times 46.4/78} \times 10^{-2} = 78.28 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

Her iki doğrultuda da yanal burkulma durumundaki basınç emniyet gerilmesi değeri

“0.6 σ_a ” değerini aşılmayacağından $\sigma_{Bx} = \sigma_{By} = 21.3 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır [7].

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{5.062}{17.04} + \frac{0.85 \times 4.743}{\left(1 - \frac{5.062}{55.76}\right) \times 21.3} + \frac{0.85 \times 1.678}{\left(1 - \frac{5.062}{47.83}\right) \times 21.3} = 0.58 \leq 1.33$$

Kesme güvenliği kontrolü:

$$V_x = 71.86 \text{ kN} \quad \tau_{em,H} = 13.5 \times 1.33 = 17.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Enkesit gövde alanı: } A_g = 35.8 \times 1.4 = 50.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gövdede oluşan makaslama gerilmesi: } \tau = \frac{71.86}{50.12} = 1.43 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 17.96 \text{ kN/cm}^2$$

b) (4-A) akslarında yer alan dış çerçeve orta kolonu için G+Q-EXN+0.3EY yük birleşiminden alınan kesit zorları:

$$N_d = 1470.40 \text{ kN} \quad M_x = -188.13 \text{ kNm} \quad M_y = 74.12 \text{ kNm} \quad V_x = 72.40 \text{ kN}$$

Normal Gerilme kontrolü

x doğrultusu için; $I_c = 94774.85 \text{ cm}^4$ $I_b = 33740 \text{ cm}^4$ $L_c = 350 \text{ cm}$ $L_b = 500 \text{ cm}$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 94774.85/350}{33740/500} = 8.0256 \quad K_x = 1.848$$

y doğrultusu için; $I_c = 89264.85 \text{ cm}^4$ $I_b = 33740 \text{ cm}^4$ $L_c = 350 \text{ cm}$ $L_b = 700 \text{ cm}$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 89264.85/350}{2 \times 33740/700} = 5.2913 \quad K_y = 1.727$$

Burkulma boyları:

$$s_{kx} = K_x \times L_c = 1.848 \times 350 = 646.80 \text{ cm}$$

$$s_{ky} = K_y \times L_c = 1.727 \times 350 = 604.45 \text{ cm}$$

Narinlik oranları:

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 646.80 / 14.96 = 43.24 \quad \lambda_y = s_{ky} / i_y = 604.45 / 14.52 = 41.63$$

$$\text{Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme: } \sigma_{eb} = \frac{1470.40}{423.44} = 3.47 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç emniyet gerilmesi:

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 43.24 \text{ için TS 648 Çizelge 8'e göre } \sigma_{bem} = 16.79 \text{ kN/cm}^2 \text{ bulunur.}$$

Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmeleri:

$$\sigma_{bx} = 188.13 \times 100 / 4085.12 = 4.605 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 74.12 \times 100 / 3967.33 = 1.870 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal ötelemesi önlenmemiş çerçeveler için $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ alınmıştır [7].

$$\sigma_{ex'} = 8290000 \times 10^{-2} / 43.24^2 = 44.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey'} = 8290000 \times 10^{-2} / 41.63^2 = 47.83 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal burkulma durumunda basınç emniyet gerilmesi:

$$x \text{ doğrultusundaki uç momentleri: } M_1 = 65.28 \text{ kNm} \quad M_2 = -188.13 \text{ kNm}$$

$$y \text{ doğrultusundaki uç momentleri: } M_1 = -12.92 \text{ kNm} \quad M_2 = 74.12 \text{ kNm}$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \frac{65.28}{188.13} + 0.3 \times \left(\frac{65.28}{188.13} \right)^2 = 2.15 \leq 2.3$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \times \frac{12.92}{74.12} + 0.3 \times \left(\frac{12.92}{74.12} \right)^2 = 1.94 \leq 2.3$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 2.15}{350 \times 45/78} \times 10^{-2} = 89.44 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.94}{350 \times 46.4/78} \times 10^{-2} = 78.27 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

Her iki doğrultuda da yanal burkulma durumundaki basınç emniyet gerilmesi değeri

“0.6 σ_a ” değerini aştığından $\sigma_{Bx} = \sigma_{By} = 21.3 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır.

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{3.47}{16.79} + \frac{0.85 \times 4.605}{\left(1 - \frac{3.47}{44.34}\right) \times 21.3} + \frac{0.85 \times 1.870}{\left(1 - \frac{3.47}{47.83}\right) \times 21.3} = 0.49 \leq 1.33$$

Kesme güvenliği kontrolü:

$$V_x = 71.86 \text{ kN}$$

$$\text{Gövdede oluşan makaslama gerilmesi: } \tau = \frac{72.40}{50.12} = 1.44 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 17.96 \text{ kN/cm}^2$$

c) (1-A) akslarında yer alan dış çerçeve köşe kolonu için G+Q-EXN+0.3EY yük birleşiminden alınan kesit zorları:

$$N_d = 819.80 \text{ kN} \quad M_x = -204.26 \text{ kNm} \quad M_y = 65.10 \text{ kNm} \quad V_x = 70.90 \text{ kN}$$

Normal Gerilme kontrolü

$$x \text{ doğrultusu için; } I_c = 94774.85 \text{ cm}^4 \quad I_b = 33740 \text{ cm}^4 \quad L_c = 350 \text{ cm} \quad L_b = 500 \text{ cm}$$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 94774.85 / 350}{33740 / 500} = 8.0256 \quad K_x = 1.848$$

$$y \text{ doğrultusu için; } I_c = 89264.85 \text{ cm}^4 \quad I_b = 33740 \text{ cm}^4 \quad L_c = 350 \text{ cm} \quad L_b = 600 \text{ cm}$$

$$G_A = 1.0 \quad G_B = \frac{2 \times 89264.85 / 350}{33740 / 600} = 9.0709 \quad K_y = 1.883$$

Burkulma boyları:

$$s_{kx} = K_x \times L_c = 1.848 \times 350 = 646.80 \text{ cm}$$

$$s_{ky} = K_y \times L_c = 1.883 \times 350 = 659.05 \text{ cm}$$

Narinlik oranları:

$$\lambda_x = s_{kx} / i_x = 646.8 / 14.96 = 43.24 \quad \lambda_y = s_{ky} / i_y = 659.05 / 14.52 = 45.39$$

$$\text{Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme: } \sigma_{eb} = \frac{819.8}{423.44} = 1.934 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç emniyet gerilmesi:

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 45.39 \text{ için TS 648 Çizelge 8'e göre } \sigma_{bem} = 16.45 \text{ kN/cm}^2 \text{ bulunur.}$$

Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmeleri:

$$\sigma_{bx} = 204.26 \times 100 / 4085.12 = 5.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 65.10 \times 100 / 3967.33 = 1.641 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal ötelemesi önlenmemiş çerçeveler için $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ alınmıştır [7].

$$\sigma_{ex'} = 8290000 \times 10^{-2} / 43.24^2 = 44.34 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ey'} = 8290000 \times 10^{-2} / 45.39^2 = 40.24 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal burkulma durumunda basınç emniyet gerilmesi:

$$x \text{ doğrultusundaki uç momentleri: } M_1 = 43.86 \text{ kNm} \quad M_2 = -204.26 \text{ kNm}$$

$$y \text{ doğrultusundaki uç momentleri: } M_1 = 7.07 \text{ kNm} \quad M_2 = 65.10 \text{ kNm}$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \times \frac{43.86}{204.26} + 0.3 \times \left(\frac{43.86}{204.26} \right)^2 = 1.99 \leq 2.3$$

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \times \frac{7.07}{65.10} + 0.3 \times \left(-\frac{7.07}{65.10} \right)^2 = 1.64 \leq 2.3$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.99}{350 \times 45 / 78} \times 10^{-2} = 82.78 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{By} = \frac{840000 \times 1.64}{350 \times 46.4 / 78} \times 10^{-2} = 66.17 \text{ kN/cm}^2 > 0.6 \times 35.5 = 21.3 \text{ kN/cm}^2$$

Her iki doğrultuda da yanal burkulma durumundaki basınç emniyet gerilmesi değeri

“0.6 σ_a ” değerini aştığından $\sigma_{Bx} = \sigma_{By} = 21.3 \text{ kN/cm}^2$ alınmıştır.

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{1.934}{16.45} + \frac{0.85 \times 5.000}{\left(1 - \frac{1.934}{44.34}\right) \times 21.3} + \frac{0.85 \times 1.641}{\left(1 - \frac{1.934}{40.24}\right) \times 21.3} = 0.395 \leq 1.33$$

Kesme güvenliği kontrolü:

$$V_x = 70.90 \text{ kN}$$

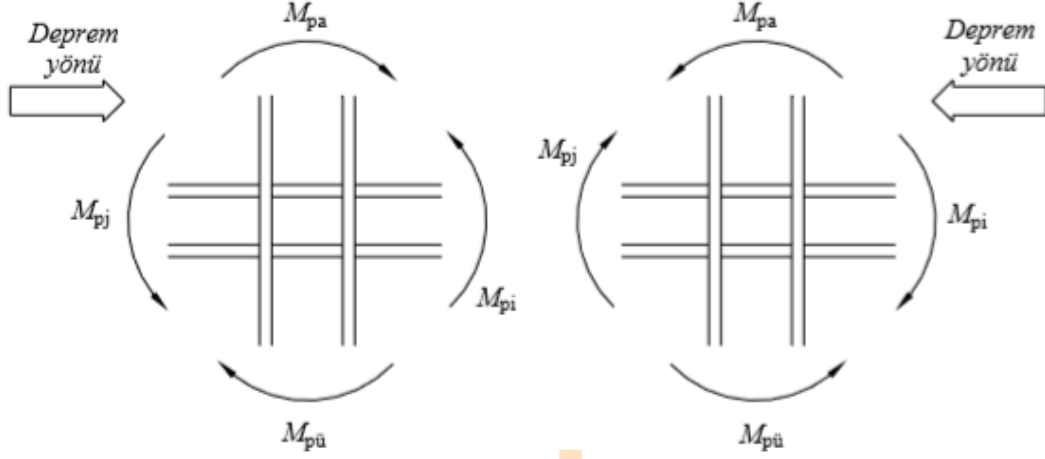
$$\text{Gövdede oluşan makaslama gerilmesi: } \tau = \frac{70.90}{50.12} = 1.41 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 17.96 \text{ kN/cm}^2$$

3.2.5 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanması

DBYBHY-2007 Bölüm 4.3.2'ye göre süneklik düzeyi yüksek çerçeve türü sistemler için göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasiteleri toplamının, aynı düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri toplamının “1.1D_a” katından daha büyük olması gerekmektedir. Bu koşul, kiriş uçlarında guseler oluşturulmaması ve zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılmaması nedeniyle plastik mafsalların kirişlerin kolon yüzündeki kesitinde oluşması durumu için Denklem 3.11'e göre hesaplanmaktadır [1].

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj}) \quad (3.11)$$

Kolon-kiriş düğüm noktaları için deprem yönüne göre koşulun sağlanması durumu Şekil 3.3'te gösterilmiştir.



Şekil 3.3: Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu [1].

Denklem 3.5'teki artırma katsayısı, D_a , St 52 yapı çeliği için Çizelge 3.5'e göre $D_a = 1.1$ alınmıştır.

Çizelge 3.5: D_a artırma katsayıları [1].

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

Kolon eğilme momenti kapasiteleri, M_{pa} ve $M_{pü}$, hesabında deprem yönü ile uyumlu olarak eğilme momenti kapasitelerini en küçük yapan tasarım aksel kuvvetleri dikkate alınmıştır [1].

Tez çalışmasında incelenen işyeri binası her iki doğrultuda moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluştuğundan x ve y doğrultularında 4-B aksı kolonu için kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu kontrol edilmiştir.

x doğrultusu için kontrol

Düğüm noktasına birleşen birinci kat kolonu alt ucu ile zemin kat kolonu üst ucu için düşey yükler ile deprem yüklerinden oluşan en büyük aksel basınç kuvvetleri $G+Q+EXP+0.3EY$ yük birleşiminden elde edilmiştir.

$$P_{ucz,x} = 2132.61 \text{ kN} \quad P_{uc1,x} = 1826.60 \text{ kN}$$

Kolon kesitleri: 2xHEB 450 $W_{pc} = 5199.32 \text{ cm}^3$ $A = 423.44 \text{ cm}^2$

Kiriş kesitleri: IPE 450 $W_{pb} = 1702 \text{ cm}^3$

$$M_{pi} = M_{pj} = 1702 \times 35.5 \times 10^{-2} = 604.21 \text{ kNm}$$

$$M_{pa} = 5199.32 \times (35.5 - 1826.60 / 423.44) \times 10^{-2} = 1621.47 \text{ kNm}$$

$$M_{pü} = 5199.32 \times (35.5 - 2132.61 / 423.44) \times 10^{-2} = 1585.01 \text{ kNm}$$

$$1621.47 + 1585.01 = 3206.48 \text{ kNm} > 1.1 \times 1.1 \times 2 \times 604.21 = 1462.19 \text{ kNm olup}$$

x doğrultusu için ilgili koşul sağlanmaktadır.

y doğrultusu için kontrol

Düğüm noktasına birleşen birinci kat kolonu alt ucu ile zemin kat kolonu üst ucu için düşey yükler ile deprem yüklerinden oluşan en büyük eksenel basınç kuvvetleri G+Q+EYP+0.3EX yük birleşiminden elde edilmiştir.

$$P_{ucz,y} = 2130 \text{ kN} \quad P_{uc1,y} = 1825.66 \text{ kN}$$

Kolon kesitleri: 2xHEB450 $W_{py} = 5051.12 \text{ cm}^3$ $A = 423.44 \text{ cm}^2$

Kiriş kesitleri: IPE450 $W_{pb} = 1702 \text{ cm}^3$

$$M_{pi} = M_{pj} = 1702 \times 35.5 \times 10^{-2} = 604.21 \text{ kNm}$$

$$M_{pa} = 5051.12 \times (35.5 - 1825.66 / 423.44) \times 10^{-2} = 1575.37 \text{ kNm}$$

$$M_{pü} = 5051.12 \times (35.5 - 2130 / 423.44) \times 10^{-2} = 1539.06 \text{ kNm}$$

$1575.37 + 1539.06 = 3114.43 \text{ kNm} > 1.1 \times 1.1 \times 2 \times 604.21 = 1462.19 \text{ kNm olup y}$
doğrultusu için ilgili koşul sağlanmaktadır.

4. TBDY-2018 ile ÇYTHYE-2016'YA GÖRE ANALİZ ve BOYUTLANDIRMA

4.1 Analiz Sonuçları

Binanın SAP2000 bilgisayar programı analiz sonuçlarına göre görece kat ötelemeleri ve ikinci merteye etkileri kontrolü yapılmıştır.

4.1.1 Görece kat ötelemelerinin sınırlandırılması

TBDY-2018'de görece kat ötelemelerinin sınırlandırılması, DBYBHY-2007'den farklı olarak dolgu duvarları ve cephe elemanları gibi taşıyıcı olmayan elemanların çerçeve elemanlarına iki farklı durumda bağlanma şekline göre hesaplanmaktadır.

a) Gevrek malzemeden oluşan boşluklu veya boşluksuz dolgu duvarlarının ve cephe elemanlarının çerçeve elemanlarına bir bağlantı olmadan ya da esnek bir derz yapılmadan tamamen bitişik olması durumunda etkin görece kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri, $\delta_{i,max}$, Denklem 4.1'de verilen koşulu sağlayacaktır [2].

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.008 \kappa \quad (4.1)$$

b) Gevrek malzemeden oluşan dolgu duvarlarının çerçeve elemanlarına esnek bir derz ile bağlanması, cephe elemanlarının dış çerçeve elemanlarına esnek bağlantılarla bağlı olması ya da dolgu duvarlarının çerçeve elemanlarından tamamen bağımsız olmadan ya da esnek bir derz yapılmadan tamamen bağımsız olması durumunda etkin görece kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri, $\delta_{i,max}$, Denklem 4.2'de verilen koşulu sağlayacaktır [2].

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i} \leq 0.016 \kappa \quad (4.2)$$

Denklemlerdeki κ katsayısı izin verilen görece kat ötelemelerinin hesabında kullanılan bir katsayı olup çelik binalar için $\kappa=0.5$, betonarme binalar için $\kappa=1.0$ olarak tanımlanmıştır [2].

λ katsayısı ise, göz önüne alınan deprem doğrultusunda DD-3 deprem yer hareketi düzeyi için hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesine oranı olarak hesaplanır [2].

$$\lambda = S_{ae}(T_x)_{DD-3} / S_{ae}(T_x)_{DD-2} = 0.162/0.444 = 0.3649 \text{ (x doğrultusu)}$$

$$\lambda = S_{ae}(T_y)_{DD-3} / S_{ae}(T_y)_{DD-2} = 0.163/0.447 = 0.3647 \text{ (y doğrultusu)}$$

Birbirine dik her iki deprem doğrultusunda $\pm\%$ 5 dış merkezlik etkisinde sisteme uygulanan azaltılmış deprem yükleri altında yapılan analiz sonucu her iki doğrultu için bulunan görelî kat ötelemesi değerleri Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1: x doğrultusu için görelî kat ötelemesi (TBDY-2018).

Kat	h_i (cm.)	d_{ix} (cm.)	Δ_{ix} (cm.)	δ_{ix} (cm.)	δ_{ix}/h_i
7	350	3.9276	0.2351	1.8808	0.00196
6	350	3.6925	0.4054	3.2432	0.00338
5	350	3.2871	0.5708	4.5664	0.00476
4	350	2.7163	0.7041	5.6328	0.00587
3	350	2.0122	0.7879	6.3032	0.00657
2	350	1.2243	0.7724	6.1792	0.00644
1	350	0.4519	0.4519	3.6152	0.00377

Çizelge 4.2: y doğrultusu için görelî kat ötelemesi (TBDY-2018).

Kat	h_i (cm.)	d_{iy} (cm.)	Δ_{iy} (cm.)	δ_{iy} (cm.)	δ_{iy}/h_i
7	350	4.1244	0.2600	2.0800	0.00217
6	350	3.8644	0.4353	3.4824	0.00363
5	350	3.4291	0.6090	4.8720	0.00508
4	350	2.8201	0.7486	5.9888	0.00624
3	350	2.0715	0.8306	6.6448	0.00692
2	350	1.2409	0.7963	6.3704	0.00664
1	350	0.4446	0.4446	3.5568	0.00371

Yukarıda gösterilen Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’ye göre her iki dik doğrultu için elde edilen ($\lambda x \delta_{ix}/h_i$) oranlarının en büyük değerleri;

“x” doğrultusunda $\lambda x \delta_{ix}/h_i = 0.00657 \leq 0.008$

“y” doğrultusunda $\lambda x \delta_{iy}/h_i = 0.00692 \leq 0.008$

olarak elde edildiğinden her iki dik doğrultu için etkin görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması koşulu sağlanmaktadır.

4.1.2 İkinci merteye etkilerin kontrolü

Her bir deprem doğrultusu için binanın her katındaki ikinci merteye gösterge değeri, θ_i 'nin Denklem 4.3'te verilen koşulu sağlaması durumunda ikinci merteye etkileri mevcut betonarme ve çelik yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir. Bu koşulun binanın herhangi bir katında sağlanmaması durumunda taşıyıcı sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır [2].

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i h_i} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad (4.3)$$

Hesaplarda dayanım fazlalığı katsayısı, $D=3$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı, $R=8$ ve taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına göre tanımlanan ampirik katsayı, C_h , çelik bina için $C_h=1.0$ alınmıştır [2].

Her bir deprem doğrultusu için yapılan ikinci merteye etkilerin kontrolü Çizelge 4.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.3: İkinci merteye etkilerin kontrolü (TBDY-2018).

Kat	$(\Delta_i^X)_{ort}$	$(\Delta_i^Y)_{ort}$	Σw_k (kN)	V_i^X	V_i^Y	h_i	θ_{ix}	θ_{iy}
7	0.2016	0.2480	6154.10	-	-	350	-	-
6	0.3477	0.4147	13882.60	846.18	846.18	350	0.016	0.019
5	0.4894	0.5799	21611.10	1566.70	1566.70	350	0.019	0.023
4	0.6037	0.7127	29339.60	2167.13	2167.13	350	0.023	0.028
3	0.6756	0.7904	37068.10	2647.48	2647.48	350	0.027	0.032
2	0.6627	0.7571	44796.60	3007.74	3007.74	350	0.028	0.032
1	0.3884	0.4219	52525.10	3247.91	3247.91	350	0.018	0.019

Her iki dik deprem doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolünde en olumsuz durum ikinci katta y doğrultusunda meydana gelmektedir.

İkinci katta; $\theta_{maks} = \theta_{2y} = 0.032 \leq 0.12 \frac{3}{1.0 \times 8} = 0.045$ koşulu sağlandığından ikinci merteye etkiler ÇYTHYE-2016 Bölüm 6.1'e göre değerlendirilecektir.

4.2 Yapı Elemanlarının ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2018'e Göre Boyutlandırılması

Bina taşıyıcı elemanlarının ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2018 yönetmeliklerine göre boyutlandırılmasında kar yükleri için TS EN 1991-1-3, rüzgâr yükleri için TS EN 1991-1-4 ve deprem yükleri için TBDY-2018 koşulları esas alınmıştır.

4.2.1 Boyutlandırmada kullanılan yük birleşimleri

Bina taşıyıcı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgâr kuvvetleri altında analizi sonucu elde edilen iç kuvvetler ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2018’de tanımlı koşullara uygun olarak birleştirilmiştir. Yük birleşimleri “Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım” (YDKT) yöntemine göre oluşturulmuştur.

YDKT yöntemi, tüm yapısal elemanların karakteristik dayanımı, R_n , ile dayanım katsayısının(ϕ) çarpımı sonucu bulunan tasarım dayanımı, ϕR_n , değerinin YDKT yük birleşimleri için hesaplanan gerekli dayanım, R_u , değerinden büyük veya eşit olması prensibine dayanmaktadır [8]. YDKT yöntemine göre tasarımda Denklem 4.4 koşulunun sağlanması gerekmektedir.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (4.4)$$

Hesaplarda kullanılacak yük birleşimleri için yapısal stabilite analizinde geometrik önkusurların dikkate alınması amacıyla fiktif yükler tanımlanmıştır. Her bir kattaki düğüm noktalarına gelen düşey yükler ile orantılı olarak hesaplanan yatay fiktif yükler, yapının stabilitesi açısından en elverişsiz sonucu verecek doğrultuda Denklem 4.5’e göre hesaplanmaktadır [8].

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (4.5)$$

Denklemde yer alan Y_i , i ’nci kat döşemesine gelen toplam yükü göstermektedir. YDKT yük birleşimi için $\alpha=1.0$ alınmaktadır [8]. Binanın SAP2000 bilgisayar modelinde yük birleşimlerinde düşey yüklerin içinde bulunan eleman sabit yükler, kar yükü ve hareketli yük için her iki dik doğrultuda fiktif yükler aşağıda gösterildiği gibi tanımlanmıştır.

N_{Gx} , N_{Gy} : x ve y doğrultularında sabit yükler için tanımlanan yatay fiktif yükler.

N_{Sx} , N_{Sy} : x doğrultusunda kar yükü için tanımlanan yatay fiktif yükler.

N_{Qx} , N_{Qy} : x doğrultusunda hareketli yük için tanımlanan yatay fiktif yükler.

ÇYTHYE-2016 Bölüm 6.2.2.2’ye göre yatay fiktif yükler, yapı analizinde kullanılacak tüm yatay ve düşey yük birleşimine eklenmesi gerekmektedir. Ancak, tez çalışmasında “Kolonların Boyutlandırılması” bölümünde(bkz. Bölüm 4.2.4) açıklanan “ B_2 ” katsayısının 1.7 değerine eşit ya da küçük olması durumunda yatay fiktif yüklerin sadece düşey yükleri içeren yük birleşimlerine eklenmesi yeterli olmaktadır [8]. Bu koşulun uygunluğu Bölüm 4.2.4’te değerlendirilmiştir.

TBDY-2018 Bölüm 4.4.3'e göre birbirine dik iki deprem doğrultusunda Denklem 4.6 ve Denklem 4.7'de doğrultu birleştirmesi yapılarak tanımlanan yatay deprem etkilerinin ($E_d^{(H)}$) yanında, düşey deprem etkilerinin de düşey yük ve deprem etkisini içeren yük birleşimlerine dahil edilmesi gerekmektedir.

$$(E_d^{(H)}) = \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)} \quad (4.6)$$

$$(E_d^{(H)}) = \pm E_d^{(Y)} \pm 0.3E_d^{(X)} \quad (4.7)$$

Düşey deprem etkisi, $E_d^{(Z)}$, yaklaşık olarak Denklem 4.8 ile hesaplanmaktadır[2].

$$E_d^{(Z)} = (2/3) S_{DS} G \quad (4.8)$$

$E_d^{(Z)} = (2/3) \times 1.603 \times G = 1.069G$ olarak hesaplanan düşey deprem etkisi Denklem 4.9 ve Denklem 4.10'da tanımlanan yük birleşimlerinde göz önüne alınacaktır [2].

$$1.2G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)} \quad (4.9)$$

$$0.9G + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(Z)} \quad (4.10)$$

Hesaplarda kullanılan YDKT yük birleşimleri aşağıda gösterilmiştir.

a) Fiktif yüklerin dikkate alındığı düşey yük birleşimleri:

$$1.4(G + N_{Gx})$$

$$1.4(G + N_{Gy})$$

$$1.2(G + N_{Gx}) + 1.6(Q + N_{Qx}) + 0.5(S + N_{Sx})$$

$$1.2(G + N_{Gy}) + 1.6(Q + N_{Qy}) + 0.5(S + N_{Sy})$$

$$1.2(G + N_{Gx}) + 1.6(S + N_{Sx}) + 1.0(Q + N_{Qx})$$

$$1.2(G + N_{Gy}) + 1.6(S + N_{Sy}) + 1.0(Q + N_{Qy})$$

b) Düşey deprem etkisinin dikkate alındığı düşey yük+deprem birleşimleri:

$$1.521G + Q + 0.2S \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)}$$

$$1.521G + Q + 0.2S \pm E_d^{(Y)} \pm 0.3E_d^{(X)}$$

$$0.579G \pm E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)}$$

$$0.579G \pm E_d^{(Y)} \pm 0.3E_d^{(X)}$$

c) Düşey yük+rüzgâr birleşimleri:

$$1.2G + 1.6S \pm 0.8WX$$

$$1.2G + 1.6S \pm 0.8WY$$

$$1.2G + Q + 0.5S \pm 1.6WX$$

$$1.2G + Q + 0.5S \pm 0.8WY$$

$$0.9G \pm 1.6WX$$

$$0.9G \pm 1.6WY$$

4.2.2 Tali kirişlerin boyutlandırılması

Ana kirişlere mafsallı olarak bağlanan ve deprem kuvvetleri etkisinde olmayan tali kirişlerin düşey yükler altında $1.2(G+N_{Gx})+1.6(Q+N_{Qx})+0.5(S+N_{Sx})$ yük birleşimine göre dayanım ve $(G+Q)$ yük birleşimine göre sehim kontrolleri yapılacaktır.

IPE300 olarak seçilen tali kiriş elemanının enkesit özellikleri:

$$W_{px} = 628 \text{ cm}^3 \quad I_x = 8356 \text{ cm}^4 \quad b = 15 \text{ cm} \quad t_w = 0.71 \text{ cm} \quad t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Çelik sınıfı: S355} \quad F_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad F_u = 510 \text{ N/mm}^2$$

Tali kiriş enkesit koşullarının kontrolü

Tali kirişler için yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan enkesit koşulları kontrolü ÇYTHYE-2016 Bölüm 5.4'e göre yapılmıştır. Yönetmelikte eğilme momentinin basınç bileşeni etkisindeki elemanları için koşullar Çizelge 4.4'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.4: TBDY-2018'e göre elemanların enkesit koşulları [8].

Durum	Tanım	Genişlik /Kalınlık Oranı, λ	Genişlik/Kalınlık Oranı Sınır Değerleri	
			λ_p (kompakt/ kompakt olmayan)	λ_r (kompakt olmayan/ narin)
10	Hadde I profiller, U profiller ve T enkesitli elemanların başlıkları	b/t	$0.38x\sqrt{E_s/F_y}$	$1.00x\sqrt{E_s/F_y}$
11	Tek ve çift simetri eksenli yapma I enkesitli elemanların başlıkları	b/t	$0.38x\sqrt{E_s/F_y}$	$0.95x\sqrt{E_s/F_y}$
12	Tek korniyerlerin kolları	b/t	$0.54x\sqrt{E_s/F_y}$	$0.91x\sqrt{E_s/F_y}$
13	Zayıf eksen etrafında eğilme etkisindeki tüm I enkesitli elemanlar ve U profiller	b/t	$0.38x\sqrt{E_s/F_y}$	$1.00x\sqrt{E_s/F_y}$
14	T enkesitli elemanların gövdeleri	d/t	$0.84x\sqrt{E_s/F_y}$	$1.03x\sqrt{E_s/F_y}$
15	U profillerin ve çift simetri enkesitli I profillerin gövdeleri	h/t _w	$0.38x\sqrt{E_s/F_y}$	$5.70x\sqrt{E_s/F_y}$

Başlık kontrolü (Çizelge 4.4 Durum 10)

$$\lambda = \frac{b}{2 \times t_f} \leq \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{E_s / F_y} \quad \lambda = \frac{15}{2 \times 1.07} = 7.01 \leq \lambda_p = 0.38 \times \sqrt{21000 / 35.5} = 9.24$$

Gövde kontrolü (Çizelge 4.4 Durum 15)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 3.2 \times \sqrt{E_s / F_y} \quad \lambda = \frac{30}{0.71} = 42.25 \leq \lambda_p = 3.76 \times \sqrt{21000 / 35.5} = 91.45$$

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

Kesitin başlık ve gövde enkesitlerinde sınır değerler aşılmadığından kompakt IPE300 tali kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , akma sınır durumu ve yanal burulmalı burkulma sınır durumu için ÇYTHYE Bölüm 9.2'ye göre belirlenecektir.

a) Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı:

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 355 \times 628 \times 10^{-3} = 222.94 \text{ kNm}$$

b) Yanal burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı:

Yanal burulmalı burkulma sınır durumu için karakteristik eğilme momenti dayanımı elemanın basınç başlığının yanal doğrultuda desteklenmeyen uzunluğuna bağlı olarak belirlenmektedir [3]. Tali kirişin basınç başlığı (üst başlık) kiriş açıklığı boyunca başlıklı çelik ankrajlarla betonarme döşemeye bağlı olduğundan yanal doğrultuda sürekli olarak desteklenmektedir. Bu durumda yanal burulmalı burkulma sınır durumu için ayrıca hesap yapılmayacaktır. Karakteristik eğilme momenti dayanımı akma sınır durumu için hesaplanan değere, $M_n = M_p = 222.94 \text{ kNm}$, eşit alınacaktır.

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü

$1.2(G+N_{Gx})+1.6(Q+N_{Qx})+0.5(S+N_{Sx})$ yük birleşimi altında gerekli eğilme momenti dayanımı, normal kat tali kirişi için $M_u=88.96 \text{ kNm}$ ve çatı katı tali kirişi için $M_u=74.94 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$M_d = \phi_b \times M_n = 0.9 \times 222.94 = 200.65 \text{ kNm} \quad (\text{YDKT için } \phi_b = 0.9)$$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{88.96}{200.65} = 0.44 \leq 1.00 \quad (\text{Normal kat tali kirişi})$$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{74.94}{200.65} = 0.37 \leq 1.00 \quad (\text{Çatı kat tali kirişi})$$

Kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi

Gövde düzleminde kesme kuvveti etkisinde olan çift simetri eksenli I enkesitli kirişlerin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n , çekme alanı katkısının dikkate alınmadığı durumlar için ÇYTHYE-2016 Bölüm 10.2.1'e göre Denklem 4.11 ile belirlenmektedir.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (4.11)$$

Denklemde yer alan gövde kesme kuvveti dayanım katsayısı, C_{v1} , Denklem 4.12'nin sağlanması durumunda YDKT yöntemi için $C_{v1}=1.00$ ve $\phi_v=1.00$ alınacaktır [8].

$$h/t_w \leq 2.24\sqrt{E_s/F_y} \quad (4.12)$$

$h/t_w=30/0.71=42.25 \leq 2.24\sqrt{E_s/F_y}=2.24 \times \sqrt{21000/35.5}=54.48$ koşulu sağlandığından $C_{v1}=1.00$ ve $\phi_v=1.00$ olarak alınmıştır.

Tali kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 355 \times (7.1 \times 300) \times 1.00 \times 10^{-3} = 453.69 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

Kirişin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$1.2(G+N_{Gx})+1.6(Q+N_{Qx})+0.5(S+N_{Sx})$ yük birleşimi altında gerekli tasarım kesme kuvveti dayanımı, normal kat tali kirişi için $V_u=50.83$ kN ve çatı katı tali kirişi için $V_u=42.83$ kN olarak hesaplanmıştır.

$$V_d = \phi_b \times V_n = 1.0 \times 453.69 = 453.69 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{50.83}{453.69} = 0.11 \leq 1.00 \text{ (Normal kat tali kirişi)}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{42.83}{453.69} = 0.09 \leq 1.00 \text{ (Çatı katı tali kirişi)}$$

Kirişin kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü

ÇYTHYE-2016 Bölüm 15.1 uyarınca yapı sistemini oluşturan elemanların dış yükler altında yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olmalarının yanında kullanılabilirlik sınır durumlarından biri olan düşey yer değiştirmelerin kontrol edilmesi gerekmektedir. Yer değiştirme sınır değeri, sabit yükler ve hareketli yükler altında (G+Q yük birleşimi) $L/300$ sınırını aşmayacaktır [8]. Analiz sonuçlarına göre tali kirişte meydana gelen en büyük düşey yer değiştirme $\Delta_{maks} = 0.0199$ m olarak bulunmuştur.

$L=7$ m açıklık için $\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.0199}{7} = \frac{1}{352} < \frac{1}{300}$ koşulu sağlanmaktadır.

4.2.3 Kolonların boyutlandırılması

7 katlı işyeri binasında tüm katlar boyunca 2xHEB 450 kesitinde yapma haç kolonlar kullanılmıştır. Kolonların boyutlandırılması kontrolü; iç çerçeve orta kolonu, dış çerçeve köşe kolonu, dış çerçeve orta kolonu olmak üzere 3 adet kolonda yapılmıştır. Kolonlarda gerekli eğilme momenti dayanımı, M_r ve gerekli aksenal kuvvet dayanımı, P_r , ÇYTHYE Bölüm 6.5'te yer alan yaklaşık ikinci merteye analizi yöntemine göre elde edilmiştir. Yaklaşık ikinci merteye analizi, birinci merteye analizle elde edilen iç kuvvetlerin belli katsayılarla artırılması prensibine dayanmaktadır [8]. Yaklaşık ikinci merteye analizi ile gerekli eğilme momenti ve aksenal kuvvet dayanımları sırasıyla Denklem 4.13 ve Denklem 4.14'ye göre elde edilmektedir.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (4.13)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (4.14)$$

Yukarıdaki bağıntılarda yer alan M_{nt} ve P_{nt} , yatay ötelenmesi önlenmiş sistem için YDKT yük birleşimine göre hesaplanmış birinci merteye eğilme momenti ile aksenal kuvveti ifade etmektedir. M_{lt} ve P_{lt} , yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde YDKT yük birleşimine göre hesaplanmış birinci merteye eğilme momenti ile aksenal kuvvet olarak tanımlanmaktadır [8].

“ B_1 ” artırma katsayısı, eğilme momenti ve aksenal basınç etkisindeki elemanlar için eleman şekil değiştirmesine ait ($P-\delta$) ikinci merteye etkilerin dikkate alındığı bir katsayı olarak her iki dik deprem doğrultusu için Denklem 4.15'e göre hesaplanmaktadır [8].

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1 \quad (4.15)$$

Denklem 4.3'te yer alan “ C_m ” katsayısı, elemanın eğilme momenti dağılımını eşdeğer sabit moment dağılımına dönüştürme katsayısı olup elemanın eğilme düzleminde mesnetlendiği uçlar arasında yanal yüklerin etkidiği durumlarda $C_m=1.0$ olarak alınır. Yanal yüklerin etkemediği durumlar için C_m , Denklem 4.16 ile belirlenmektedir [8].

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (4.16)$$

Eleman uç momentleri oranı olan “ M_1/M_2 ” işareti çift eğrilikli eğilme durumu için pozitif, tek eğrilikli eğilme durumu için negatif alınmaktadır.

Elemanın eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü, P_{el} , elemanın uç noktalarında yanal yer değiştirme yapmadığı kabulü ile Denklem 4.17’ye göre hesaplanmaktadır[8].

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (4.17)$$

Denklem 4.5’te yer alan burkulma boyu katsayısı, $K_1=1.0$ alınacaktır [8].

“ B_2 ” artırma katsayısı, taşıyıcı sistemdeki her kat için sistemin yer değiştirmesine ait (P- Δ) ikinci mertebe etkilerin dikkate alındığı bir katsayı olarak her iki dik deprem doğrultusu için Denklem 4.18 ile hesaplanmaktadır [8].

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1 \quad (4.18)$$

Denklemden yer alan “ P_{kat} ”, oluşturulan yük birleşimleri altında söz konusu kattaki tüm düşey taşıyıcı elemanlara gelen toplam düşey yükü ifade etmektedir. İlgili kata ait elastik burkulma yükü, $P_{e,kat}$, Denklem 4.19 ile Denklem 4.20’ye göre belirlenmektedir.

$$P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (4.19)$$

$$R_M = 1 - 0.15(P_{mf} / P_{kat}) \quad (4.20)$$

Yukarıdaki denklemlerde yer alan terimler aşağıda açıklanmıştır [8].

R_M : Eleman şekil değiştirmesine ait ikinci mertebe etkilerin sistem yer değiştirmesine ait ikinci mertebe etkiler üzerindeki etkisini dikkate alan katsayı.

L : Kat yüksekliği.

P_{mf} : Göz önüne alınan doğrultuda moment aktaran çerçevelerin olması durumunda, bu çerçevelerdeki kat kolonlarına gelen düşey yük.

Δ_H : Göz önüne alınan doğrultuda yatay yükler altında hesaplanan birinci mertebe görelî kat ötelemesi.

H : Göz önüne alınan doğrultuda görelî kat ötelemesi için yatay yükler altında hesaplanan kat kesme kuvveti.

Hesaplarda ikinci merteye etkiler genel analiz yöntemine göre azaltılmış eleman rijitlikleri ile aşağıda belirtilen şekilde dikkate alınmaktadır.

- Tüm yapı elemanları için eğilme, kayma ve eksenel rijitlikleri 0.80 katsayısı ile çarpılarak azaltılacaktır [8]. Bu azaltma binanın SAP2000 bilgisayar modelinde, yukarıda tanımlanan fiktif yük birleşimlerini doğrusal olmayan(non-lineer) yük birleşimlerine çevirmek ve analiz yapmak suretiyle dikkate alınmıştır.
- Eğilme rijitliğinin stabilite üzerinde etkili olduğu tüm yapı elemanları için, eksenel kuvvet düzeyine bağlı olarak, eğilme rijitlikleri τ_b katsayısı ile çarpılacaktır [8]. “ τ_b ” katsayısı elemanın gerekli eksenel kuvvet dayanımının, elemanın enkesit basınç kuvveti dayanımına oranına bağlı olarak belirlenecektir.

$\alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$ için $\tau_b=1.0$,

$\alpha P_r / P_{ns} > 0.5$ için $\tau_b=4(\alpha P_r / P_{ns})[1-(\alpha P_r / P_{ns})]$ olarak hesaplanacaktır. Denklemdaki “ α ” katsayısı YDKT için 1.0 olarak alınacaktır [8].

2xHEB 450 olarak seçilen kolonların enkesit özellikleri:

$$W_x = 4085.12 \text{ cm}^3 \quad I_x = 97774.85 \text{ cm}^4 \quad W_y = 3967.33 \text{ cm}^3 \quad I_y = 89264.85 \text{ cm}^4$$

$$W_{px} = 5199.32 \text{ cm}^3 \quad W_{py} = 5051.12 \text{ cm}^3 \quad A = 423.44 \text{ cm}^2 \quad A_b = 78 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h_x = 45 \text{ cm} \quad h_y = 46.4 \text{ cm} \quad t_f = 2.6 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.4 \text{ cm} \quad i_x = 14.96 \text{ cm} \quad i_y = 14.52 \text{ cm}$$

$$\text{Çelik sınıfı: S355} \quad F_y=355 \text{ N/mm}^2 \quad F_u=510 \text{ N/mm}^2$$

Çerçeve kolonlarının boyutlandırılması; TBDY-2018 Bölüm 9.3.1.3’te süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve kolonlar için verilen koşullara göre yapılmıştır. Kolonlar için tasarım dayanımı kontrolü; $1.521G+Q+0.2S+E_d^{(X)}\pm 0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşimlerinden elde edilen kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momentleri ile eğilme momentleri dikkate alınmadan $1.521G+Q\pm D(E_d^{(X)}\pm 0.3 E_d^{(Y)})$ artırılmış yük birleşimlerinden elde edilen eksenel çekme ve basınç kuvvetlerine göre yapılmıştır.

a) (5-B) akslarında yer alan iç çerçeve orta kolonu için en elverişsiz yükleme durumu olan $1.521G+Q+0.2S+E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden elde edilen iç kuvvetler aşağıda gösterilmiştir.

$$N_d = 2969.56 \text{ kN} \quad M_x = 242.65 \text{ kNm} \quad M_y = 87.89 \text{ kNm} \quad V_y = 90.55 \text{ kN}$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde birinci mertebe eğilme momentleri ve aksenal kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+0.2S+E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden sadece düşey yükler etkisinde ($1.521G+Q+0.2S$) her iki dik doğrultuda kolonda oluşan eğilme momentleri ile aksenal basınç kuvveti;

$$P_{nt}= 2964.83 \text{ kN} \quad M_{ntx,alt}= 0.0514 \text{ kNm} \quad M_{ntx,üst}= -0.111 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,alt}= -0.0029 \text{ kNm} \quad M_{nty,üst}= 0.0062 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilmiştir.}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde birinci mertebe eğilme momentleri ve aksenal kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminde sadece yatay yükler altında ($E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$) kolonda oluşan eğilme momenti ile aksenal basınç kuvveti;

$$P_{lt}= 4.73 \text{ kN} \quad M_{ltx,alt}= 242.60 \text{ kNm} \quad M_{ltx,üst}= -74.15 \text{ kNm}$$

$$M_{lty,alt}= 87.89 \text{ kNm} \quad M_{lty,üst}= -15.46 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilir.}$$

B_1 ve B_2 katsayılarının belirlenmesinde kolonun eğilme düzlemlerindeki elastik burkulma yükleri, P_{el} , hesabında kullanılan katsayı $\tau_b=1.00$ kabul edilmiştir. “ τ_b ” katsayısının uygunluğunun kontrolü ilerleyen bölümlerde yapılmıştır.

B_1 artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B_1 artırma katsayısının hesabı:

$$P_{rx}=P_{nt}+P_{lt}=2964.83+4.73=2969.56 \text{ kN}$$

“x” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri $M_1=M_{ntx,alt}=0.0514 \text{ kNm}$ ve $M_2=M_{ntx,üst}=-0.111 \text{ kNm}$ olduğundan $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumu için (M_1/M_2) oranı pozitif alınacaktır [8]. Bu durumda,

$$C_{mx}=0.6-0.4x(M_1/M_2)=0.6-0.4x(0.0514/0.111)=0.415 \text{ olarak bulunur.}$$

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{elx}=\pi^2x0.8x210000x94774.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=128282.10 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1x}=\frac{0.415}{1x\frac{2969.56}{128282.10}}=0.425\leq 1 \text{ olduğundan } B_{1x}=1 \text{ olarak alınır.}$$

y doğrultusu için B_1 artırma katsayısının hesabı:

$$P_{ry}=P_{nt}+P_{lt}=2964.83+4.73=2969.56 \text{ kN}$$

“y” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri $M_1=M_{nty,alt}=-0.0029 \text{ kNm}$ ve $M_2=M_{nty,üst}=0.0062 \text{ kNm}$ olduğundan $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumu için (M_1/M_2) oranı pozitif alınacaktır [8].

$$C_{my}=0.6-0.4x(M_1/M_2)=0.6-0.4x(0.0029/0.0062)=0.413 \text{ olarak bulunur.}$$

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{ely}=\Pi^2x0.8x210000x89264.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=120824.06 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1y}=\frac{0.413}{1-\frac{1x2969.56}{120824.06}}=0.423\leq 1 \text{ olduğundan } B_{1y}=1 \text{ olarak alınır.}$$

B₂ artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B₂ artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat}=P_{mf}=62336.35 \text{ kN}$ olmaktadır.

$$R_{mx}=1-0.15x(62336.35/62336.35)=0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L=3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_x=3368 \text{ kN}$ (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında y doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{Hx}=0.005494 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat}=0.85x3368x3.5/0.005494=1823771.39 \text{ kN}$$

$$B_{2x}=\frac{1}{1-\frac{1x62336.35}{1823771.39}}=1.035\geq 1 \text{ olduğundan } B_{2x}=1.035 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2x}=1.035\leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

y doğrultusu için B₂ artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat}=P_{mf}=62336.35 \text{ kN}$ olmaktadır.

$$R_{my}=1-0.15x(62336.35/62336.35)=0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L=3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_y=3368$ kN (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında y doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{Hy}=0.00604 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat}=0.85 \times 3368 \times 3.5 / 0.00604 = 1658907.29 \text{ kN}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 62336.35}{1658907.29}} = 1.039 \geq 1 \text{ olduğundan } B_{2y} = 1.039 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2y} = 1.039 \leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

Kolonda “x” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksel kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{rx} = P_{nt} + B_{2x} P_{ltx} = 2964.83 + 1.035 \times 4.73 = 2969.73 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1 \times 0.111 + 1.035 \times 242.60 = 251.20 \text{ kNm}$$

Kolonda “y” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksel kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{ry} = P_{nt} + B_{2y} P_{lty} = 2964.83 + 1.039 \times 4.73 = 2969.75 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = B_{1y} M_{nty} + B_{2y} M_{lty} = 1 \times 0.0062 + 1.039 \times 87.89 = 91.32 \text{ kNm}$$

$1.521G+Q+E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden gerekli kesme kuvveti dayanımı $V_u=86.18$ kN olarak elde edilmiştir.

“ τ_b ” katsayısının kontrolü

Elemanın gerekli aksel basınç kuvveti, $P_r=2969.75$ kN ve elemanın enkesit basınç dayanımı, $P_{ns}=F_y \times A = 355 \times 42344 / 10^{-3} = 15032.10$ kN olarak hesaplanmıştır.

$\alpha P_r / P_{ns} = 1.00 \times 2969.75 / 15032.12 = 0.198 < 0.5$ olduğundan rijitik hesaplarında $\tau_b = 1.00$ alınması uygundur.

Kolonun enkesit koşullarının kontrolü

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve kolonlarında aksel basınç kuvveti altında başlık ve gövde enkesitlerindeki yerel burkulmayı önlemeyi amaçlayan enkesit koşulları, TBDY-2018 Bölüm 9.2.8’de yer alan Tablo 9.3’e göre yapılmıştır.

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2xt_f} = \frac{30}{2 \times 2.6} = 5.77 \leq 0.30 \times \sqrt{21000/35.5} = 7.29$$

Gövde kontrolü: Gövde enkesiti kontrolü için, $1.521G+Q+D(E_d^{(X)}+0.3 E_d^{(Y)})$ artırılmış yük birleşimine göre aksenal basınç kuvveti, $P_u=2964.83+3 \times 1.039 \times 4.73=2979.57$ kN olarak hesaplanmıştır.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \times (F_y \times A)} = \frac{2979.57}{0.9 \times 15032.10} = 0.220 > 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{34.4}{1.4} = 24.57 \leq 0.77 \times \sqrt{21000/35.5} \times (2.93 - 0.220) = 50.75$$

$50.75 \geq 1.49 \times \sqrt{21000/35.5} = 36.24$ olduğundan kolon için kompakt enkesit koşulu sağlanmaktadır.

Kolonun karakteristik aksenal basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

Kompakt enkesitli elemanların karakteristik aksenal basınç kuvveti dayanımı, ÇYTHYE-2018 Bölüm 8.2’de yer alan her iki dik eksen etrafındaki eğilmeli burkulma sınır durumu ile boyuna eksen etrafındaki burulmalı burkulma sınır durumuna göre belirlenecektir.

Eğilmeli burkulma ve burulmalı burkulma sınır durumları için kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} , elemanın her iki dik doğrultuda hesaplanan narinlik oranına (L_c/i) göre Denklem 4.21 veya Denklem 4.22 ile hesaplanmaktadır [8].

$$\frac{L_c}{i} \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \text{ veya } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ için } F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y \quad (4.21)$$

$$\frac{L_c}{i} > 4.71 \sqrt{E/F_y} \text{ veya } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ için } F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y \quad (4.22)$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_e , Denklem 4.23’e göre belirlenmektedir [8].

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} \quad (4.23)$$

Boyuna eksen etrafında burulmalı burkulma sınır durumunda elastik burkulma gerilmesi, F_{ez} , Denklem 4.24 ile hesaplanmaktadır [8].

$$F_{ez} = \frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \frac{I}{I_x + I_y} \quad (4.24)$$

Kompakt enkesitli elemanların aksenal basınç kuvveti etkisindeki karakteristik aksenal basınç dayanımı, P_n , eğilmeli burkulma sınır durumu ve boyuna eksen etrafında burulmalı burkulma sınır durumlarından elde edilen en küçük kritik burkulma gerilmesine göre Denklem 4.25 ile hesaplanmaktadır.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.25)$$

“x” eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$K_x = 1 \quad \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1 \times 3500}{149.6} = 23.40 \leq 4.71 \times \sqrt{E/F_y} = 114.56$$

$$\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{(23.40)^2} = 3785.19 \text{ MPa} \quad F_{crx} = (0.658^{355/3785.19}) \times 355 = 341.33 \text{ MPa}$$

“y” eksen etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$K_y = 1 \quad \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1 \times 3500}{145.2} = 24.10 \leq 4.71 \times \sqrt{E/F_y} = 114.56$$

$$\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{(24.10)^2} = 3568.50 \text{ MPa} \quad F_{cry} = (0.658^{355/3568.50}) \times 355 = 340.52 \text{ MPa}$$

Boyuna eksen etrafında burulmalı burkulma sınır durumu;

$$\text{Çarpılma sabiti: } C_w = \frac{I_y x h_0^2}{4} = \frac{89264.85 \times 10^4 \times (450-26)^2}{4} = 4.012 \times 10^{13} \text{ mm}^6$$

$$\text{Burulma sabiti: } J = 7614099 \text{ mm}^4$$

$$K_z = 1 \quad L_{cz} = 1 \times 3500 = 3500 \text{ mm} \quad G = 80769.23 \text{ MPa} \quad E = 210000 \text{ MPa}$$

$$F_{ez} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 4.012 \times 10^{13}}{3500^2} + 80769.23 \times \frac{1}{(89264.85 + 94774.85) \times 10^4} = 4022.51 \text{ MPa}$$

$$F_{ez} = 4022.51 \text{ MPa} \quad F_y/F_{ez} = 355/4022.51 = 0.088 \leq 2.25$$

$$F_{crz} = (0.658^{0.088}) \times 355 = 342.16 \text{ MPa}$$

Eğilmeli burkulma ve burulmalı burkulma sınır durumlarından elde edilen en küçük kritik burkulma gerilmesi $F_{cr} = \min(F_{crx}, F_{cry}, F_{crz}) = \min(341.33, 340.52, 342.16) = 340.52$ MPa olarak elde edilmiştir.

Kolonun karakteristik aksenal basınç kuvveti dayanımı, kayıpsız enkesit alanı kullanılarak $P_n = F_{cr} \times A_g = 340.52 \times 423.44 / 1000 = 14418.98$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kolonun aksel basınç kuvveti etkisinde dayanım kontrolü

TBDY-2018 Bölüm 9.3.1'e göre eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın aksel basınç kuvveti etkisinde dayanım kontrolü yapılmıştır.

$$P_d = \phi P_n = 0.9 \times 14418.98 = 12977.10 \text{ kN} > P_u = 2979.57 \text{ kN} \quad \phi = 0.9 \text{ (YDKT)}$$

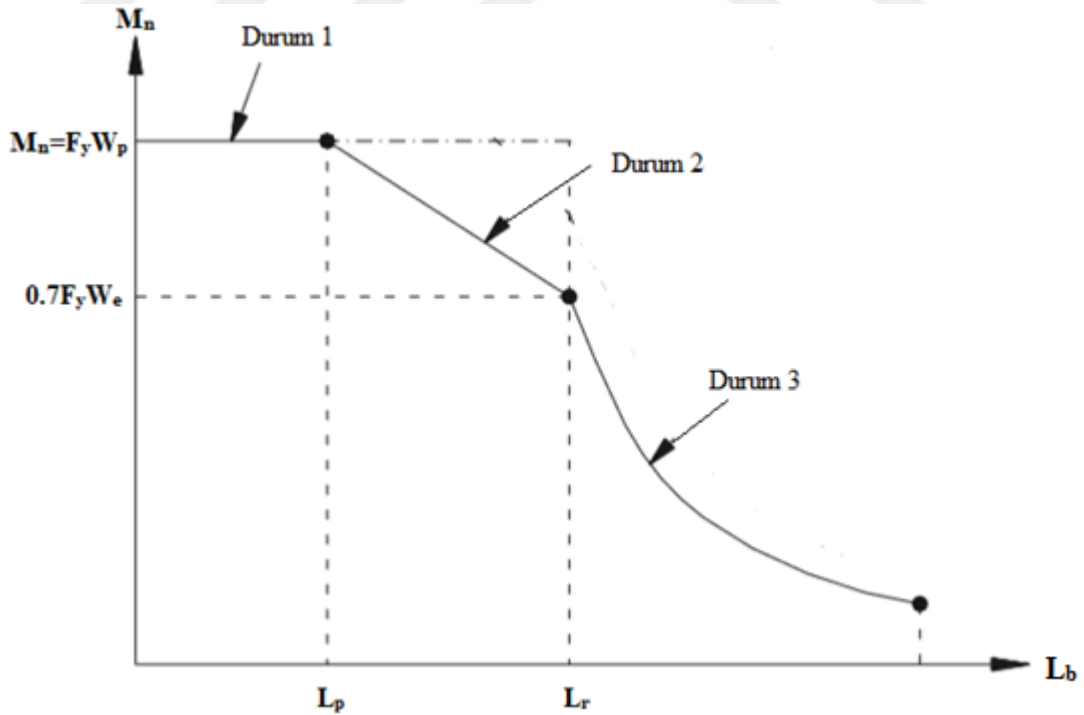
Kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

ÇYTHYE-2016 Bölüm 9.2'ye göre kuvvetli asal eksenlerine göre eğilme etkisinde olan kompakt enkesitli elemanların karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , akma sınır durumu ve yanal burulmalı burkulma sınır durumları için hesaplanan değerlerin en küçüğü olarak alınmaktadır [8].

Akma sınır durumunda elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , Denklem 4.26 ile hesaplanmaktadır.

$$M_n = M_p = F_y W_p \quad (4.26)$$

Yanal burulmalı burkulma sınır durumu için karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , enkesitin basınç başlığının yanal olarak desteklenmeyen uzunluğu, L_b 'ye bağlı olarak Şekil 4.1'de gösterilen üç duruma göre hesaplanmaktadır.



Şekil 4.1: Basınç başlığının yanal olarak desteklenmeyen uzunluğuna bağlı olarak belirlenen karakteristik eğilme momenti dayanımı [8].

Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk, L_p , her iki dik doğrultu için Denklem 4.27'ye göre belirlenmektedir.

$$L_p = 1.76i\sqrt{E/F_y} \quad (4.27)$$

$L_b = 3500 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times 145.2 \times \sqrt{21000/35.5} = 6215.48 \text{ mm}$ olduğundan x doğrultusu için “Durum 1” geçerlidir. Yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz alınmasına gerek yoktur [8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{nx} = 355 \times 5199.32 \times 10^{-3} = 1845.76 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dx} = \phi_b \times M_{nx} = 0.9 \times 1845.76 = 1661.18 \text{ kN}$

$L_b = 3500 \text{ mm} \leq L_p = 1.76 \times 149.6 \times \sqrt{21000/35.5} = 6403.83 \text{ mm}$ olduğundan y doğrultusu için “Durum 1” geçerlidir. Yanal burulmalı burkulma sınır durumunun gözönüne alınmasına gerek yoktur [8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{ny} = 355 \times 5051.12 \times 10^{-3} = 1793.15 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dy} = \phi_b \times M_{ny} = 0.9 \times 1793.15 = 1613.84 \text{ kN}$

Eğilme momenti ve eksenel basınç kuvveti etkisinde tasarım dayanımı kontrolü

ÇYTHYE-2016 Bölüm 11'e göre eksenel kuvvet ve iki eksen etrafında eğilme momenti etkisindeki elemanların tasarım dayanımı kontrolü, gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımının mevcut eksenel basınç kuvveti dayanımına oranı P_r/P_c 'ye bağlı olarak Denklem 4.28.a veya Denklem 4.28.b ile belirlenmektedir [8].

$$\frac{P_r}{P_d} \geq 0.2 \text{ için; } \frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) \leq 1.0 \quad (4.28.a)$$

$$\frac{P_r}{P_d} < 0.2 \text{ için; } \frac{P_r}{2P_d} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) \leq 1.0 \quad (4.28.b)$$

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{2969.75}{12977.10} = 0.23 \geq 0.20 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = 0.23 + \frac{8}{9} \times \left(\frac{251.2}{1661.18} + \frac{91.32}{1613.84} \right) = 0.415 \leq 1.0 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımının kontrolü

Gövde düzleminde kesme kuvveti etkisindeki elemanlarda çekme alanı katkısı göz önüne alınmadığında, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n , ÇYTHYE-2016 Bölüm 10.2'de yer alan göre Denklem 4.29 ile hesaplanmaktadır [8].

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (4.29)$$

Denklemden yer alan gövde kesme kuvveti dayanım katsayısı, C_{v1} , çift simetri eksenli elemanlar için $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ koşulunun sağlanması durumunda $C_{v1}=1.0$ alınacaktır [8].

$h/t_w = 344/14 = 24.57 \leq 2.24\sqrt{21000/35.5} = 54.48$ olduğundan $C_{v1}=1.0$ alınmıştır.

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı,

$V_n = 0.6 \times 355 \times (344 \times 14) \times 1.0 \times 10^{-3} = 1025.81$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımı, $V_d = \phi_v \times V_{ny} = 1.0 \times 1025.81 = 1025.81$ kN ve kolonun gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 86.18$ kN olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{86.18}{1025.81} = 0.0840 \leq 1.0$$

b) (4-A) akslarında yer alan dış çerçeve orta kolonu için en elverişsiz yükleme durumu olan $1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden elde edilen iç kuvvetler aşağıda gösterilmiştir.

$$N_d = 2024.98 \text{ kN} \quad M_x = 238.65 \text{ kNm} \quad M_y = 97.33 \text{ kNm} \quad V_x = 93.88 \text{ kN}$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde birinci mertebe eğilme momentleri ve eksenel kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden sadece düşey yükler etkisinde ($1.521G+Q+0.2S$) kolonda oluşan eğilme momenti ile eksenel basınç kuvveti;

$$P_{nt} = 1754 \text{ kN} \quad M_{ntx,alt} = -29.95 \text{ kNm} \quad M_{ntx,üst} = 64.89 \text{ kNm}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde birinci mertebe eğilme momentleri ve eksenel kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminde sadece yatay deprem kuvvetleri altında ($-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$) kolonda oluşan eğilme momenti ile eksenel basınç kuvveti;

$$P_{lt} = 270.98 \text{ kN} \quad M_{ltx,alt} = -208.70 \text{ kNm} \quad M_{ltx,üst} = 25.39 \text{ kNm}$$

$$M_{lty,alt} = 97.33 \text{ kNm} \quad M_{lty,üst} = -17.42 \text{ kNm} \quad \text{olarak elde edilir.}$$

B_1 ve B_2 katsayılarının belirlenmesinde kolonun eğilme düzlemlerindeki elastik burkulma yükleri, P_{el} , hesabında kullanılan katsayı $\tau_b=1.00$ kabul edilmiştir. “ τ_b ” katsayısının uygunluğunun kontrolü ilerleyen bölümlerde yapılmıştır.

B_1 artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B_1 artırma katsayısının hesabı:

$$P_{rx}=P_{nt}+P_{lt}=1754+270.98=2024.98 \text{ kN}$$

“x” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri $M_1=M_{ntx,alt}=-29.95 \text{ kNm}$ ve $M_2=M_{ntx,üst}=64.89 \text{ kNm}$ olduğundan $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumu için (M_1/M_2) oranı pozitif alınacaktır[8]. Bu durumda,

$$C_{mx}=0.6-0.4x(M_1/M_2)=0.6-0.4x(29.95/64.89)=0.415 \text{ olarak bulunur.}$$

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{elx}=\Pi^2x0.8x210000x94774.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=128282.10 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1x}=\frac{0.415}{1-\frac{1x2024.98}{128282.10}}=0.422\leq 1 \text{ olduğundan } B_{1x}=1 \text{ olarak alınır.}$$

y doğrultusu için B_1 artırma katsayısının hesabı:

$$P_{ry}=P_{nt}+P_{lt}=1754+270.98=2024.98 \text{ kN}$$

“y” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri merteye olarak çok küçük değerlerde olduğundan eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı güvenli tarafta kalmak üzere $C_{my}=1$ olarak alınmıştır.

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{ely}=\Pi^2x0.8x210000x89264.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=120824.06 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1y}=\frac{1}{1-\frac{1x2024.98}{120824.06}}=1.017\geq 1 \text{ olduğundan } B_{1y}=1.017 \text{ olarak alınır.}$$

B_2 artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B_2 artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat}=P_{mf}=62336.35 \text{ kN}$ olmaktadır.

$$R_{mx}=1-0.15x(62336.35/62336.35)=0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L=3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_x=3368$ kN (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında x doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{H_x}=0.005494 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat}=0.85 \times 3368 \times 3.5 / 0.005494 = 1823771.39 \text{ kN}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 62336.35}{1823771.39}} = 1.035 \geq 1 \text{ olduğundan } B_{2x} = 1.035 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2x} = 1.035 \leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

y doğrultusu için B_2 artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat} = P_{mf} = 62336.35$ kN olmaktadır.

$$R_{my} = 1 - 0.15 \times (62336.35 / 62336.35) = 0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L = 3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_y = 3368$ kN (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında y doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{H_y} = 0.00604 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat} = 0.85 \times 3368 \times 3.5 / 0.00604 = 1658907.29 \text{ kN}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 62336.35}{1658907.29}} = 1.039 \geq 1 \text{ olduğundan } B_{2y} = 1.039 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2y} = 1.039 \leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

Kolonda “x” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksenal kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{rx} = P_{nt} + B_{2x} P_{ltx} = 1754 + 1.035 \times 270.98 = 2034.46 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1 \times 64.89 + 1.035 \times 208.70 = 280.89 \text{ kNm}$$

Kolonda “y” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksel kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{ry}=P_{nt}+B_{2y} P_{lty}=1754+1.039 \times 270.98=2035.55 \text{ kN}$$

$$M_{ry}=B_{1y} M_{nty}+ B_{2y} M_{lty}=1.07 \times 0+1.039 \times 97.33=101.13 \text{ kNm}$$

1.521G+Q-E_d^(X)+0.3E_d^(Y) yük birleşiminden gerekli kesme kuvveti dayanımı V_u=93.88 kN olarak elde edilmiştir.

“τ_b” katsayısının kontrolü

Elemanın gerekli aksel basınç kuvveti, P_r=2035.55 kN ve elemanın enkesit basınç dayanımı, P_{ns}=F_yxA=355x42344/10⁻³=15032.10 kN olarak hesaplanmıştır.

αP_r / P_{ns}=1.00x2035.55/15032.12=0.135<0.5 olduğundan rijitik hesaplarında τ_b=1.00 alınması uygundur.

Kolonun enkesit koşullarının kontrolü

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2xt_f} = \frac{30}{2 \times 2.6} = 5.77 \leq 0.30 \times \sqrt{21000/35.5} = 7.29$$

Gövde kontrolü: Gövde enkesiti kontrolü için, 1.521G+Q+D(-E_d^(X)+0.3E_d^(Y)) artırılmış yük birleşimine göre aksel basınç kuvveti, P_u=1754+3x1.039x270.98=2598.65 kN olarak hesaplanmıştır.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c x (F_y x A)} = \frac{2598.65}{0.9 \times 15032.10} = 0.192 > 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{34.4}{1.4} = 24.57 \leq 0.77 \times \sqrt{21000/35.5} \times (2.93 - 0.192) = 51.28$$

51.28 ≥ 1.49x√21000/35.5 = 36.24 olduğundan kolon için kompakt enkesit koşulu sağlanmaktadır.

Kolonun karakteristik aksel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

Kolonun karakteristik aksel basınç kuvveti dayanımı hesabında, yukarıda iç çerçeve kolonu için yapılan dayanım hesaplarıyla aynı sonuçlar elde edildiğinden yalnızca sonuçlar belirtilmiştir.

“x” ekseninde eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$F_{crx}=341.33 \text{ MPa}$$

“y” eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$F_{cry}=340.52 \text{ MPa}$$

Boyuna eksen etrafında burulmalı burkulma sınır durumu;

$$F_{crz}=(0.658^{0.088}) \times 355=342.16 \text{ MPa} \text{ olarak önceki hesaplarda gösterilmiştir.}$$

Eğilmeli burkulma ve burulmalı burkulma sınır durumlarından elde edilen en küçük kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}=\min(F_{crx}, F_{cry}, F_{crz})=\min(341.33, 340.52, 342.16)=340.52$ MPa olarak elde edilmiştir.

Kolonun karakteristik aksenal basınç kuvveti dayanımı, kayıpsız enkesit alanı kullanılarak $P_n=F_{cr} \times A_g=340.52 \times 423.44/1000=14418.98$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kolonun aksenal basınç kuvveti etkisinde dayanım kontrolü

$$P_d=\phi P_n=0.9 \times 14418.98=12977.10 \text{ kN} > P_u=2598.65 \text{ kN} \quad \phi=0.9 \text{ (YDKT)}$$

Kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

$L_b=3500 \text{ mm} \leq L_p=1.76 \times 145.2 \times \sqrt{21000/35.5}=6215.48 \text{ mm}$ olduğundan x doğrultusu için yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz alınmasına gerek yoktur[8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{nx}=355 \times 5199.32 \times 10^{-3}=1845.76 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dx}=\phi_b M_{nx}=0.9 \times 1221.84=1661.18 \text{ kN}$

$L_b=3500 \text{ mm} \leq L_p=1.76 \times 149.6 \times \sqrt{21000/35.5}=6403.83 \text{ mm}$ olduğundan y doğrultusu için yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz alınmasına gerek yoktur[8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{ny}=355 \times 5051.12 \times 10^{-3}=1793.15 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dy}=\phi_b M_{ny}=0.9 \times 1793.15=1613.84 \text{ kN}$

Eğilme momenti ve aksenal basınç kuvveti etkisinde tasarım dayanımı kontrolü

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{2598.65}{12977.10} = 0.20 \geq 0.20 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = 0.20 + \frac{8}{9} \times \left(\frac{280.89}{1661.18} + \frac{101.13}{1613.84} \right) = 0.41 \leq 1.0 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$h/t_w=344/14=24.57 \leq 2.24 \sqrt{21000/35.5}=54.48$ olduğundan $C_{v1}=1.0$ alınmıştır.

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı,

$$V_n=0.6 \times 355 \times (344 \times 14) \times 1.0 \times 10^{-3} = 1025.81 \text{ kN olarak hesaplanmıştır.}$$

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımı, $V_d = \phi_v \times V_{ny} = 1.0 \times 1025.81 = 1025.81 \text{ kN}$ ve kolonun gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 93.88 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{93.88}{1025.81} = 0.092 \leq 1.0$$

c) (1-A) akslarında yer alan dış çerçeve köşe kolonu için en elverişsiz yükleme durumu olan $1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden elde edilen iç kuvvetler aşağıda gösterilmiştir.

$$N_d = 1124.25 \text{ kN} \quad M_x = 257.02 \text{ kNm} \quad M_y = 84.68 \text{ kNm} \quad V_x = 90.62 \text{ kN}$$

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde birinci merteye eğilme momentleri ve eksenel kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden sadece düşey yükler etkisinde ($1.521G+Q+0.2S$) kolonda oluşan eğilme momenti ile eksenel basınç kuvveti;

$$P_{nt} = 900.30 \text{ kN} \quad M_{ntx,alt} = -14.35 \text{ kNm} \quad M_{ntx,üst} = 30.92 \text{ kNm}$$

$$M_{nty,alt} = -6.56 \text{ kNm} \quad M_{nty,üst} = 14.21 \text{ kNm}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde birinci merteye eğilme momentleri ve eksenel kuvvetin belirlenmesi

$1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminde sadece yatay deprem kuvvetleri altında ($-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$) kolonda her iki dik doğrultuda oluşan eğilme momentleri ile eksenel basınç kuvveti;

$$P_{lt} = 223.95 \text{ kN} \quad M_{ltx,alt} = -242.68 \text{ kNm} \quad M_{ltx,üst} = 29.21 \text{ kNm}$$

$$M_{lty,alt} = 91.24 \text{ kNm} \quad M_{lty,üst} = -4.21 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilir.}$$

B_1 ve B_2 katsayılarının belirlenmesinde kolonun eğilme düzlemlerindeki elastik burkulma yükleri, P_{el} , hesabında kullanılan katsayı $\tau_b = 1.00$ kabul edilmiştir. “ τ_b ” katsayısının uygunluğunun kontrolü ilerleyen bölümlerde yapılmıştır.

B₁ artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B₁ artırma katsayısının hesabı:

$$P_{rx}=P_{nt}+P_{lt}=900.30+223.95=1124.25 \text{ kN}$$

“x” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri $M_1=M_{ntx,alt}=-14.35 \text{ kNm}$ ve $M_2=M_{ntx,üst}=30.92 \text{ kNm}$ olduğundan $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumu için (M_1/M_2) oranı pozitif alınacaktır [8]. Bu durumda,

$$C_{mx}=0.6-0.4x(M_1/M_2)=0.6-0.4x(14.35/30.92)=0.414 \text{ olarak bulunur.}$$

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{elx}=\Pi^2x0.8x210000x94774.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=128282.10 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1x}=\frac{0.414}{1-\frac{1x1124.25}{128282.10}}=0.418\leq 1 \text{ olduğundan } B_{1x}=1 \text{ olarak alınır.}$$

y doğrultusu için B₁ artırma katsayısının hesabı:

$$P_{ry}=P_{nt}+P_{lt}=900.30+223.95=1124.25 \text{ kN}$$

“y” doğrultusunda sadece düşey yükler altında oluşan kolon uç momentleri $M_1=M_{nty,alt}=-6.56 \text{ kNm}$ ve $M_2=M_{nty,üst}=14.21 \text{ kNm}$ olduğundan $M_1 < M_2$ ve çift eğrilikli eğilme durumu için (M_1/M_2) oranı pozitif alınacaktır [8]. Bu durumda,

$$C_{mx}=0.6-0.4x(M_1/M_2)=0.6-0.4x(6.56/14.21)=0.415 \text{ olarak bulunur.}$$

Eğilme düzlemindeki elastik burkulma yükü:

$$P_{ely}=\Pi^2x0.8x210000x89264.85x10^4/(1x3500)^2x10^{-3}=120824.06 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$B_{1y}=\frac{0.415}{1-\frac{1x1124.25}{120824.06}}=0.419\leq 1 \text{ olduğundan } B_{1y}=1 \text{ olarak alınır.}$$

B₂ artırma katsayısının belirlenmesi

x doğrultusu için B₂ artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat}=P_{mf}=62336.35 \text{ kN}$ olmaktadır.

$$R_{mx}=1-0.15x(62336.35/62336.35)=0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L=3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_x=3368 \text{ kN}$ (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında x doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{Hx}=0.005494 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat}=0.85 \times 3368 \times 3.5 / 0.005494 = 1823771.39 \text{ kN}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 62336.35}{1823771.39}} = 1.035 \geq 1 \text{ olduğundan } B_{2x} = 1.035 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2x} = 1.035 \leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

y doğrultusu için B_2 artırma katsayısının hesabı:

Göz önüne alınan yanal yer değiştirme doğrultusunda tüm kolonlar aynı doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak çalıştığından $P_{kat} = P_{mf} = 62336.35 \text{ kN}$ olmaktadır.

$$R_{my} = 1 - 0.15 \times (62336.35 / 62336.35) = 0.85 \quad \text{Kat yüksekliği: } L = 3.5 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarına gelen kat kesme kuvveti: $H_y = 3368 \text{ kN}$ (Çizelge 2.22)

Azaltılmış rijitlikler altında y doğrultusunda hesaplanan görelî kat ötelemesi:

$$\Delta_{Hy} = 0.00604 \text{ m}$$

Birinci kat kolonlarında oluşan toplam elastik burkulma yükü:

$$P_{e,kat} = 0.85 \times 3368 \times 3.5 / 0.00604 = 1658907.29 \text{ kN}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 62336.35}{1658907.29}} = 1.039 \geq 1 \text{ olduğundan } B_{2y} = 1.039 \text{ olarak alınır.}$$

TBDY-2018 Bölüm 6.2.2.2’de yer alan $B_{2y} = 1.039 \leq 1.7$ koşulu sağlandığından fiktif yüklerin yatay yükleri içermeyen düşey yük birleşimlerinde hesaba katılması yeterli olmaktadır.

Kolonda “x” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksenal kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{rx} = P_{nt} + B_{2x} P_{ltx} = 900.30 + 1.035 \times 223.95 = 1132.09 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1 \times 30.92 + 1.035 \times 242.68 = 282.10 \text{ kNm}$$

Kolonda “y” doğrultusunda hesaplanan gerekli aksel kuvvet ve eğilme momenti dayanımları:

$$P_{ry}=P_{nt}+B_{2y} P_{lty}=900.30+1.039 \times 223.95=1132.98 \text{ kN}$$

$$M_{ry}=B_{1y} M_{nty}+ B_{2y} M_{lty}=1 \times 14.21+1.039 \times 91.24=109 \text{ kNm}$$

$1.521G+Q-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden gerekli kesme kuvveti dayanımı $V_u=90.62 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

“ τ_b ” katsayısının kontrolü

Elemanın gerekli aksel basınç kuvveti, $P_r=1132.98 \text{ kN}$ ve elemanın enkesit basınç dayanımı, $P_{ns}=F_y \times A=355 \times 42344/10^{-3}=15032.10 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$\alpha P_r / P_{ns}=1.00 \times 1132.98/15032.12=0.075 < 0.5$ olduğundan rijitik hesaplarında $\tau_b=1.00$ alınması uygundur.

Kolonun enkesit koşullarının kontrolü

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2x t_f} = \frac{30}{2 \times 2.6} = 5.77 \leq 0.30 \times \sqrt{21000/35.5} = 7.29$$

Gövde kontrolü: Gövde enkesiti kontrolü için, $1.521G+Q+D(-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)})$ artırılmış yük birleşimine göre aksel basınç kuvveti, $P_u=900.30+3 \times 1.039 \times 223.95=1598.35 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \times (F_y \times A)} = \frac{1598.35}{0.9 \times 15032.10} = 0.118 \leq 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{34.4}{1.4} = 24.57 \leq 2.45 \times \sqrt{21000/35.5} \times (1 - 0.93 \times 0.118) = 53.05$$

$53.05 \geq 1.49 \times \sqrt{21000/35.5} = 36.24$ olduğundan kolon için kompakt enkesit koşulu sağlanmaktadır.

Kolonun karakteristik aksel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

Kolonun karakteristik aksel basınç kuvveti dayanımı hesabında, yukarıda iç çerçeve kolonu için yapılan dayanım hesaplarıyla aynı sonuçlar elde edildiğinden yalnızca sonuçlar belirtilmiştir.

“x” eksenini etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$F_{crx}=341.33 \text{ MPa}$$

“y” ekseninde eğilmeli burkulma sınır durumu;

$$F_{cry}=340.52 \text{ MPa}$$

Boyuna eksen etrafında burulmalı burkulma sınır durumu;

$$F_{crz}=(0.658^{0.088}) \times 355=342.16 \text{ MPa} \text{ olarak önceki hesaplarda gösterilmiştir.}$$

Eğilmeli burkulma ve burulmalı burkulma sınır durumlarından elde edilen en küçük kritik burkulma gerilmesi $F_{cr}=\min(F_{crx}, F_{cry}, F_{crz})=\min(341.33, 340.52, 342.16)=340.52$ MPa olarak elde edilmiştir.

Kolonun karakteristik aksenal basınç kuvveti dayanımı, kayıpsız enkesit alanı kullanılarak $P_n=F_{cr} \times A_g=340.52 \times 423.44/1000=14418.98$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kolonun aksenal basınç kuvveti etkisinde dayanım kontrolü

$$P_d=\phi P_n=0.9 \times 14418.98=12977.10 \text{ kN} > P_u=1598.35 \text{ kN} \quad \phi=0.9 \text{ (YDKT)}$$

Kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

$L_b=3500 \text{ mm} \leq L_p=1.76 \times 145.2 \times \sqrt{21000/35.5}=6215.48 \text{ mm}$ olduğundan x doğrultusu için yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz alınmasına gerek yoktur[8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{nx}=355 \times 5199.32 \times 10^{-3}=1845.76 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dx}=\phi_b M_{nx}=0.9 \times 1845.76=1661.18 \text{ kN}$

$L_b=3500 \text{ mm} \leq L_p=1.76 \times 149.6 \times \sqrt{21000/35.5}=6403.83 \text{ mm}$ olduğundan y doğrultusu için yanal burulmalı burkulma sınır durumunun göz alınmasına gerek yoktur[8]. Bu durumda kolonun karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumuna göre $M_{ny}=355 \times 5051.12 \times 10^{-3}=1793.15 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dy}=\phi_b M_{ny}=0.9 \times 1793.15=1613.84 \text{ kN}$

Eğilme momenti ve aksenal basınç kuvveti etkisinde tasarım dayanımı kontrolü

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{1132.98}{12977.10} = 0.087 < 0.20 \text{ olduğundan,}$$

$$\frac{P_r}{2 \times P_d} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = 0.0435 + \left(\frac{282.10}{1661.18} + \frac{109}{1613.84} \right) = 0.281 \leq 1.0 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$h/t_w=344/14=24.57 \leq 2.24 \times \sqrt{21000/35.5}=54.48$ olduğundan $C_{v1}=1.0$ alınmıştır.

Kolonun karakteristik kesme kuvveti dayanımı,

$$V_n = 0.6 \times 355 \times (344 \times 14) \times 1.0 \times 10^{-3} = 1025.81 \text{ kN olarak hesaplanmıştır.}$$

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımı, $V_d = \phi_v \times V_{ny} = 1.0 \times 1025.81 = 1025.81 \text{ kN}$ ve kolonun gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 90.62 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{90.62}{1025.81} = 0.088 \leq 1.0$$

4.2.4 Çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması

2. kat 3 aksı çerçevesinde, A-B aksları arasındaki “x” yönü çerçeve kirişinin boyutlandırılması; TBDY-2018 Bölüm 9.3.1’de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve kirişler için verilen koşullara göre yapılmıştır. Çerçeve kirişlerinde gerekli eğilme momenti dayanımı, M_r , ÇYTHYE-2016 Bölüm 6.5’te yer alan yaklaşık ikinci merteye analizi yöntemine göre elde edilmiştir. Kirişlerde gerekli aksel kuvvet dayanımı, ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırmalarda dikkate alınmamıştır.

IPE450 olarak seçilen çerçeve kirişi elemanının enkesit özellikleri:

$$W_x = 1500 \text{ cm}^3 \quad I_x = 33743 \text{ cm}^4 \quad i_y = 4.12 \text{ cm} \quad t_w = 0.94 \text{ cm} \quad t_f = 1.46 \text{ cm}$$
$$b = 19 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad h_g = 42.08 \text{ cm} \quad A_b = 27.74 \text{ cm}^2 \quad h = 37.88 \text{ cm}$$

Kirişler için tasarım dayanımı kontrolü; $1.521G+Q+0.2S+E_d^{(X)} \pm 0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşimlerinden en elverişsiz olanından elde edilen kesme kuvveti ve eğilme momentleri için yapılmıştır. Çerçeve kirişi için en elverişsiz yükleme durumu olan $1.521G+Q+0.2S-E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşiminden elde edilen iç kuvvetler aşağıda gösterilmiştir.

$$M_x = -317.80 \text{ kNm} \quad V_y = 219.34 \text{ kN}$$

$$\text{Çelik sınıfı: S355} \quad F_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad F_u = 510 \text{ N/mm}^2$$

Boyutlandırma hesaplarında ikinci merteye etkilerin dikkate alındığı B_1 ve B_2 artırma katsayılarının belirlenmesinde kullanılan terimler, kolonların boyutlandırılması bölümünde detaylı bir açıklandığından kirişlerin boyutlandırılmasında ilgili terimler için elde edilen sonuçlar yazılmıştır.

Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde birinci merteye eğilme momentinin belirlenmesi

1.521G+Q+0.2S-E_d^(X)+0.3E_d^(Y) yük birleşiminden sadece düşey yükler etkisinde (1.521G+Q+0.2S) kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri;

$$M_{ntx,sol}=-162.85 \text{ kNm} \quad M_{ntx,sağ}=-156.90 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilmiştir.}$$

Yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde birinci merteye eğilme momentinin belirlenmesi

1.521G+Q+0.2S-E_d^(X)+0.3E_d^(Y) yük birleşiminden sadece yatay deprem kuvvetleri altında (-E_d^(X)+0.3E_d^(Y)) kiriş uçlarında oluşan eğilme momentleri;

$$M_{ltx,sol}=-154.94 \text{ kNm} \quad M_{ltx,sağ}=148.14 \text{ kNm} \text{ olarak elde edilmiştir.}$$

B₁ artırma katsayısının belirlenmesi

Kirişte aksenal basınç kuvveti ihmal edilebilecek düzeyde küçük olduğundan ikinci merteye etkileri içeren gerekli aksenal kuvvet dayanımı, P_{rx}=0 alınmıştır. Kirişin eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yük bulunduğundan güvenli tarafta kalınarak C_{mx}=1.0 alınmıştır[8].

$$\text{Bu durumda artırma katsayısı, } B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{\alpha P_{rx}}{P_{elx}}} = \frac{1.0}{1-0} = 1.0 \geq 1.0 \text{ koşuluna göre } B_{1x}=1.0$$

olarak elde edilmiştir.

B₂ artırma katsayısının belirlenmesi

B₂ artırma katsayısı, kirişin bağlı olduğu birinci kat ve ikinci kat kolonları için hesaplanan değerlerden en büyüğü olarak alınacaktır.

Birinci kat için B₂ artırma katsayısı,

$$P_{e,katx} = R_{Mx} \frac{HL}{\Delta_{Hx}} \quad R_{Mx} = 1 - 0.15(P_{mfX} / P_{kat})$$

$$P_{mfX} = P_{kat} = 53263.84 \text{ kN} \quad R_{Mx} = 1 - 0.15 \times 1 = 0.85$$

$$H = 3247.91 \text{ kN} \text{ (Çizelge 2.25)}$$

$$\Delta_{Hx} = 0.005494 \text{ m}$$

$$P_{e,katx} = 0.85 \times \frac{3247.91 \times 3.5}{0.005494} = 1758742.67 \text{ kN}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 53263.84}{1758742.67}} = 1.031 \geq 1.0 \text{ olmak üzere } B_{1x} = 1.031 \text{ alınmıştır.}$$

İkinci kat için B_2 artırma katsayısı,

$$P_{e,katx} = R_{Mx} \frac{HL}{\Delta_{Hx}} \quad R_{Mx} = 1 - 0.15(P_{mf\bar{x}} / P_{kat})$$

$$P_{mf\bar{x}} = P_{kat} = 44191.34 \text{ kN} \quad R_{Mx} = 1 - 0.15 \times 1 = 0.85$$

$$H = 3007.74 \text{ kN (Çizelge 2.22)}$$

$$\Delta_{Hx} = 0.005494 \text{ m}$$

$$P_{e,katx} = 0.85 \times \frac{3007.91 \times 3.5}{0.005494} = 1628782.72 \text{ kN}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 44191.34}{1628782.72}} = 1.028 \geq 1.0 \text{ olmak üzere } B_{1x} = 1.028 \text{ alınmıştır.}$$

B_{2x} artırma katsayısı, en büyük değer olan $B_{2x} = \max(1.031, 1.028) = 1.031$ olarak belirlenmiştir.

Kirişin gerekli eğilme momenti dayanımı,

$$M_{1x} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx} = 1.0 \times 162.85 + 1.031 \times 154.94 = 322.60 \text{ kNm olarak hesaplanmıştır.}$$

Kirişin enkesit koşullarının kontrolü

$$\text{Başlık kontrolü: } \frac{b}{2x t_f} = \frac{19}{2 \times 1.46} = 6.51 \leq 0.30 \times \sqrt{21000/35.5} = 7.29$$

Gövde kontrolü: Kirişte aksel basınç kuvveti ihmal edilebilir düzeyde olduğundan

$$P_u = 0 \text{ alınmıştır.}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \times (F_y \times A)} = \frac{0}{0.9 \times 15032.10} = 0 \leq 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{37.88}{0.94} = 40.30 \leq 2.45 \times \sqrt{21000/35.5} \times (1 - 0.93 \times 0) = 59.59$$

olduğundan kiriş için kompakt enkesit koşulu sağlanmaktadır.

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

Süneklik düzeyi yüksek yatay yük taşıyıcı sistemlerin çelik kirişlerinin alt ve üst başlıklarının yanal burkulmaya karşı desteklenmesi gerekmektedir [2].

2. kat 3 aksı çerçevesinde, A-B aksları arasındaki “x” yönü çerçeve kirişlerinin üst başlıkları yanal doğrultuda sürekli olarak betonarme döşeme tarafından tutulmaktadır.

Kirişlerin alt başlığı ise, plastik mafsallık bölgeleri ve kiriş açıklığı boyunca belirli aralıklarla yerleştirilen yanal destek elemanlarıyla burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmektedir. Kirişlerin yanal burkulmaya karşı desteklendiği bu noktalar arasındaki uzaklık, L_b , tez çalışmasının 3. bölümünde DBYBHY-2007’ye göre kirişlerin boyutlandırılmasında yer alan Denklem 3.5 koşulu ile aynı şekilde hesaplanmaktadır. Buna göre $l=500$ cm uzunluğundaki çerçeve kirişi yanal doğrultuda $1/4$ aralıklarla tutulduğundan $L_b=125$ cm olarak bulunmuştur.

$$L_b = 125 \text{ cm} \leq 0.086 \times 4.12 \times \frac{210000}{355 \times 10^3} = 210 \text{ cm} \text{ olduğundan koşul sağlanmaktadır.}$$

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi, kolonların boyutlandırılması bölümünde açıklanan akma sınır durumu ve yanal burulmalı burkulma sınır durumuna göre yapılmıştır.

$$L_b = 125 \text{ cm} \leq L_p = 1.76 \times 4.12 \times \sqrt{\frac{210000}{35.5}} = 558 \text{ cm} \text{ olduğundan akma sınır durumu belirleyicidir.}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü, en büyük eğilme momentinin elde edildiği sağ ve sol uçlarda yer alan $l_b=125$ cm uzunluğundaki parçalar için yapılmıştır.

Kiriş uçlarında gerekli eğilme momenti dayanımı,

$$M_{ux,sol} = B_1 \times M_{ntx,sol} + B_2 \times M_{ltx,sol} = 1.0 \times (-162.85) + 1.031 \times (-154.14) = -321.77 \text{ kNm}$$

$$M_{ux,sağ} = B_1 \times M_{ntx,sağ} + B_2 \times M_{ltx,sağ} = 1.0 \times (-156.90) + 1.031 \times (148.14) = -4.17 \text{ kNm}$$

olarak bulunmuştur.

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumu için

$$M_{nx} = M_{px} = F_y W_{px} = 355 \times 1702 \times 10^{-3} = 604.21 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{dx} = \phi_b \times M_{nx} = 0.90 \times 604.21 = 543.78 \text{ kNm}$ olmak üzere,

$$\frac{M_{ux}}{M_{dx}} = \frac{321.77}{543.78} = 0.59 \leq 1.0 \text{ olarak belirlenmiştir.}$$

Kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$h/t_w=378.8/9.4=40.30 \leq 2.24x\sqrt{21000/35.5}=54.48$ olduğundan $C_{v1}=1.0$ alınmıştır [2].

Kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımı,

$V_n=0.6x355x(378.8x9.4)x1.0x10^{-3}=758.44$ kN olarak hesaplanmıştır.

Kirişin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımı, $V_d=\phi_v x V_n=1.0x758.44=758.44$ kN ve kolonun gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u=219.34$ kN olmak üzere,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{219.34}{758.44} = 0.29 \leq 1.0 \text{ olarak elde edilmiştir.}$$

Kirişin kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü

ÇYTHYE-2016 Bölüm 15.1 uyarınca yapı sistemini oluşturan elemanların dış yükler altında yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olmalarının yanında kullanılabilirlik sınır durumlarından biri olan düşey yer değiştirmelerin kontrol edilmesi gerekmektedir. Yer değiştirme sınır değeri, sabit yükler ve hareketli yükler altında (G+Q yük birleşimi) $L/300$ sınırını aşmayacaktır [8]. SAP2000 bilgisayar programından elde edilen analiz sonuçlarına göre tali kirişte meydana gelen en büyük düşey yer değiştirme $\Delta_{maks}=0.002406$ m olarak bulunmuştur.

$$L=5 \text{ m açıklık için } \frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.002406}{5} = \frac{1}{2078} < \frac{1}{300} \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

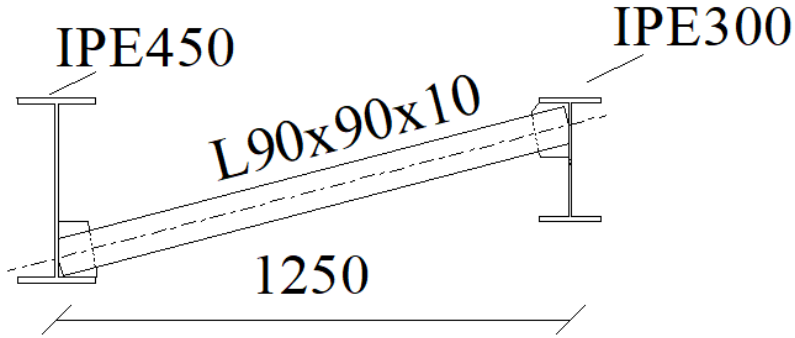
Çerçeve kirişlerinde yanal stabilite bağlantısı hesabı

Çerçeve kirişlerinin alt başlıklarının, üst başlıkları kompozit olarak çalışan betonarme döşeme ile tutulan kısa doğrultudaki (x doğrultusu) çerçeve kirişleri ve açıklıkları boyunca tutulu olmayan uzun doğrultudaki (y doğrultusu) çerçeve kirişleri için yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Kirişlerin yanal stabilite bağlantısı hesapları ÇYTHYE-2016 Bölüm 16.3'de yer alan esaslara göre yapılmıştır. Yanal stabilite elemanı olarak S355 malzeme sınıfında L 90x90x10 mm ebatlarında eşit kollu korniyer tercih edilmiştir.

Kiriş yanal stabilite bağlantısının gerekli dayanımı, P_{br} , Denklem 4.30 ile hesaplanmaktadır [2].

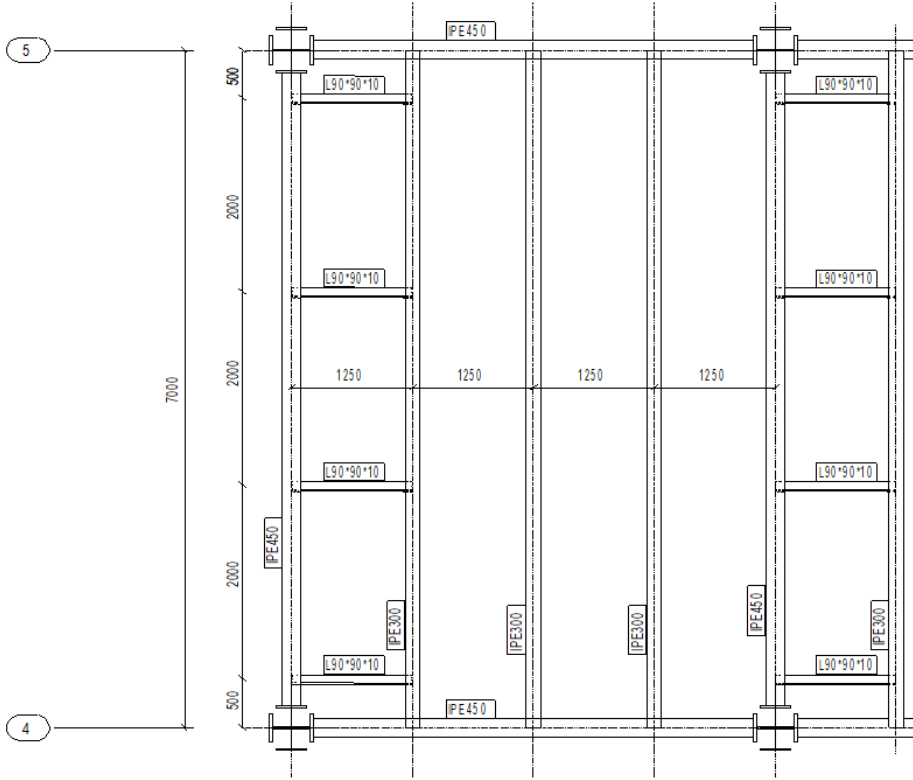
$$P_{br}=0.06 \left(\frac{R_y F_y W_{px}}{h_o} \right) \quad (4.30)$$

Yanal stabilite bağlantısı hesabı uzun doğrultudaki çerçeve kirişleri (L=7 m) için yapılmış ve tipik yanal destek elemanı bağlantı detayı Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2: Kirişlerde tipik yanal stabilite bağlantısı.

Uzun doğrultudaki çerçeve kirişlerinin alt başlıkları yanal doğrultuda Şekil 4.3’te gösterildiği gibi $L_b=200$ cm aralıklarla tutularak yanal stabilite koşulu sağlatılmıştır.



Şekil 4.3: Uzun doğrultudaki çerçeve kirişlerinde yanal stabilite bağlantıları.

Kiriş yanal stabilite bağlantısının gerekli dayanımı, P_{br} ,

$$P_{br} = 0.06 \left(\frac{R_y F_y W_{px}}{h_o} \right) = 0.06 \times \frac{1.25 \times 355 \times 1702 \times 10^3}{450 - 14.6} \times 10^{-3} = 104.08 \text{ kN olarak}$$

hesaplanmıştır.

Yanal destek elemanın uzunluğu, $L_{ds} = \sqrt{(450-14.6/2-10.7/2)^2 + 1250^2} = 1324.30$ mm olarak bulunmuştur.

ÇYTHYE-2016 Bölüm 8.3'e göre dayanım kontrolünde sağlanması gereken koşullar

Eşit kollu korniyer elemanın diyagonal uzunluğunun (L_{ds}), korniyerin bağlanan koluna paralel eksendeki atalet yarıçapına (i_a) oranı,

$$\frac{L_{ds}}{i_a} = \frac{1324.30}{27.3} = 48.51 \leq 80 \text{ olmak üzere etkin narinlik oranı, } (L_c/i),$$

$$\frac{L_c}{i} = 72 + 0.75 \frac{L_{ds}}{i} = 72 + 0.75 \times 48.51 = 108.38 < 200 \text{ sınır koşulu sağlanmaktadır [8].}$$

Ayrıca hesaplanan etkin narinlik oranınının, zayıf eksen etrafındaki narinliğin 0.95 katından büyük olma koşulunu da sağlaması gerekmektedir [8].

$$\frac{L_c}{i} = 108.38 \geq 0.95 \frac{L_{ds}}{i} = 0.95 \times \frac{1324.3}{17.52} = 71.81 \text{ koşulu da sağlanmaktadır.}$$

Yukarıda gösterilen narinlik koşullarının yanında korniyerin her iki ucunun aynı koldan basınç kuvveti etkisinde olması, korniyer uçlarınının kaynakla bağlı olması, korniyere etkileyen dik yük bulunmaması ve korniyer kol uzunluklarının oranının 1.7'den az olması sebebiyle korniyer eleman için dışmerkezlik etkisi ihmal edilerek etkin narinlik oranına göre aksenal basınç dayanımı belirlenmiştir [8].

Yanal destek elemanın tasarım aksenal basınç kuvveti dayanımı, P_d ,

$$L_c/i = 108.38 \text{ için } P_d = 383.45 \text{ kN} \geq P_{br} = 104.08 \text{ kN}$$

Yanal destek elemanının yatay düzlemde rijitlik kontrolü

L 90x90x10 korniyerin yatay düzlemdeki aksenal rijitliği, k , Denklem 4.31 ile hesaplanmaktadır.

$$k = \frac{EA}{L_{ds}} \cos^2 \theta \quad (4.31)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{450-14.6/2-10.7/2}{2000} \right) = 12.335^\circ \text{ olmak üzere}$$

$$k = \frac{210000 \times 1713}{1234.30} \times \cos^2(12.335^\circ) = 278144.01 \text{ N/mm olarak hesaplanmıştır.}$$

Hesaplanan aksenal rijitliğin, Denklem 4.32 ile hesaplanan gerekli rijitlik, β_{br} , değerinden küçük olmaması gerekmektedir [8].

$$\beta_{br} = \frac{1}{\emptyset} \frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \quad (4.32)$$

$$M_r = R_y F_y W_{px} = 1.25 \times 355 \times 1702 \times 10^{-3} = 755.26 \text{ kNm}$$

Stabilite elemanı tarafından desteklenen noktanın her iki tarafındaki kiriş uzunlukları farklı olduğundan ($L_{br,sol}=0.50$ m ve $L_{br,sağ}=2.0$ m) gerekli rijitliğin belirlenmesinde kısa olan kiriş parçasının uzunluğu dikkate alınmıştır.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\emptyset} \frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} = \frac{1}{0.75} \times \frac{10 \times 755.26 \times 1.0}{500 \times (450 - 14.6)} = 46256.93 \text{ N/mm}$$
 olarak hesaplandığından

$k > \beta_{br}$ koşulu sağlanmaktadır.

Tez çalışmasında kolon-kiriş birleşim detayı olarak tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşim detayı kullanılacağından kapasitesi korunmuş bölge uzunluğu kolon yüzünden itibaren kiriş enkesiti yüksekliği kadar bölgeyi içine alan uzunluk olarak $L_{kkb}=450$ mm olarak tanımlanmaktadır [2].

4.2.5 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun sağlanması

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerde kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu Denklem 4.30 ile kontrol edilmiştir [2].

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0 \quad (4.30)$$

Denklemde yer alan kolon eğilme momenti kapasiteleri toplamı, ΣM_{pc}^* , ile kiriş eğilme momenti kapasiteleri toplamı, ΣM_{pb}^* , YDKT yöntemi için sırasıyla Denklem 4.31 ve Denklem 4.32'ye göre belirlenmektedir. Kolon eğilme momenti kapasitelerinin hesabında depremin yönüne bağlı olarak eğilme momenti kapasitelerini en küçük yapan aksel basınç kuvvetleri dikkate alınmıştır [2].

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma W_{pc} (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (4.31)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} W_{pb} + M_{uv}) \quad (4.32)$$

Yukarıdaki denklemlerde yer alan terimler aşağıda açıklanmıştır.

A_g : Kayıpsız enkesit alanı.

C_{pr} : Birleşimde pekleşme, vb. durumları dikkate alan ve olası en büyük eğilme momenti dayanımı için kullanılan bir katsayı.

F_{yb} , F_{yc} : Birleşim bölgesindeki kiriş ile kolonun karakteristik akma gerilmeleri.

M_{uv} : Kiriş uçlarındaki plastik mafsal noktalarında kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde oluşan ek eğilme momenti.

P_{uc} : Artırılmış deprem etkileri altında YDKT yük birleşimlerine göre hesaplanan aksel basınç kuvveti.

R_y : Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı.

W_{pb} , W_{pc} : Birleşim bölgesindeki kiriş ile kolonun plastik mukavemet momentleri.

Tez çalışmasında incelenen işyeri binası her iki doğrultuda moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluştuğu için x ve y doğrultularında birinci katta 4-B akslarında yer alan kolon için kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu kontrol edilmiştir.

Kolon kesiti: 2xHEB450 $W_{pcx}=5199.32 \text{ cm}^3$ $W_{pcy}=5051.12 \text{ cm}^3$ $A_g=423.44 \text{ cm}^2$
 $h_{cx}=46.4 \text{ cm}$ $h_{cy}=45 \text{ cm}$

Kiriş kesiti: IPE450 $W_{pb}=1702 \text{ cm}^3$

Kirişin her iki ucunda olası eğilme momenti kapasitesi, M_{pr} ,

$R_y=1.25$ (TBDY-2018 Tablo 9.2)

$F_{yb}=355 \text{ N/mm}^2$

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{355 + 510}{2 \times 355} = 1.22 > 1.20$ durumu için $C_{pr}=1.2$ olmak üzere,

$M_{pr} = M_{pr,sağ} = M_{pr,sol} = C_{pr} R_y F_{yb} W_{pb} = 1.2 \times 1.25 \times 355 \times 1702 \times 10^{-3} = 906.32 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Kolon-kiriş birleşim bölgesi detayı olarak her iki dik doğrultuda tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşim tercih edildiğinden plastik mafsallar kolon yüzlerinde oluştuğu varsayılmaktadır [2].

Kiriş net açıklığı, l_n ,

$l_{nx} = L - 2d_{cx}/2 = 5 - 2 \times 0.45/2 = 4.55 \text{ m}$ (x doğrultusu)

$l_{ny} = L - 2d_{cy}/2 = 7 - 2 \times 0.464/2 = 6.536 \text{ m}$ (y doğrultusu)

Kiriş uçlarındaki plastik mafsal noktalarında $1.2G+0.5Q+0.2S$ yük birleşimi altında her iki dik doğrultuda elde edilen kesme kuvvetleri, V_d ,

x doğrultusunda; $V_{dx,sol}=118.25 \text{ kN}$ ve $V_{dx,sağ}=117.59 \text{ kN}$

y doğrultusunda; $V_{dy,sol}=V_{dy,sağ}=39.60 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

Kiriş-kolon birleşiminde kolon yüzündeki gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_{uc} ,

$$V_{ucx,sol} = \frac{2M_{pr,sol}}{l_{nx}} + V_{dx,sol} = \frac{2 \times 906.32}{4.55} + 118.25 = 516.63 \text{ kN}$$

$$V_{ucx,sağ} = \frac{2M_{pr,sağ}}{l_{nx}} - V_{dx,sağ} = \frac{2 \times 906.32}{4.55} - 117.59 = 280.79 \text{ kN}$$

$$V_{ucy,sol} = \frac{2M_{pr,sol}}{l_{ny}} + V_{dy,sol} = \frac{2 \times 906.32}{6.536} + 39.60 = 316.93 \text{ kN}$$

$$V_{ucy,sağ} = \frac{2M_{pr,sağ}}{l_{ny}} - V_{dy,sağ} = \frac{2 \times 906.32}{6.536} - 39.60 = 237.73 \text{ kN}$$

Kiriş uçlarındaki plastik mafsal noktalarında kesme kuvvetinden dolayı her iki dik doğrultuda kolon ekseninde oluşan toplam ek eğilme momenti, ΣM_{uv} ,

$$\Sigma M_{uvx} = (V_{ucx,sağ} + V_{ucx,sol}) (d_{cx}/2) = (516.63 + 280.79) \times (0.450/2) = 179.42 \text{ kNm}$$

$\Sigma M_{uvy} = (V_{ucy,sağ} + V_{ucy,sol}) (d_{cy}/2) = (316.93 + 237.73) \times (0.464/2) = 128.68 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$\Sigma M_{pbx} = \Sigma M_{pby} = 2 (1.1 R_y F_{yb} W_{pb}) = 2 \times 1.1 \times 1.25 \times 355 \times 1702 \times 10^{-3} = 1661.58 \text{ kNm}$$

Düğüm noktasına birleşen kirişlerin toplam eğilme momenti kapasiteleri, ΣM_{pb}^* ,

$$\Sigma M_{pbx}^* = \Sigma M_{pbx} + \Sigma M_{uvx} = 1661.58 + 179.42 = 1841 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pby}^* = \Sigma M_{pby} + \Sigma M_{uvy} = 1661.58 + 128.58 = 1790.16 \text{ kNm}$$
 olarak bulunmuştur.

x doğrultusunda kolon eğilme momenti kapasitesi hesabı

1.521G+Q+0.2S+D ($E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$) artırılmış YDKT yük birleşimi altında zemin kat kolonu üst ucu için düğüm noktasında eksenel basınç kuvveti, $P_{uczx} = 2953.13 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

Zemin kat kolonunun karakteristik plastik eğilme momenti dayanımı, M_{pczx} ,

$$M_{pczx} = W_{pc} (F_{yc} - P_{ucz}/A_g) = 5199.32 \times [355 - (2953.13 \times 10^3)/42344] \times 10^{-3} = 1483.15 \text{ kNm}$$

1.521G+Q+0.2S+D ($E_d^{(X)} + 0.3E_d^{(Y)}$) artırılmış YDKT yük birleşimi altında birinci kat kolonu alt ucu için düğüm noktasında eksenel basınç kuvveti, $P_{uc1x} = 2525 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

Birinci kat kolonunun karakteristik plastik eğilme momenti dayanımı, M_{pc1x} ,

$$M_{pc1x} = W_{pc} (F_{yc} - P_{uc1}/A_g) = 5199.32 \times [355 - (2525 \times 10^3)/42344] \times 10^{-3} = 1535.72 \text{ kNm}$$

y doğrultusunda kolon eğilme momenti kapasitesi hesabı

1.521G+Q+0.2S+D ($E_d^{(Y)}+0.3E_d^{(X)}$) artırılmış YDKT yük birleşimi altında zemin kat kolonu üst ucu için düğüm noktasında aksel basınç kuvveti, $P_{uczy}=2950.04$ kN olarak elde edilmiştir.

Zemin kat kolonunun karakteristik plastik eğilme momenti dayanımı, M_{pczy} ,

$$M_{pczy}=W_{pc} (F_{yc}-P_{ucz}/A_g)=5051.12x[355-(2950.04x10^3)/42344]x10^{-3}=1441.24 \text{ kNm}$$

1.521G+Q+0.2S+D ($E_d^{(Y)}+0.3E_d^{(X)}$) artırılmış YDKT yük birleşimi altında birinci kat kolonu alt ucu için düğüm noktasında aksel basınç kuvveti, $P_{ucly}=2524.02$ kN olarak elde edilmiştir.

Birinci kat kolonunun karakteristik plastik eğilme momenti dayanımı, M_{pcly} ,

$$M_{pcly}=W_{pc} (F_{yc}-P_{ucly}/A_g)=5051.12x[355-(2524.02x10^3)/42344]x10^{-3}=1492.06 \text{ kNm}$$

Her iki dik doğrultuda kiriş eksenine hizasındaki kolon enkesitinin plastik eğilme momentleri, M_{pcz}^* ve M_{pc1}^* , kat orta noktalarındaki dönme şekil değiştirmesinin sıfır olduğu ve eğilme momentinin doğrusal olarak değiştiği kabulü ile hesaplanmıştır.

$$M_{pczx}^*=1483.15 \times \left(\frac{1.75}{1.75-0.45/2} \right) = 1701.98 \text{ kN}$$

$$M_{pc1x}^*=1535.72 \times \left(\frac{1.75}{1.75-0.45/2} \right) = 1762.30 \text{ kN}$$

$$M_{pczy}^*=1441.24 \times \left(\frac{1.75}{1.75-0.464/2} \right) = 1661.51 \text{ kN}$$

$$M_{pcly}^*=1492.06 \times \left(\frac{1.75}{1.75-0.464/2} \right) = 1720.10 \text{ kN}$$

x doğrultusunda kontrol

$$\frac{\Sigma M_{pcx}^*}{\Sigma M_{pbx}^*} = \frac{(1701.98+1762.30)}{1841} = 1.881 > 1.0$$

y doğrultusunda kontrol

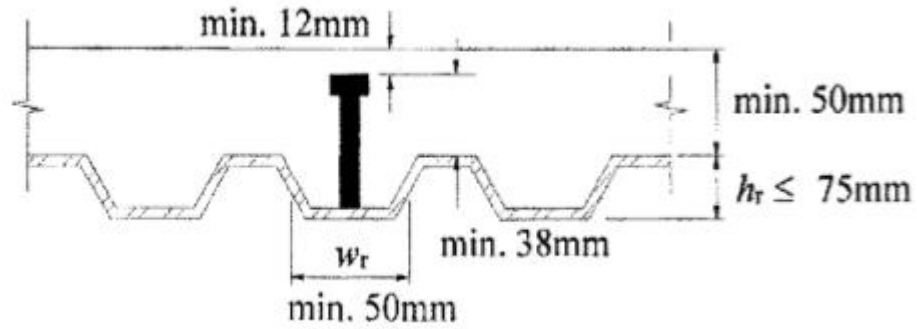
$$\frac{\Sigma M_{pcy}^*}{\Sigma M_{pby}^*} = \frac{(1661.51+1720.10)}{1790.16} = 1.889 > 1.0$$

Her iki dik doğrultuda koşul sağlanmaktadır. Ancak iki doğrultuda da oranın 2.0'den küçük olması nedeniyle TBDY-2018 Bölüm 9.3.6'ya göre kolon başlıklarının yanal doğrultuda kiriş alt ve üst başlıkları hizalarından desteklenmesi gerekmektedir.



5. KOMPOZİT KİRİŞ HESABI ve BOYUTLANDIRMASI

Basit mesnetli kompozit kiriş hesabında ÇYTHYE-2016 Bölüm 12 ve ÇYTHYE Uygulama Kılavuzu'ndan yararlanılmıştır. Betonarme döşeme, çelik kirişe mesnetlenmiş trapez enkesitli şekil verilmiş çelik sac üzerine uygulanmıştır. Çelik sac hadveleri çelik kiriş boyuna eksenine dik olarak yerleştirilmiştir. Hesaplarda C25 sınıfı beton, S420 sınıfı betonarme çeliği, S355 sınıfı yapı çeliği tercih edilmiştir. Kayma elemanı olarak kullanılan başlıklı çelik ankraj ve şekil verilmiş çelik döşeme sacı ÇYTHYE-2016 konstrüktif esaslarını tanımlayan Şekil 5.1'e uygun olarak seçilmiştir. Hesaplar yük ve dayanım katsayıları ile tasarım (YDKT) yöntemine göre yapılmıştır.



Şekil 5.1: Şekil verilmiş çelik sac için konstrüktif esaslar [8].

IPE300 olarak seçilen çelik kirişin enkesit özellikleri:

$$A = 53,81 \text{ cm}^2 \quad I_x = 8356 \text{ cm}^4 \quad t_w = 0.71 \text{ cm} \quad t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad h_g = 24.86 \text{ cm}$$

Çelik ankrajların malzeme ve enkesit özellikleri:

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} \quad h_{sa} = 100 \text{ mm} \quad F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

Çelik döşeme sacının enkesit özellikleri:

$$h_r = 60 \text{ mm} \quad w_r = 165 \text{ mm} \quad t_{sac} = 1.2 \text{ mm}$$

Kompozit kiriş için yönetmelik koşullarının kontrolü

Kompozit elemanları oluşturan beton, beton çeliği ve yapısal çelik dayanımları ile koşullar aşağıda gösterilmiştir [8].

Beton karakteristik dayanımının kontrolü: $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} = 25 \text{ MPa} \leq 70 \text{ MPa}$

Çelik elemanların karakteristik akma gerilmesi: $F_y = 355 \text{ MPa} \leq 460 \text{ MPa}$

Betonarme çeliği karakteristik akma gerilmesi: $f_{yd} = 365 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa}$

Çelik döşeme sacı ve başlıklı çelik ankrajlar için yönetmelik koşullarının kontrolü

$$h_r = 60 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \quad h_{sa}-t_{sac}-h_r = 38.8 \text{ mm} \geq 38 \text{ mm}$$

$$w_r = 165 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \quad h_c-t_{sac}-h_{sa} = 48.8 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm}$$

$$d_{sa} = 19 \text{ mm} \leq 19 \text{ mm} \quad h_c-h_r = 90 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm}$$

Kompozit kirişlerin dayanım hesaplarında; yapım aşamasında dayanım ve kullanım aşamasında dayanım olmak üzere iki durum değerlendirilmiştir. Yapım aşamasındaki dayanım için ıslak betonun dökümü sırasında çelik sacın kalıp görevi görerek üstündeki beton örtüsünü ve hareketli yükleri taşıyabilmesi gerekmektedir. Kullanım aşamasındaki dayanım ise, ıslak betonun yeterli dayanımı kazanıp çelik sac ile kompozit olarak çalıştığı durumdur [9].

Yapım aşamasında sehim kontrolü

Çelik sac+beton: 3 kN/m^2 Çelik kiriş ağırlığı: 0.422 kN/m

Hareketli yükler: 1 kN/m^2 Toplam sabit yük: $w_g = 0.422 \times 1.33 + 3 = 3.561 \text{ kN/m}$

$L=7 \text{ m}$. Toplam hareketli yük: $w_q = 1 \times 1.33 = 1.33 \text{ kN/m}$

a) Kompozit kirişte yapım aşamasında sabit yükler altında yer değiştirme:

$$\Delta_1 = \frac{5w_g L^4}{384EI} = \frac{5 \times 3.561 \times 7000^4}{384 \times 210000 \times 8356 \times 10^4} = 6.345 \text{ mm} < \frac{L}{360} = 19.44 \text{ mm}$$

b) Kompozit kirişte yapım aşamasında hareketli yükler altında yer değiştirme:

$$\Delta_2 = \frac{5w_q L^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.33 \times 7000^4}{384 \times 210000 \times 8356 \times 10^4} = 2.370 \text{ mm}$$

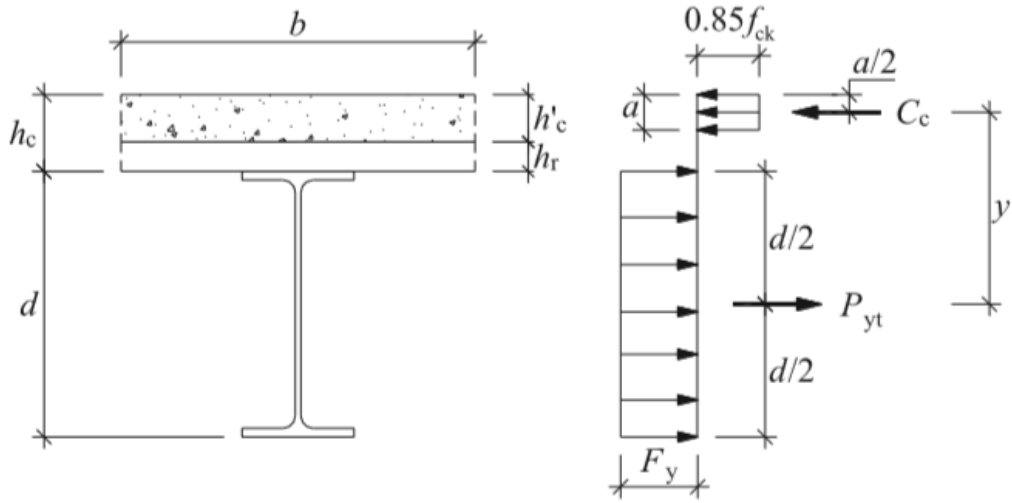
Toplam yer değiştirme: $\Delta_1 + \Delta_2 = 8.715 \text{ mm} < \frac{L}{300} = 23.33 \text{ mm}$

Yapım aşamasında beton yeterli dayanıma ulaşıncaya kadar çelik kirişin sabit ve hareketli yükler altında ÇYTHYE-2016 Bölüm 12.4.2'ye göre eğilme momenti dayanımının kontrol edilmesi gerekmektedir.

Kompozit enkesitin betonarme döşeme kısmında tam veya kısmi basınç oluşturan eğilme momenti pozitif eğilme, çekme oluşturan eğilme momenti negatif eğilme olarak adlandırılmaktadır [8].

$$\frac{h_g}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 \leq 3.76 \sqrt{E_s/F_y} = 91.45$$

olduğundan kompozit enkesitin karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , akma sınır durumu için Şekil 5.2’de gösterilen plastik gerilme dağılımı yöntemine göntemine göre belirlenecektir [8].



Şekil 5.2: Kompozit kirişte pozitif eğilme momenti için plastik gerilme dağılımı [10].

Kompozit kirişte döşeme etkin genişliğinin belirlenmesi (ÇYTHYE Bölüm 12.4.1.1)

$$b_{w1} \leq L/8 = 7/8 = 0.875 \text{ m} \quad b_w = \min(b_{w1}, b_{w2}) = 0.665 \text{ m}$$

$$b_{w2} \leq L_a/2 = 1.33/2 = 0.665 \text{ m} \quad \text{Etkin döşeme genişliği, } b = 0.665 \times 2 = 1.33 \text{ m}$$

Çelik sac hadveleri çelik boyuna eksenine dik olarak yerleştirildiğinden, çelik sac üst kotunun altında kalan beton alanı tasarımda ihmal edilecektir [8]. Bu durumda etkin genişlik içinde kalan betonarme döşeme alanı, $A_c = 1330 \times 90 = 119700 \text{ mm}^2$ olarak hesaplanır.

Çelik kiriş ile betonarme döşeme arasında başlıklı çelik ankrajlar yardımıyla aktarılacak olan kesme kuvveti, V' , betonda ezilme ve çelik enkesitte akma sınır durumlarının en küçüğü olarak dikkate alınacaktır [8].

$$\text{Betonda ezilme sınır durumu: } C_c = 0.85 f_{ck} A_c = 0.85 \times 25 \times 119700 / 1000 = 2543.63 \text{ kN}$$

Çelik enkesitte akma sınır durumu: $P_{yt}=C_s=F_y A_s=355 \times 5381/1000=1910.26 \text{ kN}$

$V'=C=1910.26 \text{ kN}$ olarak bulunur.

$C_s < C_c$ olduğundan plastik tarafsız eksen betonarme döşemenin içindedir.

Betonarme döşemenin içinde kalan beton basınç bloğunun derinliği,

$$a = \frac{C}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1910.26 \times 10^3}{0.85 \times 25 \times 1330} = 67.59 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$$

$$y = \frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} = \frac{300}{2} + 150 - \frac{67.59}{2} = 266.21 \text{ mm}$$

Kompozit kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımı (M_n)

$$M_{n1} = C y = 1910.26 \times 266.21 / 1000 = 508.53 \text{ kNm}$$

$$M_{n2} = C_c (h_c - a/2) + C_s (d/2) = 2543.63 \times (116.21) \times 10^{-3} + 1910.26 \times 150 \times 10^{-3} = 582.12 \text{ kNm}$$

Bu durumda $M_n = \min(M_{n1}, M_{n2}) = 508.53 \text{ kNm}$ olarak hesaplanır.

Kullanma aşaması için kompozit kirişte eğilme momenti dayanımı kontrolü

Çelik sac+beton=3 kN/m² Duvar yükü=1.1 kN/m² Çelik kiriş ağırlığı: 0.422 kN/m

Kaplama yükü=2 kN/m² Hareketli yük=2 kN/m²

Sabit yükler: $w_g = 1.33 \times 6.1 + 0.422 = 8.535 \text{ kN/m}$

Hareketli yükler: $w_q = 1.33 \times 2 = 2.66 \text{ kN/m}$

$$1.2w_g + 1.6w_q = 1.2 \times 8.535 + 1.6 \times 2.66 = 14.5 \text{ kN/m}$$

Kompozit kirişin gerekli eğilme momenti dayanımı: $M_u = 14.5 \times 7^2 / 8 = 88.81 \text{ kNm}$

Kompozit kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı: $M_d = 0.9 \times 508.53 = 457.68 \text{ kNm}$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{88.81}{457.68} = 0.194 \leq 1.00$$

Başlıklı çelik ankrajların sayısı ve yerleşimi

ÇYTHYE Bölüm 12.2.1'e göre başlıklı çelik ankraj hesabında beton elastisite modülü, E_c , Denklem 5.1 ile hesaplanacaktır.

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_{ck}} \quad (5.1)$$

Hesaplarda beton birim hacim ağırlığı, $w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ ve C25 betonu için $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ olarak alınmıştır.

$$E_c=0.043 \times 2500^{1.5} \times 25^{0.5} = 26875 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Başlıklı çelik ankrajın enkesit alanı: } A_{sa} = \Pi \times 19^2 / 4 = 284 \text{ mm}^2$$

Beton içine gömülü, başlıklı çelik ankrajın karakteristik kayma dayanımı, Q_n , Denklem 5.2'ye göre hesaplanacaktır [8].

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (5.2)$$

Denklemdeki R_g ve R_p katsayıları başlıklı çelik ankrajın adedi, döşeme sacının olma durumu ve döşeme sacı hadvelerinin çelik kiriş boyuna eksenine yerleştirilme durumlarına bağlı olarak Çizelge 5.1 ile belirlenmektedir.

Çizelge 5.1: R_g ve R_p katsayıları [8].

Uygulama Tanımı	R_g	R_p
Döşeme sacının olmaması durumu	1.0	0.75
Döşeme sacı hadvelerinin kirişe paralel olarak yerleştirilmesi durumu		
$w_r/h_r \geq 1.5$	1.00	0.75
$w_r/h_r < 1.5$	0.85	0.75
Döşeme sacı hadvelerinin kirişe dik olarak yerleştirilmesi durumu		
Aynı hadve içindeki başlıklı çelik ankraj sayısı		
1	1.00	0.60
2	0.85	0.60
3 ve daha fazla	0.70	0.60

Bu durumda $R_g=1.00$ ve $R_p=0.75$ olarak alınırsa başlıklı çelik ankrajın karakteristik kayma dayanımı, $Q_n=0.5 \times 284 \times \sqrt{25 \times 26875} = 116394 \text{ N} \geq 1 \times 0.75 \times 284 \times 450 = 95850 \text{ N}$ olduğundan $Q_n=95.85 \text{ kN}$ olarak alınır.

ÇYTHYE Bölüm 12.8.2.3'e göre eğilme momentinin en büyük olduğu ve sıfır olduğu noktalar arasında (açıklığın yarısı boyunca) kullanılacak başlıklı çelik ankraj sayısı;

$$N_{\text{ankraj}} = V' / Q_n = 1910.26 / 95.85 = 20 \text{ adet}$$

Tüm açıklık boyunca kullanılacak toplam başlıklı çelik ankraj sayısı $2 \times N_{\text{ankraj}} = 40$ adet olarak hesaplanır.

Çelik kiriş başlıkları üzerinde tek sıra ankraj yerleşimi yapılmıştır.



6. RADYE TEMEL HESABI

Tez çalışmasında ele alınan 7 katlı çelik işyeri binasının radye temel hesabı TS-500'de yer alan 1.4G+1.6Q, G+1.2Q, G+1.3Q, 0.9G±1.3W, G+Q±E ve 0.9G±E yük birleşimlerine göre SAP2000 programında yapılmıştır. Radye temel kalınlığı 0.8 m olarak seçilmiş ve zemin gerilmelerini düşürmek amacıyla bina akslarından 1'er metre ampattan çıkılarak (26m x 42m) ebatlarında radye temel plağı oluşturulmuştur. Daha hassas hesap yapabilmek için radye temel plağı (1m x 1m) ebatlarında alanlara bölünmüştür. Radye temelin SAP2000 modelinde tabanda elastik yaylar tanımlanmış, zemin yatak katsayısı, k_v , 30000 kN/m³ ve zemin emniyet gerilmesi, σ_{zem} , 300 kN/m² olarak kabul edilmiştir. Radye temelde beton sınıfı C25 ve donatı sınıfı S420 olarak tercih edilmiştir.

6.1 Temelde Zımbalama Kontrolü

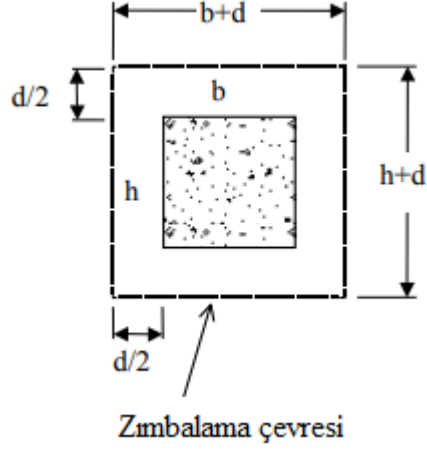
Sınırlı bir alana yayılmış yükler veya kolonlar tarafından yerel olarak yüklenen plakların zımbalama dayanımının (V_{pr}), tasarım zımbalama kuvvetine (V_{pd}) eşit veya büyük olduğunun hesaplanarak gösterilmesi gerekmektedir [11]. Tasarım zımbalama kuvveti Denklem 6.1 ile hesaplanmaktadır.

$$V_{pr} = \gamma f_{ctd} u_p d \quad (6.1)$$

Denklemde yer alan eğilme etkisini yansıtan katsayı, γ , binanın her iki yönde simetrik olmasından dolayı bina ağırlık merkezi ile temel ağırlık merkezi aynı olduğundan $\gamma=1.0$ olarak alınmıştır. Temel faydalı yüksekliği, 7 cm paspayı için $d=h-d'=80-7=73$ cm olarak belirlenmiştir. Zımbalama çevresi, u_p , için 0.75m x 0.75 m seçilen kolon taban levhası dikkate alınmıştır.

$b+d=0.75+0.73=1.48$ m ve $h+d=0.75+0.73=1.48$ m olmak üzere zımbalama çevresi, $u_p=2x(b+d+h+d)=2x2.96=5.92$ m bulunur.

Temelde oluşacak zımbalama çevresi Şekil 6.1'de gösterilmiştir.



Şekil 6.1: Zımbalama çevresi [11].

$$\text{C25 için } f_{ctd} = \frac{0.35 \times \sqrt{f_{ck}}}{1.5} = \frac{0.35 \times \sqrt{25}}{1.5} = 1.167 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Zımbalama dayanımı: } V_{pr} = 1 \times 1.167 \times 10^3 \times 5.92 \times 0.73 = 5043.31 \text{ kN}$$

$$\text{Zımbalama alanı: } F_p = 1.48 \times 1.48 = 2.1904 \text{ m}^2$$

$$\text{Radye temelin alanı: } F = 26 \times 42 = 1092 \text{ m}^2$$

$$\text{Kolonlardan temele aktarılan en büyük normal kuvvet: } N_d = 3104.44 \text{ kN}$$

$$q = \frac{\Sigma N}{F} = \frac{120880.492}{1092} = 110.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tasarım zımbalama kuvveti: } V_{pd} = N_d - q \times F_p = 3104.44 - 110.70 \times 1.48 \times 1.48 = 2861.96 \text{ kN}$$

$$V_{pr} = 5043.31 \text{ kN} \geq V_{pd} = 2861.96 \text{ kN} \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

6.2 Temelde Zemin Emniyet Gerilmesi Kontrolü

Radye temelin taşıma gücü tahkiki Denklem 6.2'ye göre yapılmıştır.

$$\sigma_z = k_v \times U_{maks} \quad (6.2)$$

SAP2000 bilgisayar programından zeminde oluşan en büyük çökme değeri, $U_{maks} = 0.004429 \text{ m}$ olarak elde edilmiştir.

Bu durumda zeminde oluşan en büyük gerilme, $\sigma_z = 30000 \times 0.004429 = 132.87 \text{ kN/m}^2$ olmak üzere

$$\sigma_z = 132.87 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{zem} = 300 \text{ kN/m}^2 \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

6.3 Donatı Hesabı

Radye temel plağında kısa doğrultuda (x) hesaplanan mesnet ve açıklık momentleri;

$$M_{\text{mesnet}}=825 \text{ kNm/m ve } M_{\text{açıklık}}=309.66 \text{ kNm/m}$$

Donatı hesabı $b_w=1$ metrelik birim genişlik için yapılmıştır.

$$\text{Minimum donatı alanı: } A_{s\text{min}}=0.002 \times b_w \times d=0.002 \times 100 \times 73=14.6 \text{ cm}^2$$

Betonarme tablo ve abaklardan elde edilen çözümlerle açıklık için gerekli donatı $A_s=12.04 \text{ cm}^2$ ve mesnet bölgesi için gerekli donatı $A_s=33.11 \text{ cm}^2$ olarak hesaplanmıştır. Gerekli donatı miktarı;

$$\text{Açıklık bölgesinde: } \text{Ø}24/135 (A_s=33.49 \text{ cm}^2 > 33.11 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Açıklık bölgesinde: } \text{Ø}20/135 (A_s=23.26 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}}=12.04 \text{ cm}^2)$$

Radye temel plağında uzun doğrultuda (y) hesaplanan mesnet ve açıklık momentleri;

$$M_{\text{mesnet}}=825 \text{ kNm/m ve } M_{\text{açıklık}}=309.66 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Minimum donatı alanı: } A_{s\text{min}}=0.002 \times b_w \times d=0.002 \times 100 \times 73=14.6 \text{ cm}^2$$

Betonarme tablo ve abaklardan elde edilen çözümlerle açıklık için gerekli donatı $A_s=2.54 \text{ cm}^2$ ve mesnet bölgesi için gerekli donatı $A_s=29.75 \text{ cm}^2$ olarak hesaplanmıştır. Gerekli donatı miktarı;

$$\text{Açıklık bölgesinde: } \text{Ø}24/135 (A_s=33.49 \text{ cm}^2 > 29.75 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Açıklık bölgesinde: } \text{Ø}20/135 (A_s=23.26 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}}=12.04 \text{ cm}^2)$$



7. YAPI ELEMANLARININ BİRLEŞİM HESAPLARI

Bu bölümde 7 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan işyeri binasının tali kiriş-kiriş birleşimi, kolon-kiriş birleşimi ve ankastre kolon ayağı birleşim hesapları yapılmıştır.

7.1 Tali Kiriş-Çerçeve Kirişi Birleşim Detayı Hesabı

Tali kiriş-çerçeve kirişi birleşimi kesme kuvveti aktaran korniyerli bulonlu birleşim olarak tasarlanmıştır. Birleşimde bulon tipi olarak 10.9 kalitesinde M20 yüksek mukavemetli bulonu kullanılmıştır. ÇYTHYE-2016 Bölüm 13'te hesaplarda kullanılmasına izin verilen bulon sınıflarının karakteristik gerilme dayanımları Çizelge 7.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 7.1: Bulonların karakteristik gerilme dayanımları [8].

Bulon sınıfı	Diş Açılmış Gövde Bölümünün Konumu	Karakteristik Çekme Gerilmesi Dayanımı, F_{nt} (MPa)	Ezilme Etkili Birleşimlerde Karakteristik Kayma Gerilmesi Dayanımı, F_{nv} (MPa)
4.6	-	300	180
4.8	-	300	180
5.6	-	375	225
5.8	-	375	225
6.8	-	450	270
	Kayma Düzlemi İçinde		360
8.8	Kayma Düzlemi Dışında	600	450
	Kayma Düzlemi İçinde		450
10.9	Kayma Düzlemi Dışında	750	563

Seçilen 10.9 yüksek mukavemetli bulon sınıfı için kopma gerilmesi dayanımı, $F_{ub}=1000 \text{ N/mm}^2$ ve akma gerilmesi dayanımı $F_{ub}=1000 \times 0.9=900 \text{ N/mm}^2$ olarak tanımlanmaktadır. Normal bulonların karakteristik kayma gerilmesi dayanımı, F_{nv} , dış

açılmış gövde bölümünün konumuna bağlı olarak Denklem 7.1 ile hesaplanmaktadır [8].

$$F_{nv}=0.45 F_{ub} \quad (7.1)$$

Bulonların karakteristik delik boyutları Çizelge 7.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 7.2: Bulonların karakteristik delik boyutları [8].

Bulon	Delik Boyutları			
	Standart Dairesel Delik Çapları	Büyük Dairesel Delik Çapları	Kısa Oval Delik (Genişlik x Uzunluk)	Uzun Oval Delik (Genişlik x Uzunluk)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	26	30	26 x 32	26 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	d+3	d+8	(d+3) x (d+10)	(d+3) x 2.5d

En elverişsiz kesit zoru (SAP2000 bilgisayar yazılımından alınan 1.2G+1.6Q yük birleşiminden), $V_u= 54.84$ kN olarak bulunmuştur.

Tali kirişin kayma levhasında gerekli bulon sayısı, bulon gövdesinde kayma kırılması ve bulon deliğinde ezilme sınır durumlarına göre belirlenmiştir.

Bulon gövdesinin tasarım kayma kuvveti dayanımı, B_{dv} , Denklem 7.2’ye göre hesaplanmaktadır [8].

$$B_{dv}=\phi m 0.45 F_{ub} A_b \quad (7.2)$$

Bulon deliklerinde tasarım eğilme dayanımı, B_{db} , Denklem 7.3’e göre hesaplanmaktadır [8].

$$B_{db}=\phi 2.4 d t F_u \quad (7.3)$$

Malzeme: S355 $F_y=355$ N/mm² $F_u=510$ N/mm² $E=210000$ N/mm²

Standart delik çapı: $d_h=d+2=20+2=22$ mm

Çerçeve kirişi: IPE450 $t_w=9.4$ mm $t_f=14.6$ mm $h=450$ mm

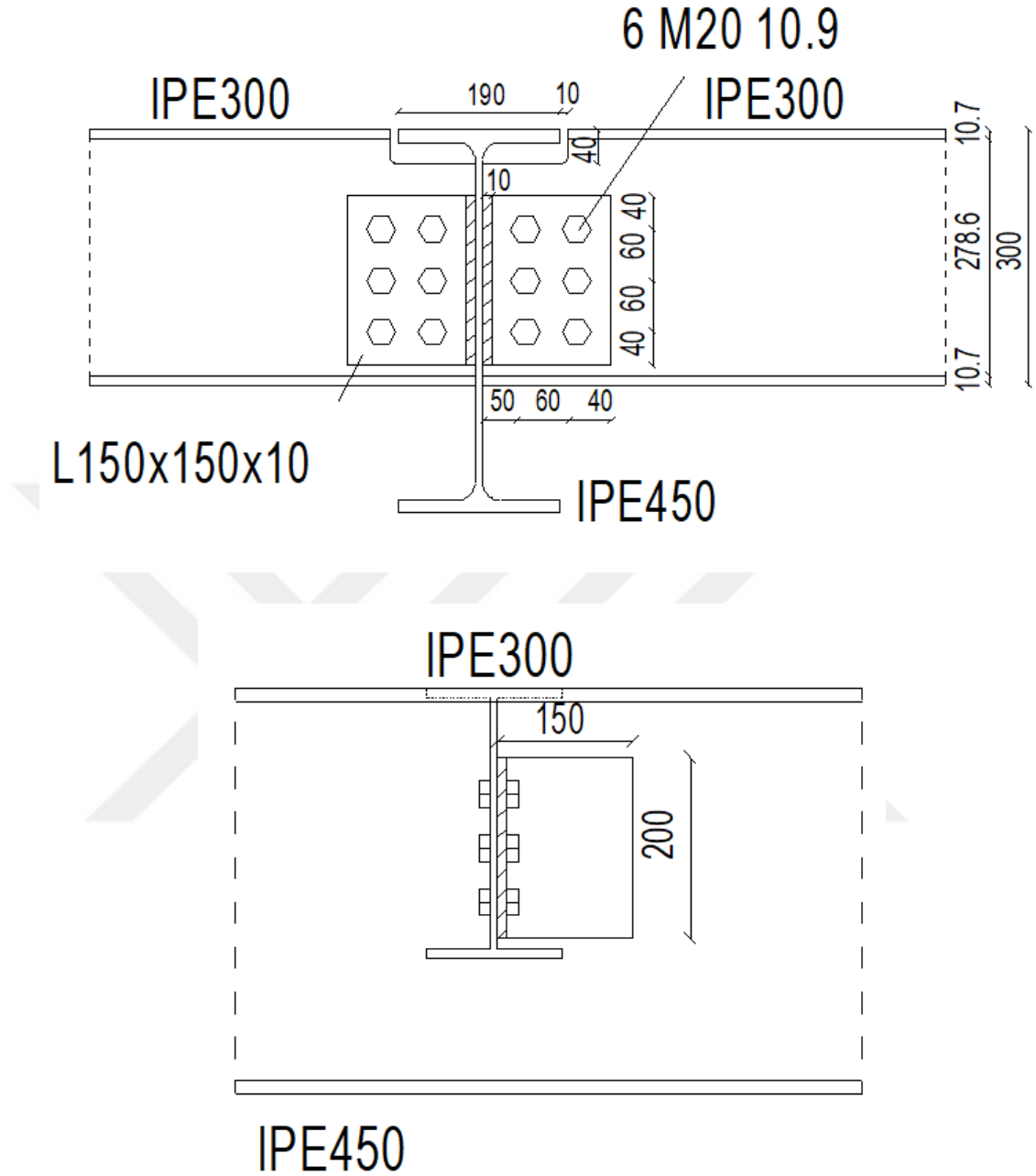
Tali kiriş: IPE300 $t_w=7.1$ mm $t_f=10.7$ mm $h=300$ mm $b=190$ mm

Kertme yüksekliği: $d_c= 40$ mm $c=b/2=190/2=95$ mm

Korniyer: 150x150x10-200 (eşit kollu korniyer)

Kaynak metali: E 550 $F_E: 550$ N/mm²

Tali kiriş-kiriş birleşim detayı Şekil 7.1’de gösterilmiştir.



Şekil 7.1: Tali kiriş-kiriş birleşim detayı.

Bulon dayanımı hesabı

Bulon gövdesinde kayma kırılması sınır durumu:

Diş açılmış gövde enkesitinin kayma düzlemi içinde olduğu varsayılmıştır [8].

$$\text{M20 bulonunun karakteristik gövde alanı: } A_b = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314.16 \text{ mm}^2$$

Tek etkili bulonun karakteristik kayma dayanımı, B_{nv} ,

$$B_{nv}=F_{nv} A_b=0.45 \times 1000 \times 314.16 \times 10^{-3}=141.37 \text{ kN}$$

Birleşimin karakteristik kayma dayanımı, R_{nv} ,

$$R_{nv}=n B_{nv}=6 \times 141.37=848.22 \text{ kN}$$

Birleşimin tasarım kayma dayanımı, R_{dv} ,

$$R_{dv}=\phi R_{nv}=0.75 \times 848.22=636.17 \text{ kN} > R_u=54.84 \text{ kN} \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Birleşime etkiyen burulma momenti, M_b ,

$$e=150+4.7-(40+30)=84.7 \text{ mm} \text{ olmak üzere}$$

$$M_b=54.84 \times 84.7 \times 10^{-3}=4.65 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

$$\text{Bir bulona gelen yatay kuvvet, } R_x=\frac{4.65}{6 \times 0.032+4 \times 0.032} \times 0.06=31 \text{ kN}$$

$$\text{Bir bulona gelen düşey kuvvet, } R_y=R_x=31 \text{ kN}$$

$$\text{Kesme kuvvetinden dolayı bir bulona gelen kuvvet, } V_y=54.84/6=9.14 \text{ kN}$$

Bir bulona gelen maksimum bileşke kuvvet, R_a ,

$$R_a=\sqrt{(31+9.14)^2+31^2}=50.72 \text{ kN} \text{ olarak bulunmuştur.}$$

$$R_d=\phi B_{nv}=0.75 \times 141.37=106.03 \text{ kN} > R_a=50.72 \text{ kN}$$

Korniyer Kontrolü

Bulon merkezleri arasındaki uzaklık, s , (ÇYTHYE-2016 Tablo 13.3.6)

$$s \geq 3d=3 \times 20=60 \text{ mm} \text{ olmak üzere } s=60 \text{ mm} \text{ alınmıştır.}$$

$$d_c=24 \text{ mm}$$

Bulon merkezinden levha kenarına uzaklık, L_e ,

$$\text{Kenara olan minimum uzaklık, } L_{e,\min}=26 \text{ mm} \text{ (ÇYTHYE-2016 Tablo 13.9)}$$

$$\text{Kenara olan maksimum uzaklık, } L_{e,\max}=\min[12 \times 10=120 \text{ mm}, 150 \text{ mm}]=120 \text{ mm}$$

$$\text{olmak üzere } L_{e,\min}=26 \text{ mm} < L_e=40 \text{ mm} < L_{e,\max}=120 \text{ mm} \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

Korniyerde kayma akması sınır durumu:

$$R_{nvy}=0.6 F_y A_g=0.6 \times 355 \times (200 \times 10) \times 10^{-3}=426 \text{ kN}$$

$$R_{dvy}=\phi R_{nvy}=1.00 \times 426=426 \text{ kN} \geq R_u=54.84 \text{ kN} \text{ (YDKT için } \phi=1.00)$$

Korniyerde kayma kırılması sınır durumu:

$$R_{nvu}=0.6 F_u A_n=0.6 \times 510 \times (200 \times 10 - 6 \times 24) \times 10^{-3} = 567.94 \text{ kN}$$

$$R_{dvu} = \phi R_{nvu} = 0.75 \times 567.94 = 425.96 \text{ kN} \geq R_u = 54.84 \text{ kN} \quad (\text{YDKT için } \phi = 0.75)$$

Bulon deliklerinde ezilme sınır durumu:

L 150.150.10 korniyer için $d_h = 22 \text{ mm}$ ve $t_{\min} = 10 \text{ mm}$ olmak üzere

a) Kenar bulon deliğinde ezilme sınır durumu:

$$L_c = L_e - (d_h/2) = 40 - (22/2) = 29 \text{ mm}$$

$$B_{nbe} = \min \left[\frac{1.2 L_c t_{\min} F_u}{2.4 d t_{\min} F_u} \right] = \min \left[\frac{1.2 \times 29 \times 10 \times 510 \times 10^{-3}}{2.4 \times 20 \times 10 \times 510 \times 10^{-3}} \right] = \min \left[\frac{177.48}{244.80} \right] = 177.48 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır.

b) Ara bulon deliğinde ezilme sınır durumu:

$$L_c = s - d_h = 60 - 22 = 38 \text{ mm}$$

$$B_{nbi} = \min \left[\frac{1.2 L_c t_{\min} F_u}{2.4 d t_{\min} F_u} \right] = \min \left[\frac{1.2 \times 38 \times 10 \times 510 \times 10^{-3}}{2.4 \times 20 \times 10 \times 510 \times 10^{-3}} \right] = \min \left[\frac{232.56}{244.80} \right] = 232.56 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır.

Korniyerli birleşimde kenar bulon sayısı: $n_e = 4$

Korniyerli birleşimde ara bulon sayısı: $n_i = 2$

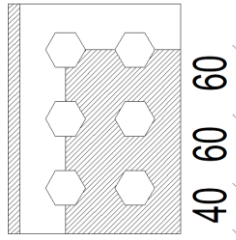
$$R_{nb} = n_e B_{nbe} + n_i B_{nbi} = 4 \times 177.48 + 2 \times 232.56 = 1175.04 \text{ kN}$$

$$R_n = \min(848.22, 1175.04) = 848.22 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi R_n = 0.75 \times 848.22 = 636.17 \text{ kN} > R_u = 54.84 \text{ kN}$$

Korniyerde blok kayma dayanımı:

Korniyerde blok kayma dayanımı kontrolü Şekil 7.2'de gösterilen durum için yapılmıştır.



Şekil 7.2: Korniyerde blok kayma dayanımı için olası göçme durumu.

$t = 10 \text{ mm}$ olmak üzere hesaplarda kullanılan,

$$\text{Brüt kayma alanı: } A_{gv}=10 \times (60+60+40)=1600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Net kayma alanı: } A_{nv}=1600-(24 \times 10 \times 2.5)=1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Net çekme alanı: } A_{nt}=1000-(24 \times 10 \times 1.5)=640 \text{ mm}^2 \text{ olarak belirlenmiştir.}$$

$$F_u A_{nt}=510 \times 640 \times 10^{-3}=326.4 \text{ kN}$$

$$0.6 F_u A_{nv}=0.6 \times 510 \times 1000 \times 10^{-3}=306 \text{ kN}$$

$$0.6 F_y A_{gv}=0.6 \times 355 \times 1600 \times 10^{-3}=340.8 \text{ kN}$$

Blok kayma dayanımı sınır durumu için çekme gerilmeleri yayılışını göz önüne alan katsayı (U_{bs}), korniyerli birleşim tipi için $U_{bs}=0.5$ olarak alınmıştır [8].

$$T_{nbv}=\min \left[\begin{array}{l} 0.6 F_u A_{nv} \\ 0.6 F_y A_{gv} \end{array} \right] + U_{bs} F_u A_{nt} = \min \left[\begin{array}{l} 306 \\ 340.8 \end{array} \right] + 0.5 \times 326.4 = 469.2 \text{ kN}$$

$$T_{dbv} = \phi T_{nbv} = 0.75 \times 469.2 = 351.9 \text{ kN} > T_u = 54.84 \text{ kN} \quad (\text{YDKT için } \phi=0.75)$$

IPE300 tali kirişi kontrolü

IPE300 için $d_h=22 \text{ mm}$ ve $t_{\min}=7.1 \text{ mm}$ olmak üzere

a) Kenar bulon deliğinde ezilme sınır durumu:

$$L_c = L_e - (d_h/2) = (40 + 12.15) - (22/2) = 41.15 \text{ mm}$$

$$B_{nbe} = \min \left[\begin{array}{l} 1.2 L_c t_{\min} F_u \\ 2.4 d t_{\min} F_u \end{array} \right] = \min \left[\begin{array}{l} 1.2 \times 41.15 \times 7.1 \times 510 \times 10^{-3} \\ 2.4 \times 20 \times 7.1 \times 510 \times 10^{-3} \end{array} \right] = \min \left[\begin{array}{l} 178.80 \\ 173.81 \end{array} \right] = 173.81 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır.

b) Ara bulon deliğinde ezilme sınır durumu:

$$L_c = s - d_h = 60 - 22 = 38 \text{ mm}$$

$$B_{nbi} = \min \left[\begin{array}{l} 1.2 L_c t_{\min} F_u \\ 2.4 d t_{\min} F_u \end{array} \right] = \min \left[\begin{array}{l} 1.2 \times 38 \times 7.1 \times 510 \times 10^{-3} \\ 2.4 \times 20 \times 7.1 \times 510 \times 10^{-3} \end{array} \right] = \min \left[\begin{array}{l} 165.12 \\ 173.81 \end{array} \right] = 165.12 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştır.

$$\text{Kenar bulon sayısı: } n_e = 4$$

$$\text{Ara bulon sayısı: } n_i = 2$$

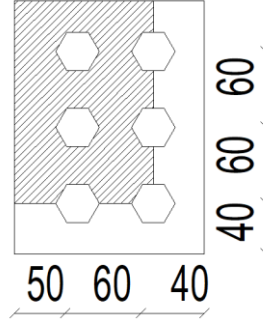
$$R_{nb} = n_e B_{nbe} + n_i B_{nbi} = 4 \times 173.81 + 2 \times 165.12 = 1025.44 \text{ kN}$$

$$R_n = \min(848.22, 1025.44) = 848.22 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi R_n = 0.75 \times 848.22 = 636.17 \text{ kN} > R_u = 54.84 \text{ kN}$$

Kiriş gövdesinde blok kayma dayanımı:

Kiriş gövdesinde blok kayma dayanımı kontrolü Şekil 7.3'te gösterilen durum için yapılmıştır.



Şekil 7.3: Kiriş gövdesinde blok kayma dayanımı için olası göçme durumu.

IPE 300 için $t=7.1$ mm olmak üzere hesaplarda kullanılan,

$$\text{Brüt kayma alanı: } A_{gv}=7.1 \times (60+60+40)=1136 \text{ mm}^2$$

$$\text{Net kayma alanı: } A_{nv}=1136-(24 \times 7.1 \times 2.5)=710 \text{ mm}^2$$

Net çekme alanı: $A_{nt}=710-(24 \times 7.1 \times 1.5)=454.4 \text{ mm}^2$ olarak belirlenmiştir.

$$F_u A_{nt}=510 \times 454.4 \times 10^{-3}=231.74 \text{ kN}$$

$$0.6 F_u A_{nv}=0.6 \times 510 \times 710 \times 10^{-3}=217.26 \text{ kN}$$

$$0.6 F_y A_{gv}=0.6 \times 355 \times 1136 \times 10^{-3}=240.79 \text{ kN}$$

Blok kayma dayanımı sınır durumu için çekme gerilmeleri yayılışını göz önüne alan katsayı (U_{bs}), korniyerli birleşim tipi için $U_{bs}=0.5$ olarak alınmıştır [8].

$$T_{nbv}=\min \left[\begin{array}{l} 0.6 F_u A_{nv} \\ 0.6 F_y A_{gv} \end{array} \right] + U_{bs} F_u A_{nt} = \min \left[\begin{array}{l} 217.26 \\ 240.79 \end{array} \right] + 0.5 \times 231.74 = 212.66 \text{ kN}$$

$$T_{dbv}=\phi T_{nbv}=0.75 \times 212.66 = 159.50 \text{ kN} > T_u=54.84 \text{ kN} \quad (\text{YDKT için } \phi=0.75)$$

d) Kertilmiş kirişte eğilme dayanımı:

Kertilmiş kirişin eğilme momenti dayanımı, AISC 360-10 Steel Connection Design Manual (For Etabs-2016)'da yer alan esaslara göre yapılmıştır.

Tali kiriş üst başlığı, $d_c=40$ mm kertildiği için, değişen kesit üzerinde kırılma dayanımı ve akma dayanımı için eğilme kontrolü yapılmıştır.

$$\text{Kırılma dayanımı: } M_{nu}=F_u W_{net}$$

Akma dayanımı: $M_{ny}=F_{cr} W_{net}$

Mukavemet momenti (W_{net}) hesabı:

$$y_g = \frac{150 \times (10.7/2) + (300-40-10.7) \times 7.1 \times (10.7+249.3/2)}{150 \times 10.7 + 249.3 \times 7.1} = 73.53 \text{ mm}$$

$$I_y = 150 \times \left(\frac{10.7^3}{12} \right) + 150 \times 10.7 \times \left(73.53 - \frac{10.7}{2} \right)^2 + \frac{7.1 \times 249.3^3}{12} + 7.1 \times 249.3 \times (61.82)^2$$

$$I_y = 23.41 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{net} = \frac{23.41 \times 10^6}{(300-40-73.53)} = 125.54 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Kertilmiş kiriş üzerindeki moment, $M_n = P_x e = 54.84 \times (0.095 + 0.010) = 5.76 \text{ kNm}$

Burkulma gerilmesi (F_{cr}) hesabı:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f_x k$$

f: Levha burkulma model düzeltme faktörü $t_w = 7.1 \text{ mm}$ (IPE 300)

k: Levha burkulma katsayısı $h_0 = h - d_c$ $\nu = 0.3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

$\frac{c}{d} \leq 1$ için $\frac{c}{d} = \frac{95}{300} = 0.317 < 1$ koşulu sağlandığından $f = \frac{2c}{d} = 0.633$ olarak bulunmuştur.

$\frac{c}{h_0} \leq 1$ için $\frac{c}{h_0} = \frac{95}{260} = 0.365 < 1$ koşulu sağlandığından $k = 2.2 \left(\frac{h_0}{c} \right)^{1.65} = 2.2 \times \left(\frac{260}{95} \right)^{1.65}$

$k = 11.58$ olarak hesaplanmıştır.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f_x k = \frac{\pi^2 \times 210000}{12 (1-0.3^2)} \times \left(\frac{7.1}{260} \right)^2 \times 0.633 \times 11.58 = 1037.48 \text{ N/mm}^2$$

olarak bulunduğundan burkulma gerilmesi $F_{cr} = F_y = 355 \text{ N/mm}^2$ alınmıştır.

Eğilme etkisinde kırılma dayanımı:

$$M_{nu} = F_u W_{net} = 510 \times 125.54 \times 10^{-3} = 64.03 \text{ kNm}$$

$$M_{du} = \emptyset M_{nu} = 0.75 \times 64.03 = 48.02 \text{ kNm} > M_n = 5.76 \text{ kNm} \quad (\text{YDKT için } \emptyset = 0.75)$$

Eğilme etkisinde yerel burkulma dayanımı:

$$M_{ny} = F_y W_{net} = 355 \times 125.54 \times 10^{-3} = 44.57 \text{ kNm}$$

$$M_{dy} = \emptyset M_{ny} = 0.9 \times 44.57 = 40.11 \text{ kNm} > M_n = 5.76 \text{ kNm} \quad (\text{YDKT için } \emptyset = 0.9)$$

Kertilmiş kiriş yeterli eğilme dayanımına sahiptir.

Kaynak Hesabı

Kaynak tasarım dayanımı kontrolü:

$$t_{\min}=[9.4, 10]=9.4 \text{ mm}$$

Minimum köşe kaynak kalınlığı, $a_{\min}=3.5 \text{ mm}$ (ÇYTHYE Tablo 13.4)

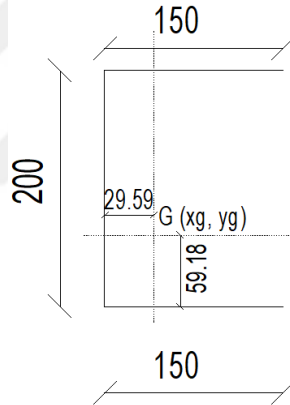
Maksimum köşe kaynak kalınlığı, $a_{\max}=0.7(t_{\min}-2)=0.7(9.4-2)=5.18 \text{ mm}$

Seçilen kaynak kalınlığı $a=5 \text{ mm}$

Maksimum etkili uzunluk, L_{\max} ,

$L \leq L_{\max}=150a$ için $L=150 \times 2 + 200 - 2 \times 5 = 490 \text{ mm} \leq L_{\max}=150 \times 5 = 750 \text{ mm}$ olarak hesaplanmaktadır.

Korniyer üzerindeki kaynak uzunlukları Şekil 7.4'te gösterilmiştir.



Şekil 7.4: Korniyer üzerindeki kaynak uzunlukları.

Kaynak ağırlık merkezinin bulunması:

x doğrultusundaki kaynak uzunluğu: $L_x=150-5=145 \text{ mm}$ (Krater kaybı 5 mm)

y doğrultusundaki kaynak uzunluğu: $L_y=200 \text{ mm}$

$$y_g=(145 \times 100 + 145 \times 100)/490=59.18 \text{ mm}$$

$$x_g=(200 \times 72.5)/490=29.59 \text{ mm}$$

$e=150+9.4/2-29.59=125.11 \text{ mm}$ (e: Birleşime gelen kuvvetin kaynak ağırlık merkezine uzaklığı)

$$M_a=54.84 \times 0.12511=6.86 \text{ kNm}$$

Birim uzunluktaki polar atalet momenti (J) hesabı:

$$I_x=(200^3 \times 1/12)+200 \times 1 \times (100-59.18)^2+145 \times 1 \times (200-59.18)^2+145 \times 1 \times 59.18^2$$

$$I_x=4383466.78 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

$$I_y=1217185.54 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

$$J= I_x+I_y=5600652.32 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

$$R_{x,a}=\frac{6860}{5600652.32} \times (290-59.18)=0.283 \text{ kN/mm}$$

$$R_{y,a}=\frac{6860}{5600652.32} \times (100-29.59)=0.0862 \text{ kN/mm}$$

$$R_{x,a}=\frac{54.84}{490}=0.112 \text{ kN/mm}$$

$$R=\sqrt{0.283^2+(0.0862+0.112)^2}=0.346 \text{ kN/mm}$$

Birim uzunluk için kaynak ve esas metal dayanım kontrolleri:

a) Esas metalde akma dayanımı kontrolü

$$R_{dBm,y}=0.6 \times 355 \times 10 \times 10^{-3} \times 1.0=2.13 \text{ kN/mm} > 0.346 \text{ kN/mm}$$

b) Esas metalde kırılma dayanımı kontrolü

$$R_{dBm,u}=0.6 \times 510 \times 10 \times 10^{-3} \times 0.75=2.30 \text{ kN/mm} > 0.346 \text{ kN/mm}$$

c) Kaynakta kırılma dayanımı kontrolü

$$R_{dBm,u}=0.6 \times 550 \times 10 \times 10^{-3} \times 0.75=1.24 \text{ kN/mm} > 0.346 \text{ kN/mm}$$

7.2 Kolon-Kiriş Birleşim Detayı

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerin kolon-kiriş birleşim detayının oluşturulmasında TBDY-2018 Bölüm 9.3.4.1'de belirtilen üç koşul sağlanmıştır. Bu koşullar aşağıda açıklanmıştır.

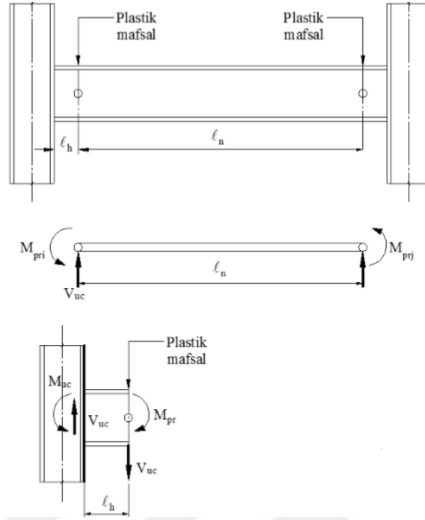
(a) Birleşim bölgesinde en az 0.04 radyan görelî kat ötelemesi açısını sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve analitik olarak kanıtlanmış bir birleşim detayı kullanılacaktır [2].

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme momenti dayanımı, M_{uc} , düğüm noktasına birleşen kirişin olası eğilme momenti dayanımı ile kirişte plastik mafsallın

oluştugu uçta Denklem 7.5 ile hesaplanan eğilme momenti dayanımının toplamından az olmayacaktır [2].

$$M_{uc} = M_{pr} + V_{uc} l_h \quad (7.5)$$

Kiriş kesitinde olası plastik mafsalların yeri ve plastik mafsal noktalarında oluşacak kesit zorları Şekil 7.5'te gösterilmiştir.



Şekil 7.5: Kiriş kesitinde oluşabilecek plastik mafsalların yeri [8].

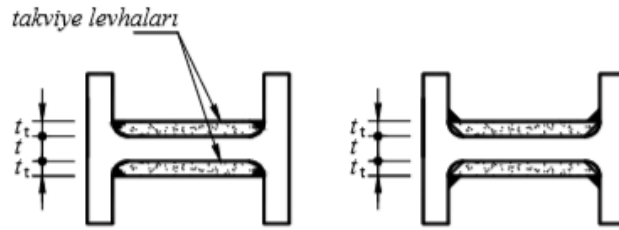
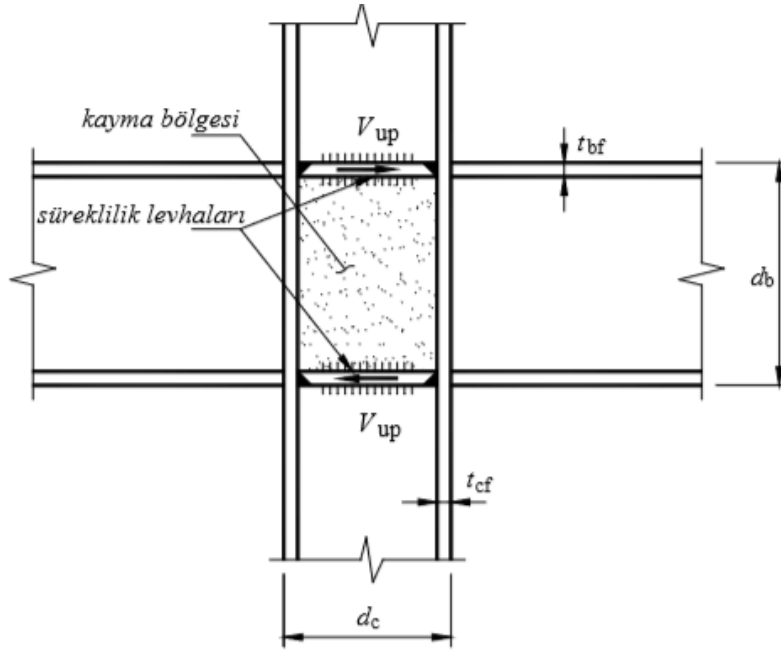
(c) Gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_{uc} , akma durumu gözönüne alınarak hesaplanan kesme kuvveti ile kirişin plastik mafsal noktasında $1.2G+0.5Q+0.2S$ yük birleşimi altında hesaplanan kesme kuvvetinin toplamı olarak Denklem 7.6'ya göre hesaplanacaktır [2].

$$V_{uc} = V_d \pm (M_{pri} + M_{prj}) / l_n \quad (7.6)$$

Kolon-kiriş birleşim detayında kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_{up} , Denklem 7.7'ye göre hesaplanmaktadır [2].

$$V_{up} = \sum M_{uc} \left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (7.7)$$

Kayma bölgesi için takviye levhası kullanılması durumunda levhanın kolon başlıklarına bağlantısı tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı ile sağlanacaktır [2]. Ayrıca kolon gövde levhasının ve takviye levhasının en küçük kalınlıkları $t_{min} \geq u / 180$ koşulunu sağlayacaktır. Koşulun sağlanmaması durumunda takviye levhaları ve kolon gövdesi birbirine kaynaklanacak ve toplam levha kalınlığı dikkate alınarak Şekil 7.6'da gösterildiği gibi ilgili koşul sağlatılacaktır [2].



Şekil 7.6: Takviye levhası uygulama koşulları [2].

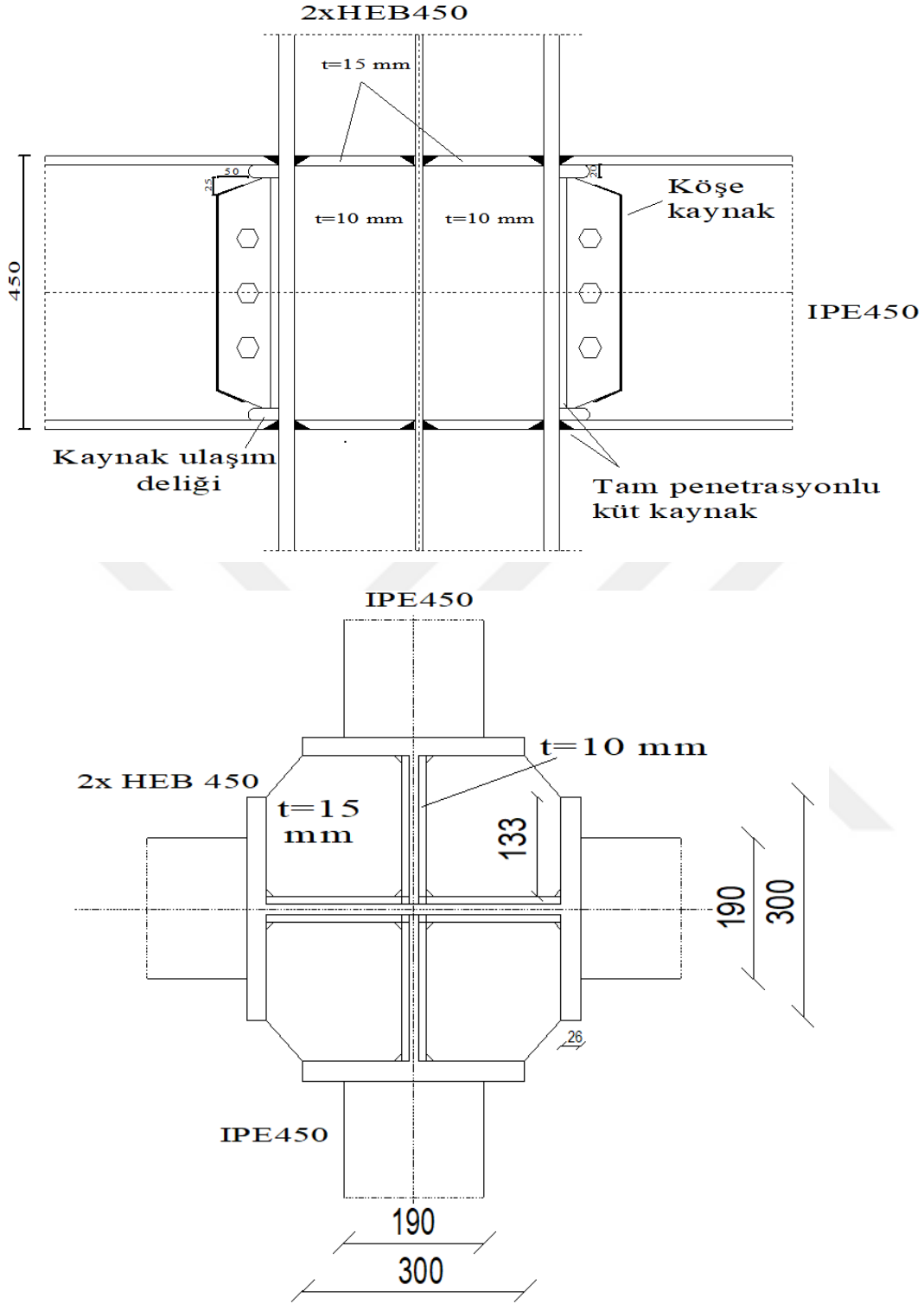
Moment aktaran kolon-kiriş birleşimlerinde kiriş alt ve üst başlıkları hizasında süreklilik levhaları kullanılarak kiriş başlıklarına gelen çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona ve çift taraflı kiriş birleşimlerinde komşu kirişe güvenle aktarılması sağlanmalıdır [2].

Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde en az kiriş başlığının kalınlığı kadar, çift taraflı kiriş birleşimlerinde ise birleşen kirişlerden başlık kalınlığı büyük olanın kalınlığı kadar olmalıdır [2].

Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısında tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır.

TBDY-2018 Bölüm 9.3.4'e göre aşağıda gösterilen Denklem 7.8.a ve Denklem 7.8.b koşullarının birlikte sağlanması durumunda süreklilik levhaları kullanılmayabilir [2].

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_{bf} R_{yb} F_{yb} / R_{yc} F_{yc}} \quad (7.8.a)$$



Şekil 7.8: Tipik kolon-kiriş birleşim detayı.

Kolon kesiti: 2xHEB450 $t_{cf} = 26 \text{ mm}$ $t_{cw} = 14 \text{ mm}$ $d_{cx} = 450 \text{ mm}$ $d_{cy} = 464 \text{ mm}$

Kiriş kesiti: IPE450 $t_{bf} = 14.6 \text{ mm}$ $t_{bw} = 9.4 \text{ mm}$ $d_b = 450 \text{ mm}$ $t_{bf} = 14.6 \text{ mm}$

$b_f = 190 \text{ mm}$ $L = 7 \text{ m}$

Kolon ve kiriş kesitleri malzeme sınıfı: S355 $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $F_u = 510 \text{ N/mm}^2$

Plastik mafsaldaki olası en büyük eğilme momenti, M_{pr} ,

$C_{pr} = 1.4$ alınmak üzere $M_{pr} = C_{pr} R_y F_y W_p = 1.4 \times 1.25 \times 355 \times 1702 \times 10^{-3} = 1057.37 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır.

Tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşim tipinde plastik mafsalin kolon yüzünde olduğu kabulüyle plastik mafsalin kolon yüzünden uzaklığı $l_h = 0$ alınmıştır.

Kiriş boyunca plastik mafsallar arasındaki uzaklık,

$$l_n = L - 2(d_c/2) = 7000 - 2 \times (464/2) = 6536 \text{ mm}$$

1.2G+0.5Q+0.2S yük birleşimi altında kirişin plastik mafsal noktasında hesaplanan kesme kuvveti, V_d , kiriş üzerindeki düzgün yayılı yük 8.69 kN/m^2 olmak üzere,

$$V_d = 8.69 \times 2 \times 6.536 / 2 = 56.80 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

Kolon yüzündeki gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_{uc} ,

$$V_{uc} = V_d + (M_{pri} + M_{pri})/l_n = 56.80 + (2 \times 1057.37)/6.536 = 380.35 \text{ kN} \text{ olarak belirlenmiştir.}$$

Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme momenti dayanımı, M_{uc} ,

$$M_{uc} = M_{pr} + V_{uc} l_h = 1057.37 + 380.35 \times 0 = 1057.37 \text{ kNm} \text{ olmaktadır.}$$

Kayma bölgesinin kesme kuvveti dayanımı kontrolü

1.521G+Q+0.2S- $E_d^{(Y)}$ -0.3 $E_d^{(X)}$ yük birleşimi altında hesaplanan gerekli eksenel kuvvet dayanımı, $P_r = 2017.32 \text{ kN}$ ve YDKT yük birleşimi için $\alpha = 1.0$ olmak üzere, ÇYTHYE-2016 Bölüm 13.9.6'ya göre kayma bölgesinin plastik şekil değiştirme durumu gözönüne alındığında,

$\alpha P_r = 1.0 \times 2017.32 = 2017.32 \text{ kN} \leq 0.75 F_y A_g = 0.75 \times 355 \times 42344 \times 10^{-3} = 11274.89 \text{ kN}$ koşulu sağlandığından, gövde karakteristik dayanımı, R_n , ÇYTHYE-2016 Denklem 13.29c kullanılarak,

$$\phi_v R_n = \phi_v 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) = 0.9 \times 0.6 \times 355 \times 464 \times 14 \times \left(1 + \frac{3 \times 300 \times 26^2}{450 \times 464 \times 14} \right) \times 10^{-3}$$

$R_d = 1504.46 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

Kayma bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_{up} , Denklem 7.7'ye göre

$$V_{up} = \Sigma M_{uc} \left(\frac{1}{d_b - t_{bf}} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 2 \times 906.32 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{450 - 14.6} - \frac{1}{3500} \right) = 3645.26 \text{ kN} \text{ olarak}$$

hesaplanmıştır. Ancak $R_d=1504.46 \text{ kN} \leq V_{up}=3645.26 \text{ kN}$ olduğundan kayma bölgesinde takviye levhası kullanılması gerekmektedir.

Takviye levhası $t = 10 \text{ mm}$. kalınlığında seçilip kolon gövdesinin her iki yüzünde uygulanırsa,

$$\phi_v R_n = 0.6 \times 355 \times 464 \times (14 + 2 \times 10) \times \left(1 + \frac{3 \times 300 \times 26^2}{450 \times 464 \times (14 + 2 \times 10)} \right) \times 10^{-3} = 3648.264 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Bu durumda $\phi_v R_n = 3648.264 \text{ kN} \geq V_{up} = 3645.26 \text{ kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Takviye levhaları için, $t_{\min} = 10 \text{ mm} \geq u/180 = 2 \times (450 + 450)/180 = 10 \text{ mm}$ koşulu da sağlanmaktadır.

Süreklilik levhalarının dayanım kontrolü

TBDY-2018'e göre yukarıda açıklanan Denklem 7.8.a ve Denklem 7.8.b koşulları;

$R_{yb} = R_{yc} = 1.25$ ve $F_{yb} = F_{yc} = 355 \text{ N/mm}^2$ olmak üzere,

$$t_{cf} = 26 \text{ mm} \leq 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_{bf} R_{yb} F_{yb} / R_{yc} F_{yc}} = 0.4 \sqrt{1.8 \times 190 \times 14.6 / 1} = 28.27 \text{ mm ve}$$

$t_{cf} = 26 \text{ mm} \leq b_f/6 = 190/6 = 31.67 \text{ mm}$ olarak her ikisi de sağlanmadığından süreklilik levhalarına ihtiyaç duyulmaktadır. Süreklilik levhalarının kalınlığı $t = 15 \text{ mm}$ seçilerek kiriş başlık kalınlığından ($t_{bf} = 14.6 \text{ mm}$) daha az olmaması koşulu sağlanmıştır.

Kolon-kiriş birleşiminde kullanılan süreklilik levhalarının gerekli enkesit alanının belirlenmesi ve dayanım kontrolleri ÇYTHYE-2016 Bölüm 13.9'da yer alan başlıkta yerel eğilme, gövdede burkulma ve gövdede yerel buruşma sınır durumlarına göre yapılmıştır.

a) Başlıkta yerel eğilme sınır durumu

Bölgesel tek çekme kuvveti veya kuvvet çiftinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde kolon başlığında yerel eğilme tasarım dayanımı, ϕR_n , Denklem 7.9 ile belirlenmektedir [8]. (YDKT için $\phi = 0.9$)

$$\phi R_n = \phi 6.25 F_{yf} t_f^2 \quad (7.9)$$

b) Gövdede basınç etkisinde burkulma sınır durumu

Bölgesel tek basınç kuvveti veya kuvvet çiftinin basınç kuvveti bileşeni etkisinde kolon gövdesinde basınç etkisinde burkulma tasarım dayanımı, ϕR_n , Denklem 7.10 ile hesaplanmaktadır [8]. (YDKT için $\phi = 0.9$)

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (7.10)$$

c) Gövdede yerel buruşma sınır durumu

Bölgesel tek basınç kuvveti veya kuvvet çiftinin basınç kuvveti bileşeni etkisinde kolon gövdesinde yerel buruşma tasarım dayanımı, ϕR_n , Denklem 7.11 ile hesaplanmaktadır [8]. (YDKT için $\phi = 0.75$)

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{d_c} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (7.11)$$

Sınır durumları kontrolleri için kiriş başlıkları yardımıyla aktarılan tekil kuvvet, F_{fu} ,

$$F_{fu} = \frac{M_{uc}}{d - t_{bf}} = \frac{1057.37 \times 10^3}{450 - 14.6} = 2428.50 \text{ kN olarak hesaplanmıştır.}$$

Kolon başlığında yerel eğilme sınır durumu için tasarım dayanımı, ϕR_n ,

$$\phi R_n = \phi 6.25 F_{yf} t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 355 \times 26^2 \times 10^{-3} = 1349.89 \text{ kN} < F_{fu} = 2428.50 \text{ kN olarak hesaplandığından birleşim takviye edilmelidir.}$$

Kolon gövdesinde burkulma sınır durumu için tasarım dayanımı, ϕR_n ,

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} = \frac{0.9 \times 24 \times 14^3 \times \sqrt{210000 \times 355}}{344} \times 10^{-3} = 1487.66 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 1487.66 \text{ kN} < F_{fu} = 2081.58 \text{ kN olduğundan birleşim takviye edilmelidir.}$$

Kolon gövdesinde yerel buruşma sınır durumu için tasarım dayanımı, ϕR_n ,

$$\left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{d_c} \right)^{1.5} \right] = \left[1 + 3 \times \left(\frac{9.4}{450} \right) \times \left(\frac{14}{26} \right)^{1.5} \right] = 1.02476$$

$$\sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} = \sqrt{\frac{210000 \times 355 \times 26}{14}} \times 10^{-3} = 11.766 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{d_c} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} = 0.75 \times 0.80 \times 14^2 \times 1.02476 \times 11.767$$

$$\phi R_n = 1418.06 \text{ kN} < F_{fu} = 2428.50 \text{ kN olduğundan birleşim takviye edilmelidir.}$$

Tüm sınır durumları için birleşim bölgesinin süreklilik levhaları ile takviye edilmesi gerekmektedir. Süreklilik levhaları için gerekli dayanım, F_{cu} , gerekli dayanım ile sınır durumlar için hesaplanan dayanımların en küçüğü arasındaki farka eşittir.

$$F_{cu}=F_{fu}-\min \varnothing R_n=2428.50-\min[1349.89, 1487.66, 1418.06]=1078.61 \text{ kN}$$

Süreklilik levhası için gerekli enkesit alanı, A_{sgrk} ,

$$A_{sgrk}=\frac{F_{cu}}{\varnothing F_{yu}}=\frac{1078.61 \times 10^3}{0.9 \times 355}=3375.93 \text{ mm}^2 \text{ olarak hesaplanmaktadır.}$$

Şekil 7.8’de gösterilen birleşim detayında kolon gövdesinin her iki tarafında kullanılan süreklilik levhaları 15x133 (kalınlıkxgenişlik) boyutlarında seçildiğinden süreklilik levhası alanı, $A_{seçilen}=8 \times 15 \times 133=15960 \text{ mm}^2$ yeterli olmaktadır.

Gövde kayma levhasını kolon başlığına bağlayan kaynakta dayanım kontrolü

Gövde kayma levhasını kolon başlığına birleştiren kaynakların kontrolü, TBDY-2018 Ek 9B.4.7’de yer alan koşula göre yapılmıştır. Gövde kayma levhası yüksekliği, h_p ve levha kalınlığı, t_p olmak üzere kaynakların tasarım dayanımı, Denklem 7.12 ile hesaplanan değerden küçük olmayacaktır [2].

$$h_p t_p \geq 0.6 R_y F_{yp} \quad (7.12)$$

Kaynak ulaşım deliği: 20 mm Levha kalınlığı: $t_p=10 \text{ mm}$ $F_{yp}=355 \text{ N/mm}^2$ $R_y=1.25$

Gövde kayma levhası kenarları ile kaynak ulaşım deliği kenarları arasındaki uzaklık TBDY-2018’e göre 6 mm seçilmiştir.

Gövde levha yüksekliği: $h_p=450-2 \times 20-2 \times 14.6-6=374.8 \text{ mm}$

Kaynakların tasarım dayanımı, $h_p t_p \geq 0.6 R_y F_{yp}=374.8 \times 10 \times 0.6 \times 1.25 \times 355 \times 10^{-3}=997.91 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

ÇYTHYE-2016 Tablo 13.5’e göre kesme kuvveti etkisindeki tam penetrasyonlu küt kaynaklı birleşimde esas metal belirleyici olduğundan kaynak metali tasarım dayanımı, $R_{nw}=\varnothing F_{nw}A_{we}=1.0 \times 355 \times (10 \times 374.8) \times 10^{-3}=1330.54 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Bu durumda $R_{nw}=1330.54 \text{ kN} > 997.91 \text{ kN}$ koşulu sağlanmaktadır.

Gövde kayma levhasının kiriş gövdesine birleşiminde köşe kaynak kol uzunluğu, w , TBDY-2018 Ek 9B.4.7’ye göre $w=t_p-2=10-2=8 \text{ mm}$ olmak üzere köşe kaynak kalınlığı, $a=w/\sqrt{2}=8/\sqrt{2}=5.67 \text{ mm}$ bulunmuştur.

7.3 Ankastre Kolon Ayağı Hesabı

Süneklik düzeyi yüksek ve her iki dik doğrultuda moment aktaran çerçeve sisteme ait kolonlar her iki dik doğrultuda eğilme momenti ve kesme kuvveti ile normal kuvvet etkisinde olduğundan kolon ayağı ankastre ayak olarak tasarlanmıştır.

Kolon ayağı hesabı için SAP2000 bilgisayar programında taban levhasının sonlu elemanlar modeli oluşturulmuş ve gerekli tahkikler yapılmıştır. Taban levhası 750x750x50 mm ebatlarında seçilmiş ve hesap sonucu ankraj çubuğu yüksek mukavemetli 10.9 malzeme sınıfında 12 adet M36 olarak belirlenmiştir.

Ankastre kolon ayağının SAP2000 modelinde taban levhasından itibaren kolon yüksekliği 1 m alınmış, kolon başlıkları ile gövdeleri 30 cm yüksekliğinde 26 mm kalınlığında guse levhaları ile rijitleştirilmiştir. Hesaplarda taban levhası ile guse levhasının malzeme sınıfı S355 olarak alınmıştır.

Kolon ayağı detayının boyutlandırılmasında dayanım fazlalığı katsayısı ile büyütülen deprem etkilerini içeren en elverişsiz iç kuvvetlerin elde edildiği $1.521G+Q+0.2S+D(E_d^{(X)}+0.3E_d^{(Y)})$ yük birleşimi kullanılmıştır. Yük birleşiminden elde edilen kuvvetler aşağıda gösterilmiştir.

$$P=2959.87+3 \times 1.035 \times 4.73=2974.60 \text{ kN (Basınç)}$$

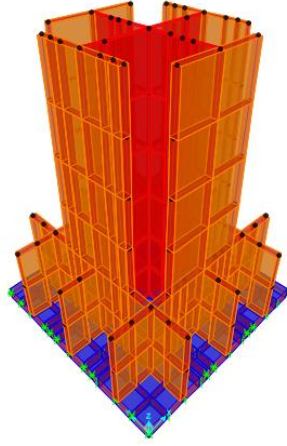
$$M_x=1 \times 0.0051+3 \times 1.035 \times 152.1=472.28 \text{ kNm}$$

$$M_y=1 \times 0+3 \times 1.039 \times 58.36=181.91 \text{ kNm}$$

$$V_x=0.00258+3 \times 29.53=88.59 \text{ kN}$$

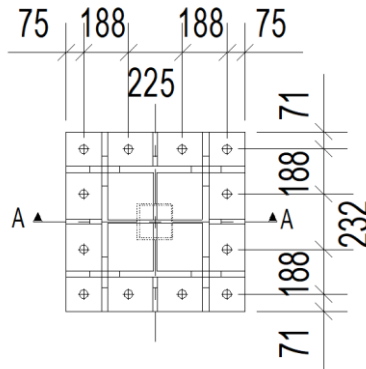
$$V_y=0.046+3 \times 90.50=271.59 \text{ kN}$$

Kolon ayağının sonlu eleman modeli Şekil 7.9'da gösterilmiştir.



Şekil 7.9: Kolon ayağı SAP2000 modeli.

Taban levhasının betonarme radye temel ile etkileşimini dikkate almak için taban levhasına sadece basınca çalışan elastik yaylar atanmıştır. Ankraj çubuklarına gelen çekme kuvvetlerini elde etmek için ankraj çubuklarının olduğu noktalara sabit mesnetler yerleştirilmiştir. Kolon ayağı plan görünüşü Şekil 7.10’da gösterilmiştir.



Şekil 7.10: Kolon ayağı plan görünüşü.

Ankraj çubuğunun çapının belirlenmesi

Hesaplarda kullanılan 10.9 malzeme sınıfı ankraj çubuğunun karakteristik çekme ve akma dayanımları sırasıyla, $F_u = 1000$ MPa ve $F_y = 900$ MPa olarak hesaplanmıştır [8].

Ankraj çubuğu çapının, d , ÇYTHYE-2016 Bölüm 13.8’e göre minimum $d_{min} = 22$ mm olması gerekmektedir. Kolon ayağının SAP2000 modelinde ankraj çubuklarının olduğu noktalara yerleştirilen sabit mesnetlerden en büyük çekme kuvveti, $T_u = 567.70$ kN olarak elde edilmiştir.

Ankraj çubuğunun karakteristik çekme gerilmesi, $F_{nt} = 0.75 \times F_u = 0.75 \times 1000 = 750$ MPa olmak üzere çekme kuvveti etkisinde ankraj çubukları için gerekli çap, d , Denklem

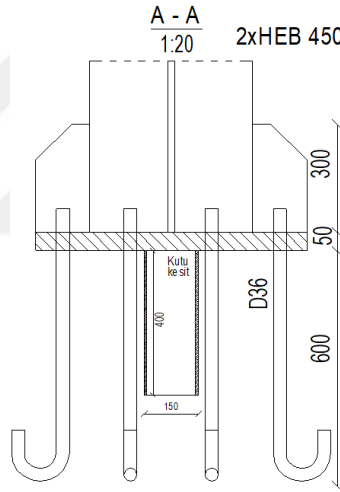
7.13 ile hesaplanan ankraj çubuğunun çekme kuvveti dayanımı koşulu ifadesi düzenlenerek hesaplanmıştır.

$$\phi F_{nt} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \geq T_u \quad (\text{YDKT için } \phi=0.75) \quad (7.13)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 T_u}{\pi \phi F_{nt}}} = \sqrt{\frac{4 \times 567.70 \times 10^3}{\pi \times 0.75 \times 750}} = 35.85 \text{ mm olarak hesaplandığından ankraj çubuğu}$$

çapı $d = 36 \text{ mm}$ alınmıştır.

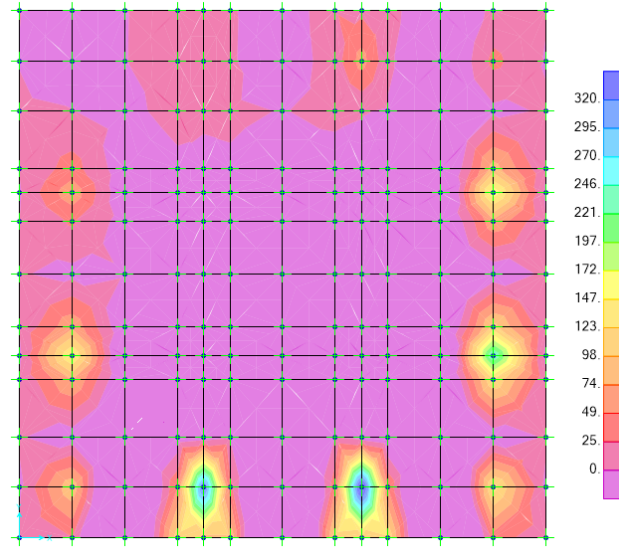
Çekme kuvveti etkisindeki ankraj çubuğunun etkili gömme derinliği, h_e , ankraj çubuğu çapının çapının 15 katından az olmaması gerekmektedir [8]. Bu durumda ankraj çubuğu etkili gömme derinliği, $h_e = 600 \text{ mm} \geq h_{e,\min} = 15d = 15 \times 36 = 540 \text{ mm}$ koşulu sağlanacak şekilde belirlenmiştir. Ankraj çubuğu uygulama detayları Şekil 7.11’de gösterilmiştir.



Şekil 7.11: Ankraj çubuğu uygulama detayları.

Taban levhası kalınlığı kontrolü

50 mm kalınlığında seçilen taban levhasının en elverişsiz artırılmış deprem yük birleşimi altında YDKT için akma dayanımının 0.9 katı için ($0.9F_y = 355 \times 0.9 = 320 \text{ N/mm}^2$) Şekil 7.12’de gösterilen kontrol yapılmıştır.



Şekil 7.12: Taban levhası gerilme dağılımı.

Kesme kuvvetinin kayma elemanı yardımıyla aktarılması

Kolon ayağının temele bağlantısında oluşan kesme kuvvetleri kayma elemanı yardımıyla aktarılmıştır.

Kayma elemanı olarak 150x150x8 mm ebatlarında kare kutu profil kullanılmıştır. Temel bağlantı detayında gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u , Denklem 7.14'e göre hesaplanmaktadır [2].

$$V_u = \frac{\Sigma M_p}{H} \quad (7.14)$$

Kayma elemanı ile aktarılan kesme kuvvetinin etkisiyle betonda oluşan karakteristik ezilme dayanımı, P_{be} , Denklem 7.15 ile belirlenmektedir [6].

$$P_{be} = \phi 1.3 f_{ck} A_{gl} \quad (\phi=0.65) \quad (7.15)$$

Gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 2 \times 355 \times 5199.32 \times 10^{-3} / 3.5 = 1054.72$ kN olarak hesaplanmıştır.

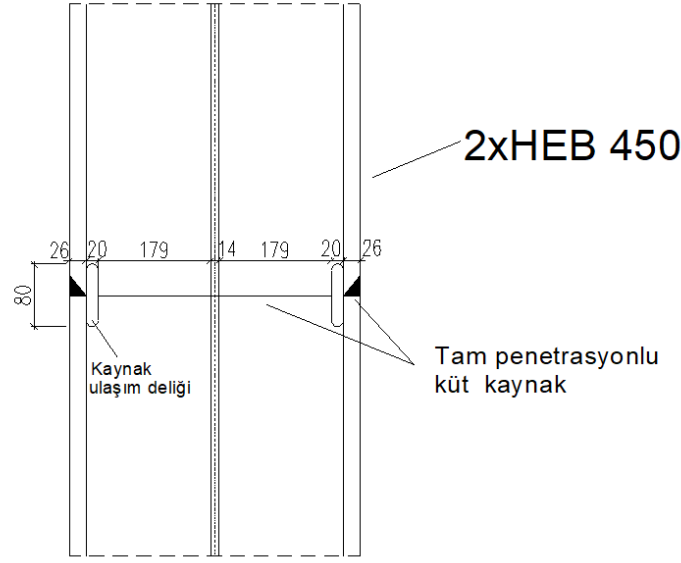
Gerekli ezilme yüzeyi alanı, A_{gl} , $P_{be} = V_u$ alınmak üzere;

$$A_{gl} = \frac{V_u}{\phi \times 1.3 \times f_{ck}} = \frac{1054.72 \times 10^3}{0.65 \times 1.3 \times 25} = 49927.59 \text{ mm}^2 \text{ olarak belirlenmiştir.}$$

Yukarıda Şekil 7.7'de gösterilen kare kutu kesitin enkesiti düşünüldüğünde, ezilme yüzeyi alanı, $A_l = 400 \times 150 = 60000 \text{ mm}^2 > A_{gl} = 49927.59 \text{ mm}^2$ gerekli ezilme yüzeyi alanından daha büyük olmaktadır.

7.4 Kolon Eki Detayı

Kolon eki detayı olarak TBDY Eğitim El Kitabı'nda yer alan tam penetrasyonlu küt kaynak detayı uygulanmıştır. Kaynağın sürekliliğini sağlamak için kolon gövdesi ve başlığının kesiştiği bölgede kaynak ulaşım deliği açılmıştır. Kaynak ulaşım deliğinin geometrisi ÇYTHYE-2016 Bölüm 13.1.6'da yer alan esaslara göre belirlenmiştir. Kolon eki detayı Şekil 7.13'te gösterilen şekilde oluşturulmuştur.



Şekil 7.13: 2xHEB 450-2xHEB 450 kolon eki detayı.

Küt kaynak uçlarında krater kayıplarını önlemek amacıyla uzatma levhaları kullanılmıştır. Hesaplarda kaynak metali sınıfı E550 kullanılmıştır. Bu tip birleşim detayında sadece kesme kuvveti dayanımı koşulunun kontrolü yeterli olmaktadır [6]. Her iki dik doğrultuda gövde uzunluğundan kaynak ulaşım deliği boşlukları çıkarıldıktan sonra hesaplanan gövde uzunluklarının kesme kuvvetini güvenli aktardığı gösterilmiştir.

Kolon kesiti: 2xHEB 450 $h_x=464$ mm $h_y=450$ mm $W_{px}=5199.32$ cm³
 $W_{py}=5051.12$ cm³ $F_y=355$ N/mm² $F_y=355$ N/mm² $t_f=26$ mm $t_w=14$ mm

x doğrultusunda kesme kuvveti dayanımı kontrolü

$$V_{ux} = \frac{\sum M_{pcx}}{H_c} = \frac{2 \times 355 \times 5199.32 \times 10^{-3}}{3.5} = 1054.72 \text{ kN olarak hesaplanan kesme kuvvetinin}$$

güvenle aktarılması için gerekli gövde uzunluğu, d_{grkwx} ,

$$d_{grkwx} = \frac{V_{ux}}{\phi_v 0.6 F_y t_w C_v} = \frac{1054.72 \times 10^3}{1.0 \times 0.6 \times 355 \times 14 \times 1.0} = 353.70 \text{ mm olmaktadır. } (\phi_v=1.0, C_v=1)$$

Kaynak ulaşım delikleri x doğrultusundaki kolon gövde uzunluğundan çıkarıldıktan sonra hesaplanan gövde uzunluğu, $d_{wx}=464-2 \times 26-2 \times 20-14=358 \text{ mm} \geq d_{grkwx}=353.70 \text{ mm}$ olduğundan x doğrultusunda kolon gövdesi kesme kuvveti dayanımı yeterli gelmektedir.

y doğrultusunda kesme kuvveti dayanımı kontrolü

$$V_{uy} = \frac{\Sigma M_{pcy}}{H_c} = \frac{2 \times 355 \times 5051.12 \times 10^{-3}}{3.5} = 1024.66 \text{ kN olarak hesaplanan kesme kuvvetinin}$$

güvenle aktarılması için gerekli gövde uzunluğu, d_{grkwy} ,

$$d_{grkwy} = \frac{V_{uy}}{\phi_v 0.6 F_y t_w C_v} = \frac{1024.66 \times 10^3}{1.0 \times 0.6 \times 355 \times 14 \times 1.0} = 343.62 \text{ mm olmaktadır. } (\phi_v=1.0, C_v=1)$$

Kaynak ulaşım delikleri y doğrultusundaki kolon gövde uzunluğundan çıkarıldıktan sonra hesaplanan gövde uzunluğu, $d_{wy}=450-2 \times 26-2 \times 20-14=344 \text{ mm} \geq d_{grkwy}=343.62 \text{ mm}$ olduğundan y doğrultusunda kolon gövdesi kesme kuvveti dayanımı yeterli gelmektedir.

Kolon eki tam penetrasyonlu küt kaynak olarak teşkil edildiğinden birleşim eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımı bakımından da yeterli olmaktadır.

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Sunulan bu tez çalışmasında her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve olarak tasarlanmış 7 katlı işyeri binasının eski ve güncel yönetmeliklere göre düşey yükler, deprem yükleri ve rüzgâr yükleri altında statik ve dinamik analizleri yapılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Tez çalışmasının birinci bölümünde binanın tanımı, taşıyıcı sistem özellikleri, taşıyıcı sistem elemanlarının malzeme sınıfları ve hesaplarda kullanılan yöntemler anlatılmıştır. Ayrıca binada yapısal düzensizlikler durumlarından olan planda burulma düzensizliği ile rijitlik düzensizliği kontrolleri eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre yapılmıştır. Binada düzensizlik kontrolleri sonucu elde edilen sonuçlar Çizelge 8.1 ve Çizelge 8.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 8.1: Eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre binanın burulma düzensizliğinin karşılaştırılması.

Kat	DBYBHY-2007 Düzensizlik oranı		TBDY-2018 Düzensizlik oranı	
	η_{bx}	η_{by}	η_{bx}	η_{by}
7	1.1662	1.0486	1.1662	1.0484
6	1.1658	1.0497	1.1659	1.0497
5	1.1662	1.0502	1.1662	1.0501
4	1.1664	1.0503	1.1663	1.0504
3	1.1662	1.0508	1.1661	1.0508
2	1.1654	1.0518	1.1654	1.0518
1	1.1633	1.0537	1.1633	1.0537

Çizelgeden görüldüğü gibi her iki doğrultuda moment aktaran süneklik düzeyi yüksek binada eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre burulma düzensizliği kontrollerinde hemen hemen hiç bir farklılık görülmemekte ve tüm katlarda elde edilen düzensizlik oranları için sınır değer olan burulma düzensizliği oranı, $\eta_{bi} < 1.2$ değerinin altında kalmaktadır.

Çizelge 8.2: Eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre binanın rijitlik düzensizliklerinin karşılaştırılması.

Kat	DBYBHY-2007				TBDY-2018			
	Rijitlik düzensizliği oranı				Rijitlik düzensizliği oranı			
	$\eta_{kx}(i+1)$	$\eta_{kx}(i-1)$	$\eta_{ky}(i+1)$	$\eta_{ky}(i-1)$	$\eta_{kx}(i+1)$	$\eta_{kx}(i-1)$	$\eta_{ky}(i+1)$	$\eta_{ky}(i-1)$
7	-	0.6067	-	0.6229	-	0.5798	-	0.5980
6	1.6483	0.7296	1.6053	0.7335	1.7247	0.7104	1.6722	0.7151
5	1.3707	0.8224	1.3634	0.8251	1.4077	0.8108	1.3985	0.8137
4	1.2160	0.9004	1.2120	0.9086	1.2334	0.8935	1.2289	0.9016
3	1.1106	1.0239	1.1006	1.0485	1.1192	1.0195	1.1091	1.0440
2	0.9767	1.7092	0.9537	1.7980	0.9809	1.7061	0.9578	1.7943
1	0.5851	-	0.5562	-	0.5861	-	0.5573	-

Çizelgeye göre rijitlik düzensizliği oranı eski ve güncel deprem yönetmeliklerine göre tüm katlarda sınır değer olan $\eta_{ki} < 2.0$ değerinin altında kalmaktadır. Her iki yönetmelik için bulunan değerler binanın ilk üç kat için oldukça yakın değerler almakta ve kat sayısı arttıkça aradaki fark artmaktadır.

Yapısal düzensizlik durumlarından burulma düzensizliği ve rijitlik düzensizliği her iki deprem yönetmeliği için deprem hesap yönteminin seçiminde belirleyici olan düzensizliklerdir. Tez çalışmasında boyutlandırılan çelik işyeri binasında yukarıda gösterilen düzensizlik kontrollerine ve bina yükseklik sınırı koşullarına göre deprem hesaplarında eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılması uygun görülmüştür.

Tez çalışmasının ikinci bölümünde binanın yük analizi yapılmıştır. Kar yükü hesabı eski TS-498 ve güncel TS EN-1991-1-3 yönetmeliklerine göre yapılmıştır. TS-498'e göre yapılan hesaplarda çatı kar yükü değeri, kar yağış yüksekliği haritasında tanımlanmış dört farklı bölgeye göre ikinci bölge için $s=0.75 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır. TS EN-1991-1-3 yönetmeliğine göre yapılan hesaplarda kar yükü bölgesinin yanında çatı eğim açısı, binanın etrafındaki yüksek yapılara bitişik olma durumu ve rüzgâr alma durumu gibi parametreler dikkate alınarak çatı kar yükü değeri, $s=0.60 \text{ kN/m}^2$ olarak hesaplanmıştır. Binanın rüzgâr yükü hesabı ise TS-498 ve TS EN-1991-1-4 yönetmeliklerine göre yapılmıştır. Her iki dik doğrultu için binaya etkiyen toplam rüzgâr yükleri karşılaştırmalı olarak Çizelge 8.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 8.3: Karşılaştırmalı rüzgar yükleri.

Doğrultu	TS-498	TS EN-1991-1-4
x	718.56 kN	1037.40 kN
y	296.64 kN	547.70 kN

Çizelgeden görüldüğü üzere rüzgâr yükü hesabında güncel TS EN-1991-1-4 yönetmeliği daha yüksek değerler vermektedir.

Binanın deprem yükü hesabı eski DBYBHY-2007 ile güncel TBDY-2018 yönetmeliklerine göre yapılmıştır. DBYBHY-2007 yönetmeliğine göre binanın doğal titreşim periyotları, $T_x=1.321$ sn. ve $T_y=1.225$ sn. olarak bulunmuştur. TBDY-2018 yönetmeliğine göre ise binanın doğal titreşim periyotları, $T_x=1.320$ sn. ve $T_y=1.223$ sn. olarak bulunmuştur.

Deprem yükü hesabında dikkate alınacak toplam bina ağırlığı DBYBHY-2007 yönetmeliğine göre $W=52568.40$ kN, TBDY-2018 yönetmeliğine $W=52525.19$ kN olarak hesaplanmıştır.

Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve kat kesme kuvvetleri, DBYBHY-2007 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre karşılaştırmalı olarak Çizelge 8.4'te gösterilmiştir.

Çizelge 8.4: DBYBHY-2007 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre karşılaştırmalı eşdeğer deprem yükleri ve kat kesme kuvvetleri.

Kat	DBYBHY-2007				TBDY-2018			
	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)
7	677.3	637.7	-	-	846.2	846.2	-	-
6	573.4	539.8	677.3	637.7	720.5	720.5	846.2	846.2
5	477.8	449.8	1250.7	1177.5	600.4	600.4	1566.7	1566.7
4	382.3	359.9	1728.5	1627.3	480.4	480.4	2167.1	2167.1
3	286.7	269.9	2110.8	1987.2	360.3	360.3	2647.5	2647.5
2	191.1	179.9	2397.5	2257.1	240.2	240.2	3007.7	3007.7
1	95.6	90.0	2588.6	2437.0	120.1	120.1	3247.9	3247.9
Σ	2684.1	2526.7		Σ	3368	3368		

DBYBHY-2007'ye göre taban kesme kuvvetleri $V_{ix}=2684.1$ kN ve $V_{iy}=2527$ kN, TBDY-2018'e göre taban kesme kuvvetleri $V_{ix}=V_{iy}=3368$ kN olarak hesaplanmıştır. Çizelgeden görüldüğü gibi çelik işyeri binası için TBDY-2018 katlara göre %20-25 mertebesinde daha elverişsiz sonuçlar vermektedir.

Görelî kat ötelemeleri kontrolleri DBYBHY-2007 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre karşılaştırmalı olarak Çizelge 8.5'te gösterilmiştir.

Çizelge 8.5: Göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması.

Kat	h _i (cm.)	DBYBHY-2007		TBDY-2018	
		δ _{ix} /h _i	δ _{iy} /h _i	δ _{ix} /h _i	δ _{iy} /h _i
7	350	0.00466	0.00541	0.00196	0.00217
6	350	0.00769	0.00868	0.00338	0.00363
5	350	0.01053	0.01183	0.00476	0.00508
4	350	0.01281	0.01434	0.00587	0.00624
3	350	0.01423	0.01578	0.00657	0.00692
2	350	0.01394	0.01505	0.00644	0.00664
1	350	0.00808	0.00837	0.00377	0.00371

Her iki deprem yönetmeliğine göre göreli kat ötelemelerinin en elverişsiz değerleri üçüncü katta “y” doğrultusunda görülmekte ve sınır değerler dikkate alınarak oranlama yapıldığında,

$$\delta_{iy}/h_i = 0.01578 \leq (\delta_i)_{\max}/h_i = 0.02 \quad \delta_{iy}/(\delta_i)_{\max} = 0.01578/0.02 = 0.789 \leq 1.0$$

$$\lambda x \delta_{iy}/h_i = 0.00692 \leq (\delta_i)_{\max}/h_i = 0.008 \quad \delta_{iy}/(\delta_i)_{\max} = 0.00692/0.008 = 0.865 \leq 1.0$$

çelik işyeri binasında TBDY-2018 güncel deprem yönetmeliğine göre elde edilen sonucun daha olumsuz olduğu görülmektedir.

İkinci merteye etkilerin kontrolü DBYBHY-2007 ile TBDY-2018 yönetmeliklerine göre karşılaştırmalı olarak Çizelge 8.6’da gösterilmiştir.

Çizelge 8.6: İkinci merteye etkilerin karşılaştırılması.

Kat	h _i (cm)	DBYBHY-2007		TBDY-2018	
		θ _{ix}	θ _{iy}	θ _{ix}	θ _{iy}
7	350	-	-	-	-
6	350	0.020	0.024	0.016	0.019
5	350	0.023	0.027	0.019	0.023
4	350	0.027	0.032	0.023	0.028
3	350	0.031	0.037	0.027	0.032
2	350	0.032	0.037	0.028	0.032
1	350	0.021	0.023	0.018	0.019

Tez çalışmasında tali kirişler, çerçeve kirişleri ve kolonların boyutlandırılması emniyet gerilmeleri yöntemi ile YDKT yöntemine göre yapılmıştır.

Tali kirişlerde emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Normal gerilme kontrolü: } \frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{12.33 \text{ kN/cm}^2}{21 \text{ kN/cm}^2} = 0.587 \leq 1.0$$

$$\text{Kayma gerilmesi kontrolü: } \frac{\tau}{\tau_{em}} = \frac{2.08 \text{ kN/cm}^2}{12.2 \text{ kN/cm}^2} = 0.170 \leq 1.0$$

Tali kirişlerde YDKT yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Tasarım eğilme momenti dayanımı kontrolü: } \frac{M_u}{M_d} = \frac{88.96 \text{ kNm}}{200.65 \text{ kNm}} = 0.443 \leq 1.0$$

$$\text{Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü: } \frac{V_u}{V_d} = \frac{50.83 \text{ kN}}{453.69 \text{ kN}} = 0.112 \leq 1.0$$

Çerçeve kirişlerinde emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Normal gerilme kontrolü: } \frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{16 \text{ kN/cm}^2}{28.33 \text{ kN/cm}^2} = 0.565 \leq 1.0$$

$$\text{Kayma gerilmesi kontrolü: } \frac{\tau}{\tau_{em}} = \frac{4.34 \text{ kN/cm}^2}{16.23 \text{ kN/cm}^2} = 0.267 \leq 1.0$$

Çerçeve kirişlerinde YDKT yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Tasarım eğilme momenti dayanımı kontrolü: } \frac{M_u}{M_d} = \frac{321.77}{543.78} = 0.59 \leq 1.0$$

$$\text{Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü: } \frac{V_u}{V_d} = \frac{219.34}{758.44} = 0.29 \leq 1.0$$

Kolonlarda emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Normal gerilme kontrolü: } \frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{0.58}{1.33} = 0.436 \leq 1.0$$

$$\text{Kayma gerilmesi kontrolü: } \frac{\tau}{\tau_{em}} = \frac{1.41 \text{ kN/cm}^2}{17.96 \text{ kN/cm}^2} = 0.079 \leq 1.0$$

Kolonlarda YDKT yöntemine göre yapılan tahkikler

$$\text{Tasarım eğilme momenti dayanımı kontrolü: } \frac{P_r}{P_d} = 0.23 \geq 0.20 \text{ olmak üzere}$$

$$\frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = 0.415 \leq 1.0$$

$$\text{Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü: } \frac{V_u}{V_d} = 0.0840 \leq 1.0$$

Tez çalışması olarak incelenen her iki doğrultuda moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan binada eski ve güncel yönetmeliklere göre yukarıda yapılan kapasite kontrollerinde yapısal çelik elemanlarının kapasitelerinde önemli bir farklılık olmadığı görülmektedir.

Çelik işyeri binasında kullanılan yapı elemanlarının ağırlıkları Çizelge 8.7’de gösterilmiştir.

Çizelge 8.7: Yapı elemanlarının ağırlıkları.

Yapı elemanı	Kesit	Toplam ağırlık (kN)
Kolon	2xHEB450	3353.86
Kiriş	IPE300	1623.327
Tali kiriş	IPE450	2171.965
		$\Sigma=7149.152$ kN

6720 m² kullanım alanına sahip tez konusu binanın taşıyıcı sistem elemanlarında m² de yaklaşık 110 kg çelik kullanılmıştır.



KAYNAKLAR

- [1] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [2] **TBDY**, 2018. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, *Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı*, Ankara.
- [3] **TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [4] **TS EN 1991-1-3**, 2007. Yapılar Üzerindeki Etkiler - Bölüm 1.3: Genel Etkiler - Kar Yükleri (Eurocode 1), *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [5] **TS EN 1991-1-4**, 2007. Yapılar Üzerindeki Etkiler - Bölüm 1.4: Genel Etkiler - Rüzgâr Yükleri (Eurocode 1), *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [6] **TBDY Eğitim El Kitabı**, 2018. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası*, Ankara.
- [7] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **ÇYTHYE**, 2016. Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları, *Çevre ve Şehircilik Bakanlığı*, Ankara.
- [9] **Arda T. S., Yardımcı N.**, 1991. Çelik Yapılarda Karma Elemanların Plastik Hesabı, Kurtiş Matbaası.
- [10] **ÇYTHYE Uygulama El Kılavuzu**, 2017. Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Uygulama Kılavuzu, *Çevre ve Şehircilik Bakanlığı*, Ankara.
- [11] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Fatih IRGAÇ
Doğum Tarihi ve Yeri : 02.03.1989 / İSTANBUL
E-posta : fatih.irgac@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2014, İTÜ, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği