

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZ PERDELİ BİR
YAPININ DBYBHY 2007 KURALLARINA GÖRE
DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Cavit Utku TURGUT**

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı Mühendisliği

ŞUBAT 2009

**DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZ PERDELİ BİR
YAPININ DBYBHY 2007 KURALLARINA GÖRE
DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Cavit Utku TURGUT
501051025**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 29 Aralık 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 21 Ocak 2009**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Cavidan YORGUN
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zafer ÖZTÜRK (YTÜ)
Doç.Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)**

ŞUBAT 2009

ÖNSÖZ

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca bilgisi ve deneyimi ile her zaman yol gösteren, anlayışını, değerli zamanını ve emeğini benden esirgemeyen Sayın Hocam Prof. Dr. Cavidan YORGUN'a şükranlarımı sunarım. Ayrıca desteklerini ve yardımlarını sunmaktan hiçbir zaman çekinmeyen değerli arkadaşlarıma da teşekkürlerimi sunarım.

Tüm hayatım boyunca her zaman yanımda olan aileme, koşulsuz sundukları sevgi ve anlayış için, maddi ve manevi sağladıkları destek için ayrıca teşekkürü bir borç bilirim.

Şubat 2009

Cavit Utku TURGUT

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR.....	vi
TABLO LİSTESİ.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	viii
SEMBOL LİSTESİ.....	ix
ÖZET.....	xiii
SUMMARY.....	xiv
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Çelik Çerçevelerin Depremde Davranışı.....	1
1.2 Dış Merkez Çelik Çaprazlı Perdeler.....	2
1.3 Çalışmanın Amacı.....	2
2. DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELER.....	3
2.1 Dış Merkez Çaprazlı Çerçevelerde Uzun Bağ Kirişlerinin DeneySEL Performansı.....	4
2.2 Kısa Bağ Kirişli Dış Merkez Çaprazlı Çerçevelerin Performansı.....	11
2.3 Dış Merkez Çelik Çaprazlı Çerçeveler İçin Bulonlu Bağ Kirişleri.....	18
3. HER İKİ DOĞRULTUDA DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN SİSTEMİN İNCELENMESİ.....	27
3.1 Genel Bilgiler.....	27
3.2 Yükler.....	28
3.2.1 Düşey yükler.....	28
3.2.2 Deprem Yükleri.....	28
3.2.3 Rüzgar Yükleri.....	29
3.3 Deprem Karakteristikleri.....	29
3.4 Yer Değiştirme Kontrolleri ve Düzensizlikler.....	30
3.4.1 Görelî Kat Ötelemeleri.....	30
3.4.2 Düzensizlik Kontrolleri.....	30
3.4.2.1 Planda Düzensizlik Durumları.....	30
3.4.2.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları.....	31
3.5 Kombinasyonlar.....	32
3.6 Eleman Kontrolleri.....	33
3.6.1 Ana Kiriş.....	33
3.6.2 Tali Kiriş.....	36
3.6.3 Bağ Kirişi.....	38
3.6.3.1 Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi.....	38
3.6.3.2 Bağ Kirişi Boy Kontrolü.....	40
3.6.3.3 Bağ Kirişi Dönme Açısı.....	40
3.6.3.4 Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü.....	41
3.6.3.5 Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü.....	42
3.6.3.6 Bağ Kirişi Gövde Takviye Levhaları.....	43
3.6.3.7 Rijitlik Levhası Gövde Kaynakları Kontrolü.....	45
3.6.3.8 Rijitlik Levhası Başlık Kaynaklar Kontrolü.....	46
3.6.4 Kolonlar.....	46
3.6.4.1 Burkulma Hesabı.....	47

3.6.4.2 DBYBHY 2007 Uyarınca Düşey Yükler ve Deprem Ortak Etkisine Göre Kontrol.....	48
3.6.5 Çaprazlar.....	49
3.6.6 Kolon Yüzündeki Guse Levhaları.....	52
3.6.6.1 Kolon İle İlgili Yerel Kontroller.....	55
3.6.6.2 Kiriş İle İlgili Yerel Kontroller.....	57
3.6.6.3 Diyagonal-Guse Birleşim Hesabı.....	59
3.6.6.4 Çekme Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü.....	59
3.6.6.5 Basınç Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü.....	59
3.6.6.6 Guse Levhası Kenar Stabilitesi Kontrolü.....	61
3.6.6.7 Guse Levhası Yırtılma Kontrolü.....	63
3.6.7 Bağ Kirişi Guse Levhası.....	64
3.6.7.1 Kiriş İle İlgili Yerel Kontroller.....	64
3.6.7.2 Diyagonal-Guse Birleşim Hesabı.....	66
3.6.7.3 Çekme Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü.....	66
3.6.7.4 Basınç Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü.....	66
3.6.7.5 Guse Levhası Kenar Stabilitesi Kontrolü.....	68
3.6.7.6 Guse Levhası Yırtılma Kontrolü.....	69
3.6.7.7 DBYBHY 2007 Uyarınca Çapraz Bağ Kirişi Birleşimi.....	70
3.6.7.8 Kapasiteye Göre Diyagonal-Guse Birleşim Hesabı.....	70
3.6.7.9 Kapasiteye Göre Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü.....	71
3.6.7.10 Kapasiteye Göre Guse Levhası Yırtılma Kontrolü.....	71
3.7 Ana Kiriş Tali Kiriş Birleşimi.....	71
3.7.1 Kayma Kontrolü.....	71
3.7.2 Ezilme Kontrolü.....	72
3.8 Kolon Ana Kiriş Birleşimi.....	74
3.8.1 Kayma Kontrolü.....	74
3.8.2 Ezilme Kontrolü	76
3.9 Kolon Eki Hesabı.....	77
3.9.1 Gövde Bulonları Kontrolü.....	78
3.9.2 Başlık Bulonları Kontrolü	80
3.10 Kolon Ayağı Tasarımı.....	81
3.10.1 Basınç Kuvveti Etkisi Altında Ankraj Plakası Tasarımı.....	81
3.10.2 Çekme Kuvveti Etkisi Altında Ankraj Plakası Tasarımı.....	84
3.10.3 Kama Elemanında Kesme Kuvveti Kontrolü	85
3.10.4 Çekme Durumunda Ankraj Bulonları Kontrolü	85
4. BİR DOĞRULTUDA DIŞ MERKEZÇAPRAZLI PERDELERDEN DİĞER DOĞRULTUDA MOMENT AKTARAN ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN SİSTEMİN İNCELENMESİ.....	87
4.1 Genel Bilgiler.....	87
4.2 Deprem Karakteristikleri.....	87
4.3 Yer Değiştirme Kontrolleri ve Düzensizlikler.....	88
4.3.1 Görelî Kat Ötelemeleri.....	88
4.3.2 Düzensizlik Kontrolleri.....	89
4.3.2.1 Planda Düzensizlik Durumları.....	89
4.3.2.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları.....	89
4.4 Eleman Tahkikleri.....	90
4.4.1 Kiriş Kontrolleri.....	90
4.4.2 Kolon Kontrolleri	95
4.4.2.1 Burkulma Hesabı	96

4.4.2.2 Eğilme Kontrolü	97
4.4.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Şartı	97
5 SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRMELER.....	101
5.1 Dış Merkez Çelik Çaprazlı Perdelerden Oluşan Sistemin Değerlendirilmesi.....	101
5.2 Bir Yönde Moment Aktaran Çerçevelerden Oluşan Sistemin Değerlendirilmesi.....	103
5.3 İki Yapı Sisteminin Kıyaslanması.....	103
KAYNAKLAR	105
EKLER	107
ÖZGEÇMİŞ	121

KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ASD	: Allowable Stres Design
BKDKKB	: Bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü
DBYBHY	: Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik
DMÇÇ	: Dış merkez çelik çapraz
EOD	: Elastik olmayan deformasyon
ISO	: International Organization for Standardization

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 2.1 : Deney numuneleri görünüşü.....	7
Çizelge 2.2 : Bağ kirişlerinin kesit özellikleri.....	8
Çizelge 2.3 : Periyot değerleri.....	13
Çizelge 2.4 : Statik lineer olmayan analiz sonuçları.....	14
Çizelge 2.5 : Lineer olmayan dinamik analiz sonuçları.....	15
Çizelge 2.6 : Bağ kirişlerindeki en büyük plastik mafsallı dönmeleri.....	18
Çizelge 2.7 : Çaprazlardaki en büyük plastik mafsallı dönmeleri.....	18
Çizelge 2.8 : Bulonlu bağ kirişlerinin karakteristik özellikleri.....	21
Çizelge 2.9 : Akma durumunda ve maksimum kesme kuvvetleri.....	24
Çizelge 3.1 : Toplam kat ağırlıkları ve kütleleri.....	31
Çizelge 3.2 : Azaltılmış görelî kat ötelemeleri ve etkin görelî kat ötelemeleri.....	32
Çizelge 3.3 : Kolon taban ayağı tasarımında kullanılacak yük değerleri.....	82
Çizelge 4.1 : Azaltılmış görelî kat ötelemeleri ve etkin görelî kat ötelemeleri.....	90
Çizelge 5.1 : Görelî Kat Ötelemeleri Karşılaştırılması.....	105
Çizelge A.1 : E_x deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	110
Çizelge A.2 : E_y deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	111
Çizelge A.3 : E_{xney} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	112
Çizelge A.4 : E_{xpey} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	113
Çizelge A.5 : E_{ynex} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	114
Çizelge A.6 : E_{ypex} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları.....	115
Çizelge A.7 : 1 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	116
Çizelge A.8 : 6 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	116
Çizelge A.9 : 17 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	116
Çizelge A.10 : 19 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	116
Çizelge A.11 : 1 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	127
Çizelge A.12 : 6 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	117
Çizelge A.13 : 17 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	117
Çizelge A.14 : 19 numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex}).....	117

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 2.1 : (a) DMÇ'nin prototipi ve plt bileşeni, (b) Test düzeneğinin şematik görünüşü.....	6
Şekil 2.2 : Berkitme levhaları yerleşimi.....	8
Şekil 2.3 : Dış merkez çaprazların yerleşimi.....	12
Şekil 2.4 : Çerçeve geometrileri.....	14
Şekil 2.5 : Bulonlu bağ kirişi.....	19
Şekil 2.6 : (a) Klasik bağ kirişinin deformasyonu, (b) Panel bölgesinin idealleştirilmesi, (c) Deformasyonu.....	23
Şekil 2.7 : (a) Bulonlu bağ kirişinin deformasyonu, (b) İdealleştirilmesi.....	24
Şekil 3.1 : Plan görünüşü ve uç düğüm noktaları.....	28
Şekil 3.2 : Bağ kirişi takviye levhaları.....	44
Şekil 3.3 : Kolona gelen kuvvetlerin dağılımı.....	55
Şekil 3.4 : Kolon guse levhasının çapraz ardında kalan boyları.....	61
Şekil 3.5 : Guse levhası boyları.....	63
Şekil 3.6 : Yırtılma tahkiki için gerekli olan boyutlar.....	64
Şekil 3.7 : Bağ kirişi guse levhası detayları.....	65
Şekil 3.8 : Bağ kirişi guse levhasının çapraz ardında kalan boyları.....	68
Şekil 3.9 : Ana kiriş-tali kiriş birleşim detayları.....	72
Şekil 3.10 : Ana kiriş-kolon birleşim detayları.....	76
Şekil 3.11 : Kolon eki detayları.....	79
Şekil 3.12 : İzin verilen gerilme.....	83
Şekil 3.13 : Kritik kesitler.....	83
Şekil 3.14 : Kolon ankraj plakası plan görünüşü.....	85
Şekil 3.15 : Kolon ankraj plakası ve kama elemanı.....	85
Şekil 3.16 : Çekme kuvveti etkisinde taban plakası.....	85
Şekil 4.1 : Plan görünüşü ve uç düğüm noktaları.....	89
Şekil B.1 : 1. kat plan görünüşü.....	110
Şekil B.2 : 6. kat plan görünüşü.....	111
Şekil B.3 : A-A aksı görünüşü.....	111
Şekil B.4 : E-E aksı görünüşü.....	112
Şekil B.5 : 1-1 aksı görünüşü.....	112
Şekil B.6 : 4-4 aksı görünüşü.....	113
Şekil B.7 : 1-1 aksı görünüşü.....	113
Şekil B.8 : 4-4 aksı görünüşü.....	114

SEMBOL LİSTESİ

a	: Etkili kaynak kalınlığı
a,b	: Bağ kirişi panel boyutları
A	: Kopma uzaması
A_l	: Gerekli taban plakası alanı
A₀	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_b	: Bulonun dış açılmamış en kesit alanı
A_f	: Başlık alanı
A_{gv}	: Kayma etkisine maruz brüt alan
A_k	: Eleman enkesit alanı
A_{lb}	: Başlık levhası alanı
A_{lg}	: Gövde levhası alanı
A_{nt}	: Çekme etkisine maruz net alan
A_{nv}	: Kayma etkisine maruz net alan
A_r	: Rüzgar etkilerine maruz kalan alan
A_{st}	: Rijitlik levhası alanı
A_w	: Kesme alanı
b	: Kesit genişliği
B,N	: Taban plakası boyutları
b_f	: Kiriş başlık genişliği
b_r	: Rijitlik levhası genişliği
c	: Kolon yüzündeki guse levhası uzunluğu
C_b	: Kiriş basınç başlığının değişken moment etkisi altında olması durumunda, değişken moment etkisini göz önünde bulundurmak için kullanılan katsayı
C_f	: Aerodinamik yük katsayısı
C_v	: Gövde stabilitesini göz önünde bulundurmak için kullanılan katsayı
d	: Gövde yüksekliği
d	: Taban ankraj plakası hesabında kesit yüksekliği
D	: Dairesel halka kesitlerde dış çap
D_a	: Akma gerilmesi arttırma gerilmesi
D_l	: Ölü yük
D_t	: Toplam bağ kirişi yer değiştirme
DD1, DD2	: Bağ kirişi diyagonal yer değiştirme ölçerlerinin kayıtlarından elde edilen Değerler
D_{ALJ}, D_{ALS}	: Bağ kirişi kayma yer değiştirme ölçerlerinin kayıtlarından elde edilen değerler
e	: Bağ kirişi boyu
E_x	: X yönündeki deprem kuvveti
E_y	: Y yönündeki deprem kuvveti
E_{xpey}	: X yönündeki deprem kuvveti (pozitif y yönünde 5%'de dışmerkezlilik)
E_{xney}	: X yönündeki deprem kuvveti (negatif y yönünde 5%'de dışmerkezlilik)

E_{ypex}	: Y yönündeki deprem kuvveti (pozitif x yönünde 5%'de dışmerkezlik)
E_{ynex}	: Y yönündeki deprem kuvveti (negatif x yönünde 5%'de dışmerkezlik)
e_b	: Kiriş yüksekliğinin yarısı
e_c	: Kolon yüksekliğinin yarısı
e_d	: Bulonlu bağ kirişi boyu
E_s	: Çeliğin elastisite modülü
F_{max}	: Maksimum sehim değeri
F_b	: Eğilme durumu için emniyetli akma gerilmesi
F_{cr}	: Burkulma durumunda kritik akma dayanımı
F_{cry}	: Burkulma güvenlik gerilmesi
F_e	: Kaynak metalinin çekme dayanımı
F_{nv}	: Bulon malzemesinin karakteristik kayma dayanımı
F_p	: Eksenel yük altında izin verilen gerilme değeri
F_u	: Çelik malzemenin kopma dayanımı
F_{ub}	: Bulon malzemesinin karakteristik kopma dayanımı
F_y	: Çelik malzemenin akma dayanımı
g	: Sabit yük
g_d	: Dış duvar yükü
h	: Kesit yüksekliği
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
H_{ub}	: Tasarım kuvvetinin kiriş yüzeyindeki yatay bileşeni
H_{uc}	: Tasarım kuvvetinin kolon yüzeyindeki yatay bileşeni
h_i	: Binanın i. katının kat yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_x, I_y	: Atalet momenti
I_2, I_3	: Dairesel kesitin atalet momentleri
i_{min}	: Minimum atalet yarıçapı
K	: Burkulma katsayısı
L	: Eleman uzunluğu
L_l	: Hareketli yük
L_r	: Çatı hareketli yükü
l	: Etkili kaynak boyu
l_b	: Tutulu olmayan basınç başlığı uzunluğu
L_c	: Bulon delik kenarından birleştirilen eleman kenarına uzaklık
L_{fg}	: En büyük desteklenmemiş guse plakası kenar uzunluğunu
L_{g1}, L_{g2}, L_{g3}	: Guse levhasının ardında kalan çapraz boyları
$L_{g,ort}$	: Guse levhasının ardında kalan ortalama çapraz boyu
L_x, L_y	: X ve Y yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunlukları
l_w	: Diyagonal elemanın guse levhası ile temas halindeki uzunluğu
m	: Taban plakasının kolon kesit yüksekliği dışında kalan bölümünün yarısı
m_i	: Binanın i. katının kütlesi
M_{max}	: Maksimum moment
M_p	: Plastik moment taşıma kapasitesi
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment taşıma kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i'de hesaplanan moment taşıma kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j'de hesaplanan moment taşıma kapasitesi
$M_{pü}$	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment taşıma kapasitesi

M_{pn}	: İndirgenmiş moment kapasitesi
M_{yx}	: Kesitin eğilme momenti kapasitesi
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
n	: Taban plakasının kolon kesit genişliği dışında kalan bölümünün
yarısı	
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan
eksenel	
	Kuvvet
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi
P_b	: Diyagonal elemana gelen maksimum basınç kuvveti
P_{ba}	: Kolon başlığına gelen kuvvet
$P_ç$	: Diyagonal elemana gelen maksimum çekme kuvveti
P_g	: Burkulma dayanımı
P_{go}	: Kolon gövdesine gelen kuvvet
P_k	: Kaynak sınır yük değeri
P_{max}	: Maksimum burkulma yükü
P_{nb}	: Kiriş yüzündeki levhanın yük taşıma kapasitesi
P_{nc}	: Kolon yüzündeki levhanın yük taşıma kapasitesi
P_{ub}	: Kiriş yüzüne gelen maksimum kuvvet
P_{uc}	: Kolon yüzüne gelen maksimum kuvvet
P_t	: Bileşke kuvvet
P_u	: Von-mises kriteri ile bulunan bileşke kuvvet
q	: Rüzgar yükü
q_l	: Hareketli yük
q_r	: Çatı hareketli yükü
q_k	: Kar yükü
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
r	: Atalet yarıçapı
r_1	: Çapraz bitişinin sistem noktasına olan mesafesi
R_a	: Bir bulona gelen kuvvet
R_n	: Sınır yük değeri
R_{nw}	: Kaynak karakteristik dayanımı
S	: Taban kesme kuvveti
S_{max}	: Maksimum taban kesme kuvveti
S_{min}	: Ters yöndeki maksimum taban kesme kuvveti
s	: Bulon deliklerinin merkezleri arasındaki uzaklık
S_{kx}, S_{ky}	: Burkulma boyu
T_A, T_B	: Karakteristik spektrum periyotları
T_b	: Bir bulonun güvenle aktarabileceği kuvvet
t	: Levha et kalınlığı
t_f	: Başlık kalınlığı
t_r	: Rijitlik levhası kalınlığı
t_w	: Gövdenin kalınlığı
U_{bs}	: Gerilme yayılmasına bağlı katsayı
V_d	: Kesme kuvveti
V_{max}	: Maksimum kayma kuvveti
V_n	: Kesitin kayma dayanımı
V_p	: Kesitin plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesi
V_{ub}	: Çapraz tasarım kuvvetinin kiriş yüzündeki düşey bileşeni
V_{uc}	: Çapraz tasarım kuvvetinin kolon yüzündeki düşey bileşeni

W_{px}	: Pozitif X yönünde rüzgar yükü
W_{py}	: Pozitif Y yönünde rüzgar yükü
W_{nx}	: Negatif X yönünde rüzgar yükü
W_{ny}	: Negatif Y yönünde rüzgar yükü
W_g	: Kritik whitmore genişliği
W_p	: Plastik mukavemet momenti
W_x, W_y	: Sırasıyla X ve Y yönlerinde elastik mukavemet momenti
w	: Köşe kaynak etkili kenar boyu
w_i	: Binanın i. katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
α	: Kolon yüzeyinden guse plakası birleşiminin merkezine olan mesafe
β	: Kiriş yüzeyinden guse plakası birleşiminin merkezine olan mesafe
Δ_i	: Binanın i. katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i. katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
Δ_{max}	: Azaltılmış en büyük görelî kat ötelemesi
Δ_{min}	: Azaltılmış en küçük görelî kat ötelemesi
Δ_{ort}	: Azaltılmış ortalama görelî kat ötelemesi
δ	: Etkin görelî kat ötelemesi
η_{bi}	: i. katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: i. katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
θ	: Çapraz aksı ile kolon düşey aksı arasındaki açı
$\theta_j, \theta_m, \theta_s$	: Birleşimin üst, orta ve altındaki dönmeler
θ_p	: Görelî kat ötelemesi açısı
θ_{pl}	: Plastik mafsâl dönmesi
λ	: Narinlik
λ_p	: Sınır narinlik oranı
σ_{be}	: Basınç Emniyet gerilmesi
γ	: Bağ kirişi çarpılma açısı
γ_{AL}	: Birleşimdeki kaymaya bağlı olarak meydana gelen bağ kirişi dönme açısının eşdeğeri
γ_{MB}	: Bulon dayanımı için güvenlik katsayısı
γ_p	: Bağ kirişi dönme açısı
γ_T	: Toplam bağ kirişi çarpılma açısı
Ω	: Güvenlik katsayısı
Ω_o	: Büyütme katsayısı

DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZ PERDELİ BİR YAPININ DBYBHY 2007 KURALLARINA GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Yapılan çalışmanın amacı, dış merkez çelik çaprazlı perdelerin, deprem etkileri altındaki performanslarının ve tasarım detaylarının incelenerek bu konuda DBYBHY 2007’de verilen kuralların değerlendirilmesi ile birlikte moment aktaran çerçevelerden oluşan sistemin deprem etkileri altında performansının dış merkez çelik çapraz perdeli sistemin performansı ile karşılaştırılmasıdır. Bu amaçla özellikle son yıllarda yapılan çalışmalar kapsamlı olarak incelenmiştir. Daha sonra seçilen altı katlı bir çelik yapının tasarımı ile DBYBHY 2007 kuralları değerlendirilmiştir. Elemanların tasarımında TS 648 Çelik Yapılar Standardı esas alınmıştır. Hesap yöntemi olarak güvenlik dayanımına göre tasarım kullanılmıştır. ASCE 7-05’de güvenlik dayanımlarına göre tasarım için verilen yük kombinasyonları dikkate alınmıştır. Tasarımda TS 648 yönetmeliği ile AISC 360-05 (Specification for Structural Buildings) standardından faydalanılmıştır.

İlk olarak dış merkez çelik çapraz perdeli sistemin üç boyutlu modeli ETABS programı ile oluşturulmuş ve çözülmüştür. Deprem yükleri eşdeğer deprem yükü yöntemi yardımıyla yapıya etkilmiştir. Yapının döşeme sistemi yerinde dökme betonarme sistem olarak düşünülmüştür. Dış merkez çapraz sistemi olarak iki çapraz arasında çalışan bağ kirişli sistem tercih edilmiştir. Bağ kirişleri için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007’de verilen sınırlar dikkate alınmıştır. Ayrıca yapılan deneysel çalışmalar sonucu sismik etkiler altında çok daha iyi performans sergilediği kanıtlanan kısa bağ kirişleri tercih edilmiştir.

İkinci aşamada sistemin bir doğrultuda moment aktaran çerçevelerden, diğer doğrultuda dış merkez çelik çaprazlı perdelerden oluştuğu düşünülmüş ve dış merkez çelik çaprazlı sistemde kullanılan kesitler değiştirilmeden sistemin deprem etkileri altında periyot ve kat ötelemeleri değerleri tesbit edilmiştir. Ayrıca elemanların DBYBHY 2007 kuralları için kontrolleri yapılmıştır.

En son olarak her iki sistemin deprem performansları karşılaştırılmış ve DBYBHY 2007’ye göre yapılan kontroller değerlendirilmiştir.

DESIGN OF A SIX STORY ECCENTRICALLY BRACED FRAME BUILDING ACCORDING TO TURKISH SEISMIC DESIGN CODE 2007

SUMMARY

The aim of the project is to examine performance and design details of eccentrically braced frames, comment on the rules given in the new Turkish Seismic Design Code which published on the year 2007 and to compare performance of the eccentrically braced frames with moment frames under earthquake action. For this aim, detailed examination of especially recent studies are done. After that, a six story building is designed according to the rules given in the new Turkish Seismic design Code. For the design of frame elements, TS 648, Turkish Specification for Steel Structures, is used. As the method of calculations, allowable stress design is chosen. The structure is analyzed according to load combination that is given in ASCE 7-05 for allowable stress design. AISC 360-05 (Specification for Structural Buildings) is used for design along with TS 648.

Firstly, 3D model of the structure is formed and solved with ETABS. Earthquake loads impacted to the structure with Equivalent Earthquake Loads Method. The floor system of the structure is thought to be reinforced concrete system applied on the construction site. As the eccentrically braced frame type, chevron brace is preferred. For the link elements, the provisions of 2007 Turkish seismic code is applied. Short link elements, which is proven with experimental researches to have a great performance when exposed to seismic effects are used.

Secondly, it has been thought that, the system is consist of moment frames in one direction, and eccentrically braced frames on the perpendicular direction. Same sections are used for the columns and beams with eccentrically braced system in both direction and the period and story drifts of moment frame system is found. Also, analysis of the beams and columns are done according to Turkish Seismic Design Code.

In the end, the two systems are compared for the earthquake performance and the element analysis for the two system according to Turkish Seismic Design Code are examined.

1 GİRİŞ

1.1 Çelik Çerçevelerin Depremde Davranışı

Depreme dayanıklı çelik çerçeveler enerji sönümleyici bir davranış sergileyecek şekilde tasarlanır. Çoğu durumda, güçlü deprem etkileri altında çerçevelerin enerji sönümleyici bölümleri elastik olmayan deformasyonlara maruz kalır[9].

Moment aktaran çerçevelerde yatay rijitlik genellikle kolon ve kirişlerin eğilme rijitliği ile sağlanır. AISC Seismic Provisions'da üç çeşit moment aktaran çerçeve tanımlanmıştır: normal moment aktaran çerçeveler, orta moment aktaran çerçeveler ve özel moment aktaran çerçeveler. Her çerçevenin farklı sünek davranışa bağlı olarak farklı yapı davranış katsayısına sahip olduğu belirtilmektedir. Bu değerler, normal moment aktaran çerçeveler için 4, orta moment aktaran çerçeveler için 6, özel moment aktaran çerçeveler için 8 olarak verilmektedir.

Merkezi çaprazlı çerçeveler genellikle az ve orta katlı yapıların deprem ve rüzgar etkilerine karşı yatay dayanım ve rijitliğini sağlamak için kullanılır. Arzu edilen tasarım, plastik deformasyonların sadece çapraz elemanlarda meydana gelmesi, kolon kiriş ve birleşimlerin zarar görmeden deprem sonrası düşey yük taşıma kapasitesini korumasıdır. AISC Seismic Provisions'da iki tür merkezi çelik çaprazlı sistem tanımlanmıştır: normal merkezi çelik çaprazlı çerçeveler ve özel merkezi çelik çaprazlı çerçeveler. Özel merkezi çelik çaprazlı çerçeveler için verilen yapı davranış katsayısı 6'dır (bu değer normal merkezi çelik çaprazlı çerçeveler için 5'dir). Dış merkez çelik çaprazlı çerçevelerde, moment aktaran çerçevelerin ve merkezi çelik çaprazlı çerçevelerin avantajları birleştirilmektedir. Dış merkez çelik çaprazlı çerçeveler kesme ya da eğilmede akan bağ kirişleri vasıtasıyla enerji yutarlar. Dış merkez çelik çaprazlı sistemlerde, çaprazlarda oluşan aksenal kuvvet küçük bir kiriş parçasına kesme ya da eğilme yoluyla aktarılır. Kapasiteye göre tasarım kriterlerine göre, bağ kirişi olarak isimlendirilen bu kiriş parçası dışında çerçeveyi oluşturan diğer elemanlar (kolon kiriş ve birleşimler) tasarım depremi altında elastik bölgede kalmalıdır [13].

1.2 Dış Merkez Çelik Çaprazlı Perdeler

Dış merkez çelik çaprazlı perdeler, yoğun sismik etkilere karşı koymak için, yatay olarak rijit ve iyi bir enerji yutma kapasitesine sahip olan bir çerçeve sisteme olan ihtiyaç sonucu ortaya çıkmıştır [7].

1970’li yılların başında Japonya’da, dış merkez çelik çaprazlı çerçeve sistemi denilen, moment aktaran çerçevelerle çaprazlı çerçevelerin avantajlarını birleştiren yeni bir sistem geliştirilmiştir. Dış merkez çelik çaprazlı sistemler, kesmeye ya da eğilmeye çalışan bağ kirişlerin kotrollü akması ile, enerjinin yutulmasını sağlar. Amerika Birleşik Devletlerinde, dış merkez çelik çaprazlar ilk olarak Roeder ve Popov tarafından çalışılmıştır. 1980’lerde, dış merkez çaprazların döngüsel etkiler altında, bağ kirişi davranışını gözlemlemek için çeşitli çalışmalar yapılmıştır [17].

Tipik bir dış merkez çapraz perde, bir kirişten, bir veya iki çaprazdan ve bir kolondan meydana gelir. Konfigürasyonu, çerçevenin en azından bir ucundan dış merkez olarak bağlanması dışında geleneksel çaprazlı perdelerle benzerdir. Dış merkez birleşim, çerçeveye bitişik kirişte eğilme ve kesme kuvvetleri oluşturur. Bu kuvvetlerin yoğunlaştığı kiriş parçasına bağ kirişi denir.

Dış merkez çaprazların yatay rijitliği, en başta bağ kirişi boyunun kiriş boyuna oranının fonksiyonudur. Bağ kirişi boyu azaldıkça, çerçevenin rijitliği artar ve merkezi çaprazlı bir çerçevenin rijitliğine yaklaşır. Bağ kirişi boyu uzadıkça, kiriş daha esnek olur ve moment aktaran çerçevenin rijitliğine yaklaşır [7].

1.3 Çalışmanın Amacı

Yapılan çalışmada, son yıllarda özellikle depremler sonucunda meydana gelen can ve mal kayıplarını önlemek için geliştirilen sistemler arasında en başta gelen, deprem etkilerini yutma kapasitesi çok yüksek olan dış merkez çelik çaprazlı perdeler incelenmiştir. Öncelikle dış merkez çaprazlı perdelerin genel özellikleri açıklanmış ve son yıllarda yapılan çalışmalar özetlenmiş, daha sonra dış merkez çaprazlı bir yapının Deprem Bölgelerinde Yapılar Hakkında Yönetmelik, 2007, TS648 ve AISC 360-05 Specification for Structural Steel Buildings uyarınca boyutlandırılması ve detay tasarımları yapılmıştır.

2. DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELER

Dış merkez çelik çaprazlı sistem, çaprazlarda oluşan eksenel yükün, küçük bir kiriş parçasında oluşan kesme veya eğilme etkileri vasıtasıyla bir kolona ya da başka bir çapraz elemana aktarıldığı sistemdir. Şekil 2.1’de tipik DMÇÇ sistemler gösterilmektedir. Kritik kiriş parçası bağ kirişi olarak isimlendirilir ve boyu e ile ifade edilir. Dış merkez çaprazlı sistemlerdeki bağ kirişleri, deprem nedeniyle oluşan enerjinin yapıda kararlı bir şekilde sönmülenmesini sağlayan sigortalardır. Bağ kirişi dışında kalan bütün bölümler (bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü, çaprazlar, kolonlar ve birleşimler), kapasiteye dayalı tasarım kuralları gereğince, tasarım depremi etkisinde elastik bölgede kalmalıdır [17]. Kısa bağ kirişleri kesme etkileri altında akarken, uzun bağ kirişleri eğilme ya da kesme ve eğilmenin kombinasyonu etkileri altında akar. Bağ kirişinin kesme etkileri altında akması için (kısa bağ kirişi olabilmesi için) **Kasai ve Popov (1992)** [10] aşağıdaki denklemi önermektedir.

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.1)$$

Burada, V_p kesitin plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesi, M_p , plastik moment taşıma kapasitesidir.

$$V_p = 0.55 d t_w F_y \quad (2.2)$$

$$M_p = W_p F_y \quad (2.3)$$

Yukarıdaki şartı sağlayan bağ kirişleri kısa bağ kirişleri, sağlamayanlar uzun bağ kirişleri olarak değerlendirilecektir [10].

Bu bölümde uzun ve kısa bağ kirişli sistemleri anlatan birer adet bilimsel çalışma incelenmiş, sonrasında değiştirilebilir bağ kirişleri ile ilgili yapılan bir çalışmanın detayları verilmiştir.

Uzun bağ kirişli çapraz sistemler kısa bağ kirişli sistemlere göre her ne kadar tercih edilmese de kullanım alanları vardır. İlk incelenen bilimsel çalışma bu tür bağ

kirişlerinin özelliklerini, avantajlarını ve dezavantajlarını vermektedir.

İkinci çalışmada, dış merkez aprazlı perdelerin en çok kullanılan ve en iyi performansı sağlayan türü olan kısa bağ kirişlilerin farklı geometrilerinin incelendiği bir çalışmadır. Bu çalışmada farklı geometrilerin üstün ve zayıf yönleri karşılaştırılmıştır.

nc çalışmada, dış merkez elik aprazlı sistemlerin deprem sırasında en çok zarar gören kısmı olan bağ kirişlerinin değiştirilebilir bağ kirişleri olması durumunda sistemin davranışı incelenmiştir. Depremde zarar gören bağ kirişinin değiştirilip yerine yenisinin takılması, böylece onarım maliyetinin azaltılması amaçlanmaktadır. Bulonlu bağ kirişlerinin uygulanabilirliğini araştırmak için yapılan deneysel ve teorik çalışmalar anlatılmıştır.

2.1 Dış Merkez aprazlı ervelerde Uzun Bağ Kirişlerinin Deneysel Performansı

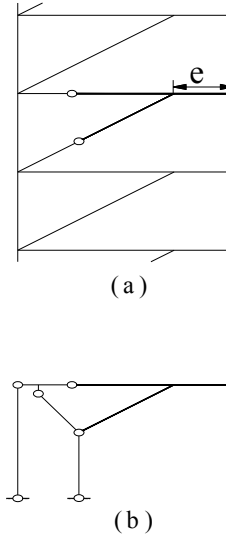
Sismik yük taşıyıcı DM sistemi ile ilgili son on beş yılda yapılan tasarımlar ve meydana gelen gelişmeler kısa bağ kirişleri düşünülerek gerçekleştirilmiştir. Daha önce yapılan çalışmalar kısa bağ kirişlerinin rijitlik, dayanım ve EOD kapasitesi ile ilgili avantajlarını göstermiştir. Bununla birlikte uzun bağ kirişi ile ilgili yapılan çalışmalar vardır. Büyük açıklıklar gerektiren mimari ve fonksiyonel gereklilikler uzun bağ kirişlerinin kullanılması için en önemli nedendir.

Uzun bağ kirişlerinin kullanımı ile ilgili gereklilikler ile birlikte bu konuda yapılan deneysel çalışmaların yetersizliği de göz önünde bulundurularak, uzun bağ kirişleri DM'lerin davranışları ile ilgili deneysel bir çalışma yapılmıştır.

Bu çalışmanın amaçları uzun bağ kirişlerinin, akma mekanizmalarını ve göçme modlarını daha iyi anlamak, plastik dönme kapasiteleri ve kopma dayanımları ile ilgili veri toplamak, rijitleştirici elemanların yerel stabilite kayıplarını engellemekteki etkisini araştırmak, BKDKKB'de meydana gelebilecek olası dayanım ve stabilite problemlerini belirlemektir.

Proje için seçilen numuneler şekil 2.1'de görülmektedir. 12 adet numune üzerinde, 14 adet test yapılmıştır. Kiriş ve bağ kirişleri için kullanılan kesitler bütün numunelerde A36 eliğinden W12x16 ve W12x22 kesitlerinden seçilmiştir. Bağ kirişi boyutları 508 mm ile 1524 mm arasında, ya da boyutsuz olarak verilirse, $1.45-4.25 M_p/V_p$ arasında değişmektedir. Bütün numunelerin kolonlarında, A36

çeliğinden, W10x77 kesitler kullanılmıştır. Kolonun panel bölgesinin EOD'yi minimum düzeyde tutmak için kesitlerin gövde kalınlıkları yeterince fazladır. Çaprazlarla kirişler arasındaki açı 28° ile 51° arasında değişmektedir. Bu açı azaldıkça, kirişe gelen eksenel kuvvet, dolayısıyla kirişin akma olasılığı ve stabilite kaybı hızla artmaktadır. Çizelge 2.1'de kullanılan numunelere ait çeşitli özellikler verilmiştir.



Şekil 2.1: (a) DMÇ'nin prototipi ve alt bileşeni;
(b) Test düzeneğinin şematik görünüşü

Bazı numuneler hariç, bütün numuneler kapasiteye göre tasarım yaklaşımına göre tasarlanmıştır. Bu yaklaşıma göre çaprazlar ve kirişler bağ kirişinden gelen tahmini maksimum yüklere göre tasarlanmaktadır. Kapasiteye göre tasarım ilkeleri bazı numunelerde bilerek, aşırı EOD'ler olması durumunda sistemin davranışını görmek için terk edilmiştir.

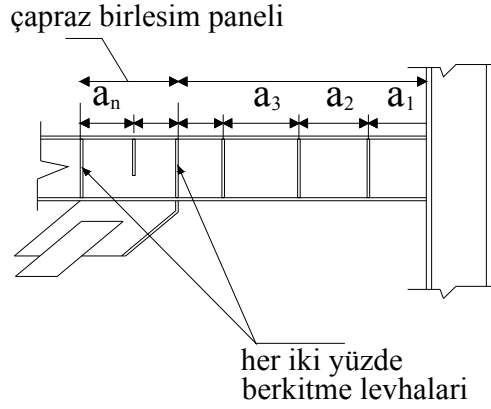
Şekil 2.2'de rijitleştirici elemanların konumları ve çapraz birleşim paneli olarak adlandırılan bölge gösterilmiştir. Bağ kirişi ya da çapraz birleşim panelindeki elemanlar, başlık burkulması, gövde burkulması ve yerel eğilmeli burkulma etkilerini azaltmak veya ertelemek için yerleştirilen elemanlardır.

Bütün numuneler çapraz üzerinde, iki taraflı gövde yüksekliği kadar yüksekliği olan rijitleştirici levhalarla desteklenmiştir (Şekil 2.2).

Çizelge 2.1: Deney Numuneleri

Numune Numarası	Kiriş Kesiti	Çapraz Kesiti	Bağ Kirişi Boyu e (inch)	Çapraz-Kiriş Arasındaki Açı (derece)	Bağ Kirişi-Kolon Birleşim Tipi	Çapraz Birleşim Türü	Test Düzeneği
1,2	W12x16	W8x31	28	48.2	I	doğrudan kaynak	A
3	W12x22	TS7x4x5/16	33	51.2	I	doğrudan kaynak	A
4	W12x22	TS7x4x5/16	33	51.2	III	doğrudan kaynak	A
5	W12x16	W10x26	44	33.2	I	doğrudan kaynak	B
6	W12x16	W10x26	44	33.2	III	doğrudan kaynak	B
7	W12x16	TS4x5x1/4	29	28.4	IV	berkitmeli guse levhalı	B
8	W12x22	TS6x6x1/4	36	29	IV	doğrudan kaynak	B
9	W12x22	TS6x6x1/4	20	43.5	V	berkitmeli guse levhalı	A
10	W12x16	TS6x6x1/4	21	48.2	V	berkitmeli guse levhalı	A
11	W12x22	TS5x5x5/16	27.5	48.2	II	berkitmeli guse levhalı	A
11R1, 11R2	W12x22	TS5x5x5/16	26.8	48.2	VI	berkitmeli guse levhalı	A
12	W12x22	W8x31	60	48.2	VII	doğrudan kaynak	A

Diğer bütün rijitleştirici elemanlar tek taraflı olarak yerleştirilmiştir. Çizelge 2.2’de verilen gövdenin bir kısmını destekleyen rijitleştirici elemanlar dışında, bütün rijitleştirici elemanlar gövde yüksekliği boyunca devam etmiş, başlıklardan ve gövdeden kaynaklanmıştır (Verilen V_p ve M_p değerleri ölçülen boyutlar ve çekme testleri ile elde edilen değerlerdir). Bütün kirişlerde yatay mesnetler bağ kirişi bitişlerinde ve kiriş aralarında uygulanmıştır.



Şekil 2.2: Berkitme levhaları yerleşimi

Kirişlerin gerçek stabilite limitlerini belirleyebilmek ve kiriş stabilite kaybının dayanım ve sünekliliğe etkisini belirleyebilmek amacıyla bazı numunelerde yatay mesnetlerin aralıkları geniş tutulmuştur.

Bağ kirişlerinin kolonlara birleşimleri için çeşitli detaylar kullanılmıştır.

Çizelge 2.2: Bağ kirişlerinin kesit özellikleri

Numune Numarası	Bağ Kirişi Kesiti	V_p (kip)	M_p (kip.inch)	M_p/V_p (inch)	$e/(M_p/V_p)$
1	W12x16	75	937	12.5	2.25
2	W12x16	74	944	12.8	2.20
3	W12x22	103	1432	13.9	2.40
4	W12x22	100	1437	14.4	2.30
5	W12x16	74	943	12.7	3.45
6	W12x16	84	1089	13.0	3.40
7	W12x16	73	925	12.7	2.30
8	W12x22	88	1240	14.1	2.55
9	W12x22	89	1240	13.9	1.45
10	W12x16	73	928	12.7	1.65
11	W12x22	92	1289	14.0	2.00
12	W12x22	90	1226	14.1	4.25

Yapılan testlerde, bütün numuneler için göçme moduna kadar yükler ve yerdeğiştirmeler döngüsel olarak artırılmıştır. Testlerde elde edilen sonuçlara göre, akma meydana geldikten sonra farklı şekillerde stabilite kayıpları meydana gelmiştir. Narin başlığa sahip olan numunelerde (W22x16), kolona yakın bağ kirişi elemanında

ilk olarak ani başlık burkulması gözlemlenmiştir. Bu başlık burkulması, çoğu zaman görünüşte ciddi bir durum olarak düşünülse de, genellikle numunenin yük taşıma kapasitesinde kayda değer bir azalmaya sebep olmamıştır. Kolona yakın bölgedeki başlık burkulmasından sonra genellikle, bağ kirişinin hemen dışındaki çapraz birleşim bölgesinde ani üst başlık burkulması meydana gelmiştir. Bağ kirişi dışında meydana gelen bu burkulma durumu, yük taşıma kapasitesinde, döngüsel yüklemelerle birlikte gittikçe kötüleşen bir şekilde azalmaya sebep olmuştur. Bu durumun istisnası, başlıklarında burkulma meydana gelmeyen 2 numunesidir. 2 numunesi bağ kirişinin rijitleştirilmemiş panel bölgesi nedeniyle gövdede kesme burkulmasına maruz kalmış, sonrasında da bağ kirişi gövdesinde meydana gelen yırtılma ile göçmüştür. Kompakt başlıklar için (W12x22), bağ kirişi bitişlerinde çok az başlık burkulması meydana gelmiş, bağ kirişi dışında başlıklarda burkulma meydana gelmemiştir. Bu numunelerin bağ kirişlerinde veya BKDKKB'larda yerel burkulma gözlenmemiştir. Çok uzun, W12x22 kesitinde bağ kirişi bulunan 12 numunesinde, başlıklarda burkulma gözlenmemiştir. Fakat bağ kirişinde ve BKDKKB'de ciddi miktarda yanal burulmalı burkulma gözlenmiştir. Bu yanal burulmalı burkulma, bağ kirişi bitişindeki yatay mesnetlerde büyük düzlem dışı kuvvetlerin oluşmasına sebep olarak, yük taşıma kapasitesini önemli oranda azaltmıştır.

Numunelerin çoğunluğu için etkin göçme modu, bağ kirişi-kolon birleşiminde meydana gelen göçmedir. Bu göçme modları uzun bağ kirişlerinin bitişlerinde oluşan çok yüksek eğilme momentlerine bağlanabileceği gibi, geleneksel bağ kirişi-kolon birleşimlerindeki kısıtlamalara da bağlanabilir. Kiriş üst başlığında, üçgen kaplama plakaları kullanılarak yapılan birleşimler, mükemmel bir performans sergilemiş, bağ kirişi momentlerini $1.55 M_p$ gibi çok yüksek bir değerde bile karşılayabilmiştir. Tek bir deney kesin olarak bir sonuca varılması için yeterli olmasa da, üzerinde durulmaya değer bir birleşimdir.

Bütün numuneler için plastik dönme kapasiteleri, birleşim göçmelerinde $\bar{\lambda}_p=0.03$ radyandan 0.12 radyana kadar, ya da döngüsel yükleme için ± 0.015 radyandan ± 0.06 radyana kadar değerler elde edilmiştir. Referans olarak kısa bağ kirişleri, tek yönlü yüklemede $\bar{\lambda}_p=0.20$ radyan, döngüsel yüklemede ± 0.10 radyana kadar dönme kapasitesine sahiptirler. Baskın olan birleşim göçmelerinin dışında, bu testlere

bağlı olarak uzun bağ kirişleri ile ilgili birtakım gözlemler yapılabilir. Test numunelerinin davranışlarından, bağ kirişi boyundaki artışla beraber kesme davranışından, eğilme davranışına geçiş kolayca gözlemlenebilmektedir. Çok uzun bağ kirişlerinde, eğilmenin baskın olduğu çok net görülmektedir. Bağ kirişinde akma, sadece bağ kirişi bitişlerinde gözlemlenmiş ve sadece başlık burkulması ve yerel burulmalı burkulma davranışlarında olduğu gibi eğilmenin etkin olduğu stabilite kayıpları gözlemlenmiştir.

Bağ kirişi boyu arttıkça, kesme etkili ve eğilme etkili davranış için kesin bir sınır yoktur. Daha doğrusu, gözlemler, kademeli bir geçişin olduğunu göstermektedir. Dış merkez çaprazlarla ilgili şartnamelerin geliştirilmesi aşamasında, $1.6 M_p/V_p$ ile $2.6 M_p/V_p$ arası bölge, kesmeye çalışan bağ kirişlerinden, eğilmeye çalışan bağ kirişlerine geçiş bölgesi olarak kabul edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan numunelerden bazıları $2.6 M_p/V_p$ sınırına çok yakın olmasına rağmen, ciddi bir biçimde elastik olmayan kesme deformasyonunun etkileri görülmüştür, bu da $2.6 M_p/V_p$ değerinin eğilmeye çalışan bağ kirişlerine geçiş için uygun bir değer olmadığını göstermektedir. Bu ve diğer test programlarından elde edilen verilere göre, kesmeye çalışan bağ kirişlerinden eğilmeye çalışan bağ kirişlerine geçiş için uygun aralık olarak $1.6 M_p/V_p$ - $3 M_p/V_p$ değeri önerilmektedir.

Yapılan testler göstermiştir ki, rijitleştirici elemanlar kullanılarak uzun bağ kirişlerinin başlıklarının burkulmasını ertelemek mümkün değildir. Bununla birlikte, kısa bağ kirişlerinin aksine, rijitleştirilmiş uzun bağ kirişlerinin başlıklarında burkulmanın başlaması çok ciddi bir olay değildir.

W12x16 numunelerinde görüldüğü gibi, bağ kirişi başlıklarında meydana gelen çok ciddi burkulmalar bile dayanımda ya çok az kayıba sebep olmuş ya da hiç olmamıştır. Bağ kirişi bitişlerine yerleştirilen rijitleştirici elemanlar, başlık burkulmasını önlemese de, başlık burkulmasına bağlı olarak meydana gelen dayanım kayıplarını sınırlandırmaktadır. Uzun W12x22 bağ kirişleri için, yerel burulmalı burkulma baskın stabilite kaybıdır. Bağ kirişi bitişlerine yerleştirilen rijitleştirici elemanlar bağ kirişi performansını olumlu etkilemiş ve yerel burulmalı burkulmaya karşı mesnet teşkil etmiştir.

Test numunelerinin gözlenen performansına göre, uzun bağ kirişlerinde ($e > 1.6 M_p/V_p$) rijitleştirici elemanların, bağ kirişinin her iki bitişinden itibaren, b_f başlık

genişliği olmak üzere, $1.5 b_f$ mesafede yerleştirilmesi önerilir. $1.6 M_p/V_p$ ve $3 M_p/V_p$ aralığında, başlık burkulması ve yerel burulmalı burkulma ihtimalinin yanında, kesmeye bağlı akma ihtimali olduğu için elastik olmayan gövde burkulması meydana gelebilir. Bu nedenle, bu aralıkta, bağ kirişi bitişlerinden itibaren $1.5b_f$ mesafede konulan rijitleştirici elemanların yanında, bağ kirişinin orta kısmında gövdenin rijitleştirilmesi gerekir. Yapılan testlere göre, kısa bağ kirişlerinde uygulanan eşit aralıklı rijitleştirici eleman kriteri, uzun bağ kirişlerinin orta kısmı için de iyi bir yaklaşımdır. $3 M_p/V_p$ boyunun ötesinde, ortada elastik olmayan gövde burkulması olması ihtimali yoktur, dolayısıyla bağ kirişi bitişlerinde $1.5b_f$ mesafede konulan rijitleştirici elemanların dışında rijitleştirici eleman kullanmaya ihtiyaç yoktur. Rijitleştirici elemanlar kiriş yüksekliği kadar olmalı, her iki başlığa ve gövdeye, başlık burkulmasını ve yerel burulmalı burkulmayı önlemek için kaynaklanmalıdır.

Başka bir önemli nokta, uzun bağ kirişlerinin dışındaki çapraz birleşim paneli denilen bölümde rijitleştirme yapılması gereğidir. Bütün uzun bağ kirişlerinin çapraz birleşim panelinde rijitleştirici eleman kullanılması önerilir. Test sonuçlarına göre, rijitleştirici elemanların yeri bağ kirişinden itibaren $1.5b_f$ mesafede olması uygundur. Rijitleştirici elemanın, kirişin kısmi yüksekliği boyunca yerleştirilmesi yeterlidir, çünkü yerel burkulma çapraz birleşim panelinin üst kısmında meydana gelmektedir.

BKDKKB’de elastik olmayan aktivitenin etkilerini araştırmak için, bazı numuneler özel olarak tasarlanmıştır. Çapraz-kiriş arasındaki açı düşük tutulmuş, böylece kirişte çok yüksek eksenel yük oluşmuştur. Ayrıca düşük eğilme rijitliğine sahip elemanlar seçilerek, bağ kirişinin neredeyse tüm uç momenti kirişe aktarılmıştır. Ayrıca bu numuneler için kapasiteye dayalı tasarım ilkeleri bilinçli olarak göz ardı edilmiştir. Bu numunelerin hepsi, kirişlerinin yerel burulmalı burkulmaya maruz kalmasına bağlı olarak dayanım ve dönme kapasitesi kaybına uğramışlardır. Bununla birlikte, çaprazın eğilme dayanımı ve rijitliği yüksek olan numunelerde, kirişe aktarılan bağ kirişi uç momenti ciddi oranda azalmıştır.

Bazı başka numunelerde BKDKKB’de akma gözlenmiştir. Özellikle apraz birleşim panelinde kısıtlandığı sürece, bağ kirişinin dışındaki kiriş bölümünde meydana gelen akmanın performansına zararı yoktur. Aslında bu akma enerji sönümlenmesine katkı sağladığı ve bağ kirişindeki EOD taleplerini azalttığı için faydalıdır. Buna göre, bağ kirişinin dışında kalan bölümün tamamen elastik kalması, stabilitesi sağlanabildiği sürece gerekli değildir.

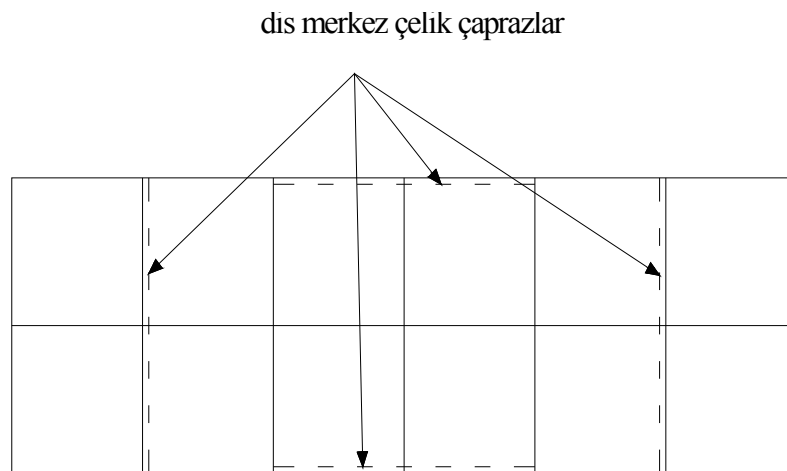
Şunu da belirtmek gerekir ki, çaprazların kiriş alt başlıklarına birleştirildiği alışıldık çapraz detayında, kirişin üst başlığı stabilite açısından önemlidir. Bu durumda, kompozit bir döşeme sisteminin varlığı kirişin stabilitesini yeterince sağlayacaktır.

Bu deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlara göre, kolonlara birleşen dış merkez uzun bağ kirişlerinin ($e > 1.6 M_p/V_p$) kullanılmaması önerilir. Kolonlara birleştirilmesi uygun olmasa da, eldeki veriler, iki çapraz arasında çalıştığı sürece uzun bağ kirişlerinin yeterli elastik olmayan dönme kapasitesi sağladığını göstermektedir. Eldeki veriler yine göstermektedir ki, kısa kesmeye çalışan bağ kirişleri mükemmel bir performans sağlamaktadır ve ilk tercih olarak kullanılmalıdır. Bununla birlikte, kurallarına göre uygulanmışsa, iki çapraz arasında çalışan uzun bağ kirişli DMÇÇ'ler de yeterli bir performans sergilemektedir.

Bu testler dış merkez çaprazların kirişleri için kapasiteye dayalı tasarımın önemini bir kez daha göstermiştir. Bağ kirişinin dışında gerçekleşen sınırlı bir akma kabul edilebilir, hatta faydalı olabilir. Bununla birlikte, kiriş ciddi yerel burulmalı burkulma oluşmadan, bağ kirişinin maksimum dayanımına ve dönme kapasitesine erişmesine izin vermelidir. Aksi halde, dış merkez çapraz sistemin genel performansı düşürülmüş olur [10].

2.2 Kısa Bağ Kirişli Dış Merkez Çaprazlı Çerçevelerin Performansı

Şekil 2.3'de gösterilen yerlerde dış merkez çaprazların bulunduğu on katlı bir yapı incelenmiştir.



Şekil 2.3: Dış merkez çaprazların yerleşimi

Yapıda 6.6m genişliğinde X yönünde 6 adet, Y yönünde 2 adet açıklık bulunmaktadır. Dış merkez çaprazlı çerçeveler geçerli Romanya şartnamelerine göre düzenlenmiştir. Dış merkez çaprazlar altı farklı konfigürasyona göre düzenlenmiştir (altı farklı çapraz sistemi kullanılarak). Her bir çözümde 1.2 m uzunluğunda kısa bağ kirişleri kullanılmıştır. Şekil 2.4’de altı farklı geometri gösterilmiştir.

Farklı çaprazlı çerçevelerde benzer boyutlar kullanılmış, böylece birbirine yakın özdeğerler elde edilmiştir. Analiz edilen altı farklı çapraz sisteminin ilk üç periyot değeri çizelge 2.3’de verilmiştir.

Farklı yapısal elemanlarda plastik deformasyonların oluşumunu başarılı bir şekilde görebilmek için, analiz edilen dış merkez çaprazların her biri için lineer olmayan statik analizler yapılmıştır.

Hesaplar, ilk titreşim moduna göre çerçevenin üstüne dağıtılmış düşey yükler ve monotonik olarak artırılmış yatay yüklere göre yapılan bir analizden ibarettir. Çizelge 2.4’de analize ait bazı sonuçlar yer almaktadır (S taban kesme kuvvetini ve Δ bu değere karşılık gelen son katın yer değiştirme değerini vermektedir).

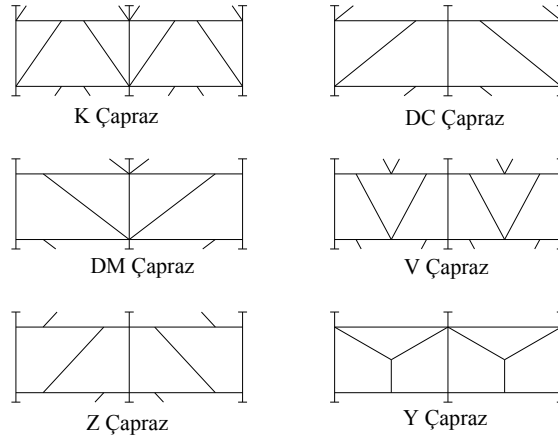
Çizelge 2.3: Periyot değerleri

Periyot	K Çapraz	DC Çapraz	DM Çapraz	V Çapraz	Z Çapraz	Y Çapraz
T ₁ (s)	1.125	1.111	1.067	1.104	1.109	1.112
T ₂ (s)	0.405	0.401	0.366	0.385	0.406	0.390
T ₃ (s)	0.226	0.227	0.207	0.223	0.242	0.227

6 adet dış merkez çaprazın her biri aynı taban etkileri altında analiz edilmiştir. Etkiler 04.03.1977 Vrancea depreminden alınmış (son altmış yılda Romanya’da meydana gelen en şiddetli depremdir, Richter ölçeğine göre 7.2 şiddetindedir), ve N-S bileşenli ivme kayıtlarından oluşmuştur. Bu kayda ait maksimum ivme değeri, yaklaşık olarak yerçekimi ivmesinin 0.2 katıdır.

Neredeyse bütün en büyük ivme değerlerini içerdiği ve bütün elastik olmayan aktivite bu periyotta meydana geldiği için kayıtların ilk 20 saniyesi kullanılmıştır. Bütün analizler 0.01 saniye zaman artımları ile yapılmıştır. Daha büyük zaman artımları (0.012 saniye) ile daha küçük zaman artımları (0.0075 ve 0.005 saniye) için birbirine çok yakın sonuçlar çıkmıştır. Sönümleme dikkate alınmamıştır. Altı çerçeve

de birbirine yakın özdeğerlere sahip olacak şekilde boyutlandırıldıysa da, davranışları oldukça farklıdır.



Şekil 2.4: Çerçeve geometrileri

Çizelge 2.5’de analiz sonucu elde edilen kesme kuvvetinin en büyük değerleri ($S_{\max}$ ve $S_{\min}$) ile son kata ait yatay yer değiştirmelerin en büyük değerleri ($\Delta_{\max}$ ve $\Delta_{\min}$) görülmektedir. $S_{\max}$ bir yöndeki hareket için tabandaki en büyük kesme kuvveti iken, $\Delta_{\max}$ en üst katta aynı yöndeki hareket için en büyük yer değiştirme değeridir. $S_{\min}$ ve $\Delta_{\min}$ diğer yöndeki maksimum kesme kuvveti ve yer değiştirme değerleridir.

Çizelge 2.4: Statik lineer olmayan analiz sonuçları

Çapraz	İlk Plastik Mafsalın Oluşumu		Bağ Kirişi Dışında İlk Plastik Mafsalın Oluşumu		Plastik Göçme Mekanizmasının Oluşumundan Önceki Son Değerler	
	S (kN)	Δ (mm)	S(kN)	Δ (mm)	S(kN)	Δ (mm)
K	1317.6	52.029	2415.5	250.909	2703.8	1856.039
DC	1304.1	51.850	2527.3	248.552	3480.6	1432.375
DM	1318.0	51.767	2860.7	217.404	3520.7	1319.182
V	1311.7	51.857	3204.6	265.357	3405.0	1608.640
Z	1312.4	51.803	2903.8	271.128	3284.5	1542.133
Y	1302.0	51.912	2581.6	190.341	3836.1	1829.671

K Çaprazların Davranışları:

Üst katlara ait merkez kolondaki ve bazı çaprazlardaki küçük yer değiştirmeler dışında, potansiyel plastik bölgeler dışında (bağ kirişleri ve birinci kat kolon ve çaprazlarının alt ucu) EOD meydana gelmemiştir.

Analizler sırasında neredeyse bütün bağ kirişlerinde plastik deformasyonlar meydana gelmiştir. İlk yedi katta bu deformasyonlar fazladır. Kaydedilen maksimum plastik mafsallık dönmesi 0.08345 radyan, maksimum toplam plastik mafsallık dönmesi de 0.12241 radyandır.

Çizelge 2.5: Lineer olmayan dinamik analiz sonuçları

Çerçeve	$S_{min}(kN)$	$S_{max}(kN)$	$\Delta_{min} (m)$	$\Delta_{max} (m)$
K	-2304	2573	-0.0451	0.3202
DC	-2507	2873	-0.0993	0.2987
DM	-3356	3393	-0.1577	0.2333
V	-3232	3189	-0.1570	0.2652
Z	-3004	3181	-0.1171	0.2823
Y	-3251	3502	-0.2243	0.2503

Bağ kirişlerinin dışındaki kiriş elemanları, analiz edilen diğer çerçevelerdeki benzer kiriş elemanlarından daha küçük en kesit alanına sahip olmasına rağmen, elastik bölgede kalmıştır. Genellikle maksimum yük tesirleri kirişin bağ kirişi bitişlerinde (kolon bitişlerinde değil) meydana gelmiştir.

Analizler sırasında, bazı çaprazlarda, farklı moment değerlerinde küçük EOD'ler meydana gelmiştir.

2. kat merkez kolonu dışında, tabandaki potansiyel plastik bölge dışında, hiçbir kolonda EOD meydana gelmemiştir.

Kolonlardaki maksimum eğilme momenti diğer çerçevelerin kolonlarında meydana gelen moment değerlerinden çok küçüktür. Bu durum K çaprazlarda bağ kirişlerinin kolona yakın bölgelerde bulunmaması ile açıklanabilir.

DC Çaprazların Davranışları:

Neredeyse bütün bağ kirişlerinde plastik deformasyonlar gözlemlenmektedir. K çaprazın değerleri ile karşılaştırıldığında, bağ kirişlerinin deformasyonları alt katlarda daha az, üst katlarda fazladır. Kaydedilen maksimum plastik mafsallık dönmesi 0.07902 radyan, maksimum toplam plastik mafsallık dönmesi 0.12199 radyandır.

Bağ kirişleri dışında kalan kiriş bölümleri analizlerde elastik davranış sergilemiştir.

Dördüncü kattaki marjinal bir kolon dışında, kolon tabanına yakın potansiyel plastik bölgeler dışındaki kolonlarda hiçbir elastik olmayan yer değiştirmeye

rastlanmamıştır. K çaprazlara ait kolonlarda kaydedilen eğilme momenti değerlerine göre kolonlardaki eğilme momenti değerleri çok büyüktür.

Analizler süresince çaprazların bir çoğunda farklı momentlerde EOD'ler gözlemlenmiştir. Şurası bir gerçektir ki K çaprazlar DC çaprazlara göre daha arzu edilen bir davranış sergilemektedir.

DM Çaprazların Davranışları:

Analizler süresince bütün bağ kirişi elemanlarında plastik deformasyonlar gözlemlenmiştir. DC çaprazlarında elde edilen değerlerle karşılaştırıldığında, ilk iki kat hariç bağ kirişi elemanlarının deformasyonları daha küçüktür. Kaydedilen maksimum plastik mafsal dönmesi 0.06109 radyan, maksimum toplam plastik mafsal dönmesi 0.11673 radyandır.

BKDKKB'lerde EOD'ler gözlemlenmemiştir. Kiriş bölümlerinde, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri DC çaprazlarda elde edilen değerlerden büyük, fakat K çaprazlarda elde edilen değerlerden küçüktür.

Neredeyse bütün çaprazlarda farklı moment değerlerinde plastik deformasyonlar gözlemlenmiştir. DC çaprazlarında elde edilenlere göre deformasyonlar daha büyüktür. Bu istenmeyen davranış çaprazlarda meydana gelen çok büyük eksenel yüklerle açıklanabilir. Bu eksenel yükler, çaprazların doğrudan kolonlara bağlandığı çerçevelerde görülenlerin en büyüğüdür.

Çizelge 2.6'da bağ kirişlerindeki en büyük plastik mafsal dönmeleri verilmiştir.

V Çaprazların Davranışları:

İkinci kattaki tek bir çapraz dışında, potansiyel plastikleşme bölgeleri dışında EOD gözlemlenmemiştir. Bağ kirişlerinin tamamında plastik deformasyonlar meydana gelmiştir. K, DC ve DM çaprazlardakine göre, kaydedilen plastik mafsal dönmeleri çok daha küçüktür. V çaprazlarda bulunan çok sayıda bağ kirişi bu durumu açıklayabilir. Tespit edilen maksimum plastik mafsal dönmesi 0.00387 radyan, maksimum toplam plastik mafsal dönmesi 0.0457 radyandır.

Bağ kirişinin dışında kalan kiriş bölümleri elastik bölgede kalmıştır. Bağ kirişinin dışındaki kiriş bölümleri çapraz elemanlarla birlikte döşemeden gelen düşey yüklerin önemli bir bölümünü taşımaktadır. Bu nedenledir ki K, DC ve DM çaprazlarının

BKDKKB'lere göre eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri çok daha yüksektir. Küçük EOD'lerin (0.00043 radyan) gözlemlendiği ikinci kattaki bir eleman dışında çaprazlar elastik bir davranış sergilemiştir.

Dış kolonların potansiyel plastikleşme bölgesinde kalan kısımlarında görülen küçük EOD'ler ($\theta_{pl} = \theta_{pl,top} = 0.00140$ radyan) dışında kolonlarda elastik bölgede kalmıştır.

Çaprazları doğrudan kolonlara bağlanan sistemlere göre (K, DC ve DM) bu V çaprazlı sistemin ana dezavantajı döşemelerde meydana gelen göreceli maksimum düşey yer değiştirmelerdir.

Z Çaprazların Davranışları:

Analizler boyunca, neredeyse bütün bağ kirişlerince plastik deformasyonlar gözlemlenmiştir. Bu deformasyonlar V çaprazlarda görülenlerden daha fazla, K, DC ve DM çaprazlarda görülenlerden daha azdır. Maksimum plastik mafsallık dönmesi 0.07185 radyan, maksimum toplam plastik mafsallık dönmesi 0.07899 radyandır. BKDKKB'ler analizler boyunca elastik bir davranış sergilemiştir. K, DC ve DM çaprazlı sistemlere göre, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri çok daha yüksektir. Farklı momentlerde, çaprazların çoğu plastik deformasyonlar yapmışlardır. Bütün plastik deformasyonlar sınır değerdedir ve DC ve DM çaprazlı sistemlerin değerlerinden yüksektir.

Merkez kolonda (4, 5 ve 6. Katlarda) meydana gelen küçük plastik deformasyonlar dışında, kolon tabanlarındaki potansiyel plastikleşme bölgeleri dışında EOD gözlemlenmemiştir. DC çaprazlı sisteme göre, kolonlardaki eğilme momenti değerleri çok küçüktür.

Çizelge 2.7'da çaprazlardaki en büyük plastik mafsallık dönmeleri verilmiştir.

Y Çaprazların Davranışları:

Analizler boyunca neredeyse bütün bağ kirişlerinde plastik deformasyonlar meydana gelmiştir. Bu deformasyonlar, DC ve DM çaprazlarında oluşanlardan az, V çaprazlarda oluşanlardan fazladır. Tespit edilen maksimum plastik mafsallık dönmesi 0.03993 radyan, maksimum toplam plastik mafsallık dönmesi 0.09844 radyandır.

İlk beş kattaki kirişlerin bitişlerinde büyük EOD'ler meydana gelmiştir. Sadece son beş katın kirişleri elastik davranış sergilemiştir.

Analizler boyunca, özellikle alt katların çaprazlarında EOD'ler gözlemlenmiştir.

Çizelge 2.6: Bağ kirişlerindeki en büyük plastik mafsallı dönmeleri

Çerçeve	Dönme	Kat					
		1	2	4	5	7	9
K	θ_{pl}	0.02738	0.06606	0.08345	0.06466	0.03887	0.00994
	$\theta_{pl,top}$	0.03436	0.12241	0.10277	0.06988	0.05977	0.00994
DC	θ_{pl}	0.01368	0.04849	0.07902	0.07498	0.03441	0.01005
	$\theta_{pl,top}$	0.02413	0.10725	0.10899	0.12199	0.05239	0.01991
DM	θ_{pl}	0.02939	0.06019	0.04981	0.02375	0.02135	0.01592
	$\theta_{pl,top}$	0.04851	0.11673	0.07912	0.03240	0.03216	0.01961
V	θ_{pl}	0.00724	0.02323	0.03870	0.03767	0.02709	0.01783
	$\theta_{pl,top}$	0.01432	0.04432	0.04570	0.04022	0.04154	0.01895
Z	θ_{pl}	0.06182	0.07185	0.07041	0.05971	0.03863	0.01613
	$\theta_{pl,top}$	0.06522	0.07899	0.07041	0.06409	0.05707	0.01651
Y	θ_{pl}	0.00812	0.02921	0.03993	0.02244	0.01164	0.00916
	$\theta_{pl,top}$	0.02264	0.08201	0.09844	0.05416	0.04098	0.03740

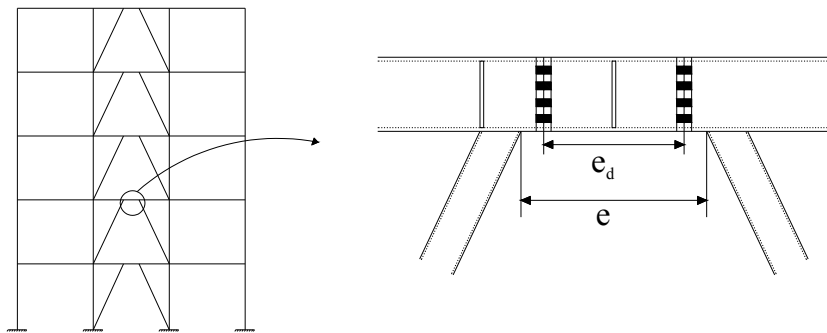
Sistemin ilk beş katındaki kolonlarda EOD'ler tespit edilmiştir. Bu deformasyonlar merkez kolonda dış kolonlara göre daha fazladır. Y çaprazlı sistemin kolonlarındaki eğilme momentleri analiz edilen sistemler arasında en büyük değerlere sahiptir. İlk beş katın birçok kolon, kiriş ve çaprazında EOD'ler meydana geldiği için, Y çaprazlı sistemin analiz edilen sistemler arasında en olumsuz sonuçları vermektedir [11].

Çizelge 2.7: Çaprazlardaki en büyük plastik mafsallı dönmeleri

Çerçeve	Dönme	Kat				
		1	2	4	7	9
K	θ_{pl}	0.00124	-	-	0.00028	0.00133
	$\theta_{pl,top}$	0.00124	-	-	0.00028	0.00148
DC	θ_{pl}	0.00092	0.00151	0.00143	0.00090	0.00206
	$\theta_{pl,top}$	0.00092	0.00151	0.00143	0.00090	0.00355
DM	θ_{pl}	0.00391	0.00187	0.00307	0.00285	0.00363
	$\theta_{pl,top}$	0.00391	0.00195	0.00341	0.0473	0.00982
V	θ_{pl}	-	0.00043	-	-	-
	$\theta_{pl,top}$	-	0.00043	-	-	-
Z	θ_{pl}	0.00499	0.00629	0.00209	0.00159	0.00252
	$\theta_{pl,top}$	0.00499	0.00629	0.00209	0.00159	0.00252
Y	θ_{pl}	0.00086	0.00513	0.00369	-	-
	$\theta_{pl,top}$	0.00086	0.00680	0.00465	-	-

2.3 Dış Merkez Çelik Çaprazlı Çerçevesler İçin Bulonlu Bağ Kirişleri

Sismik aktivitenin yoğun olduğu bölgelerde yapılan çok katlı yapıların tasarımı dizayn depremi altında önemli oranda yapısal hasar meydana geleceğini kabul eden sönümleyici yapısal davranışa göre yapılır. Modern yapı kodlarında belirtilen dizayn kriterlerinde, yapısal göçme önlenir ve can güvenliği sağlanır. Loma Prieta (1989), Northridge (1994), ve Hyogoken- Nanbu (1995) depremlerinde de görüldüğü gibi, modern yapılar beklenildiği şekilde davranır. Bununla birlikte bu depremlerden sonra meydana gelen beklenmedik yüksek ekonomik kayıplar daha sonraki depremler için hasarlarda sınırlandırmaya gidilmesi gerektiğini göstermiştir. Bu da performansa dayalı tasarıma yönelmeye sebep olmuştur. Amacı düşük ve orta yoğunluktaki sismik hareketlerde yapısal ve yapısal olmayan hasarları minimize etmek, bu şekilde toplam maliyeti azaltmaktır (ilk maliyet ve onarım maliyeti).



Şekil 2.5: Bulonlu bağ kirişi

Diğer taraftan, uygulamadaki birçok sismik dizayn kodunda uygulanan kapasiteye dayalı tasarım, sadece sismik bölgeler adı verilen önceden tanımlanmış bölgelerde plastik deformasyon oluşmasına izin verir. Orta ya da yüksek sismik aktivitenin etkin olduğu bölgelerde, sönümleyici elemanlarda meydana gelen hasarlarda, söz konusu eleman bulonlu yapılırsa onarım maliyeti azalır. Sismik bölgelerde bulonlu birleşim uygulanmasının dış merkez çaprazlara uygulanması Şekil 2.5’de mevcuttur. Bağ kirişlerinin ana taşıyıcı kirişlere birleşimi plakalar ve yüksek mukavemetli bulonlarla yapılmıştır. Bulonlu birleşim, bulonlu bağ kirişlerinin daha düşük bir çelik sınıfı ile üretilmesini ve bu şekilde diğer taşıyıcı elemanların elastik davranış sergilemesini sağlar. Bu sistem homojen (sadece dış merkez çaprazlardan oluşan) ve heterojen (dış merkez çaprazlarla birlikte moment çerçevelerinin bulunduğu) yapılara

uygulanabilir. Bağ kirişlerinin plakalar ve bulonlarla birleşimi daha önce Ghobarah ve Ramadan tarafından 1994 yılında deneysel olarak araştırılmış ve inelastik performanslarının kaynaklı birleşimle benzer olduğu görülmüştür.

Yapılan deneysel çalışmanın amacı bulonlu bağ kirişi birleşimlerinin döngüsel performansını değerlendirmek ve önerilen çözümün uygulanabilirliğini araştırmaktır. Değiştirilecek bağ kirişi IPE 240 profilden S235 kalitesinde üretilirken yapının geri kalan elemanları S355 kalitesinde üretilmiştir. Momentin kesme kuvveti oranına etkisini araştırmak için 4 farklı bağ kirişi boyu ($e=400,500,600,700$ mm, şekil 1) göz önünde bulundurulmuştur. Bütün bağ kirişleri AISC, 1997 uyarınca kısa elemanlar olarak kabul edilmiştir. Dikkate alınan ikinci parametre, bağ kirişinin gövde burkulmasını önlemek ve dönme kapasitesini artırmak amacıyla konulan gövde rijitleştiricilerinin aralığıdır. AISC 1997 uyarınca, $30t_w-h/5$ olarak tanımlanan ve 0.08 radyan dönme kapasitesi olan “yakın” aralık ve $52t_w-h/5$ olarak tanımlanan ve 0.02 rad dönme kapasitesi olan “uzak” aralık olmak üzere iki adet aralık değeri kullanılmıştır.

Bağ kirişi boyu ve rijitleştirici aralığının kombinasyonu olarak biri monotonik ikisi döngüsel olmak üzere 3’er adet numune test edilmiştir. Toplamda 24 adet numune test edilmiştir.

Plakalı kolon kiriş birleşimleri ile ilgili Dubina tarafından yapılan (2000) deneysel çalışmalar sonucu döngüsel performansı olumsuz etkileyen birtakım problemler gözlemlenmiştir:

- (1) Döngüsel yükleme durumunda köşe kaynağı uygun değildir
- (2) Kirişin dış yüzündeki tam penetrasyonlu 1/2V kaynaklar, kaynak kökündeki çatlaklara bağlı olarak kırılmalara sebep olmaktadır.
- (3) Kaynak ağzı, kiriş başlıklarının gevrek kırılmasına sebep olacak şekilde gerilme yığılmalarının oluşmasına yol açmaktadır.

Bağ kirişinin plakaya kaynaklanma detayları yukarıda belirtilen problemlere sebep olmayacak şekilde seçilmiştir. Nitekim, bağ kirişinin başlığı plakaya 1/2V tam penetrasyonlu kaynakla i yüzeyinden birleştirilmiş, st yüzey serbest bırakılmıştır. Kaynak ağzı tamamen iptal edilmiş, başlıklarda ve gövdede ek kaynak uygulanmıştır.

Bağ kirişlerinde kullanılan elemanlardan alınan numuneler üzerinde standart çekme testleri uygulanmıştır. Çizelge 2.8’deki sonuçlara göre, başlıklarla karşılaştırıldığında gövdeyi oluşturan elemanların daha yüksek bir akma dayanımına sahip olduğu görülmektedir.

Çizelge 2.8: Bulonlu bağ kirişlerinin karakteristik özellikleri

Bileşen	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_u/F_y	A %
IPE 240 Başlık	268,0	401.9	1.50	29.2
IPE 240 Gövde	337,8	426.7	1.26	30.8
t=25 mm	250,8	413.1	1.65	36.3

Ana kiriş ve bağ kirişi arasındaki bulonlu birleşim, maksimum gerilmelerin olduğu bölgede bulunmaktadır. Birleşim tasarımı için mümkün olan iki tasarım söz konusudur. İlk yöntem, bağ kirişinin kesme dayanımı için yeterli bir birleşim yedek taşıma gücü (overstrength of the connection) sağlamaktır. İkinci yöntem bulonlu birleşimin sünek bir davranış sergileyeceğini garanti etmektir. Daha önceki stratejiler, zarar gören bağ kirişlerinin değiştirilmesini kolaylaştıracak şekilde bu doğrultuda yapılmıştır.

Birleşimin kapasiteye dayalı tasarımı iki adımdan oluşur: sönümleyici elemanın akma dayanımına karar verilmesi (bağ kirişi plastik kesme dayanımı), ve uzama sertleşmesine izin verecek şekilde yedek taşıma gücüne karar verilmesi. Test düzeneğinin oluşturulduğu dönemde kullanımda olan Eurocode8, 1994 ve AISC 1997 şartnameleri göz önünde bulundurulmuştur. Plastik kesme kapasitesi iki şartnamede bulunan benzer formülasyonlar kullanılarak bulunmuştur. Eurocode 3’e atıf yapan Avrupa sismik tasarım normlarında dolu radiusların dağıtımları da kesme alanında dikkate alınır, bu da kesme alanında sadece gövde alanını dikkate alan Amerikan şartnamesine göre kapasitede %40’lık bir artışa sebep olur. Bağ kirişleri dışındaki elemanlarda gerekli olan yedek taşıma gücünde önemli miktarda değişiklik gösterir. Daha önce Kasai ve Popov tarafından 1986 yılında yapılan deneysel çalışmalarda, toplam kesme dayanımı, plastik kesme dayanımının 1.5 katı olarak belirlenmiştir. Eurocode 8’e göre gerekli yedek taşıma kapasitesi 1.2 iken, AISC 1997 şartnamesinde bu değer 1.38 ile 1.88 arasında değişmektedir. Avrupa şartnamelerindeki azaltılmış yedek taşıma gücü değeri, her iki şartnamedeki tahmini maksimum plastik kesme dayanımı değerini birbirine yaklaştıracak şekilde yüksek

plastik kesme dayanımı ile dengelenmiştir. Bu çalışmada maksimum kesme dayanımı olarak tahimini değerler kullanılmıştır (Gövde alanına 1.75 değeri, Eurocode 3'deki kesme alanına uygulanan 1.25 değerine karşılık olarak uygulanmıştır).

$$V_{\max} = 1.75V_p = (h - 2t_f)t_w F_y / \sqrt{3} \quad (2.4)$$

Birleşimin tasarımı için maksimum moment değeri;

$$M_{\max} = V_{\max} e_d / 2 \quad (2.5)$$

Eurocode 3, J ekinde belirtilen M20 10.9 kalitesinde yüksek mukavemetli bulonlar kullanılmıştır. Bağlantı plakasının aşırı deformasyonunu engellemek için bulonların çekme etkisinde bulunduğu göçme modunu sağlayacak şekilde 25 mm birleşim plakası kalınlığı seçilmiştir. Daha sonra bulonlara yüklerin lineer olarak yayıldığı kabul edilmiş, $\gamma_{MB} = 1.25$ güvenlik katsayısı ile bulonların çekme, kesme, çekme+kesme etkisinde kapasiteleri kontrol edilmiştir. Çekme+kesme kombinasyonunda kapasite oranı maksimum 0.98 olarak bulunmuştur. Ek olarak kayma kontrolü yapılmıştır.

Klasik bağ kirişleri için çarpılma (γ), son yer değiştirmeler arasındaki farkın bağ kirişi boyuna bölünmesi ile bulunur. Şekil 2.6'daki notasyonlarla γ aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\gamma = D_i / b \quad (2.6)$$

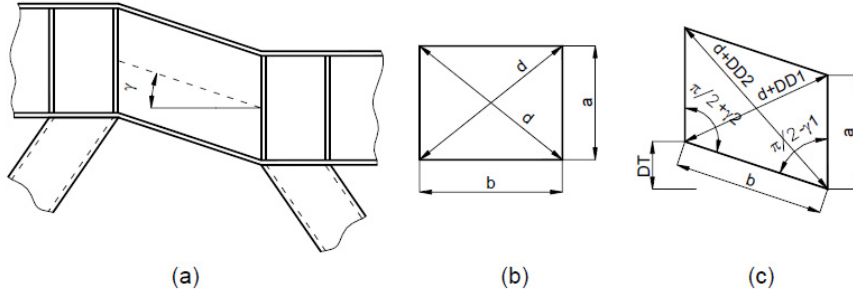
Deformasyonlardan sonra, bağ kirişini sınırlayan panel uçlarının düz kaldığı kabul edilirse, γ açısı diyagonallerin deformasyonlarından da elde edilebilir (DD1 ve DD2):

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2} (DD2 - DD1)}{2ab} \quad (2.7)$$

Klasik bağ kirişleri için (2.6) ve (2.7) ifadeleri ile bulunan γ değerleri birbirine yakındır. Bununla birlikte bulonlu bulonlu bağ kirişleri için, bağ kirişi davranışı daha

karmaşıktır ve (2.6) ve (2.7) ifadeleri ile bulunan γ değerleri farklılık gösterir.

Toplam bağ kirişi deformasyonu:



Şekil 2.6: (a) Klasik bağ kirişinin deformasyonu, (b) Panel bölgesinin idealleştirilmesi, (c) Deformasyonu

(1) Bağ kirişi panelinin kesme çarpılması- γ

(2) İki birleşimdeki dönmeler:

$$\theta_M = \theta_s + \theta_J \quad (2.8)$$

(3) Eşdeğer dönme ile ifade edilen birleşimlerdeki dönme:

$$\gamma_{AL} = (D_{ALS} + D_{ALJ}) / e_d \quad (2.9)$$

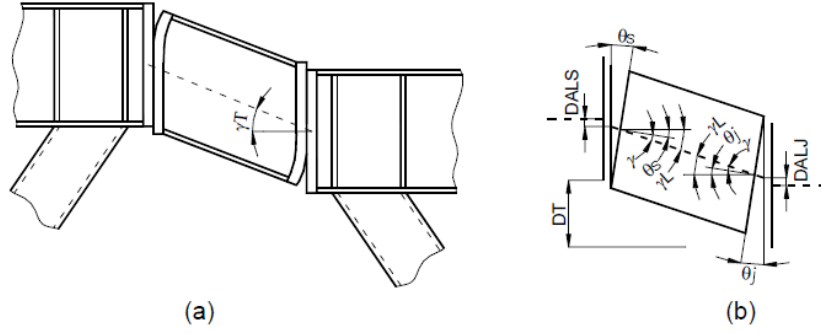
$$\gamma_T = \gamma + \theta_m + \gamma_{AL} \quad (2.10)$$

Bu değer doğrudan toplam yer değiştirmeden de bulunabilir,

$$\gamma_T = D_T / e_d \quad (2.11)$$

Karakteristik deformasyonlara karar verilerek (2.11) ifadesi ile doğrudan, ya da bileşenlerin deformasyonlarını kullanarak (2.10) ifadesi ile dolaylı yöntemle toplam deformasyon değeri bulunabilir.

Şekil 2.7’de bulonlu bağ kirişinin deformasyon şekli verilmiştir.



Şekil 2.7: (a) Bulonlu bağ kirişinin deformasyonu, (b) İdealleştirilmesi

Yüksek yer değiştirme değerlerinde, hem bulonlarda yetersizlikler, hem de birleşim plakalarında deformasyonlar gözlemlenmiştir. Bulonlarda iki tür yetersizlik gözlenmiştir: (1) liflerin ayrılması olarak gerçekleşen sünek göçme (bu deney programında baskın olan davranış budur), (2) bulon ortasında çatlama olarak gerçekleşen gevrek göçme davranışı.

Tam öngerme birleşimin rijitliğini yaklaşık olarak %50 oranında artırmıştır. Üst birleşimin alt birleşime göre daha sünek davranış sergilediği gözlenmiştir. Momentin simetrik olmayan bir şekilde dağılması ve üst birleşimin tam olarak oturmamasının bu duruma etkisi olabilir. Klasik çözüme nazaran bağ kirişinin toplam başlangıç rijitliğinin azaltılması, yarı rijit bitiş plakası ve birleşimdeki kayma etkisinden dolayı önemlidir. Bu nedenle birleşim davranışının yarı-rijit olarak modellenmesi veya eşdeğer bir bağ kirişi rijitliğinin dikkate alınması bulonlu bağ kiriş analizleri için gereklidir.

Çizelge 2.9: Akma durumunda ve maksimum kesme kuvvetleri

Parametre	numune	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
V_p^{te} (kN)		266.7							
V_p (kN)	m	228.0	209.0	189.5	191.0	201.6	217.8	198.2	201.5
	c1	234.8	218.3	245.0	174.4	227.4	212.9	229.6	236.6
	c2	216.5	216.9	175.4	223.7	211.1	222.2	231.5	249.0
V_{max}^{te} (kN)		400.1							
V_{max} (kN)	m	304.9	333.3	348.1	388.3	270.1	307.5	352.5	420.6
	c1	296.9	308.4	343.3	360.9	305.2	318.5	364.1	400.6
	c2	289.6	313.9	355.7	362.5	301.6	324.4	364.0	402.9

Çizelge 2.9’da akma durumunda maksimum kesme kuvveti değerleri verilmiştir.

Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinden elde edilen akma yükü, test parametrelerinden etkilenmemiş, gövdenin kesme davranışınca kontrol edilmiştir. Deneysel sonuçlar, yük değerinin bağ kirişi boyu kısaldıķa ve daha yakın rijitleştirici elemanlar ile (plastik burkulmayı önleyecek şekilde) arttığını göstermektedir.

Kısa bağ kirişlerinin davranışını bağ kirişi gövdesindeki kesme belirlemiş, bu durum önemli bir enerji sönümleme kapasitesi sağlarken, gövde yırtılmasından sonra dayanımda azalma çabuk olmuştur. Rijitleştirici elemanların sıklığı kısa bağ kirişleri için maksimum önem taşımaktadır.

Bulonlu bağ kirişleri ile ilgili yapılan deneysel çalışma, çözümün teknolojik yapılabilirliğini kanıtlamıştır. Kısa bulonlu bağ kirişlerinin performansı ve kolayca bulonlu olması, dış merkez aprazlı çerçevelerde kullanımını cazip hale getirmektedir. Hasar gören bağ kirişlerinin kolayca değiştirilebilmesi sebebi ile birleşimin elastik bir davranış sergilediği çok kısa bağ kirişleri tercih edilmiştir. Hasarın bulonlu bağ kirişinde toplanması (pasif enerji sönümleyici bir aygıt gibi davranması), binayı oluşturan diğer elemanlara kıyasla, bağ kirişinin daha düşük akma dayanımına sahip çelikten üretilmesini de kapsayan kapasiteye dayalı tasarım ilkeleri ile sağlanabilir. Bitiş plakası ile çapraz arasında kalan kiriş bölgesinde gerilme yığılmaları oluşacağı için, rijitleştirici elemanlarla güçlendirilmesi önerilir. Bağ kiriş ile bitiş levhası arasındaki kaynak detayı çok iyi bir performans sergilemiş, şu faydaları sağlamıştır; (1) kaynak ağzı açma gereğinin ortadan kalkması (2) profilin geri kalanından bağımsız olarak, bağ kirişi başlığı ve bitiş plakası arasında 1/2V tam penetrasyonlu kaynak uygulanması, (3) en kesit i kontrnde (gövde ve başlıklar) dolgu kaynak yapılması. Kaynak ağzı kullanılmamasının maliyeti azaltmanın yanında daha iyi bir birleşim performansı sağlaması bakımından da avantajı vardır.

Bağ kirişi boyunun uzun olması ve rijitleştirici elemanların aralığının küçük olması birleşimin daha güçlü yapılması gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır. Birleşime bağlı olarak en güçsüz elemanın döngüsel davranışını şu etmenler karakterize etmektedir: (1) gövdede kesmenin etkin olduğu elemanlarla karşılaştırıldığında maksimum yükün azalması (2) sabit genlikli döngülerde rijitlik ve dayanımdaki azalmaya bağlı olarak bir sıkışma davranışının görülmesi (3) bulon liflerindeki ayrışmaya bağlı olarak dayanımın kademeli olarak azalması. Bu göçme modu genellikle bulonlar için

karakteristik bir göçme modu değildir. Bulon ortalarında meydana gelebilecek bir kırılma uzun bşğ kirişleri için çok daha gevrek bir davranış sergileyecekti.

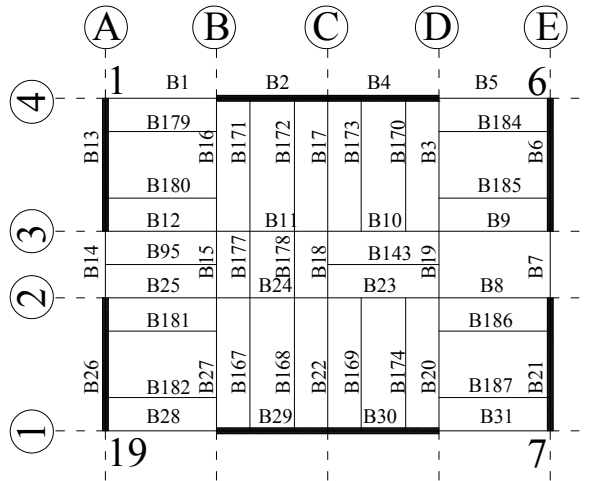
Kısa bağ kirişlerinin davranışını kesme etkisi belirlemiştir ve rijitleştirici elemanların aralığı performansı önemli oranda etkilemektedir. Rijitleştirici elemanların seyrek konulması durumunda, bağ kirişlerinin elastik olmayan davranışını gövde burkulması kontrol etmekte, bu da iki çaprazın bulunduğu yönde, alternatif burkulmaya bağlı olarak dayanımda kademeli azalmaya sebep olmaktadır. Rijitleştirici elemanların sık konulması, plastik gövde burkulmasını sınırlandırarak; maksimum mümkün olan kesme dayanımına ulaşılmasını, kararlı bir histerik davranış, daha büyük dönme kapasitesi sağlamış, buna karşılık panel uçlarında gövdede yırtılmaya bağlı olarak daha çabuk bir göçmeye sebep olmuştur.

Çok kısa bağ kirişlerinin dışında bağlantılar kısmi dayanıma sahiptir. Yapılan deneysel çalışmaya göre, birleşimlerde aşırı hasarı önlemek için bağ kirişi boyu e_d 'yi $0.8.M_p/V_p$ ile sınırlandırmak gerekir. Bu boy ile sınırlandırılan bağ kirişlerinin dizayn dayanımı klasik kısa bağ kirişleri gibi hesaplanılabilir. Tam öngermeli bulonlar, yüksek başlangıç rijitliği, daha kararlı histerik davranış ve yüksek deformasyon kapasitesi sağlamıştır, bu nedenle bulonlu kısa bağ kirişleri için önerilir. Klasik çözümle karşılaştırıldığında, plakalı yarı rijit birleşimler bağ kirişinin başlangıç rijitliğini önemli oranda azaltır. Bulonlu bağ kirişleri dış merkez çaprazlı çerçevelerin global analizleri yapılırken ya yarı rijit birleşimlerin doğru modellenmesi yapılmalı, ya da bulonlu kesmede akan bağ kirişinin eşdeğer kesme rijitliği dikkate alınmalıdır [13].

3 HER İKİ DOĞRULTUDA DIŞ MERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERDEN OLUŞAN SİSTEMİN İNCELENMESİ

3.1 Genel Bilgiler

Yapı işyeri olarak tasarlanmaktadır. Toplam altı kattan oluşmakta, X yönünde toplam yapı uzunluğu 20 m, Y yönünde 15 m.'dir. Yapı planı EkB, Şekil B.1 ve Şekil B.2'de detaylı olarak verilmektedir. Yapı toplam yüksekliği 20.4 m. olup kat yükseklikleri standart olarak 3.4 m. olarak seçilmiştir. Yatay etkilerin karşılanması için her iki doğrultuda DMÇÇ'ler tasarlanmıştır. Çapraz elemanlar bina dış cephelerinde, A aksında 1-2 ve 3-4 aksları arasında, F aksında 1-2 ve 3-4 aksları arasında, 1 aksında B-C ve C-D aksları arasında, 4 aksında B-C ve C-D aksları arasında kullanılmıştır. Çapraz elemanların kullanıldığı aks görünüşleri EkB, Şekil B.3, Şekil B.4, Şekil B.5, Şekil B.6'da verilmektedir.



Şekil 3.1: Plan görünüşü ve uç düğüm noktaları

DBYBHY 2007, Tablo 2.5'e göre, deprem yüklerinin tamamının DMÇÇ perdelerle taşınması durumunda, taşıyıcı sistem davranış katsayısı değeri 7 önerilmektedir. Yapı işyeri olarak kullanılacağı için, Tablo 2.3'e göre, bina önem katsayısı 1.0 alınmalıdır.

Hareketli yük katılım katsayısı değeri olarak işyerleri için 0.3 önerilmektedir.

Bina döşemeleri çelik ana ve tali kirişler üzerine mesnetlenen trapez sac üzerine 10 cm kalınlığında, yerinde dökme betonarme sistemden meydana gelmektedir. Tali kiriş aralıkları kiriş açıklıklarına ve çaprazların konumuna göre farklılık gösterebilmektedir.

Kullanılan çelik malzeme ST52 kalitesinde, akma dayanımı 355 N/mm^2 olan malzemedir.

3.2 Yükler

3.2.1 Düşey Yükler

Katlara ait döşeme yükleri çatı katı ve normal katlar için ayrı ayrı aşağıda verilmiştir. Özağırlık yükleri sisteme ek olarak eklenmiştir.

Çatı Döşemesi

Çatı kaplaması+izolasyon+asmatavan+tesisat: 1.5 kN/m^2

Toplam ölü yük: $g=1.5 \text{ kN/m}^2$

Hareketli yük: $q_r=1.0 \text{ kN/m}^2$

Kar Yüğü: $q_k=1.0 \text{ kN/m}^2$

Normal Kat Döşemesi

Kaplama: 0.5 kN/m^2

Asmatavan+tesisat: 0.5 kN/m^2

Bölme duvarları: 0.9 kN/m^2

± -----

Toplam ölü yük: $g=2.0 \text{ kN/m}^2$

Hareketli yük: $q_l=2.0 \text{ kN/m}^2$

Dış duvar yüğü: $g_d = 1.0 \text{ kN/m}$

3.2.2 Deprem Yüğüleri

Sisteme gelen deprem yüğüleri ETABS programı yardımıyla hesaplanmış ve kat kütle merkezlerine etkitilmiştir.

3.2.3 Rüzgar Yükleri

TS 498 bölüm 11.2.1'e göre rüzgar yüklerinin;

$$W = C_f q A_r \quad (3.1)$$

Formülü ile hesaplanması gerekmektedir. Bu formülde;

$C_f = 1.2$ (Kapalı yapı elemanlarında rüzgar yönüne dikey yüzeylerde bina yüksekliği/genişliği < 5 ise (kule tipi yapı değilse) bu değer geçerlidir).

$$q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad (0 \text{ m} < h < 8 \text{ m})$$

$$q = 0.8 \text{ kN/m}^2 \quad (9 \text{ m} < h < 20 \text{ m})$$

$$q = 1.1 \text{ kN/m}^2 \quad (21 \text{ m} < h < 100 \text{ m})$$

3.3 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan 6 katlı çelik bina 1. derece deprem bölgesinde, Z3 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sisteminin süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulması öngörülmektedir.

DBYBHY 2007 esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri aşağıdadır.

- Etkin yer ivmesi katsayısı $A_0 = 0.40$
- Bina önem katsayısı $I = 1.0$
- Spektrum karakteristik periyotları $T_A = 0.15 \text{ sn}$
 $T_B = 0.60 \text{ sn}$
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 7$
- Hareketli yük katılım katsayısı $n = 0.30$
- ETABS programı ile yapılan hesap sonucu periyot değerleri
- X yönünde: 0.58 s
- Y yönünde: 0.54 s olarak elde edilmiştir.

Katlara ait toplam kütle ve ağırlık değerleri Çizelge 1.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1: Toplam kat ağırlıkları ve kütleleri

KAT	w _i -TOPLAM KAT AĞIRLIĞI (kN)	m _i -TOPLAM KAT KÜTLESİ (kNs ² /m)
ÇATI	1440.6	146.85
5. KAT	1755.99	179.0
4. KAT	1777.38	181.18
3. KAT	1809.25	184.43
2. KAT	1814.07	184.92
1. KAT	1814.07	184.92
TOPLAM	10411.36	1061.3

Yapıya deprem yükleri uygulanırken X ve Y yönleri için %5 ek dışmerkezlilik dikkate alınmıştır.

3.4 Yer Değiştirme Kontrolleri ve Düzensizlikler

3.4.1 Göreli Kat Ötelemeleri

Azaltılmış göreli kat ötelemesi değerleri (Δ_i) ve etkin göreli kat ötelemesi değerleri (δ_i) DBYBHY 2007 bölüm 2.10 uyarınca hesaplanmıştır. Ek A'de Çizelge A.7, A.8, A.9 ve A.10 ile verilmiştir. Ayrıca Ek A Çizelge A.1, A.2, A.3, A.4, A.5, A.6'da deprem yükleri için düğüm noktası deplasman değerleri verilmiştir. Çizelge 1.2'de maksimum değerler verilmiştir.

DBYBHY 2007 bölüm 2.10.1.3 uyarınca;

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (3.2)$$

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = 0.00906 \leq 0.02 \text{ olduğundan bu koşul sağlanmaktadır.}$$

3.4.2 Düzensizlik Kontrolleri

3.4.2.1 Planda Düzensizlik Durumları

A1 Türü Burulma Düzensizliği:

$$\eta_{bi} = \Delta_{\max} / \Delta_{ort} \quad (3.3)$$

$$\eta_{bi} = \Delta_{\max} / \Delta_{ort} = 1.05 < 1.2 \rightarrow \text{A1 türü burulma düzensizliği yoktur.}$$

Çizelge 3.2: Azaltılmış görelî kat ötelemeleri ve etkin görelî kat ötelemeleri

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0031	0.0217	0.00638
5	0.0035	0.0245	0.00721
4	0.0040	0.0280	0.00824
3	0.0044	0.0308	0.00906
2	0.0043	0.0301	0.00885
1	0.0032	0.0224	0.00659

A2 Döşeme Süreksizlikleri:

I- Asansör ve merdiven toplam boşluk alanı 15 m² dir. Toplam kat alanı 300 m² dir.

$$\text{Boşluk alanı/toplam döşeme alanı} = 15/300 = 0.05 < 0.33$$

II- Asansör ve merdiven boşluğu dışında döşemede boşluk yoktur.

III- Döşemede ani azalmalar yoktur.

Döşeme süreksizliği yoktur.

A3 Planda Çıkıntılar Bulunması:

Binada çıkıntı yoktur.

3.4.2.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

B2- Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği:

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort} < 0 \quad (3.4)$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_3 / h_3)_{ort} / (\Delta_2 / h_2)_{ort} = 0.00906/0.00885 = 1.03 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_3 / h_3)_{ort} / (\Delta_4 / h_4)_{ort} = 0.00906/0.00824 = 1.100 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_4 / h_4)_{ort} / (\Delta_5 / h_5)_{ort} = 0.00824/0.00721 = 1.143 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_5 / h_5)_{ort} / (\Delta_6 / h_6)_{ort} = 0.00721/0.00597=1.208 < 2.0$$

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği yoktur.

B3- Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği:

Düşey elemanlarda süreksizlik yoktur.

3.5 Kombinasyonlar

Sistem analizlerinde kullanılan kombinasyonlar aşağıda verilmiştir. Tasarım, Güvenlik Dayanımı ile Tasarım (Allowable Stress Design) kombinasyonlarına göre yapılmıştır. Verilen ilk yirmi dört kombinasyon deprem kombinasyonlarıdır. DBYBHY 2007, bölüm 2.7.5 uyarınca, her iki doğrultuda yapıya ayrı ayrı etkiyen deprem yüklerine ek olarak, diğer doğrultudaki deprem etkilerinin %30'u da etkitilecektir.

$$C1 = E_x + 0.3E_y$$

$$C2 = E_x - 0.3E_y$$

$$C3 = -E_x + 0.3E_y$$

$$C4 = -E_x - 0.3E_y$$

$$C5 = E_{xpey} + 0.3E_y$$

$$C6 = E_{xpey} - 0.3E_y$$

$$C7 = -E_{xpey} + 0.3E_y$$

$$C8 = -E_{xpey} - 0.3E_y$$

$$C9 = E_{xney} + 0.3E_y$$

$$C10 = E_{xney} - 0.3E_y$$

$$C11 = -E_{xney} + 0.3E_y$$

$$C12 = -E_{xney} - 0.3E_y$$

$$C13 = E_y + 0.3E_x$$

$$C14 = E_y - 0.3E_x$$

$$C15 = -E_y + 0.3E_x$$

$$C16 = -E_y - 0.3E_x$$

$$C17 = E_{ypex} + 0.3E_x$$

$$C18 = E_{ypex} - 0.3E_x$$

$$C19 = -E_{ypex} + 0.3E_x$$

$$C20 = -E_{ypex} - 0.3E_x$$

$$\begin{aligned}
C21 &= E_{ynex} + 0.3E_x \\
C22 &= E_{ynex} - 0.3E_x \\
C23 &= -E_{ynex} + 0.3E_x \\
C24 &= -E_{ynex} - 0.3E_x \\
C25 &= D_l \\
C26 &= D_l + L_l \\
C27 &= D_l + L_r \\
C28 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r \\
C29 &= D_l + W_{px} \\
C30 &= D_l + W_{py} \\
C31 &= D_l + W_{nx} \\
C32 &= D_l + W_{ny} \\
C33-C56 &= D_l + 0.7C1-C24 \\
C57 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r + 0.75W_{px} \\
C58 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r + 0.75W_{py} \\
C59 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r + 0.75W_{nx} \\
C60 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r + 0.75W_{ny} \\
C61-C84 &= D_l + 0.75L_l + 0.75L_r + 0.525C1-C24 \\
C85 &= 0.6D_l + W_{px} \\
C86 &= 0.6D_l + W_{py} \\
C87 &= 0.6D_l + W_{nx} \\
C88 &= 0.6D_l + W_{ny} \\
C89-C112 &= 0.6D + 0.7C1-C24
\end{aligned}$$

3.6 Eleman Kontrolleri

3.6.1 Ana Kiriş

Maksimum tesirler B27 kirişinde C 26 yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{max} = 70.24 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 52.18 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 300

$$b = 150 \text{ mm}, \quad t_f = 10.7 \text{ mm}, \quad h = 300 \text{ mm}, \quad t_w = 7.1 \text{ mm}, \quad d = 248.6 \text{ mm}$$

$$A_f = 150(10.7) = 1605 \text{ mm}^2, \quad I_x = 8356 \text{ cm}^4, \quad W_x = 557.06 \text{ cm}^3,$$

$$A_w = (248.6(7.1)) = 1765.06 \text{ mm}^2$$

C_b : Kiriş basınç başlığının değişken moment etkisi altında olması durumunda değişken moment etkisini göz önünde bulundurmak için kullanılan katsayı

C_v : Gövde stabilitesini göz önünde bulundurmak için kullanılan katsayı.

Eğilme Kontrolü:

$$l_b = 2000 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 12}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}} \quad (3.5)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 12}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}} = \sqrt{\frac{10.7(150)^3 / 12}{10.7(150) + 7.1(248.6 - 2(10.7)) / 6}} = 38.5 \text{ mm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \quad (3.6)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 + 1.05 \frac{0}{64.411} + 0.3 \left(\frac{0}{64.411} \right)^2 = 1.75$$

$$l_b = 2000 \text{ mm} \leq r_y \sqrt{\frac{3(10^6) C_b}{F_y}} = 38.5 \sqrt{\frac{3(10^6) 1.75}{355}} \cong 4682 \text{ mm ise,}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L / r_y)^2}{10^7 (C_b)} \right] F_y \leq \frac{F_y}{\Omega} \quad (3.7)$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000 / 38.5)^2}{10^7 (1.75)} \right] 355 = 217.23 \text{ N/mm}^2 > \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

En olumsuz durum iki tali kiriş arasında meydana gelir:

$$C_b = 1.0 \text{ ise;}$$

$$l_b = 2000 \text{ mm} \leq r_y \sqrt{\frac{3(10^6) C_b}{F_y}} = 38.5 \sqrt{\frac{3(10^6) 1.0}{355}} \cong 3539 \text{ mm ise,}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000/38.5)^2}{10^7(1.0)} \right] 355 = 196.67 \text{ N/mm} < \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

Herhangi bir L_y/r_y değeri için;

$$F_b = \frac{83(10^3)C_b}{L_b h / A_f} \leq \frac{F_y}{\Omega} = \frac{83(10^3)1.0}{2000(300)/1605} = 222.02 \text{ N/mm}^2 > \frac{F_y}{\Omega} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

$F_{b\max} = 196.67 \text{ N/mm}^2$ ise,

$$M_{yx} = F_b W_x \quad (3.8)$$

$$M_{yx} = F_b W_x = 196.67(557.06)10^3 = 109.56(10^6) \text{ N.mm} = 109.56 \text{ kNm} > 70.24 \text{ kNm} [16]$$

Kayma Kontrolü:

Kayma dayanımı basit olarak;

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (3.9)$$

Formülü ile hesaplanır.

I enkesitli hadde profillerde;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E / F_y} \quad (3.10)$$

ise $C_v = 1.0$ alınabilir.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7.1} = 42.25 \leq 2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{200000 / 355} = 53.17 \text{ ise, } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6(355)1765(1.0) = 375945 \text{ N} = 375.95 \text{ kN}$$

$$V_a = 52.18 \text{ kN} \leq \frac{V_n}{\Omega} = \frac{375.95}{1.67} \cong 225 \text{ kN} [16]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 1.5 \text{ cm} < L/300 = 600/300 = 2.0 \text{ cm} [8]$$

3.6.2 Tali Kiriş

IPE270:

Maksimum tesirler B168 kirişinde C26 yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{\max} = 51.641 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 34.43 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 270

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

$$W_x = 428.9 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 6.6 \text{ mm}$$

$$h = 270 \text{ mm}$$

$$d = 219.6 \text{ mm}$$

$$A_w = 219.6(6.6) = 1449.36 \text{ mm}^2$$

$$M_{yx} = W_x F_y / \Omega \quad (3.11)$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (3.12)$$

Eğilme Kontrolü:

$$M_{yx} = W_x F_y / \Omega = 428.9(35.5) / 1.67 = 9117.34 \text{ kN.cm} = 91.17 \text{ kNm} > M_{\max} = 51.641 \text{ kNm}$$

[16]

Kayma Kontrolü:

$$h/t_w < 2.24 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 270/6.6 < 2.24 \sqrt{210000 / 355} = 40.9 < 54.48 \rightarrow C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6(355)1449.36(1.0)10^{-3} = 308.72 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 34.43 < V_n / \Omega = 308.72 / 1.67 = 184.86 \text{ kN} \quad [16]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 1.6 \text{ cm} < L/300 = 600/300 = 2.0 \text{ cm} \quad [8]$$

IPE 270 uygundur

IPE220:

Maksimum tesirler B151 kirişinde C26 yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{\max} = 31.522 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 21.01 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 220

$$I_x = 2772 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 252 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 5.9 \text{ mm}$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$d = 177.6 \text{ mm}$$

$$A_w = 177.6(5.9) = 1047.84 \text{ mm}^2$$

$$M_{yx} = W_x F_y / \Omega$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Eğilme Kontrolü:

$$M_{yx} = W_x \sigma_a / 1.67 = 252(35.5) / 1.67 = 5357 \text{ kN.cm} = 53.57 \text{ kNm} > M_{\max} = 31.522 \text{ kNm}$$

[16]

Kayma Kontrolü:

$$h/t_w < 2.24 \sqrt{E_s / \sigma_a} \rightarrow 220/5.9 < 2.24 \sqrt{210000 / 355} = 37.29 < 54.48 \rightarrow C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6(355)1047.84(1.0)10^{-3} = 223.19 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 21.01 < V_n / \Omega = 223.19 / 1.67 = 133.65 \text{ kN} [16]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 2.0 \text{ cm} \leq L/300 = 600/300 = 2.0 \text{ cm} [8]$$

IPE220 uygundur.

3.6.3 Bağ Kirişi

Maksimum tesirler B2 kirişinde C40 yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{\max} = 63.693 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 180.13 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 330

$$I_x = 11770 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 713.33 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$A_k = 20.325 \text{ cm}^2$$

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$t_f = 11.5 \text{ mm}$$

C_b : Kiriş basınç başlığının değişken moment etkisi altında olması durumunda değişken moment etkisini göz önünde bulundurmak için kullanılan katsayı

DBYBHY 2007 süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin Çizelge 4.3 ile verilen koşulların sağlanması gerekmektedir.

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 330/7.5 = 44 < 3.2 \sqrt{210000 / 355} = 77.83 \quad (3.13)$$

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{E_s / F_y} \quad (3.14)$$

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow \frac{160/2}{11.5} = 6.96 \leq 0.3 \sqrt{210000 / 355} = 7.122$$

3.6.3.1 Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi:

DBYBHY 2007 4.8.3.1 uyarınca bağ kirişinin üst ve alt başlıkları kirişin iki ucunda, kolon kenarında düzenlenen bağ kirişlerinde ise kirişin bir ucunda yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.06'sından daha az olmayacaktır.

Bağ kirişinin her iki ucunun yanal doğrultuda mesnetlendiği kabul edilmiştir.

Bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün yanal doğrultudaki mesnetlerinin aralığı şu değeri geçmeyecektir:

$$0.45b \sqrt{E_s / F_y} \quad (3.15)$$

$$0.45b \sqrt{E_s / F_y} = 0.45(16) \sqrt{210000 / 355} = 175.12 \text{ cm}$$

Kirişlerin bağ kirişi dışında kalan bölümü 135 cm aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmiştir.

Seçilen kesit: IPE 270

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

$$W_x = 428.9 \text{ cm}^3$$

$$b = 135 \text{ mm}$$

$$d = 219.6 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.6 \text{ mm}$$

$$A_w = 21.96(0.66) = 14.494 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 13.5(10.2) = 137.7 \text{ cm}^2$$

$$M_{\max} = 51.641 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 34.43 \text{ kN}$$

TS 648'de 4.3.2'de stabilite ile ilgili aşağıdaki formül verilmektedir.

Eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık olarak dikdörtgen enkesite sahip ve enkesitin çekme başlığı enkesitinden daha ufak değilse :

$$\sigma_b = \frac{840000 C_b}{bh / A_b} \quad (3.16)$$

C_b güvenli tarafta kalınarak 1.0 kabul edilirse (momentin kesit boyunca sabit olduğu)

$$\sigma_b = \frac{840000(1.0)}{12(24)/11.76} = 34300 \text{ kgf/cm}^2 \cong 343 \text{ N/mm}^2 > 0.6F_y = 0.6(355) = 213 \text{ N/mm}^2$$

ise,

$$\sigma_b = 213 \text{ N/mm}^2 \text{ kabul edilir.}$$

$$M_{yx} = W_x \sigma_b = 324.3(10^3)213 = 69075900 \text{ N.mm} = 69.08 \text{ kNm} > M_{\max} = 51.641 \text{ kNm}$$

[16]

$$V_p = A_k \sigma_b = 1180(213) = 251340 \text{ N} = 251 \text{ kN} > 34.43 \text{ kN} [16]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 1.6 \text{ cm} \leq L/300 = 600/300 = 2.0 \text{ cm} [8]$$

3.6.3.2 Bağ Kirişi Boy Kontrolü:

DBYBHY 2007 4.8.2.2 uyarınca,

$$M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p \quad (3.17)$$

olmalıdır.

$$M_p = W_p F_y \quad (3.18)$$

$$W_p = 713.33 \rightarrow \text{IPE 330}$$

$$M_p = 713.33 \times 355 \times 10^{-3} \cong 253.2 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0.60 F_y A_k \quad (3.19)$$

$$V_p = 0.60 F_y A_k = 0.6(355) \times (330 - 2(11.5)) \times 7.5(10^{-3}) \cong 490.4 \text{ kN}$$

$$1.0 M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p \rightarrow 253.2/490.4 < e < 5(253.2)/490.4 \rightarrow 0.52 < e < 2.58 \rightarrow$$

$e = 60 \text{ cm}$ seçilmiştir.

3.6.3.3 Bağ Kirişinin Dönme Açısı:

DBYBHY 2007 4.8.4 uyarınca,

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (3.20)$$

Denklemleri ile bulunan göreceli kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısı aşağıda verilen sınır değerleri aşmayacaktır:

$$e < 1.6 M_p \text{ ise, } \gamma_p < 0.1 \text{ radyan} \quad (3.21)$$

$$e > 2.6 M_p / V_p \text{ ise, } \gamma_p < 0.03 \text{ radyan} \quad (3.22)$$

Ara değerler için interpolasyon yapılacaktır.

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} = 0.00906 \text{ radyan}$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.0}{0.6} 0.00906 = 0.0909 \text{ radyan}$$

$$e = 0.6 \text{ m} < 1.6 M_p / V_p = 0.83 \text{ m} \text{ ise}$$

$$\gamma_p = 0.0909 \text{ radyan} < 0.1 \text{ radyan}$$

3.6.3.4 Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü:

DBYBHY 2007 4.8.2.4 uyarınca,

$$V_d \leq V_p \quad (3.23)$$

$$V_d \leq 2M_p / e \quad (3.24)$$

Koşullarının her ikisinin de sağlanması gerekmektedir.

Ayrıca 4.8.2.5 uyarınca,

$$N_d / F_y A > 0.15 \quad (3.25)$$

olması durumunda, denklem 4.14 ve 4.15'deki M_p ve V_p yerine,

$$M_{pn} = 1.18 M_p \left[1 - \frac{N_d}{F_y A} \right] \quad (3.26)$$

$$V_{pn} = V_p \sqrt{1 - (N_d / F_y A)^2} \quad (3.27)$$

değerleri kullanılacaktır.

Bağ kirişine gelen eksenel kuvvet çok küçük olduğundan ihmal edilebilir. Hesaplar (3.18) ve (3.19) denklemlerindeki gerçek M_p ve V_p değerleri dikkate alınarak yapılacaktır.

$$V_p = 0.60F_y A_k = 0.6(355)(330-2(11.5))7.5(10^{-3}) \cong 490.4 \text{ kN}$$

$$M_p = 713.33(355)10^{-3} \cong 253.2 \text{ kNm}$$

$$V_d = 180.13 \text{ kN} < V_p = 490.4 \text{ kN}$$

$$V_d = 180.13 \text{ kN} < 2(253.2)/0.6 = 843.3 \text{ kN}$$

3.6.3.5 Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü:

DBYBHY 2007 4.8.6.3 uyarınca, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.1Da katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

$$M_p = W_p F_y = 713.33(355)10^{-3} = 253.23 \text{ kNm}$$

$$M_d = 63.393 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0.60F_y A_k = 0.6(355)(330-2(11.5))7.5(10^{-3}) \cong 490.4 \text{ kN}$$

$$V_d = 180.13 \text{ kN}$$

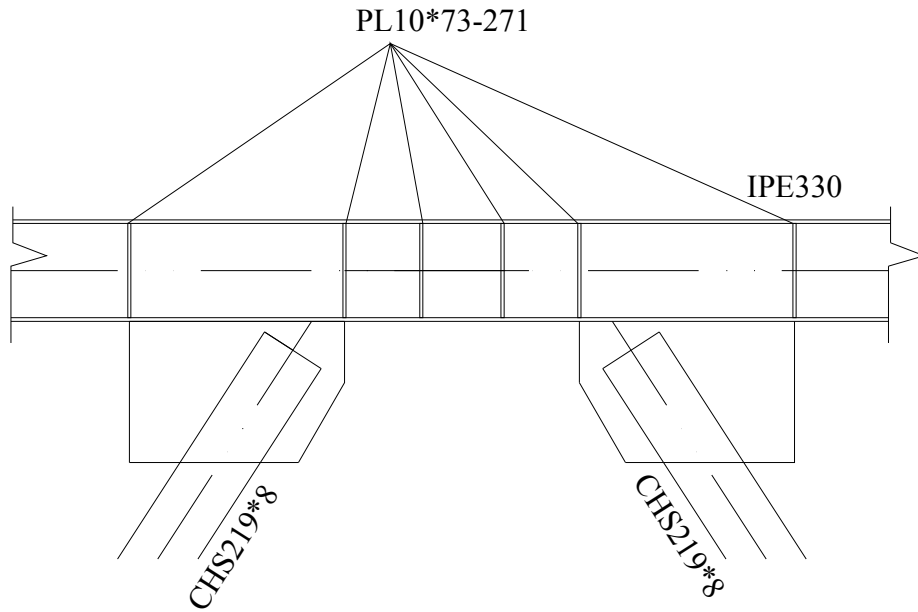
$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{490.4}{180.13} = 2.72 < \frac{M_p}{M_d} = \frac{253.23}{63.393} = 4.0 \rightarrow 2.72 \text{ değerinde plastikleşmektedir.}$$

$\bar{V}_p = 1.1(1.1)2.72(180.13) = 593 \text{ kN} > V_p = 490.4 \text{ kN} \rightarrow$ Bağ kirişi dışında kalan kiriş elemanlarında gövdede kesme etkilerini karşılamak için gövde takviye levhaları kullanılacaktır.

$$\bar{M}_p = 1.1(1.1)2.72(63.393) = 208.64 \text{ kNm} < M_p = 252.23 \text{ kNm}$$

3.6.3.6 Bağ Kirişi Gövde Takviye Levhaları

DBYBHY 2007 4.8.5.1 uyarınca, çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenecektir. Rijitlik levhaları, aksi belirtilmedikçe, bağ kirişi gövde levhasının her iki tarafına konulacak, gövde levhası yüksekliğinde ve $(b - t_w)/2$ genişliğinde olacaktır. Rijitlik levhalarının kalınlığı, gövde levhası kalınlığının 0.75'inden ve 10 mm'den az olmayacaktır. Rijitlik levhalarını bağ kirişinin gövdesine bağlayan sürekli köşe kaynakları, rijitlik levhasının enkesit alanı ile malzeme akma gerilmesinin çarpımından oluşan kuvvetleri aktaracak kapasitede olacaktır.



şekil 3.2: Bağ kirişi takviye levhaları

AISC Seismic Provisions For Structural Steel Buildings-2005 Bölüm C15.3'e göre, bağ kirişinin tüm gövde yüksekliği boyunca, aprazların bittiği iki ucunda rijitleştirici levhalar bulunmalıdır. Bu levhaların iki taraftaki toplam genişliği $(b_f - 2t_w)$ değerinden, et kalınlığı $0.75t_w$ ve 3/8 inch (10 mm) değerlerinden büyük olanından daha küçük olmamalıdır.

$$b = 160 \text{ mm}$$

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$d = 271 \text{ mm}$$

$$b_r \geq (b - t_w) / 2$$

$$t_r \geq \max(0.75t_w, 10)$$

Seçilen Kesit: PL10x73-271

$$t_r = 10 \text{ mm} \geq \max(0.75(7.5), 10) = (5.25, 10)$$

$$b_r = 73 \geq (160 - 7.5) / 2 \cong 72$$

DBYBHY 2007 4.8.5.2 uyarınca, bağlantı kirişi uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, aşağıda tanımlanan ara rijitlik levhaları konulacaktır:

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

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

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

Çözülen sistemin bağ kirişi dönmesi yaklaşık olarak 0.9 radyandır.

$$(30 t_w - d_b/5) = (30(0.75) - 27.1/5) = 17.08 \text{ cm}$$

$$(52 t_w - d_b/5) = (52(0.75) - 27.1/5) = 33.58 \text{ cm}$$

Lineer interpolasyon yapılırsa;

$$(33.58 - 17.08) = 16.5 \text{ cm}$$

$$16.5(0.06)/0.07 = 14.14 \text{ cm}$$

$$33.58 - 14.14 = 19.44 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

AISC Seismic Provisions For Structural Steel Buildings-2005 Bölüm C15.3-e'ye göre,

Ara rijitleştiriciler gövde yüksekliği kadar olmalıdır. Gövde yüksekliği 25 inch (635 mm)'den daha az olan bağ kirişlerinde, kirişin bir yüzünde ara rijitleştirici kullanmak

yeterlidir. Tek yüzde kullanılan rijitleştirici elemanların kalınlığı t_w ve 3/8 inch (10 mm) değerlerinin maksimumundan, genişliği de $(b/2)-t_w$ değerinden daha az olmayacaktır.

AISC Seismic Provisions For Structural Steel Buildings-2005’de verilen bu madde DBYBHY 2007’de yer almadığı için, ara rijitleştiriciler kiriş gövdesinin her iki yanında kullanılacaktır. Bağ kirişi boyu 60 cm olduğu için her iki tarafta ikişer adet olmak üzere 4 adet ara rijitlik levhası kullanılacaktır.

A_{st} : Rijitlik levhası alanı

$$A_{st} = 10(271) = 2710 \text{ mm}^2 = 27.1 \text{ cm}^2$$

3.6.3.7 Rijitlik Levhası Gövde Kaynakları Kontrolü:

Kaynak metalinin çekme dayanımı: 480 N/mm^2

l : Etkili kaynak boyu (mm)

a : Köşe kaynak etkili kalınlığı ($=0.707w$, mm)

w : Kaynak kol boyutu (6 mm olarak seçilmiştir)

R_{nw} : Kaynak dayanımı

$$\Omega = 2.0$$

$$l = 271 - 2(6) = 259 \text{ mm}$$

$$R_{nw} = 0.6F_Eal \quad (3.28)$$

$$R_{nw} = 0.6F_Eal = 0.6(480)0.707(6)259 = 316419 \text{ N} = 316.4 \text{ kN}$$

$$R_{nw} / \Omega = 316.4 / 2 = 158.2 \text{ kN} \quad (3.29)$$

Bağ kirişine gelen maksimum kesme kuvveti: 180.13 kN

Toplam ara rijitlik levhası adedi: 4

Bir rijitlik levhasına gelen maksimum kesme kuvveti: $180.13/4 = 45.03 \text{ kN}$

$$R_{nw} / \Omega = 158.2 \text{ kN} > 45.03 \text{ kN}$$

3.6.3.8 Rijitlik Levhası Başlık Kaynakları Kontrolü

Kaynak metalinin çekme dayanımı: 480 N/mm^2

R_{nw} : Kaynak dayanımı

$$\Omega = 2.0$$

$$l = (160 - 7.5 - 2(18) - 2(6)) = 104.5 \text{ mm}$$

$$R_{nw} = 0.6 F_E a l$$

$$R_{nw} = 0.6 F_E a l = 0.6(480)0.707(6)(104.5) = 255334 \text{ N} = 255.3 \text{ kN}$$

$$R_{nw} / \Omega = 255.3 / 2 = 127.65 \text{ kN}$$

Bağ kirişine gelen maksimum kesme kuvveti: 180.13 kN

Toplam ara rijitlik levhası adedi: 4

Bir rijitlik levhasına gelen maksimum kesme kuvveti: $180.13 / 4 = 45.03 \text{ kN}$

$$R_{nw} / \Omega = 127.65 \text{ kN} > 45.03 \text{ kN}$$

3.6.4 Kolonlar

Maksimum tesirler C12 kolonunda C37 kombinasyonu altında oluşmuştur.

$$N_{\max} = 1052.75 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: HE 300M

$$A = 303 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 3.9 \text{ cm}$$

$$t_w = 2.1 \text{ cm}$$

$$I_x = 59200 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 19400 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 13.98 \text{ cm}$$

$$i_y = 8.0 \text{ cm}$$

$$h = 20.8 \text{ cm}$$

DBYBHY 2007 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin tasarımında, kolon enkesitinin Çizelge 4.3 ile verilen koşulları sağlaması gerekmektedir :

$$\frac{b}{2t} < 0.3 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 30.5/5.8 < 0.3 \sqrt{210000 / 355} = 5.26 < 7.3$$

$$|N_d / F_y A| \geq 0.1 \quad (3.31)$$

$$|N_d / F_y A| = 1052.75(10^3) / [(355)(30300)] = 0.098 < 0.1 \rightarrow$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y} (1 - 1.7 \frac{N_d}{F_y A}) \quad (3.32)$$

$$20.8/2.1 = 9.91 < 3.2 \sqrt{210000 / 355} (1 - 1.7 \frac{1052.75(10^3)}{355(30300)}) = 64.88$$

3.6.4.1 Burkulma Hesabı

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (3.33)$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 105.45 \quad (3.34)$$

$$\lambda = \frac{Kl}{i} \quad (3.35)$$

$$\lambda_x = \frac{Kl}{i_x} = \frac{1.0(340)}{13.98} = 24.32$$

$$\lambda_y = \frac{Kl}{i_y} = \frac{1.0(340)}{8.0} = 42.5$$

Kolon maksimum narinliğe sahip ekseninde burkulacağından,

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y \quad (3.36)$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{42.5}{105.45} \right)^2 \right] 355 = 326.17$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow \Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 \quad (3.37)$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow \Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1.97$$

$$F_{cry} = \frac{F_{cr}}{\Omega} = \frac{326.17}{1.97} = 165.56 \text{ N/mm}^2 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_g = A_k F_{cry} \quad (3.38)$$

$$P_g = A_k F_{cry} = 303(16.56) = 5017.7 \text{ kN} > P_{max} = 1052.75 \text{ kN} [16]$$

3.6.4.2 DBYYHY 2007 Uyarınca Düşey Yükler ve Deprem Ortak Etkisine Göre Kontrol

DBYBHY 2007 madde 4.8.6.4 uyarınca kolonlarda, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, kolonun taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

- (a) Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetler.
- (b) Denklem (4.1a) ve denklem (4.1b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler

$$M_p = W_p F_y = 713.33(355)(10^{-3}) = 253.23 \text{ kNm}$$

$$M_d = 56.497 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0.6F_y A_k = 0.6(355)2032.5(10^{-3}) = 432.93 \text{ kN}$$

$$V_d = 179.03 \text{ kN}$$

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{432.93}{179.03} = 2.42 < \frac{M_p}{M_d} = \frac{253.23}{56.497} = 4.48 \rightarrow 2.42 \text{ değerinde plastikleşmektedir.}$$

$$\overline{N}_p = 1.1(1.1)2.42(1052.75) = 3082.66 \text{ kN}$$

$$1.0D_1 + 1.0L_1 \pm \Omega_0 E \quad (3.39)$$

$$0.9D_1 \pm \Omega_0 E \quad (3.40)$$

(3.39) ve (3.40) denklemlerinden gelen maksimum yük 117 kombinasyonu altında 2658.76 kN'dur.

En olumsuz durum (a) maddesinde 3082.66 kN'luk kuvvetle ortaya çıkmaktadır.

Yapı elemanlarının aksel basınç kapasitesi ;

$$N_{bp} = F_{cr} A \quad (3.41)$$

$$N_{bp} = F_{cr} A = (326.17)30300(10^{-3}) \cong 9882 \text{ kN} > \overline{N}_p = 3082.66 \text{ kN}$$

3.6.5 Çaprazlar

Kullanılan kesit: CHS-219.1-8

$$D = 219.8 \text{ mm}$$

$$I_2 = 2960 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = 2960 \text{ cm}^4$$

$$L = 4347 \text{ mm}$$

D : Kullanılan dairesel kesitin dış çapı

A_k : Kullanılan dairesel kesitin alanı

L : Çapraz elemanın uzunluğu

L_w : Çapraz elemanın guse levhası ile temas halindeki uzunluğu

F_{cr} : Kritik dayanım

Ω : Güvenlik katsayısı

P_g : Burkulma dayanımı

P_{max} : Çapraz aksel kuvveti

M_d : Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme momenti

M_p : Eğilme momenti kapasitesi

V_d : Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

V_p : Kesme kuvveti kapasitesi

N_{bp} : Yapı elemanlarının eksenel basınç kapasitesi

$$i_{min} = i_x = i_y = \sqrt{I_{min} / A_k} \quad (3.44)$$

$$i_{min} = i_x = i_y = \sqrt{2960 / 53.06} = 7.47 \text{ cm}$$

$N_{max} = 274.6 \text{ kN (C40)} \rightarrow \text{D5-4 aksı B-C aksları arasındaki çapraz.}$

DBYBHY 2007 4.8.1.1 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri, diğer kirişleri, kolon ve çaprazlarında başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarında Çizelge 4.3'teki koşullara uyulacaktır.

Çizelge 4.3'e göre;

$$D/t < 0.05 E_s / F_y \quad (3.45)$$

$$219.1/8 < 0.05(210000)/355 \rightarrow 27.39 < 28.16$$

DBYBHY 2007 4.8.1.2 uyarınca;

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{i_x} = \lambda_y = \frac{K_y L}{i_y} < 4.0 \sqrt{(E_s / F_y)} \quad (3.46)$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{1.0(4347)}{74.7} = 58.19 < 4.0 \sqrt{210000 / 355} = 97.28$$

TS 648'e göre "Burkulma Katsayısı Metodu ile Basınç Gerilmesi Kontrolü" yapılırsa,

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 210000}{355}} = 108$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 58.19 < 108 \text{ olduğundan;}$$

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y = 300.95 \text{ N/mm}^2$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow \Omega = 1.5 + 1.2 \frac{\lambda}{\lambda_p} - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 2.129$$

$$F_{cry} = \frac{F_{cr}}{\Omega} = \frac{300.95}{2.129} = 141.36 \text{ N/mm}^2$$

$$P_g = A_k F_{cry} = 5306(141.36) = 750056 \text{ N} = 750 \text{ kN} > P_{\max} = 274.6 \text{ kN}$$

DBYBHY 2007 madde 4.8.6.2 uyarınca ayrıca çaprazların bağ kirişlerinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.25 D_a katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmeleri gerekmektedir.

$$M_p = W_p F_y = 713.33(355)10^{-3} = 253.23 \text{ kNm}$$

$$M_d = 63.393 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0.60 F_y A_k = 0.6(355)(330 - 2(11.5))7.5 \times 10^{-3} \cong 490.4 \text{ kN}$$

$$V_d = 180.13 \text{ kN}$$

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{490.4}{180.13} = 2.72 < \frac{M_p}{M_d} = \frac{253.23}{63.393} = 4.0 \rightarrow 2.72 \text{ değerinde plastikleşmektedir.}$$

$$\bar{N}_p = 1.25(1.1)2.72(271) = 1013.54 \text{ kN}$$

DBYBHY 2007 4.2.5 uyarınca yapı elemanlarının aksenal basınç kapasitesi ;

$$N_{bp} = F_{cry} A_k = (300.95)5306(10^{-3}) \cong 1596.8 \text{ kN} > \bar{N}_p = 1013.54 \text{ kN}$$

3.6.6 Kolon Yüzündeki Guse Levhaları

α : Kolon yüzünden birleşimin merkezine kadar olan yatay mesafe (115mm)

β : Kiriş yüzünden birleşimin merkezine kadar olan düşey mesafe (275 mm)

e_c : Kolon aksından kolon yüzüne kadar olan yatay mesafe (170 mm)

e_b : Kiriş aksından kolon yüzüne kadar olan yatay mesafe (165 mm)

θ : Çapraz aksı ile kolon aksı (düşey aks) arasındaki açı (33^0)

t : Levha et kalınlığı (20 mm)

b_k : Kiriş yüzeyindeki levha genişliği (484 mm)

c : Kolon yüzeyindeki levha genişliği (585 mm)

r_1 : Çapraz bitişinin sistem noktasına olan mesafesi (524 mm)

V_{uc} : Çapraz tasarım kuvvetinin kolon yüzündeki düşey bileşeni, kN

V_{ub} : Çapraz tasarım kuvvetinin kiriş yüzündeki düşey bileşeni, kN

H_{uc} : Çapraz tasarım kuvvetinin kolon yüzündeki yatay bileşeni, kN

H_{ub} : Çapraz tasarım kuvvetinin kiriş yüzündeki yatay bileşeni, kN

P_{nc} : Kolon yüzündeki levha yük taşıma kapasitesi (kN)

P_{nb} : Kiriş yüzündeki levha yük taşıma kapasitesi (kN)

P_{uc} : Kolon yüzüne gelen maksimum kuvvet (kN)

P_{ub} : Kiriş yüzüne gelen maksimum kuvvet(kN)

Ω : Güvenlik katsayısı

Birleşimde moment oluşmaması için aşağıdaki eşitliğin sağlanması gerekmektedir.

$$\alpha - \beta(\tan \theta) = e_b(\tan \theta) - e_c \quad (3.47)$$

$$115 - 275(\tan 33) \cong -63$$

$$165(\tan 33) - 170 \cong -63$$

Birleşimde moment oluşmamaktadır.

Çapraz elemana gelen maksimum çekme ve basınç kuvvetleri;

$$P_{\phi} = 209.48 \text{ kN [C37 :D+0.7 (Q}_{xpey}+0.3Q_y)]$$

$$P_b = -263.44 \text{ kN [C40 : D+0.7 (-Q}_{xpey}-0.3Q_y)]$$

Guse levhasının gerilme kontrolü gelen basınç kuvvetine göre yapılacaktır.

Basınç kuvveti için;

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r_1} P_u \quad (3.48)$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r_1} P_u = \frac{275}{524} 263.44 = 138.26 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r_1} P_u \quad (3.49)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r_1} P_u = \frac{165}{524} 263.44 = 82.95 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r_1} P_u \quad (3.50)$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r_1} P_u = \frac{170}{524} 263.44 = 85.47 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r_1} P_u = \frac{115}{524} 263.44 = 57.82 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r_1} P_u \quad (3.51)$$

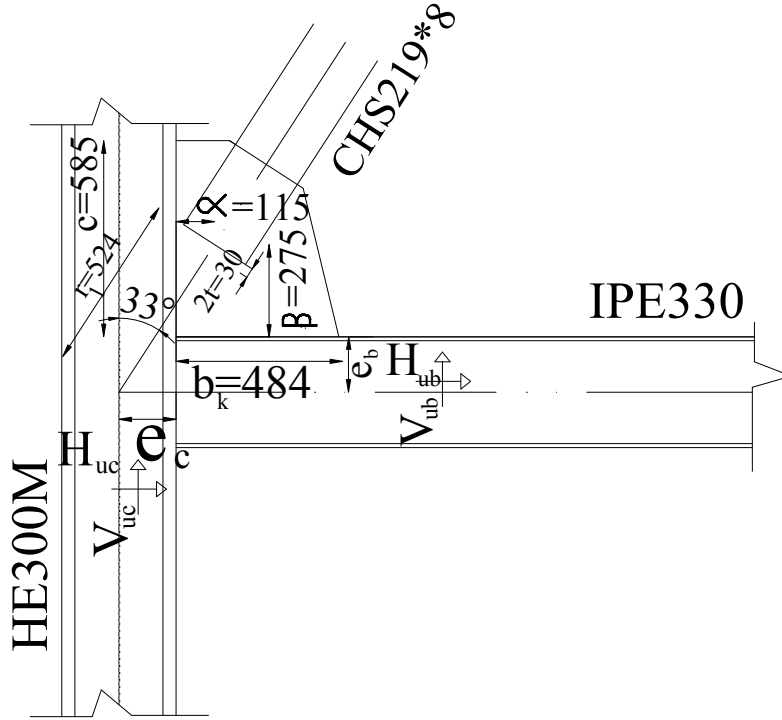
Çekme kuvveti için;

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r_1} P_u = \frac{275}{524} 209.48 = 109.94 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r_1} P_u = \frac{165}{524} 209.48 = 65.96 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r_1} P_u = \frac{170}{524} 209.48 = 67.96 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r_1} P_u = \frac{115}{524} 209.48 = 45.97 \text{ kN}$$



Şekil 3.3: Kolona gelen kuvvetlerin dağılımı

Kolon yüzündeki maksimum bileşke kuvvet;

$$P_{uc} = \sqrt{H_{uc}^2 + 3V_{uc}^2} \quad (3.52)$$

$$P_{uc} = \sqrt{H_{uc}^2 + 3V_{uc}^2} = \sqrt{85.47^2 + 3(138.26)^2} = 254.27 \text{ kN [15]}$$

$$P_{nc} = ctF_y \quad (3.53)$$

$$P_{nc} = ctF_y = 585(20)355 = 4153500 \text{ N} = 4153.5 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ ise,}$$

$$P_{nc}/1.67 = 4153.5/1.67 = 2487.1 \text{ kN} > P_{uc} = 254.27 \text{ kN}$$

Kiriş yüzündeki bileşke kuvvet;

$$P_{ub} = \sqrt{H_{ub}^2 + 3V_{ub}^2} \quad (3.54)$$

$$P_{ub} = \sqrt{H_{ub}^2 + 3V_{ub}^2} = \sqrt{57.82^2 + 3(82.95)^2} = 154.87 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = b(t)F_y = 484(20)355 = 3436400 \text{ N} = 3436.4 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ ise,}$$

$$P_{nb}/1.67 = 2057.7 \text{ kN} > P_{ub} = 154.87 \text{ kN} [15]$$

3.6.6.1 Kolon İle İlgili Yerel Kontroller

AISC 360-05 Bölüm J10'da noktasal kuvvet etkisindeki geniş başlıklı kesitlerle ilgili genel kontrolleri içermektedir.

Başlıkların Yerel Eğilmesi:

AISC 360-05 Bölüm J10-1'de noktasal yükün çekme bileşeni etkisindeki kesitlerin yerel başlık eğilmesi ile ilgili, elemana gelen çekme kuvvetinin aşağıda verilen sınır gerilme değerinden fazla olmaması gerekmektedir.

$$H_{uc} \leq R_n / \Omega$$

$$H_{uc} = 67.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.67$$

$$R_n = 6.25t_f^2 F_{yf} \quad (3.55)$$

R_n : Sınır yük değeri (kN)

H_{uc} : Kolon noktasal kuvveti (kN)

$$R_n = 6.25(39)^2 355 = 3374718 \text{ N} = 3374.7 \text{ kN}$$

$$P_b = 67.96 \text{ kN} < 3374.7/1.67 = 2020.8 \text{ kN}$$

Gövde Yerel Akması:

AISC 360-05 Bölüm J10-2’de noktasal kuvvet etkisindeki kesitlerin gövde yerel akması ile ilgili, elemana gelen maksimum kuvvetinin aşağıda verilen sınır gerilme değerinden fazla olmaması gerekmektedir.

$$H_{uc} \leq R_n / \Omega$$

$$H_{uc} = 67.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.5$$

a) Eğer noktasal yük elemana kesit yüksekliğinden (d) daha fazla bir mesafeden etkiyorsa:

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (3.56)$$

b) Eğer noktasal yük elemana kesit yüksekliğinden (d) daha az veya eşit bir mesafeden etkiyorsa:

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (3.57)$$

R_n : Sınır yük değeri (kN)

H_{uc} : Kolon noktasal kuvveti (kN)

k : Başlığın dış yüzünden gövdede eğriliğin başlangıcına kadar olan mesafe (mm)

N : Mesnet uzunluğu (mm)

$$k = (340 - 208) / 2 = 66 \text{ mm}$$

$$N = 585 \text{ mm}$$

Noktasal yük elemana kesit yüksekliğinden (340mm) daha fazla bir mesafeden etki ettiği için a) şıkında verilen formül kullanılacaktır.

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w = (5(66) + 585)355(19) = 6171675 \text{ N} = 6171.7 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = 67.96 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 6171.7 / 1.5 = 4114.5 \text{ kN}$$

Gövde Buruşması:

AISC 360-05 Bölüm J10-3’de noktasal kuvvet etkisindeki kesitlerin gövde buruşması ile ilgili, elemana gelen maksimum kuvvetinin aşağıda verilen sınır gerilme değerinden fazla olmaması gerekmektedir.

$$H_{uc} \leq R_n / \Omega$$

$$H_{uc} = 67.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 2.0$$

- a) Eğer noktasal yük elemana kesit yüksekliğinin yarısına eşit (d/2) veya daha fazla bir mesafeden etkiyorsa:

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (3.58)$$

- b) Eğer noktasal yük elemana kesit yüksekliğinin yarısından(d/2) daha az bir mesafeden etkiyorsa:

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (3.59)$$

Noktasal yük elemana kesit yüksekliğinin (340mm) yarısından daha fazla bir mesafeden etkidiği için a) şıkında verilen formül kullanılacaktır.

$$R_n = 0.8(19)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{585}{340} \right) \left(\frac{19}{39} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{200000(355)39}{39}} = 7757717.5 \text{ N} = 7757.7 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = 67.96 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 7757 / 2.0 = 3878 \text{ kN}$$

3.6.6.2 Kiriş İle İlgili Yerel Kontroller

Başlıkların Yerel Eğilmesi:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = 65.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.67$$

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf}$$

$$R_n = 6.25(11.5)^2 355 = 293429 \text{ N} = 293.4 \text{ kN}$$

$$P_b = 65.96 \text{ kN} < 293.4 / 1.67 = 175.68 \text{ kN} [11]$$

Gövde Yerel Akması:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = 65.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.5$$

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w$$

$$k = (330 - 271) / 2 = 29.5 \text{ mm}$$

$$N = 484 \text{ mm}$$

Noktasal yük elemana kesit yüksekliğinden (340mm) daha fazla bir mesafeden etki ettiği için a) şıkında verilen formül kullanılacaktır.

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w = (5(29.5) + 484) 355 (19) = 4259467 \text{ N} = 4259.5 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 65.96 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 4259.5 / 1.5 = 2839.7 \text{ kN} [11]$$

Gövde Buruşması:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = 65.96 \text{ kN}$$

$$\Omega = 2.0$$

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0.8(7.5)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{484}{330} \right) \left(\frac{7.5}{11.5} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{200000(355)7.5}{11.5}} = 1015825 \text{ N} = 1015.8 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 65.96 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 1015.8 / 2.0 = 507.9 \text{ kN} [11]$$

3.6.6.3 Çapraz-Guse Birleşim Hesabı

Çapraz elemanın guse levhasına birleşimi 4 kenardan 284 mm uzunluğunda köşe kaynaklarla yapılacaktır. Kaynak kol boyutu 6 mm'dir.

Kaynak metalinin çekme dayanımı: 550 N/mm²

$$\Omega = 2.0$$

$$l = 4[284 - 2(5)] = 1096 \text{ mm}$$

$$P_k = 0.6F_E(a)l \quad (3.60)$$

$$P_k = 0.6F_E(a)l = 0.6(550)0.707(6)1096 = 1534246.56 \text{ N} = 1534.2 \text{ kN}$$

$$P_k / \Omega = 1534.2 / 2 = 767.1 \text{ kN} > P_u = 263.44 \text{ kN} [11]$$

3.6.6.4 Çekme Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü

$$W_g = D + 2L_w(\tan \alpha) \quad (3.61)$$

$$W_g = D + 2L_w(\tan 30) = 219 + 2(284)(\tan 30) = 546.9 \text{ mm}$$

$$\Omega = 1.67$$

$$R_n = \frac{A_k F_y}{\Omega} = \frac{546.9(20)355}{1.67} = 2325143 \text{ N} = 2325 \text{ kN} > 209.48 \text{ kN} [15]$$

3.6.6.5 Basıncı Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü

Çapraz elemanın kritik genişliği olan Whitmore kesiti:

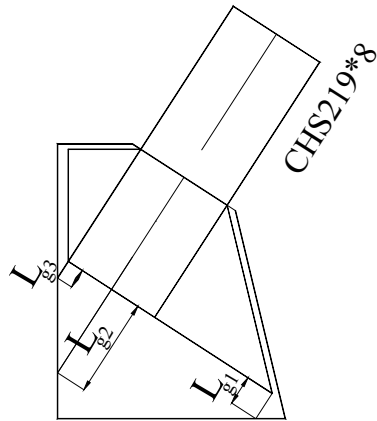
$$W_g = D + 2L_w(\tan 30) = 219 + 2(307)(\tan 30) = 573mm$$

$$L_{g,ort} = (L_{g1} + L_{g2} + L_{g3})/3 \quad (3.62)$$

$$L_{g,ort} = (64 + 211 + 42)/3 = 107.7 \text{ mm}$$

W_g : Kritik whitmore genişliği (mm)

D : Çapraz elemanın çapı (mm)



Şekil 3.4: Kolon guse levhasının çapraz ardında kalan boyları

$L_{g,ort}$: Guse levhasının çapraz ardında kalan ortalama boyu (mm)

Kesitin narinlik oranı:

$$\lambda = \frac{KL_{g,ort}}{r} \quad (3.63)$$

Astaneh yaptığı çalışmalarla burkulma katsayısının 1.2 alınmasının uygun olacağını belirtmektedir [15].

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} \quad (3.64)$$

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} = 5.77mm$$

$$\lambda = \frac{1.2(107.7)}{5.77} = 22.4$$

Sınır narinlik oranı:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 108$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ ise,}$$

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{22.4}{105.45} \right)^2 \right] 355 = 347 \text{ N/mm}^2$$

$$\Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1.5 + 1.2 \left(\frac{22.4}{105.45} \right) - 0.2 \left(\frac{22.4}{105.45} \right)^3 = 1.75$$

$$R_n = \frac{AF_{cr}}{\Omega} = \frac{546.9(20)347}{1.75} = 2168849 \text{ N} = 2168.8 \text{ kN} > 259.29 \text{ kN}$$

3.6.6.6 Guse Levhası Kenar Stabilitesi Kontrolü

Guse levhası kenar burkulmasını önlemek için Astandeh (1998) tarafından aşağıdaki formül önerilmiştir [15]:

$$\frac{L_{fg}}{t} < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.65)$$

AISC 341-05'e göre çapraz elemanın guse serbest ucunu kompaktlık sınırı kadar rijiteştirme etkisi vardır. Bu sınırın aşan uzunluklar için guse levhasının plakalarla desteklenmesi gerekir. Hadde kesitlerle ilgili kompaktlık sınır değerleri Çizelge I.8-1'de verilmiştir. Buna göre,

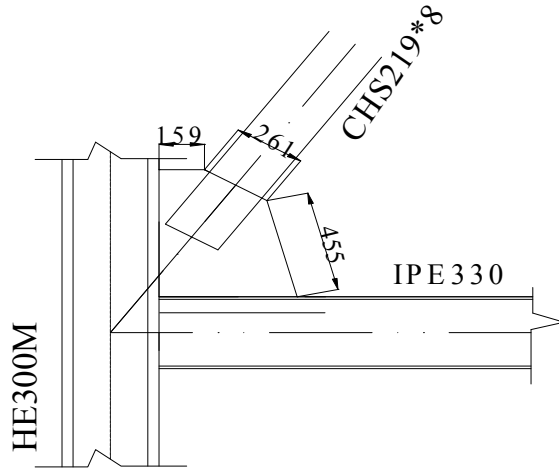
$$\lambda = \frac{b}{t} < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.66)$$

b: Kompakt kesit şartını sağlayan genişlik

$$\frac{b}{t} = \frac{b}{20} < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$$b < 0.3(23.74)20 = 142.44 \text{ mm}$$

Çapraz elemandan gelen rijitleştirme etkisi dolayısıyla rijit kabul edilen plaka uzunluğu:



Şekil 3.5: Guse levhası boyları

$$L_r = \frac{b - t}{\sin \theta} \quad (3.67)$$

$$L_r = \frac{b - t}{\sin \theta} = \frac{142.44 - 20}{\sin 30} = 244.88 \text{ mm}$$

$$\frac{L_{fg}}{t} < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.68)$$

$$\frac{L_{fg}}{t} = \frac{L_{fg}}{20} < 0.75 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 17.80$$

$$L_{fg} < 356.04 \text{ mm}$$

X yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunluğu;

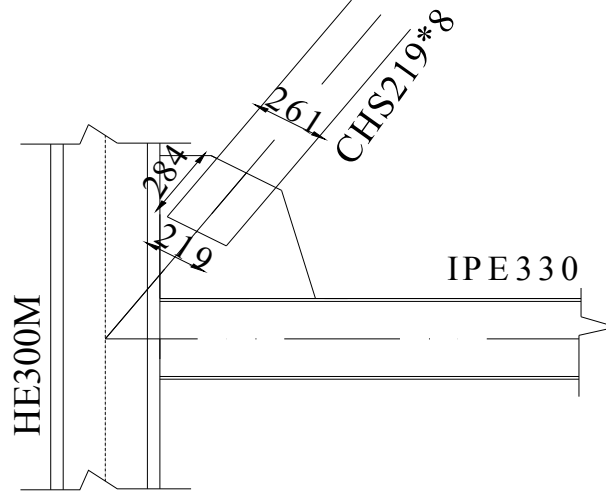
$$L_x = 159 - 244.88 = -85.8 < 0$$

XY yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunluğu;

$$L_{xy} = 455 - 244.88 = 210.2 < 356.04 \text{ mm} [15]$$

Plakaya ihtiyaç yoktur.

3.6.6.7 Guse Levhası Yırtılma Kontrolü



Şekil 3.6: Yırtılma kontrolü için gerekli olan boyutlar

AISC 360-05 Bölüm J4-3'de kesme göçme çizgisi ya da dik çekme göçme çizgisi üzerinde oluşabilecek blok yırtılma durumu için dayanım değeri;

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.69)$$

olarak verilmektedir. Ayrıca R_n değerinin $\Omega = 2.0$ değeri ile azaltılması istenmektedir.

Çapraz eleman ve guse plakası göz önüne alındığında et kalınlığı daha küçük olduğu için Çapraz elemanın önce yırtılacağı açıktır.

$$A_{nv} = 2(20)284 = 11360 \text{ mm}^2$$

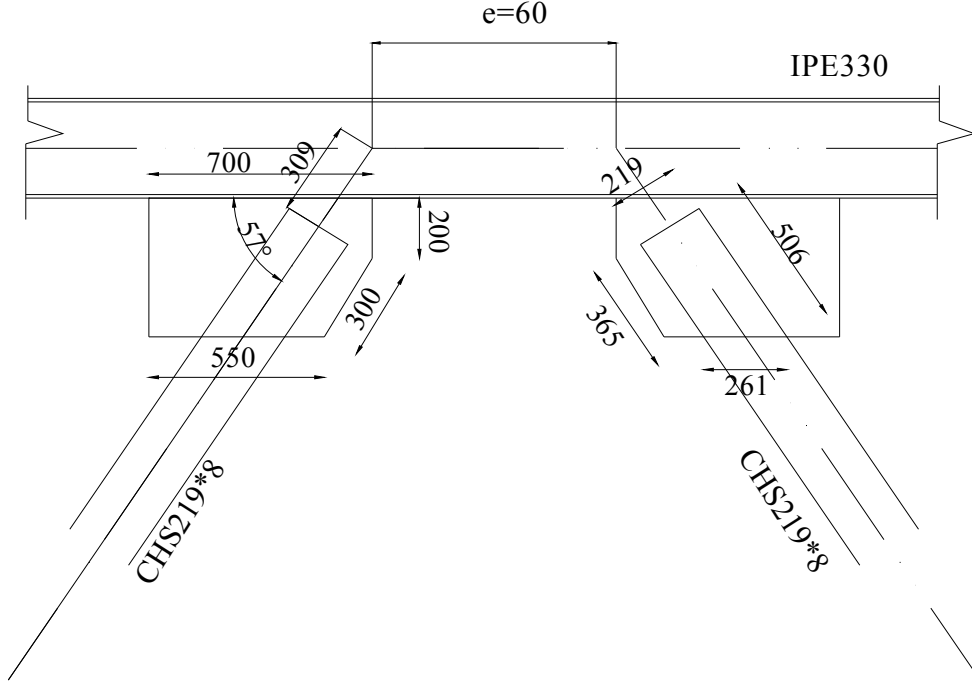
$$A_{nt} = (20)219 = 4380 \text{ mm}^2$$

Düzgün yayılı yük durumu için U_{bs} katsayısı 1.0 olarak önerilmiştir.

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.6(480)11360 + 1.0(480)4380 = 5374080 \text{ N} = 5374 \text{ kN}$$

$$R_n / \Omega = 5374 / 2 = 2687 kN > P_b = 259.29 kN$$

3.6.7 Bağ Kirişi Guse Levhaları



Şekil 3.7: Bağ kirişi guse levhası detayları

Çapraz elemana gelen maksimum çekme ve basınç kuvvetleri;

$$P_{\text{ç}} = 209.48 \text{ kN} [C37 : D+0.7 (Q_{x\text{pey}}+0.3Q_y)]$$

$$P_b = -263.44 \text{ kN} [C40 : D+0.7 (-Q_{x\text{pey}}-0.3Q_y)]$$

3.6.7.1 Kiriş İle İlgili Yerel Kontroller

Başlıkların Yerel Eğilmesi:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = P_b \sin \alpha = 263.44(\sin 57) = 220.9 kN$$

$$\Omega = 1.67$$

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf}$$

$$R_n = 6.25(11.5)^2 355 = 293429 \text{ N} = 293.4 \text{ kN}$$

$$P_b = 220.9 \text{ kN} > 293.4 / 1.67 = 175.68 \text{ kN}$$

Başlıklardaki yerel akma gövde takviye levhaları ile engellenecektir.

Gövde Yerel Akması:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = 220.9 \text{ kN}$$

$$\Omega = 1.5$$

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w$$

$$k = (330 - 271) / 2 = 29.5 \text{ mm}$$

$$N = 700 \text{ mm}$$

Noktasal yük elemana kesit yüksekliğinden (340mm) daha fazla bir mesafeden etkidiği için a) şıkkında verilen formül kullanılacaktır.

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w = (5(29.5) + 700)355(19) = 57163.87 \text{ N} = 5716.4 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 220.9 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 5716.4 / 1.5 = 3810.9 \text{ kN} [11]$$

Gövde Buruşması:

$$V_{ub} \leq R_n / \Omega$$

$$V_{ub} = 220.9 \text{ kN}$$

$$\Omega = 2.0$$

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

$$R_n = 0.8(7.5)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{700}{330} \right) \left(\frac{7.5}{11.5} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{200000(355)7.5}{11.5}} = 1332511 \text{ N} = 1332.5 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = 220.9 \text{ kN} \leq R_n / \Omega = 1332.5 / 2.0 = 666.25 \text{ kN} [11]$$

3.6.7.2 Çapraz-Guse Birleşim Hesabı

Çapraz elemanın guse levhasına birleşimi 4 kenardan köşe kaynaklarla yapılacaktır. Etkili kaynak kalınlığı 6 mm'dir.

Kaynak metalinin çekme dayanımı: 550 N/mm²

$$\Omega = 2.0$$

$$l = 2[506 - 2(5) + 365 - 2(5)] = 1702 \text{ mm}$$

$$R_{nw} = 0.6 F_E a l = 0.6(550)0.707(6)1702 = 2382561 \text{ N} = 2382.6 \text{ kN}$$

$$R_{nw} / \Omega = 2382.6 / 2 = 1191.3 \text{ kN} > P_\phi = 209.48 \text{ kN} [11]$$

3.6.7.3 Çekme Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü

$$W = D + 2L_w (\tan 30) = 219 + (506 + 365)(\tan 33) = 784.6 \text{ mm} [5]$$

$$\Omega = 1.67$$

$$P_n = \frac{A F_y}{\Omega} = \frac{784.6(15)355}{1.67} = 2501793 \text{ N} = 2502 \text{ kN} > 209.48 \text{ kN} [3]$$

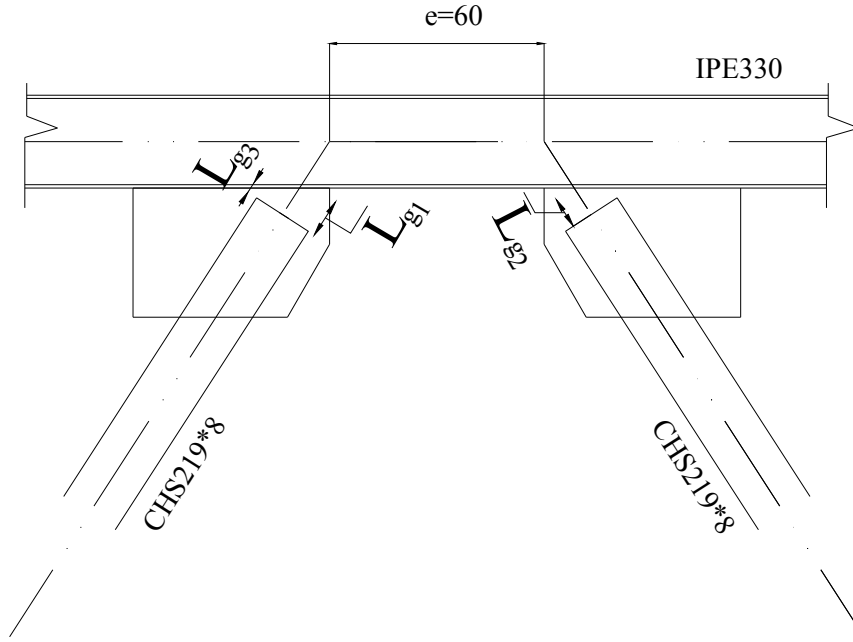
3.6.7.4 Basınç Durumunda Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü

Çapraz elemanın kritik genişliği olan Whitmore kesiti:

$$W = D + 2L_w (\tan 30) = 219 + 2(307)(\tan 30) = 573 \text{ mm}$$

$$L_{g,ort} = (L_{g1} + L_{g2} + L_{g3}) / 3$$

$$L_{g,ort} = (140 + 112 + 41) / 3 = 97.7 \text{ mm}$$



Şekil 3.8: Bağ kirişi guse levhasının çapraz ardında kalan boyları

W : Kritik whitmore genişliği (mm)

D : Çapraz elemanın çapı (mm)

$L_{g,ort}$: Guse levhasının çapraz ardında kalan ortalama boyu (mm)

Kesitin narinlik oranı:

$$\lambda = \frac{KL_{g,ort}}{r}$$

Astaneh yaptığı çalışmalarla burkulma katsayısının 1.2 alınmasının uygun olacağını belirtmektedir.

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} = 4.33mm$$

$$\lambda = \frac{1.2(97.7)}{4.33} = 27.08[15]$$

Sınır narinlik oranı:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 105.45$$

$\lambda \leq \lambda_p$ ise,

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{27.08}{105.45} \right)^2 \right] 355 = 343.3 \text{ kN/mm}^2$$

$$\Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1.5 + 1.2 \left(\frac{27.08}{105.45} \right) - 0.2 \left(\frac{27.08}{105.45} \right)^3 = 1.81$$

$$P_n = \frac{AF_{cr}}{\Omega} = \frac{784.6(15)343.4}{1.81} = 2232858 \text{ N} = 2232.8 \text{ kN} > 263.44 \text{ kN} [19]$$

3.6.7.5 Guse Levhası Kenar Stabilitesi Kontrolü

Guse levhası kenar burkulmasını önlemek için Astandeh (1998) tarafından aşağıdaki formül önerilmiştir:

$$\frac{L_{fg}}{t} < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

AISC 341-05'e göre çapraz elemanın guse serbest ucunu kompaktlık sınırı kadar rijiteştirme etkisi vardır. Bu sınırın aşan uzunluklar için guse levhasının plakalarla desteklenmesi gerekir. Hadde kesitlerle ilgili kompaktlık sınır değerleri Çizelge I-8-1'de verilmiştir. Buna göre,

$$\lambda = \frac{b}{t} < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

b: Kompakt kesit şartını sağlayan genişlik

$$\frac{b}{t} = \frac{b}{20} < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$$b < 0.3(23.74)20 = 142.44 \text{ mm}$$

Çapraz elemandan gelen rijitleştirme etkisi dolayısıyla rijit kabul edilen plaka uzunluğu:

$$L_r = \frac{b-t}{\sin \theta} = \frac{142.44-20}{\sin 33} = 224.81mm$$

$$\frac{L_{fg}}{t} = \frac{L_{fg}}{20} < 0.75 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 17.80$$

$$L_{fg} < 356mm$$

X yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunluğu;

$$L_x = 550 - 233.9 = 316.1 < 356mm$$

Y yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunluğu;

$$L_y = 200 - 233.9 = -33.9 < 356mm$$

XY yönünde rijitleştirilmemiş plaka uzunluğu;

$$L_{xy} = 300 - 233.9 = 66.1 < 356.04mm$$

Plakaya ihtiyaç yoktur [5].

3.6.7.6 Guse Levhası Yırtılma Kontrolü

AISC 360-05 Bölüm J4-3'de kesme göçme çizgisi ya da dik çekme göçme çizgisi üzerinde oluşabilecek blok yırtılma durumu için dayanım değeri;

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

olarak verilmektedir. Ayrıca R_n değerinin $\Omega = 2.0$ değeri ile azaltılması istenmektedir.

Çapraz eleman ve guse plakası göz önüne alındığında et kalınlığı daha küçük olduğu için Çapraz elemanın önce yırtılacağı açıktır.

$$A_{nv} = (15)506 + 15(365) = 13065mm^2$$

$$A_{nt} = (15)219 = 3285 \text{ mm}^2$$

Düzgün yayılı yük durumu için U_{bs} katsayısı 1.0 olarak önerilmiştir.

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} = 0.6(480)13065 + 1.0(480)3285 = 5539520 \text{ N} = 5539.5 \text{ kN}$$

$$R_n / \Omega = 5539.5 / 2 = 2769.75 \text{ kN} > P_b = 259.29 \text{ kN}$$

3.6.7.7 DBYYHY 2007'ye Göre Çapraz-Bağ Kirişi Birleşimi

DBYBHY 2007 bölüm 4.8.7 uyarınca, çaprazların bağ kirişi ile birleşim detayı 4.8.6.2'de belirtilen şekilde hesaplanan artırılmış iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır. 4.8.6.2'de çaprazlar, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

$$M_p = W_p \sigma_a = 713.33(355)10^{-3} = 253.23 \text{ kNm}$$

$$M_d = 63.393 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0.60F_y A_k = 0.6(355)(330 - 2(11.5))7.5 \times 10^{-3} \cong 490.4 \text{ kN}$$

$$V_d = 177.24 \text{ kN}$$

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{490.4}{180.13} = 2.72 < \frac{M_p}{M_d} = \frac{253.23}{63.393} = 4.0 \rightarrow 2.72 \text{ değerinde plastikleşmektedir.}$$

$$\overline{N}_p = 1.25(1.1)2.72(271) = 1013.54 \text{ kN}$$

Daha önce plakanın basınç kuvveti taşıma kapasitesi:

$$P_n = \frac{AF_{cr}}{\Omega} = \frac{784.6(15)343.4}{1.81} = 2232858 \text{ N} = 2232.8 \text{ kN}$$

olarak hesaplanmıştı. Dolayısıyla,

$$P_n = 2232.8 \text{ kN} > \overline{N}_p = 1013.54 \text{ kN}$$

3.6.7.8 Kapasiteye Göre Çapraz-Guse Birleşim Hesabı

Birleşimde kullanılan kaynakların dayanımı daha önce;

$$R_{nw} / \Omega = 2382.6 / 2 = 1191.3kN > \overline{N}_p = 1013.54kN[3]$$

3.6.7.9 Kapasiteye Göre Guse Levhasının Kritik Kesit Kontrolü

$$P_n = 2232.8kN > \overline{N}_p = 1013.54kN$$

3.6.7.10 Kapasiteye Göre Guse Levhası Yırtılma Kontrolü

$$R_n / \Omega = 2769.75kN > \overline{N}_p = 1013.54kN$$

3.7 Ana Kiriş-Tali Kiriş Birleşimi

DBYBHY 2007 bölüm 4.2.3.2 uyarınca, deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır.

Maksimum kesme kuvveti B168 kirişinde C26 (D+L) etkisinde meydana gelmektedir.

$$V_{\max} = 34.43 \text{ kN}$$

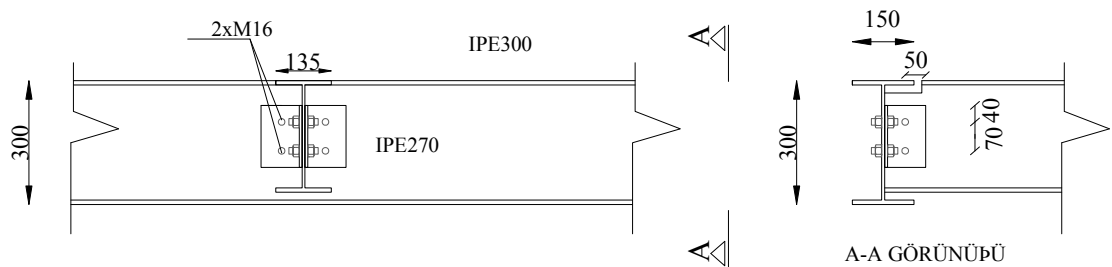
3.7.1 Kayma Kontrolü

Kayma etkisi altındaki bulonlu birleşimlerde,

$$R_n = m A_b F_{nv} \quad (3.70)$$

$$\Omega = 2.0 \text{ (ASD için)}$$

R_n : karakteristik kayma dayanımı,



Şekil 3.9: Ana kiriş-tali kiriş birleşim detayları

m : kayma düzlemi sayısı,

A_b : bulonun dış açılmamış gövde enkesiti alanı, $\pi d^2 / 4$, mm^2

F_{nv} : bulon malzemesinin karakteristik dayanımı, N/mm^2

Yüksek dayanımlı bulonlar için, AISC’de bulon malzemesinin karakteristik kayma dayanımı,

a) Dış açılmış gövde enkesiti kayma düzleminde ise,

$$F_{nv} = 0.8(0.6)0.75F_{ub} \quad (3.71)$$

b) Dış açılmış gövde enkesiti kayma düzleminde ise,

$$F_{nv} = 0.8(0.6)F_{ub} \quad (3.72)$$

olarak verilmektedir.

F_{ub} : Bulon malzemesinin karakteristik çekme dayanımıdır.

Hesaplar güvenli tarafta kalınarak, dış açılmış gövde enkesitinin kayma düzleminde olduğu kabul edilerek yapılacaktır.

Seçilen bulon: M16 Iso 8.8 kalitesinde bulon

$$F_{ub} = 8(100) = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{nv} = 0.8(0.6)0.75(800) = 288 \text{ N/mm}^2$$

$$A_b = \pi(16)^2 / 4 = 201.14 \text{ mm}^2$$

Birleşimde iki adet çift etkili bulon kullanılmıştır. Bir bulonun karakteristik kayma dayanımı:

$$R_n = 288(201.14)2 = 115856 \text{ N} = 115.8 \text{ kN}$$

$$R_n / \Omega = 115.8 / 2 = 57.9 \text{ kN} [11]$$

3.7.2 Ezilme Kontrolü

AISC 360-05-J3’de bulonlarla ilgili kurallar verilmiştir. J3-10’da bulon deliklerindeki taşıma kapasiteleri verilmiştir.

a) Standart, yüklemenin doğrultusundan bağımsız, kısa delikler, ya da deliğin uzun bölümü yüklemeye paralel olan delikler için iki durum söz konusudur:

- İşletme yükleri altında bulon deliğinin deformasyonu tasarım koşulu ise:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (3.73)$$

- İşletme yükleri altında bulon deliğinin deformasyonu tasarım koşulu değilse:

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (3.74)$$

R_n : Birleşimde toplam ezilme dayanımı (N)

L_c : Delik kenarından, birleştirilen eleman kenarına uzaklık (mm)

t : Aynı yönde basınç gerilmesi etkisindeki toplam eleman kalınlığı (mm)

Biz işletme yükleri altında bulon deliği deformasyonunun tasarım koşulu olduğunu kabul edeceğiz:

Birleşimde et kalınlığı en küçük olan eleman kirişin gövdesi olduğundan, kritik kesit olarak kiriş gövdesi alınacaktır.

Kenar bulonlar için;

$$L_c = 40 - \frac{18}{2} = 31mm$$

$$R_n = 1.2L_c t F_u = 1.2(31)6.6(480) = 117849N < 2.4dt F_u = 2.4(16)6.6(480) = 121651N$$

Ara bulonlar için;

$$L_c = 70 - 18 = 52mm$$

$$R_n = 1.2L_c t F_u = 1.2(52)6.6(480) = 197683N > 2.4dt F_u = 2.4(16)6.6(480) = 121651N$$

$\Omega=2.0$ (ASD için);

$$R_n / \Omega = 117/2 = 58.5 \text{ kN}$$

Bulonun karakteristik kayma dayanımı ezilme dayanımından küçük olduğundan belirleyici olan kayma dayanımı olacaktır.

Birleşime gelen maksimum kuvvet :34.43 kN

Bir bulona gelen kuvvet:

$$R_a = 34.43/2 = 17.2 \text{ kN} < R_n / \Omega = 57.9 \text{ kN} [3]$$

3.8 Kolon-Ana Kiriş Birleşimi

Kolon ana kiriş birleşiminde tahkikler hem kirişe gelen kesme kuvveti için, hem de çaprazların birleşiminde kullanılan guse plakalarından birleşime aktarılan etkiler için yapılacaktır.

Maksimum kesme kuvveti B27 kirişinde C26 (D+L) etkisinde meydana gelmektedir.

$$V_{\max} = 52.19 \text{ kN}$$

Çapraz elemana gelen maksimum çekme ve basınç kuvvetleri;

$$P_{\phi} = 206.72 \text{ kN} [C37 : D+0.7 (Q_{xpey} + 0.3Q_y)]$$

Çekme kuvveti için;

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u = \frac{315.2}{974} 206.72 = 66.9 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{165}{974} 206.72 = 35.0 \text{ kN}$$

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u = \frac{170}{974} 206.72 = 36.1 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{677.4}{974} 206.72 = 143.8 \text{ kN} [15]$$

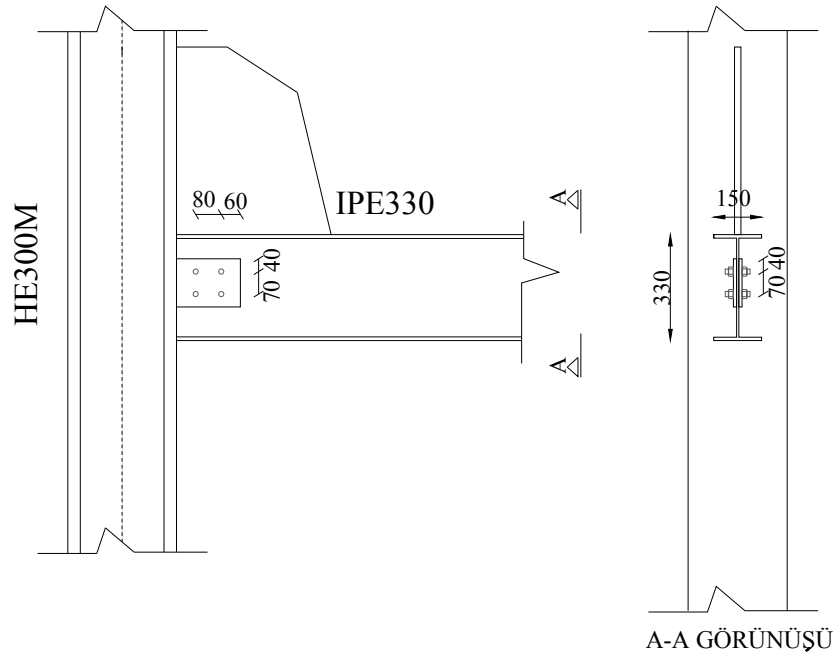
3.8.1 Kayma Kontrolü

Seçilen plaka: 150x150, t=10 mm

Kayma etkisi altındaki bulonlu birleşimlerde,

$$R_n = m A_b F_{nv} \quad (3.75)$$

$\Omega=2.0$ (ASD için)



Şekil 3.10: Ana kiriş-kolon birleşim detayları

$$F_{nv} = 0.8(0.6)0.75F_{ub} \quad (3.76)$$

Hesaplar güvenli tarafta kalınarak, dış açılmış gövde enkesitinin kayma düzleminde olduğu kabul edilerek yapılacaktır.

Kiriş yüzünde;

Seçilen bulon: M20 Iso 8.8 kalitesinde bulon

$$F_{ub} = 8(100) = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{nv} = 0.8(0.6)0.75(800) = 288 \text{ N/mm}^2$$

$$A_b = \pi(20)^2 / 4 = 314.29 \text{ mm}^2$$

Birleşimde dört adet çift etkili bulon kullanılmıştır. Bir bulonun karakteristik kayma dayanımı:

$$R_n = 288(314.29)2 = 181031 \text{ N} = 181 \text{ kN}$$

$$R_n / \Omega = 181/2 = 90.5 \text{ kN} [19]$$

Kiriş yüzündeki toplam yatay kuvvet: $H_{ub} = 180.3 \text{ kN}$

Kiriş yüzündeki toplam düşey kuvvet: $V_{ub} + V_{max} = 35.0 + 52.19 = 87.19 \text{ kN}$

Toplam bileşke kuvvet: $\sqrt{180.3^2 + 82.19^2} = 198.15 \text{ kN}$

Kolon yüzünde;

Plaka kolona tam penetrasyonlu küt kaynakla bağlanacaktır.

$$P_k = 2(0.60)F_y A_l = 2(0.60)355(10)150 = 639000 \text{ N} = 639 \text{ kN} [19]$$

Kolon yüzündeki toplam yatay kuvvet: $H_{uc} = 36.1 \text{ kN}$

Kolon yüzündeki toplam düşey kuvvet: $V_{uc} + V_{max} = 66.9 + 52.19 = 119.09 \text{ kN}$

$$P_k = 639 \text{ kN} > 119.09 \text{ kN}$$

3.8.2 Ezilme Kontrolü

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (3.77)$$

Birleşimde et kalınlığı en küçük olan eleman kirişin gövdesi olduğundan, kritik kesit olarak kiriş gövdesi alınacaktır.

Kenar bulonlar için;

$$L_c = 40 - \frac{22}{2} = 29 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 L_c t F_u = 1.2(29)7.5(480) = 125280 \text{ N} < 2.4 d t F_u = 2.4(20)7.5(480) = 172800 \text{ N}$$

Ara bulonlar için;

$$L_c = 70 - 22 = 48 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 L_c t F_u = 1.2(48)7.5(480) = 207360 \text{ N} > 2.4 d t F_u = 2.4(20)7.5(480) = 172800 \text{ N}$$

$\Omega = 2.0$ (ASD için);

$$R_n / \Omega = 125.28 / 2 = 62.64 \text{ kN}$$

Bulonun karakteristik kayma dayanımı ezilme dayanımından küçük olduğundan belirleyici olan kayma dayanımı olacaktır.

Birleşime gelen maksimum kuvvet :198.15 kN

Bir bulona gelen kuvvet:

$$R_a = 198.15/4 = 49.54 \text{ kN} < R_n / \Omega = 62.64 \text{ kN} [19]$$

3.9 Kolon Eki Hesabı

DBYBHY 2007, bölüm 4.3.5’de kolon ve kiriş ekleri ile ilgili kurallar verilmiştir. 4.3.5.1’e göre, tam penetrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon ekleri, kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3’ü kadar olacaktır. Köşe kaynağı ile veya tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerde bu uzaklık, ayrıca 1.20 m’ den az olmayacaktır. Ayrıca, kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesi ise (3.77) ile verilen değerden az olmayacaktır. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin aksel kuvvet kapasiteleri (3.78) ve (3.79) ile hesaplanan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1 D_a \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad (3.78)$$

$$1G + 1Q \pm \Omega_0 E \quad (3.79)$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (3.80)$$

Birleştirilecek kolon kesitleri : HE260M ve HE300M

$$P_{\max} = 404 \text{ kN} \{C82: D + 0.75L + 0.75L_r + 0.75[0.7(QYNEX - 0.3QX)]\}$$

HE300M için:

$$A_f = 310(39) = 12090 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 30310 - 2(12090) = 6130 \text{ mm}^2$$

$$A_{lb} = 268(45) = 12060 \text{ mm}^2 \approx A_b$$

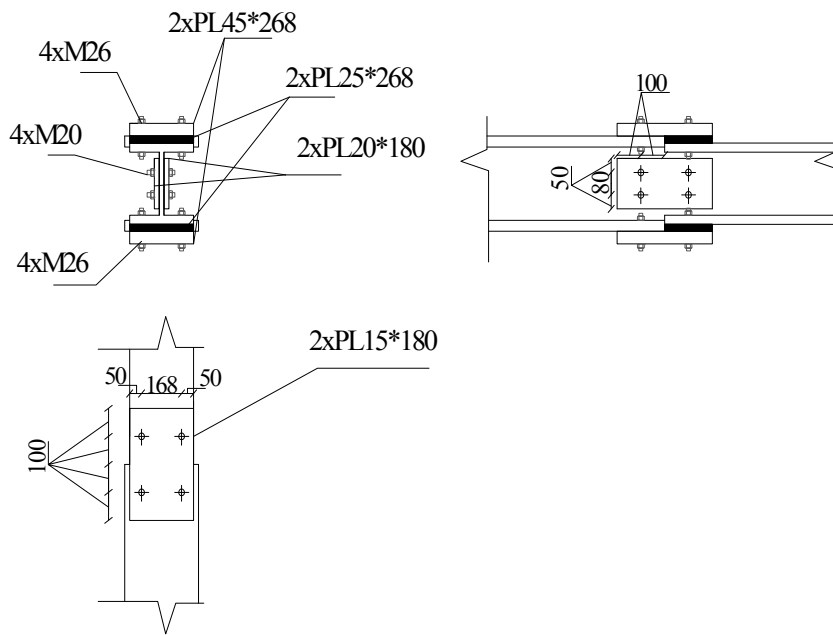
$$A_{lg} = 180(20)^2 = 9000 \text{ mm}^2 > A_g = 7200 \text{ mm}^2$$

Kolonun başlık ve gövdesine alanları oranında kuvvet etkiği düşünölürse;

$$P_{go} = P_{\max} \frac{A_g}{A} \quad (3.81)$$

$$P_{go} = P_{\max} \frac{A_g}{A} = 404 \frac{6130}{30310} = 81.7kN$$

$$P_{ba} = P_{\max} \frac{A_b}{A} \quad (3.82)$$



Şekil 3.11: Kolon eki detayları

$$P_{ba} = P_{\max} \frac{A_b}{A} = 404 \frac{12090}{30310} = 161.15kN$$

3.9.1 Gövde Bulonları Kontrolü

Birleşimde iki adet M20 bulon kullanılırsa;

Kayma Kontrolü:

$$A_b = \frac{\pi(d)^2}{4} \quad (3.83)$$

$$A_b = \frac{\pi(d)^2}{4} = \frac{\pi(20)^2}{4} = 314mm^2$$

Bir bulonun karakteristik kayma dayanımı:

$$R_n = m A_b F_{nv}$$

$$\Omega = 2.0 \text{ (ASD için)}$$

$$F_{nv} = 0.8(0.6)0.75F_{ub} = 0.8(0.6)0.75(800) = 288N/mm^2$$

$$R_n = 2(314)288 = 180864N \cong 180.8kN$$

Bir bulonun kayma güvenlik dayanımı:

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{180.8kN}{1.67} \cong 108.2kN$$

Ezilme Kontrolü:

Gövdede kullanılan plakaların toplam kalınlığı: $20+20 = 40mm$

Profil gövde kalınlığı: 21 mm

Ezilme kontrolü kolon gövdesi için yapılacaktır.

Ezilmenin olacağı bölgede delik çapı:

$$h = 20+2 = 22 \text{ mm}$$

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 50 - \frac{22}{2} = 39mm$$

$$R_n = 1.2L_c t F_u = 1.2(39)21(480) = 241920N \cong 241.9kN$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{241.9kN}{1.67} = 144.8kN$$

Üst sınır:

$$R_n = 2.4dtF_u = 2.4(20)21(480) = 483840N \cong 483.8kN[19]$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{483.8kN}{1.67} = 289.7kN$$

Ezilme güvenlik dayanımı > Kayma güvenlik dayanımı olduğundan belirleyici olan kayma güvenlik dayanımı olacaktır.

$$\frac{P_g}{(R_n / \Omega)} = \frac{81.7}{49.4} = 1.65$$

İki adet bulon kullanılacaktır.

3.9.2 Başlık Bulonları Kontrolü:

Birleşimde iki adet M26 bulon kullanılırsa;

Kayma Kontrolü:

$$A_b = \frac{\pi(d)^2}{4} = \frac{\pi(26)^2}{4} = 530.66mm^2$$

Bir bulonun karakteristik kayma dayanımı:

$$R_n = 355(530.66) = 139444N \cong 139.4kN$$

Bir bulonun kayma güvenlik dayanımı:

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{139.4kN}{1.67} \cong 83.5N$$

Ezilme Kontrolü:

Gövdede kullanılan plakaların toplam kalınlığı: 45mm

Profil gövde kalınlığı: 39 mm

Ezilme kontrolü kolon gövdesi için yapılacaktır.

Ezilmenin olacağı bölgede delik çapı:

$$h = 26 + 2 = 28 \text{ mm}$$

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 50 - \frac{28}{2} = 36mm$$

$$R_n = 1.2L_c t F_u = 1.2(36)39(480) = 808704N \cong 808.7kN$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{808.7kN}{1.67} = 484.2kN$$

Üst sınır:

$$R_n = 2.4dt F_u = 2.4(26)39(480) = 1168128N \cong 1168.1kN$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{1168.1kN}{1.67} = 699.5kN$$

Ezilme güvenlik dayanımı > Kayma güvenlik dayanımı olduğundan belirleyici olan kayma güvenlik dayanımı olacaktır.

$$\frac{P_g}{(R_n / \Omega)} = \frac{161.15}{83.5} = 1.93[19]$$

İki adet bulon kullanılacaktır.

3.10 Kolon Ayağı Tasarımı

Performansa göre tasarım yapılacağı için Çizelge 3.3’de kolonun taşıyabileceği maksimum basınç ve çekme kuvvetleri verilmiştir.

Temel betonunun BS25 kalitesinde olduğu düşünülecektir.

Çizelge 3.3: Kolon ayağı tasarımında kullanılacak yük değerleri

Basınç Kuvveti(kN)	Çekme Kuvveti (kN)
5017.7	-10757

3.10.1 Basınç Kuvveti Etkisi Altında Ankraj Plakası Tasarımı

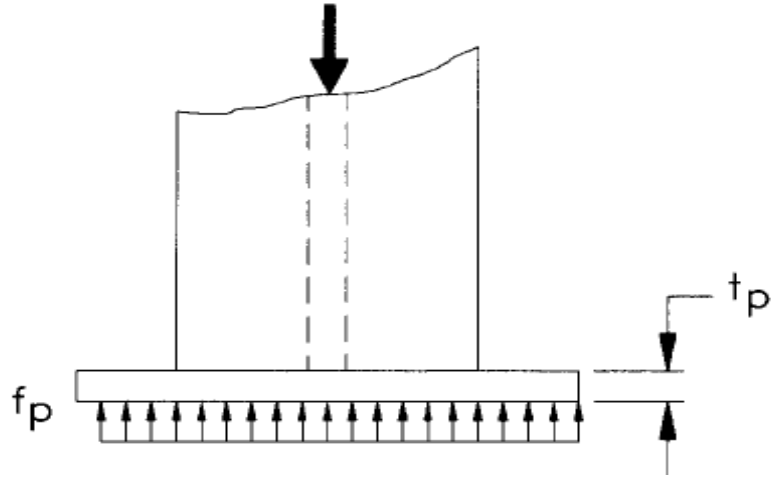
AISC Design of Column Base Plates’e göre;

Eksenel yük altında izin verilen gerilme değeri aşağıdaki formülle bulunur;

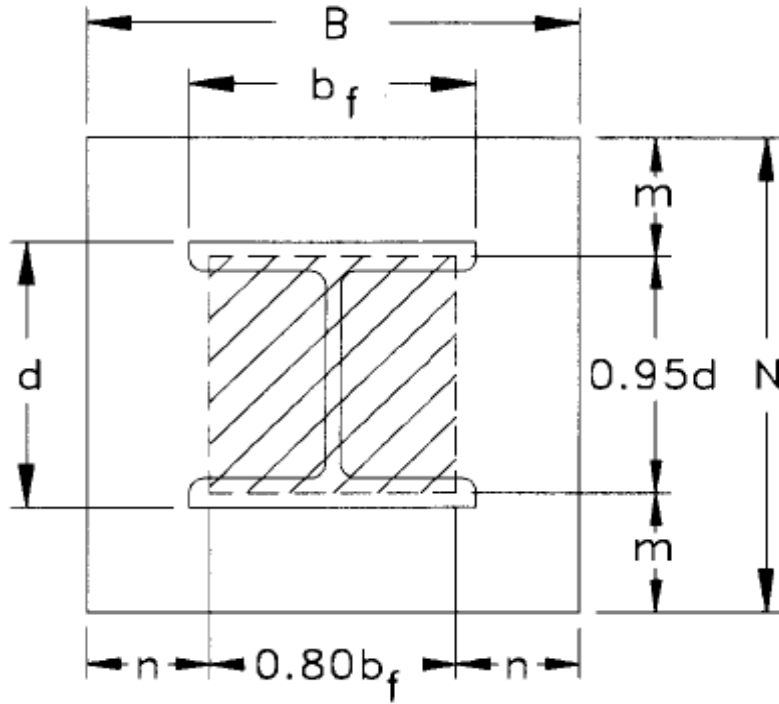
$$F_p = 0.70 f'_c \quad (3.84)$$

Gerekli palaka alanı;

$$A_1 = \frac{P}{F_p} \quad (3.85)$$



Şekil 3.12: İzin verilen gerilme



Şekil 3.13: Kritik kesitler

Plakanın B ve N boyutları şu şekilde hesaplanır;

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \quad (3.86)$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f) \quad (3.87)$$

$$B = \frac{A_1}{N} \quad (3.88)$$

$$f_p = \frac{P}{NB} \quad (3.89)$$

$$t_p = \max(m, n) \sqrt{\frac{f_p}{0.25F_y}} \quad (3.90)$$

$$F_p = 0.70f'_c = 0.70(25) = 17.5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_1 = \frac{P}{F_p} = \frac{5017.7}{17.5(10^{-3})} = 286726 \text{ mm}^2 = 2867.26 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f) = 0.5[0.95(34) - 0.8(31)] = 3.75 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{2867.26} + 3.75 = 57.3 \text{ cm}$$

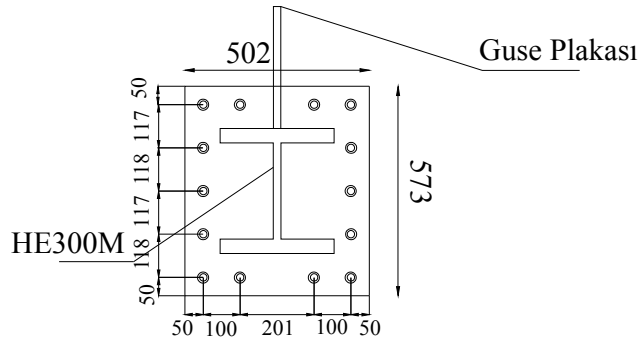
$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{2867.26}{57.1} = 50.2 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{P}{NB} = \frac{5017.7}{2867.26} = 1.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$m = \frac{57.3 - 0.95(34)}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

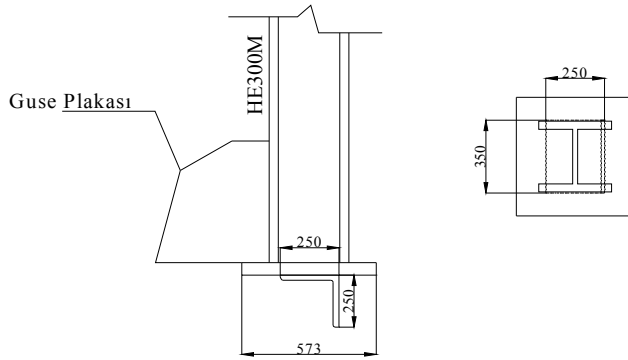
$$n = \frac{50.2 - 0.8(31)}{2} = 12.7 \text{ cm}$$

$$t_p = \max(m, n) \sqrt{\frac{f_p}{0.25F_y}} = 12.7 \sqrt{\frac{1.75}{0.25(35.5)}} = 5.64 \cong 6 \text{ cm}$$



Şekil 3.14:

Kolon ankraj plakası plan görünüşü

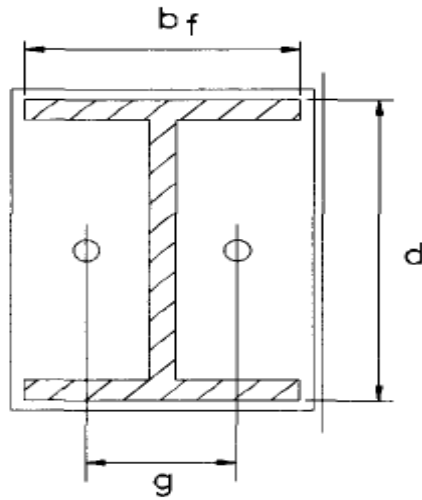


Şekil 3.15: Kolon

ankraj plakası ve kama elemanı

3.10.2 Çekme Kuvveti Etkisi Altında Ankraj Plakası Tasarımı

AISC Design of Column Base Plates'e göre;



Şekil 3.16: Çekme kuvveti etkisinde taban plakası

ASD'ye göre tasarımda;

$\sqrt{2}b_f \leq d$ durumunda gerekli plaka kalınlığı;

$$t_p = \sqrt{\frac{\sqrt{2}Pg}{2b_f F_y}} \quad (3.91)$$

$\sqrt{2}b_f > d$ durumunda gerekli plaka kalınlığı;

$$t_p = \sqrt{\frac{Pg d}{0.5 F_y (d^2 + 2b_f^2)}} \quad (3.92)$$

$\sqrt{2}b_f = 13.86 \leq 34$ olduğundan;

$$t_p = \sqrt{\frac{Pg d}{0.5 F_y (d^2 + 2b_f^2)}} = \sqrt{\frac{10757(3.8)34}{0.5(35.5)[34^2 + 2(31^2)]}} = 5.04 \text{ cm}$$

Seçilen plaka kalınlığı: 6cm olduğundan bu koşul sağlanmaktadır.

3.10.3 Kama Elemanında Kesme Kuvveti Kontrolü

Kullanılan kesit: L250x250x20 ST52 kalitesinde çelik

Yatay kuvveti betonarme temele aktaran kamada;

$V_p = 432.93 \text{ kN}$ olduğundan kontroller bu değere göre yapılacaktır.

Kama boyu 350 mm'dir. Bu boyda beton gerilmesi;

$$p' = \frac{432.83}{35(25)} = 0.495 \text{ kN / cm}^2 \quad (3.93)$$

L250x250x20 kamanın kol kalınlığının kontrolü:

$$M = 0.495 \frac{25(35)^2}{8} = 1895 \text{ kNcm} \quad (3.94)$$

$$W_p = 317.9 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 317.9(35.5) = 11285 \text{ kN.cm} > M = 1895 \text{ kNcm}$$

Kama kesiti yeterlidir.

3.10.4 Çekme Durumunda Ankraj Bulonları Kontrolü

Kullanılan ankraj elemanı: M36 ISO 10.9 kalitesinde ankraj dübeli

Maksimum çekme kuvveti: 10757 kN

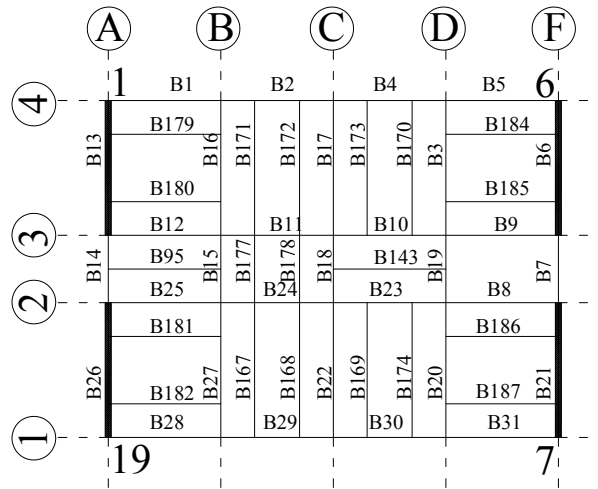
Ankraj elemanlarının taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti:

$$F_{an,maks} = \left(n \frac{\pi(0.86d)^2}{4}\right) F_u = 14 \frac{\pi(0.86 \times 36)^2}{4} 1000 = 10734152 N = 10734 kN \cong 10757 kN$$

4 DEPREM YÜKLERİNİN BİR DOĞRULTUDA DIŞ MERKEZ ÇAPRAZLI PERDELERLE DİĞER DOĞRULTUDA MOMENT AKTARAN ÇERÇEVELERLE KARŞILANDIĞI ALTI KATLI BİR YAPININ İNCELENMESİ

4.1 Genel Bilgiler

Bölüm 3'te göz önüne alınan yapının X yönündeki çerçevelerinin moment aktaran çerçeveler olduğu düşünülmüştür. Y yönünde yatay etkilerin yine dış merkez çelik çaprazlarla aktarıldığı düşünülmüştür. Yapı süneklik düzeyi yüksek yapı olarak tasarlanacaktır. Moment aktaran çerçevelerin olduğu akslar EkB Şekil B.7 ve Şekil B.8 ile verilmiştir.



Şekil 4.1: Plan görünüşü ve uç düğüm noktaları

4.2 Deprem Karakteristikleri

DBYBHY 2007 esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri aşağıdadır. Bölüm 2.5.1.2 uyarınca, sistemin süneklik düzeyi yüksek sistem olarak tasarımının yapılabilmesi için, her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek sistem olarak tasarlanması gerekmektedir. Dolayısıyla, yapının X doğrultusu için de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve ile ilgili verilen kuralların uygulanması

gerekmektedir. Bölüm 2.5.1.3 uyarınca, süreklilik düzeyleri her iki aynı olan veya bir doğrultuda yüksek, diğer doğrultuda karma olan sistemlerde, farklı doğrultularda birbirinden farklı R katsayıları kullanılabilir. Yapının her iki doğrultusu için farklı R katsayısı değerleri kullanılmıştır.

- Etkin yer ivmesi katsayısı $A_0 = 0.40$
- Bina önem katsayısı $I = 1.0$
- Spektrum karakteristik periyotları $T_A = 0.15$ sn
 $T_B = 0.60$ sn
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
 - X yönü için $R = 8$
 - Y yönü için $R = 7$

Hareketli yük katılım katsayısı $n = 0.30$

ETABS programı ile yapılan hesap sonucu periyot değerleri

X yönünde: 1.28 s

Y yönünde: 0.53 s olarak elde edilmiştir.

Yapıya deprem yükleri uygulanırken X ve Y yönleri için %5 ek dışmerkezlilik dikkate alınmıştır.

4.3 Yer Değiştirme Kontrolleri ve Düzensizlikler

4.3.1 Göreli Kat Ötelemeleri

Azaltılmış göreli kat ötelemesi değerleri (Δ_i) ve etkin göreli kat ötelemesi değerleri (δ_i) DBYBHY 2007 bölüm 2.10 uyarınca hesaplanmıştır. Tablo 4.1’de maksimum değerler verilmiştir. Verilen değerler binanın moment aktaran çerçevelerin bulunduğu X doğrultusuna ait değerlerdir.

DBYBHY 2007 bölüm 2.10.1.3 uyarınca;

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02$$

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = 0.0449 > 0.02 \text{ olduğundan bu koşul sağlanmamaktadır.}$$

Tablo 4.1: Azaltılmış görelî kat ötelemeleri ve etkin görelî kat ötelemeleri

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0085	0.068	0.02
5	0.0123	0.0861	0.0253
4	0.0173	0.1384	0.0407
3	0.0191	0.1528	0.0449
2	0.0181	0.1448	0.0426
1	0.0099	0.0792	0.0233

4.3.2 Düzensizlik Kontrolleri

4.3.2.1 Planda Düzensizlik Durumları

A1 Türü Burulma Düzensizliği:

$$\eta_{bi} = \Delta_{\max} / \Delta_{ort}$$

$$\eta_{bi} = \Delta_{\max} / \Delta_{ort} = 1.02 < 1.2 \rightarrow \text{A1 türü burulma düzensizliği yoktur.}$$

A2 Döşeme Süreksizlikleri:

I- Asansör ve merdiven toplam boşluk alanı 15 m² dir. Toplam kat alanı 300 m² dir.

$$\text{Boşluk alanı/toplam döşeme alanı} = 15/300 = 0.05 < 0.33$$

II- Asansör ve merdiven boşluğu dışında döşemede boşluk yoktur.

III- Döşemede ani azalmalar yoktur.

Döşeme süreksizliği yoktur.

A3 Planda Çıkıntılar Bulunması:

Binada çıkıntı yoktur.

4.3.2.2 Düşey Doğrultuda Düzensizlik Durumları

B2- Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği:

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{ort} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort} < 0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_3 / h_3)_{ort} / (\Delta_2 / h_2)_{ort} = 0.0449/0.0426=1.05 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_3 / h_3)_{ort} / (\Delta_4 / h_4)_{ort} = 0.0449/0.0407=1.103 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_4 / h_4)_{ort} / (\Delta_5 / h_5)_{ort} = 0.0407/0.0253=1.609 < 2.0$$

$$\eta_{ki} = (\Delta_5 / h_5)_{ort} / (\Delta_6 / h_6)_{ort} = 0.0253/0.0200=1.265 < 2.0$$

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği yoktur.

B3- Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği:

Düşey elemanlarda süreksizlik yoktur.

4.4 Eleman Kontrolleri

4.4.1 Kiriş Kontrolü

IPE 330 kesit için;

Maksimum tesirler B27 kirişinde (COM 37) yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{max} = 96.597 \text{ kN.m}$$

$$V_{max} = 58.99 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 330

$$b = 160 \text{ mm}, \quad t_f = 11.5 \text{ mm}, \quad h = 330 \text{ mm}, \quad t_w = 7.5 \text{ mm}, \quad d = 271 \text{ mm}$$

$$A_f = 160(11.5) = 1840 \text{ mm}^2, \quad I_x = 11770 \text{ cm}^4, \quad W_x = 713.1 \text{ cm}^3, \quad A_w = [(271(7.5))] = 2032.5 \text{ mm}^2$$

Eğilme Kontrolü:

$$l_b = 2000 \text{ mm}$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y}$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 330/7.5 = 44.0 < 3.2 \sqrt{210000 / 355} = 77.83$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 13}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 13}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}} = \sqrt{\frac{11.5(160)^3 / 13}{11.5(160) + 7.5(271 - 2(11.5)) / 6}} = 41.05 \text{ mm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 + 1.05 \frac{0}{96.597} + 0.3 \left(\frac{0}{96.598} \right)^2 = 1.75$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L / r_y)}{10^7 (C_b)} \right] F_y \leq \frac{F_y}{\Omega}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000 / 41.05)^2}{10^7 (1.75)} \right] 355 = 219.58 \text{ N/mm}^2 > \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

En olumsuz durum iki tali kiriş arasında meydana gelir:

$C_b = 1.0$ ise;

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000 / 41.05)^2}{10^7 (1.0)} \right] 355 = 206.75 \text{ N/mm}^2 < \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

Herhangi bir L_y/r_y değeri için;

$$F_b = \frac{83(10^3) C_b}{L_b h / A_f} \leq \frac{F_y}{\Omega} = \frac{83(10^3) 1.0}{2000(330) / 1840} = 231.39 \text{ N/mm}^2 > \frac{F_y}{\Omega} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

$F_{b\max} = 206.75 \text{ N/mm}^2$ ise,

$$M_{yx} = F_b W_x$$

$$M_{yx} = F_b W_x = 206.75(713.1)10^3 = 147.43(10^6) \text{ N.mm} = 147.43 \text{ kN.m} > 96.597 \text{ kN.m}$$

[19]

Eğilmeye karşı kesit yeterlidir.

Kayma Kontrolü:

Kayma dayanımı basit olarak;

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Formülü ile hesaplanır.

I enkesitli hadde profillerde;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

ise $C_v = 1.0$ alınabilir.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{330}{7.5} = 44.0 \leq 2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{200000 / 355} = 53.17 \text{ ise, } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6(355)2032.5(1.0) = 432922 \text{ N} = 432.9 \text{ kN}$$

$$V_a = 58.99 \text{ kN} \leq \frac{V_n}{\Omega} = \frac{432.9}{1.67} \cong 259.22 \text{ kN} [16]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 0.2 \text{ cm} < L/300 = 600/300 = 2 \text{ cm} [16]$$

Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi:

DBYBHY 2007 bölüm 4.3.6 uyarınca kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık;

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{F_y} \quad (4.1)$$

$$l_b = 2000 \text{ mm} < 0.086 \frac{41.05(210000)}{355} = 2088.34 \text{ mm}$$

Bu koşul sağlanmaktadır.

IPE 300 kesit için;

Maksimum tesirler B27 kirişinde (COM 37) yüklemesi altında oluşmuştur.

$$M_{\max} = 80.977 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 58.18 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: IPE 300

$$b = 150 \text{ mm}, \quad t_f = 10.7 \text{ mm}, \quad h = 300 \text{ mm}, \quad t_w = 7.1 \text{ mm}, \quad d = 248.6 \text{ mm}$$

$$A_f = 150(10.7) = 1605 \text{ mm}^2, \quad I_x = 8356 \text{ cm}^4, \quad W_x = 557.06 \text{ cm}^3, \\ A_w = [(248.06(7.1))] = 1765.06 \text{ mm}^2$$

Eğilme Kontrolü:

$$l_b = 2000 \text{ mm}$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y}$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 300/7.1 = 42.2 < 3.2 \sqrt{210000 / 355} = 77.83$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 13}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{t_f b_f^3 / 13}{t_f b_f + t_w (d - 2t_f) / 6}} = \sqrt{\frac{10.7(150)^3 / 13}{10.7(150) + 7.1(248.6 - 2(10.7)) / 6}} = 38.5 \text{ mm}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 + 1.05 \frac{0}{80.977} + 0.3 \left(\frac{0}{80.977} \right)^2 = 1.75$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L / r_y)}{10^7 (C_b)} \right] F_y \leq \frac{F_y}{\Omega}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000 / 38.5)^2}{10^7 (1.75)} \right] 355 = 217.23 \text{ N/mm}^2 > \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

En olumsuz durum iki tali kiriş arasında meydana gelir:

$$C_b = 1.0 \text{ ise;}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{355(2000/38.5)^2}{10^7(1.0)} \right] 355 = 196.67 \text{ N/mm} < \frac{355}{1.67} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

Herhangi bir L_y/r_y değeri için;

$$F_b = \frac{83(10^3)C_b}{L_b h / A_f} \leq \frac{F_y}{\Omega} = \frac{83(10^3)1.0}{2000(300)/1605} = 222.02 \text{ N/mm}^2 > \frac{F_y}{\Omega} = 212.57 \text{ N/mm}^2$$

$F_{b\max} = 196.67 \text{ N/mm}^2$ ise,

$$M_{yx} = F_b W_x$$

$$M_{yx} = F_b W_x = 196.67(557.06)10^3 = 109.56(10^6) \text{ N.mm} = 109.56 \text{ kN.m} > 80.977 \text{ kN.m} [16]$$

Eğilmeye karşı kesit yeterlidir.

Kayma Kontrolü:

Kayma dayanımı basit olarak;

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Formülü ile hesaplanır.

I enkesitli hadde profillerde;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E / F_y}$$

ise $C_v = 1.0$ alınabilir.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7.1} = 42.25 \leq 2.24 \sqrt{E / F_y} = 2.24 \sqrt{200000 / 355} = 53.17 \text{ ise, } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6(355)1765(1.0) = 375945 \text{ N} = 375.95 \text{ kN}$$

$$V_a = 58.18 \text{ kN} \leq \frac{V_n}{\Omega} = \frac{375.95}{1.67} \cong 225 \text{ kN} [19]$$

Sehim Kontrolü:

$$f_{\max} = 0.3 \text{ cm} < L/300 = 600/300 = 2 \text{ cm} [16]$$

Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi:

DBYBHY 2007 bölüm 4.3.6 uyarınca kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık;

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{F_y} \quad (4.1)$$

$$l_b = 2000 \text{ mm} > 0.086 \frac{38.5(210000)}{355} = 1958.6$$

Bu koşul da sağlanamamaktadır.

4.4.2 Kolon Kontrolleri

$$N_{\max} = 661.27 \text{ kN (COMB 26)}$$

$$M_{\max} = 218.914 \text{ kN.m (COMB 40)}$$

$$V_{\max} = 68.23 \text{ kN.m (COMB 33)}$$

Seçilen kesit: HE 300M

$$A = 303 \text{ cm}^2$$

$$h=340 \text{ cm, } d=208 \text{ cm, } t_f=3.9 \text{ cm, } t_w=2.1 \text{ cm, } I_x = 59200 \text{ cm}^4, W_x = 3482 \text{ cm}^4,$$

$$I_y = 19400 \text{ cm}^4, i_x = 13.98 \text{ cm, } i_y = 8.0 \text{ cm, } h = 20.8 \text{ cm}$$

DBYBHY 2007 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin tasarımında, kolon enkesitinin Tablo 4.3 ile verilen koşulları sağlaması gerekmektedir :

$$\frac{b}{2t} < 0.3 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 30.5/5.8 < 0.3 \sqrt{210000 / 355} = 5.26 < 7.3$$

$$|N_d / F_y A| \geq 0.1$$

$$|N_d / F_y A| = 661.27(10^3) / [(355)(30300)] = 0.062 < 0.1 \rightarrow$$

$$h/t_w < 3.2 \sqrt{E_s / F_y} (1 - 1.7 \frac{N_d}{F_y A})$$

$$20.8/2.1=9.91 < 3.2 \sqrt{210000/355} (1-1.7 \frac{661.27}{35.5(303)}) = 69.7$$

4.4.2.1 Burkulma Hesabı

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 105.45$$

$$\lambda = \frac{Kl}{i}$$

$$\lambda_x = \frac{Kl}{i_x} = \frac{1.0(340)}{13.98} = 24.32$$

$$\lambda_y = \frac{Kl}{i_y} = \frac{1.0(340)}{8.0} = 42.5$$

Kolon maksimum narinliğe sahip ekseninde burkulacağından,

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow F_{cr} = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{42.5}{105.45} \right)^2 \right] 355 = 326.17$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow \Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \rightarrow \Omega = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3 = 1.97$$

$$F_{cry} = \frac{F_{cr}}{\Omega} = \frac{326.17}{1.97} = 165.56 \text{ N/mm}^2 = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_g = A_k F_{cry}$$

$$P_g = A_k F_{cry} = 303 \cdot 16.56 = 5017.7 \text{ kN} > P_{\max} = 661.27 \text{ kN}$$

DBYBHY 2007 madde 4.3.1.2 uyarınca kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan aksel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, **Denk.(3.39)** ve **Denk.(3.40)**'a göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin aksel basınç ve çekme kapasiteleri **Denk.(4.2)** ve **Denk.(4.3)** ile hesaplanacaktır.

Arttırılmış yükler altında kolonlara gelen maksimum basınç kuvveti:

$$\bar{N}_p = 677.42 \text{ kN} \quad (\text{COMB128})$$

$$N_{bp} = F_{cr} A \quad (4.2)$$

$$N_{cp} = F_{cr} A_n \quad (4.3)$$

$$N_{bp} = F_{cr} A = (326.17)30300(10^{-3}) \cong 9882 \text{ kN} > \bar{N}_p = 677.42 \text{ kN}$$

4.4.2.2 Eğilme Kontrolü

$$M_{yx} = W_x F_y / \Omega = 3482(35.5) / 1.67 = 74018 \text{ kN.cm} = 740.18 \text{ kN.m} > M_{\max} = 218.914 \text{ kN.m}$$

Kayma Kontrolü:

$$h/t_w < 2.24 \sqrt{E_s / F_y} \rightarrow 340/21 < 2.24 \sqrt{210000 / 355} = 16.2 < 54.48 \rightarrow C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6(355)(208)(21)(1.0)10^{-3} = 930.4 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 68.23 < V_n / \Omega = 930.4 / 1.67 = 557.2 \text{ kN}$$

4.4.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Şartı

DBYBHY 2007 uyarınca süneklik düzeyi yüksek sistemlerde madde 4.3.2 ile verilen kolonların kirişlerden daha güçlü olması şartı aranır. Buna göre, çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçevesel sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon

yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olacaktır.

Sistemde zayıflatılmış kiriş enkesitleri ya da guseler yoksa;

$$(M_{pa}+M_{pü}) \geq 1.1D_a(M_{pi}+M_{pj}) \quad (4.5)$$

bağıntısı ile ifade edilir.

M_{pi} , M_{pj} : düğüm noktasında birleşen kirişlerin moment kapasiteleri

M_{pa} , $M_{pü}$: düğüm noktasında birleşen kolonların N tasarım eksenel kuvveti etkisinde moment kapasiteleri

Kirişler için:

Sol ve sağ kiriş kesitleri : IPE330

$$W_p = 713.33 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{pi}=M_{pj}=W_p F_y = 713.33(35.5) = 25323 \text{ kN.cm} = 253.23 \text{ kN.m}$$

Kolonlar için:

Alt ve üst kolon kesitleri: HE300M

$$W_p = 3482 \text{ cm}^3$$

$$A = 303 \text{ cm}^2$$

$$N_a = 661.27 \text{ kN}$$

$$N_{ü} = 543.06 \text{ kN}$$

$$M_{pa}=M_{pü}= W_p \left(F_y - \frac{N}{A} \right) \quad (4.6)$$

$$M_{pa}= W_p \left(F_y - \frac{N}{A} \right) = 3482 \left(35.5 - \frac{661.27}{303} \right) = 116011 \text{ kN.cm} \cong 1160 \text{ kN}$$

$$M_{pü}= W_p \left(F_y - \frac{N}{A} \right) = 3482 \left(35.5 - \frac{543.06}{303} \right) = 117370 \text{ kN.cm} \cong 1174 \text{ kN}$$

$$D_a = 1.1 \text{ (ST52)}$$

$$M_{pa}+M_{pu}=(1160+1174) =2334 \text{ kN.m}>1.1(M_{pi}+M_{pj})$$

$$1.1(1.1)(253.23+253.23)=612.82\text{kN}$$

5 SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmanın amacı, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 kurallarına uygun olarak dış merkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan altı katlı bir yapı sisteminin tasarımı, aynı yapının bir yönde moment aktaran çerçevelerden oluşması durumunda yapının davranışında oluşacak farklılıklar ve dış merkez çelik çaprazlı sistemde kullanılan kesitlerin yeterli olup olmadığının araştırılmasıdır.

Dış merkez çelik çaprazlı ve moment aktaran çerçevelerden oluşan sistemleri oluşturan elemanlarının tasarımında 2007 deprem yönetmeliğinde deprem yüklerinin iletilmesinde etkin olan elemanlarla ilgili verilen kurallara uyulmuş, ayrıca TS648, AISC Seismic Provisions For Structural Steel Buildings, 2005 ve AISC Specification for Structural Steel Buildings, 2005 yönetmeliklerinden gerekli olan yerlerde faydalanılmıştır.

Dış merkez çaprazlı perdelerden oluşan yapıda kullanılan kiriş kolon kesitlerinin aynısı moment aktaran çerçeve sisteminde kullanılmıştır. Bu şekilde iki yapının davranışlarının karşılaştırılması mümkün olmuştur.

5.1 Dışmerkez Çelik Çapraz Perdelerden Oluşan Sistemin Değerlendirilmesi

Dış merkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan sistemde, yapının ilk iki periyot değerleri:

$$T_1 = 0.58 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.54 \text{ s}$$

olarak bulunmuştur. Bu değerler altı katlı bir yapı için ideal periyot değerleridir.

DBYBHY 2007, bölüm 2.10.1.3’de etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değerleri ile ilgili aşağıdaki koşulun sağlanmasını istemektedir.

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} > 0.02$$

Dış merkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan sistemde maksimum etkin görelî kat ötelemesi değeri:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = 0.00906 \leq 0.02$$

olduğundan, bu şart sağlanmaktadır.

Dış merkez çelik çaprazlı sistemde, yönetmeliğın bağ kirişî, kolonlar, çaprazlar ve çapraz-bağ kirişî birleşimi ile ilgili şartlara uyulmuştur. Bağ kirişî tasarımında, bağ kirişinin boyu verilen sınırlar içerisinde kalacak şekilde tasarlanmıştır. Ayrıca, daha önce yapılan çalışmaların incelenmesi sonucunda kısa bağ kirişlerinin çok daha iyi enerji yutma kapasitesine sahip olduğu anlaşılmaktadır. **Kasai ve Popov (1992)** bağ kirişinin kısa bağ kirişleri davranışı gösterebilmesi için aşağıdaki koşulu sağlaması gerektiğini ifade etmektedir.

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e = 0.6m \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \frac{253.2}{490.4} = 0.83m$$

Dolayısıyla sistemde kullanılan bağ kirişleri kısa bağ kirişleri olarak seçilmiştir.

Bağ kirişlerinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi kontrolü yapılmıştır. Berkitme levhaları deprem yönetmeliğine uygun şekilde yerleştirilmiştir. Ayrıca bağ kirişinin dışında kalan kiriş bölümü için de kontroller yapılmış ve gerekli yerlerde berkitme levhaları kullanılmıştır.

DBYBHY 2007’de dış merkez çelik çaprazlı sistemlerin bağ kirişleri için sınır değerler:

$$1.0 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 5.0 \frac{M_p}{V_p}$$

olarak verilmektedir. Bağ kirişleri için verilen sınır değerler hem kısa, hem uzun bağ kirişlerini kapsamaktadır.

5.2 Bir Yönde Moment Aktaran Çerçevelerden Oluşan Sistemin Değerlendirilmesi

Yapıda X yönünde moment aktaran çerçeveler kullanıldığında elde edilen periyot değerleri:

$$T_1 = 1.28 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.53 \text{ s}$$

olarak bulunmuştur. Moment aktaran çerçevelerin bulunduğu X yönüne ait periyot değeri olan 1.28s altı katlı bir yapı için çok uygun bir periyot değeri değildir.

Moment aktaran çerçevelerin bulunduğu sistemde maksimum etkin görelî kat öteleme değeri:

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = 0.0449 > 0.02$$

olduğundan bu koşul sağlanamamaktadır. Sistemde moment aktaran çerçeveler kullanılması durumunda bu koşulun sağlanabilmesi için kolon kesitlerinin artırılması gerekmektedir.

Moment aktaran sistemde, kolon ve kiriş kesitleri için yönetmelikte verilen kurallar uygulanmıştır. Ayrıca kolonların kirişlerden daha güçlü olması şartı için de bir kontrol yapılmıştır.

5.3 İki Yapı Sisteminin Kıyaslanması

Her iki sistem için elde edilen katlardaki maksimum yerdeğiştirme değeri tablo 4.1’de verilmiştir.

Her iki sistemin görelî kat ötelemeleri arasındaki belirgin fark kolayca anlaşılmaktadır.

Yapılan kesit kontrolleri sonucu, dış merkez çelik çaprazlı sistem için de, moment aktaran sistem içinde, kesitlerde bir yetersizlik yoktur.

Tablo 5.1: Göreli kat ötelemeleri karşılaştırılması

KAT	Dış Merkez Çaprazlı Sistem			Moment Aktaran Sistem		
	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0031	0.0217	0.00638	0.0085	0.068	0.02
5	0.0035	0.0245	0.00721	0.0123	0.0861	0.0253
4	0.0040	0.0280	0.00824	0.0173	0.1384	0.0407
3	0.0044	0.0308	0.00906	0.0191	0.1528	0.0449
2	0.0043	0.0301	0.00885	0.0181	0.1448	0.0426
1	0.0032	0.0224	0.00659	0.0099	0.0792	0.0233

KAYNAKLAR

- [1] **AISC**, 2005, Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, Chicago, Illinois
- [2] **AISC**, 2005, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, Chicago, Illinois
- [3] **AISC**, 2005, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, Chicago, Illinois
- [4] **American Society of Civil Engineers (ASCE)**, 2006, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, SEI/ASCE 7-05, Virginia
- [5] **Astaneh-Asl, A.**, 1998 Seismic Behavior and Design of Gusset Plate, *Steel TIPS, Structural Steel Educational Council* , Morago, CA,
- [6] **Baddoo, N.R.**, 2008. Stainless Steel In Construction: A Review of Research, Applications, Challenges and Opportunities, *Journal of Constructional Steel Research* 64, Berkshire
- [7] **Becker, R. ve Ishler, M.**, 1996. Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames, *Steel TIPS, Structural Steel Educational Council* , Morago, CA,
- [8] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar**, 2007, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara.
- [9] **Dewolf, J. T., Bicker, D.T.**, Column Base Plates, Chicago, Steel Design Guide Series, *AISC*, Chicago, Illinois
- [10] **Engelhardt, M.D. ve Popov, E.P.**, 1992. Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*, **118**, 3067-3088

- [11] **Köber, H. ve Dima, Ş.**, 2003. The Behaviour of Eccentrically Braced Frames With Short Links, *10th International Conference on Metal Structures*, Timişoara
- [12] **Roeder, C.W.**, 1999. Structural Steel Designer's Handbook, ch. 9, Eds. Brockenbrough, R.L. ve Merritt, F.S., New York, McGraw-Hill, inc.
- [13] **Stratan, A. ve Dubina, D.**, 2004. Bolted Links for Eccentrically Braced Steel Frames, *Connecitons in Steel Structures V*, Amsterdam, Haziran 3-4,
- [14] **Structural Engineers Association of California (SEAOC)**, 2003. 2000 IBC Structural / Seismic Design Manual – Volume III: Steel and Concrete Building Design Examples, , Sacramento, CA,
- [15] **TS-498**, 1997. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [16] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [17] **Uang, C., Bruneau, M., Whittaker, A.S., ve Tsai, K.**, 2001. *The Seismic Design Handbook*, ch. 9, Ed. Naeim, F., Springer Press.
- [18] **Vayas, I., Thanopoulos, P., Castiglioni, C., Calado, L. ve Pulimier, A.**, 2004. Behaviour of Seismic Resistant Braced Frames With Innovative Dissipative Connections, Technical Report, European Coal and Steel Community Research Project
- [19] **Yorgun, C.**, 2007 Çelik Yapılar I Ders Notları, İ.T.Ü., İstanbul

EKA: Düzüm Noktası Deplasmanları ve Kat Ötelemeleri

Çizelge A.1: E_x deprem yükleri için düzüm noktası deplasmanları

KAT	D.N	U _x	U _{x-1}	Δ_x	$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\min}$	Δ_{ort}	η
6	1	0.0194	0.0174	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1
5	1	0.0174	0.0148	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	1
4	1	0.0148	0.0115	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1
3	1	0.0115	0.0078	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	1
2	1	0.0078	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1
1	1	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0194	0.0174	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1
5	17	0.0174	0.0148	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	1
4	17	0.0148	0.0115	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1
3	17	0.0115	0.0078	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	1
2	17	0.0078	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1
1	17	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0194	0.0174	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1
5	6	0.0174	0.0148	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	1
4	6	0.0148	0.0115	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1
3	6	0.0115	0.0078	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	1
2	6	0.0078	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1
1	6	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0194	0.0174	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1
5	19	0.0174	0.0148	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	1
4	19	0.0148	0.0115	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1
3	19	0.0115	0.0078	0.0037	0.0037	0.0037	0.0037	1
2	19	0.0078	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1
1	19	0.0039	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.2: E_y deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları

KAT	D.N.	U _y	U _{y-1}	Δ_y	$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\min}$	Δ_{ort}	η
6	1	0.0219	0.0190	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	1.00
5	1	0.0190	0.0155	0.0035	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	1	0.0155	0.0116	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1.00
3	1	0.0116	0.0073	0.0043	0.0043	0.0041	0.0042	1.03
2	1	0.0073	0.0031	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	1	0.0031	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0214	0.0185	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	1.00
5	17	0.0185	0.0151	0.0034	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	17	0.0151	0.0112	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1.00
3	17	0.0112	0.0071	0.0041	0.0043	0.0041	0.0042	1.03
2	17	0.0071	0.0030	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	17	0.0030	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0214	0.0185	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	1.00
5	6	0.0185	0.0151	0.0034	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	6	0.0151	0.0112	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1.00
3	6	0.0112	0.0071	0.0041	0.0043	0.0041	0.0042	1.03
2	6	0.0071	0.0030	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	6	0.0030	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0219	0.0190	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029	1.00
5	19	0.0190	0.0155	0.0035	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	19	0.0155	0.0116	0.0039	0.0039	0.0039	0.0039	1.00
3	19	0.0116	0.0073	0.0043	0.0043	0.0041	0.0042	1.03
2	19	0.0073	0.0031	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	19	0.0031	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.3: E_{xney} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları

KAT	D.N	U_x	U_{x-1}	Δ_x	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{ort}	η
6	1	0.0191	0.0171	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	1	0.0171	0.0146	0.0025	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	1	0.0146	0.0113	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	1	0.0113	0.0077	0.0036	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	1	0.0077	0.0038	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	1	0.0038	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0197	0.0177	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	17	0.0177	0.0150	0.0027	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	17	0.0150	0.0117	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	17	0.0117	0.0079	0.0038	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	17	0.0079	0.0039	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	17	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0191	0.0171	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	6	0.0171	0.0146	0.0025	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	6	0.0146	0.0113	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	6	0.0113	0.0077	0.0036	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	6	0.0077	0.0038	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	6	0.0038	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0197	0.0177	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	19	0.0177	0.0150	0.0027	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	19	0.0150	0.0117	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	19	0.0117	0.0079	0.0038	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	19	0.0079	0.0039	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	19	0.0039	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.4: E_{xpey} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları

KAT	D.N.N.	U_x	U_{x-1}	Δ_x	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{ort}	η
6	1	0.0197	0.0177	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	1	0.0177	0.0150	0.0027	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	1	0.0150	0.0117	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	1	0.0117	0.0079	0.0038	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	1	0.0079	0.0039	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	1	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0191	0.0171	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	17	0.0171	0.0146	0.0025	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	17	0.0146	0.0113	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	17	0.0113	0.0077	0.0036	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	17	0.0077	0.0038	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	17	0.0038	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0197	0.0177	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	6	0.0177	0.0150	0.0027	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	6	0.0150	0.0117	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	6	0.0117	0.0079	0.0038	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	6	0.0079	0.0039	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	6	0.0039	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0191	0.0171	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	1.00
5	19	0.0171	0.0146	0.0025	0.0027	0.0025	0.0026	1.04
4	19	0.0146	0.0113	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	1.00
3	19	0.0113	0.0077	0.0036	0.0038	0.0036	0.0037	1.03
2	19	0.0077	0.0038	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
1	19	0.0038	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.5: E_{ynex} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları

KAT	D.N.N.	U_y	U_{y-1}	Δ_y	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{ort}	η
6	1	0.0225	0.0194	0.0031	0.0031	0.0028	0.00295	1.05
5	1	0.0194	0.0159	0.0035	0.0035	0.0033	0.0034	1.03
4	1	0.0159	0.0119	0.0040	0.0040	0.0038	0.0039	1.03
3	1	0.0119	0.0075	0.0044	0.0044	0.0040	0.0042	1.05
2	1	0.0075	0.0032	0.0043	0.0043	0.0040	0.00415	1.04
1	1	0.0032	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0208	0.0180	0.0028	0.0031	0.0028	0.00295	1.05
5	17	0.0180	0.0147	0.0033	0.0035	0.0033	0.0034	1.03
4	17	0.0147	0.0109	0.0038	0.0040	0.0038	0.0039	1.03
3	17	0.0109	0.0069	0.0040	0.0044	0.0040	0.0042	1.05
2	17	0.0069	0.0029	0.0040	0.0043	0.0040	0.00415	1.04
1	17	0.0029	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0194	0.0173	0.0021	0.0031	0.0028	0.00295	1.05
5	6	0.0173	0.0145	0.0028	0.0035	0.0033	0.0034	1.03
4	6	0.0145	0.0112	0.0033	0.0040	0.0038	0.0039	1.03
3	6	0.0112	0.0074	0.0038	0.0044	0.0040	0.0042	1.05
2	6	0.0074	0.0036	0.0038	0.0043	0.0040	0.00415	1.04
1	6	0.0036	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0225	0.0194	0.0031	0.0031	0.0028	0.00295	1.05
5	19	0.0194	0.0159	0.0035	0.0035	0.0033	0.0034	1.03
4	19	0.0159	0.0119	0.0040	0.0040	0.0038	0.0039	1.03
3	19	0.0119	0.0075	0.0044	0.0044	0.0040	0.0042	1.05
2	19	0.0075	0.0032	0.0043	0.0043	0.0040	0.00415	1.04
1	19	0.0032	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.6: E_{ypex} deprem yükleri için düğüm noktası deplasmanları

KAT	D.N.N.	U_y	U_{y-1}	Δ_y	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{ort}	η
6	1	0.0213	0.0185	0.0028	0.0029	0.0028	0.00285	1.01
5	1	0.0185	0.0151	0.0034	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	1	0.0151	0.0112	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
3	1	0.0112	0.0071	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
2	1	0.0071	0.0030	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	1	0.0030	--	--	--	--	--	--
6	17	0.0219	0.0190	0.0029	0.0029	0.0028	0.00285	1.01
5	17	0.0190	0.0155	0.0035	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	17	0.0155	0.0115	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
3	17	0.0115	0.0073	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
2	17	0.0073	0.0031	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	17	0.0031	--	--	--	--	--	--
6	6	0.0219	0.0190	0.0029	0.0029	0.0028	0.00285	1.01
5	6	0.0190	0.0155	0.0035	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	6	0.0155	0.0115	0.0040	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
3	6	0.0115	0.0073	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
2	6	0.0073	0.0031	0.0042	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	6	0.0031	--	--	--	--	--	--
6	19	0.0213	0.0185	0.0028	0.0029	0.0028	0.00285	1.01
5	19	0.0185	0.0151	0.0034	0.0035	0.0034	0.00345	1.01
4	19	0.0151	0.0112	0.0039	0.0040	0.0039	0.00395	1.01
3	19	0.0112	0.0071	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
2	19	0.0071	0.0030	0.0041	0.0042	0.0041	0.00415	1.01
1	19	0.0030	--	--	--	--	--	--

Çizelge A.7: 1 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0031	0.0217	0.00638
5	0.0035	0.0245	0.00721
4	0.0040	0.0280	0.00824
3	0.0044	0.0308	0.00906
2	0.0043	0.0301	0.00885
1	0.0032	0.0224	0.00659

Çizelge A.8: 6 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0029	0.0203	0.00597
5	0.0035	0.0245	0.00721
4	0.0040	0.0280	0.00824
3	0.0042	0.0294	0.00865
2	0.0042	0.0294	0.00865
1	0.0031	0.0217	0.00638

Çizelge A.9: 17 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0029	0.0203	0.00597
5	0.0035	0.0245	0.00721
4	0.0040	0.0280	0.00824
3	0.0042	0.0294	0.00865
2	0.0042	0.0294	0.00865
1	0.0031	0.0217	0.00638

Çizelge A.10: 19 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{ypex})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0031	0.0217	0.00638
5	0.0035	0.0245	0.00721
4	0.0040	0.0280	0.00824
3	0.0044	0.0308	0.00906
2	0.0043	0.0301	0.00885
1	0.0032	0.0224	0.00659

Çizelge A.11: 1 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{xpey})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0085	0.068	0.02
5	0.0123	0.0861	0.0253
4	0.0173	0.1384	0.0407
3	0.0191	0.1528	0.0449
2	0.0181	0.1448	0.0426
1	0.0099	0.0792	0.0233

Çizelge A.12: 6 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{xpey})

KAT	Δ_y	$\delta_{iy} = \Delta_{iy} R$	$\delta_{iy} / 3.4$
6	0.0085	0.068	0.02
5	0.0123	0.0861	0.0253
4	0.0173	0.1384	0.0407
3	0.0191	0.1528	0.0449
2	0.0181	0.1448	0.0426
1	0.0099	0.0792	0.0233

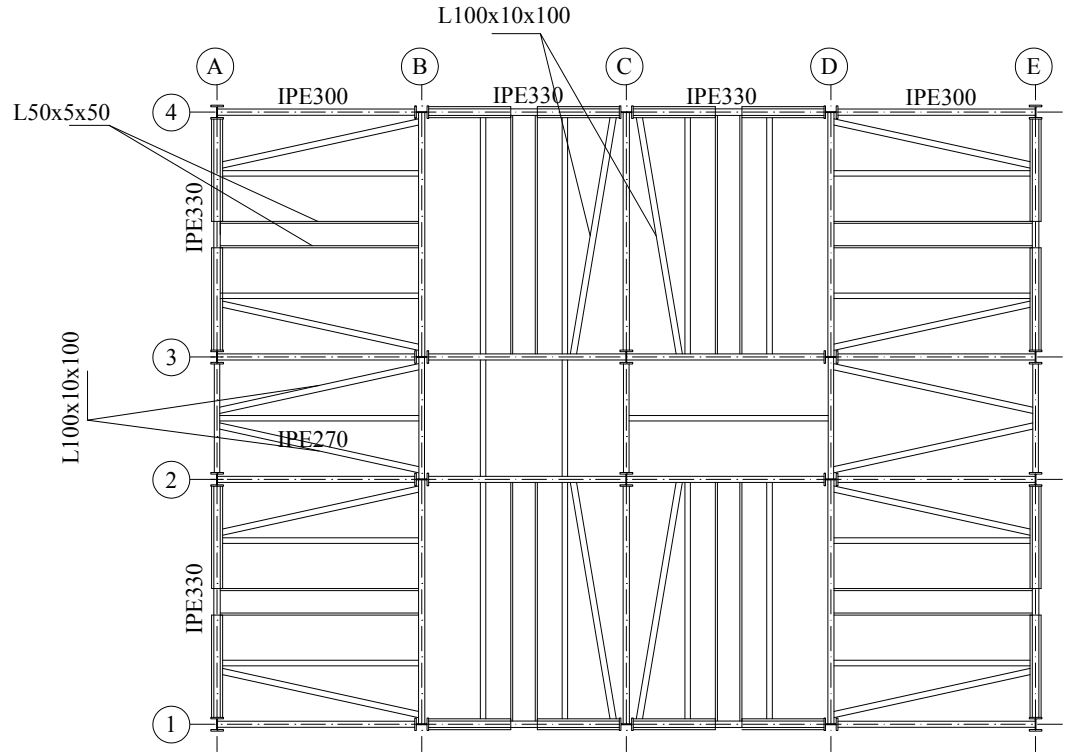
Çizelge A.13: 17 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{xpey})

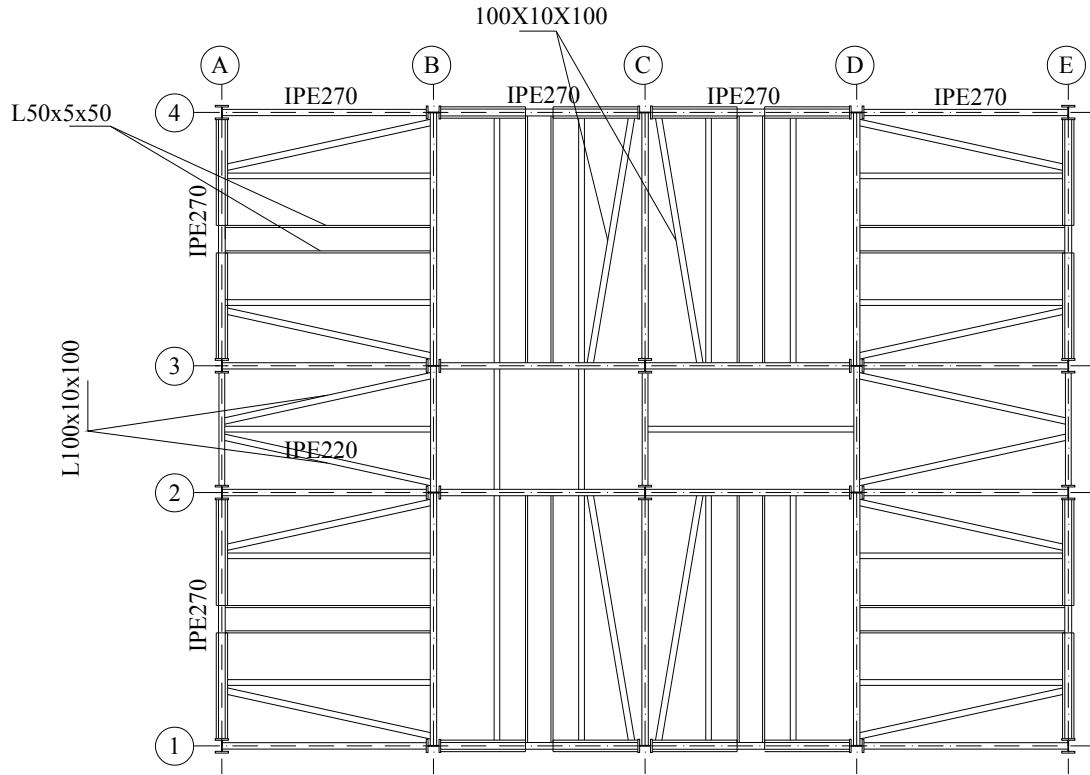
KAT	Δ_x	$\delta_{ix} = \Delta_{ix} R$	$\delta_{ix} / 3.4$
6	0.0082	0.0656	0.0193
5	0.0129	0.1032	0.0304
4	0.0170	0.1360	0.0400
3	0.0188	0.1504	0.0442
2	0.0178	0.1424	0.0419
1	0.0097	0.0776	0.0228

Çizelge A.14: 19 Numaralı düğüm noktası azaltılmış ve etkin görelî kat ötelemeleri (E_{xpey})

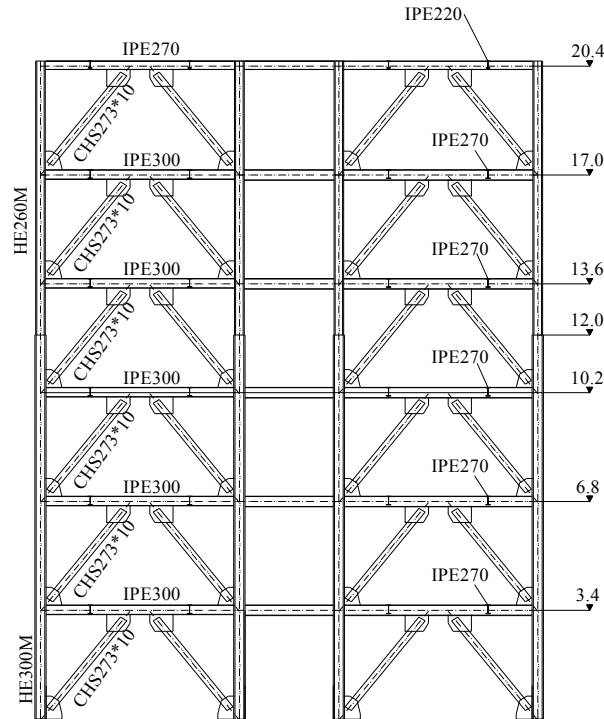
KAT	Δ_x	$\delta_{ix} = \Delta_{ix} R$	$\delta_{ix} / 3.4$
6	0.0082	0.0656	0.0193
5	0.0129	0.1032	0.0304
4	0.0170	0.1360	0.0400
3	0.0188	0.1504	0.0442
2	0.0178	0.1424	0.0419
1	0.0097	0.0776	0.0228

EK B: Plan ve Görünüşler

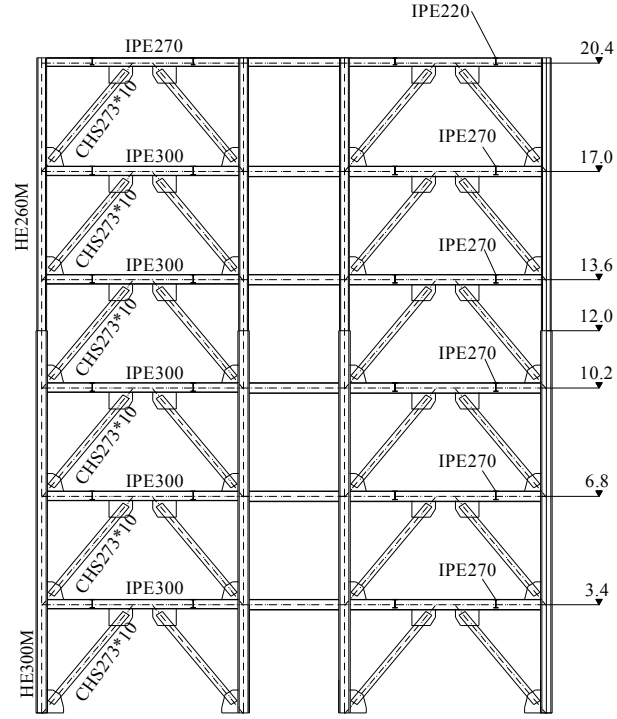




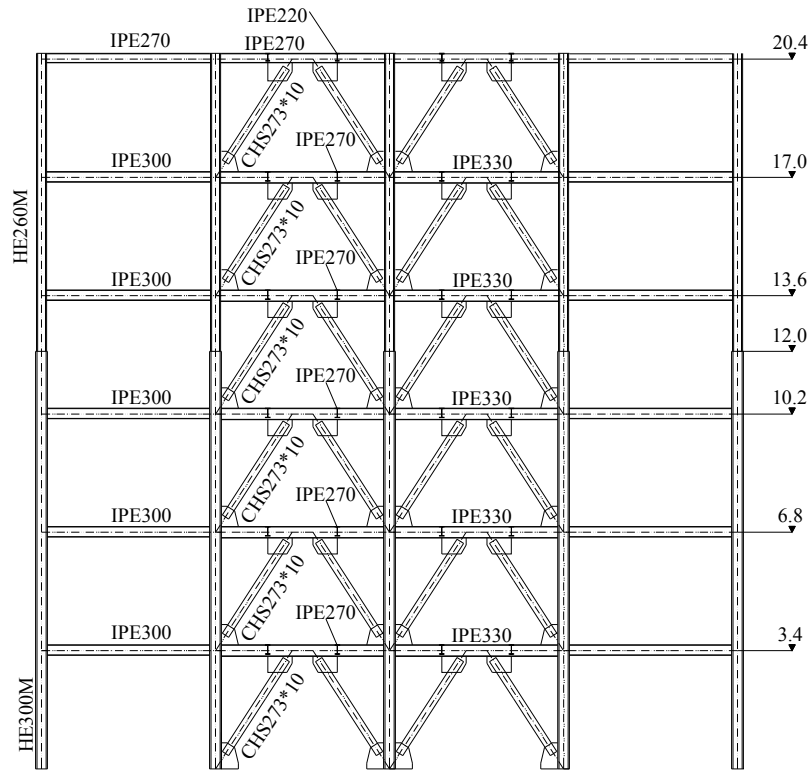
Şekil B.2: 6. Kat plan görünüşü



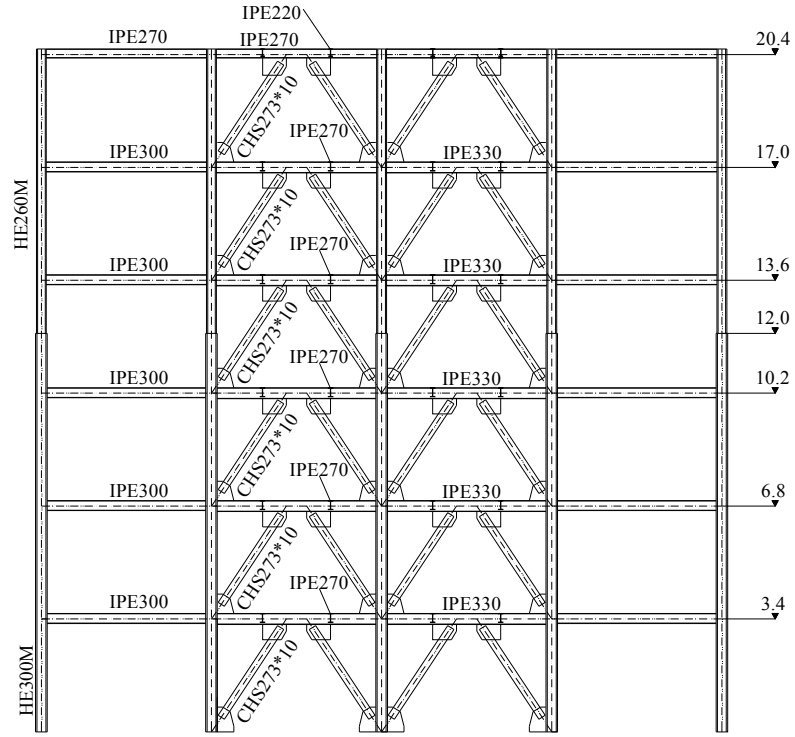
Şekil B.3: A-A aksı görünüşü



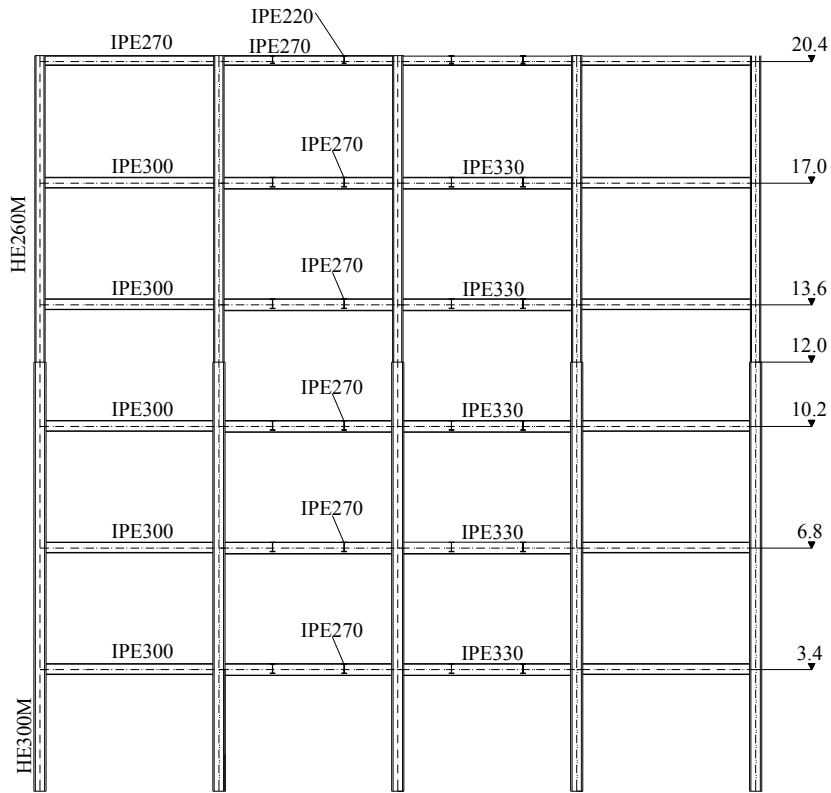
Şekil B.4: E-E aksı görünüşü



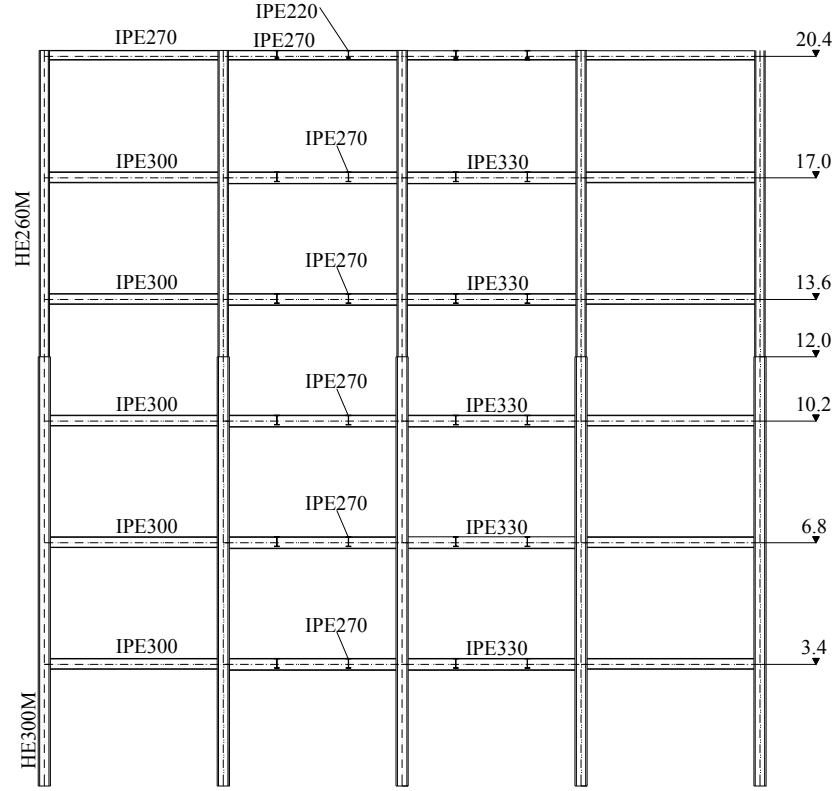
Şekil B.5: 1-1 aksı görünüşü



Şekil B.6: 4-4 aksı görünüşü



Şekil B.7: 1-1 aksı görünüşü



Şekil B.8: 4-4 aksı görünüşü

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad : Cavit Utku TURGUT

Doğum yeri ve Tarihi : Niğde, 1982

Adres : Sivritaş Sok. Ortaklar Apt. No:6 Daire:6 Mecidiyeköy/İSTANBUL

Lisans Üniversite : İstanbul Teknik Üniversitesi