

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**AISC 360-10 VE TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ
(DBYBHY, 2007)' NE GÖRE ÇELİK YAPILARIN TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mustafa ÜLKER**

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Mekanik

Danışman : Yrd. Doç. Dr. Sedat SAVAS

ELAZIĞ, 2014

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**AISC 360-10 VE TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ
(DBYBHY, 2007)' NE GÖRE ÇELİK YAPILARIN TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mustafa ÜLKER**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 11.07.2014
Tezin Savunulduğu Tarih : 01.08.2014**

**Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Sedat SAVAŞ
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Ragıp İNCE
: Doç. Dr. Mete Onur KAMAN**

ELAĞIĞ, 2014

ÖNSÖZ

Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Mekanik Bilim Dalında hazırlanan bu yüksek lisans tezinde; Amerikan AISC 360-10 ve Türk deprem yönetmeliği DBYBHY 2007'nin çelik binalar ile ilgili bölümü ayrıntılı olarak incelenmiş, karşılaştırılmış ve bir adet çelik yapının tasarımı gerçekleştirilmiştir.

Yüksek lisans eğitimi ve tezin hazırlanması aşamasında bilgi ve deneyimini esirgemeyen, bana yol gösteren ve çalışmalarımı yönlendiren danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Sedat SAVAŞ 'a, üzerimde büyük emekleri olan sevgili aileme ve çalışmalarım sırasında değerli fikirlerinden yararlandığım, Prof. Dr. Ragıp İNCE 'ye en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ağustos, 2014

Mustafa ÜLKER

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	i
İÇİNDEKİLER	ii
ÖZET	vi
SUMMARY	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	x
KISALTMALAR	xiv
1. GİRİŞ	1
2. AISC 360-10 YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIM İLKELERİ	2
2.1. Yükler ve Yükleme Kombinezonları	2
2.2.L RFD Yaklaşımıyla Tasarım	3
2.3. ASD Yaklaşımıyla Tasarım	3
2.4. Malzeme	4
2.5. Kesit Özellikleri	4
2.6. Çekme Çubuklarının Tasarımı	7
2.7. Basınç Çubuklarının Tasarımı	9
2.8. Eğilme Etkisindeki Çubukların Tasarımı	10
2.8.1. Çift Simetri Düzlemli Kompakt I ve U Kesitler	12
2.8.2. Gövdesi Kompakt ve Başlıkları Narin veya Nonkompakt Çift Simetri Düzlemli I Kesitler	14
2.8.3. Kare ve Dikdörtgen HSS ve Kutu Kesitler	15
2.8.4. HSS Boru Kesitler	16
2.9. Kesme Kuvveti Etkisindeki Çubukların Tasarımı	17
2.9.1. Gövdeleri Rijitleştirilmiş veya Rijitleştirilmemiş Çubukların Kesme Tasarımı	18
2.9.2. Kare ve Dikdörtgen HSS ve Kutu Kesitler	19
2.9.3. HSS Boru Kesitler	19
2.10. Eğilme + Eksenel Kuvvet ve Burulma Kuvveti Etkisindeki Çubukların Tasarımı	20
2.10.1. Çift ve Tek Simetri Düzlemli Çubukların Eğilme ve Eksenel Kuvvet Altında Tasarımı	20
2.10.2. Burulma Momenti Etkisindeki HSS Boru ve HSS Dikdörtgen Kesitlerin Tasarımı	21

**3. TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ (DBYBHY, 2007) ‘NE GÖRE ÇELİK
..... YAPILARIN TASARIMI 23**

3.1.	Kapsam	23
3.2	elik Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması	23
3.3	İlgili Standartlar	23
3.4	Malzeme Koşulları ve Emniyet Gerilmeleri	24
3.5	Arttırılmış Deprem Etkileri	25
3.6	İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri	26
3.7	Süneklik Düzeyi Yüksek ereveler	26
3.7.1	Enkesit Koşulları	26
3.7.2	Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu	27
3.7.3	Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu	29
3.7.4	Kiriş - Kolon Birleşim Bölgeleri	29
3.7.5	Kolon ve Kiriş Ekleri	32
3.7.6	Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi	33
3.8	Süneklik Düzeyi Normal ereveler	33
3.8.1	Enkesit Koşulları	33
3.8.2	Kiriş – Kolon Birleşim Bölgeleri	33
3.8.3	Kiriş ve Kolon Ekleri	34
3.9	Merkezi Ve Dışmerkez elik aprazlı Perdeler	34
3.10	Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi elik aprazlı Perdeler	35
3.10.1	Enkesit Koşulları	35
3.10.2	Yatay Yüklerin Dağılımı	36
3.10.3	aprazların Birleşimleri	36
3.10.4	zel apraz Düzenleri İçin Ek Koşullar	37
3.10.5	Kolon Ekleri	37
3.11	Süneklik Düzeyi Normal Merkezi elik aprazlı Perdeler	37
3.11.1	Enkesit Koşulları	37
3.11.2	aprazların Birleşimleri	38
3.11.3	zel apraz Düzenleri İçin Ek Koşullar	38
3.12	Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez elik aprazlı Perdeler	38
3.12.1	Enkesit Koşulları	39
3.12.2	Bağ Kirişleri	39

3.12.3	Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi	40
3.12.4	Bağ Kirişinin Dönme Açısı	40
3.12.5	Rijitlik (Berkitme) Levhaları	41
3.12.6	Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonlar	42
3.12.7	Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi	43
3.12.8	Bağ Kirişi – Kolon Birleşimi	43
3.12.9	Kiriş – Kolon Birleşimi	44
3.13	Temel Bağlantı Detayları	44
4.	MOMENT AKTARAN ÇERÇEVELERDE KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİM DETAYLARI	45
4.1	Kapsam Ve Genel Hususlar	45
4.2	Kiriş – Kolon Birleşim Detayları	45
4.2.1	Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	45
4.2.2	Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	46
4.2.3	Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı	47
4.2.4	Kaynaklı Birleşim Detayı	48
4.2.5	Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı	49
4.2.6	Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı	50
5.	SAYISAL UYGULAMALAR	52
5.1	Sistem	52
5.2	Yükler	56
5.3	Deprem Karakteristikleri	57
5.4	Düzensizliklerin Kontrolü	57
5.5	Binanın birinci Doğal titreşim Periyodunun Belirlenmesi	57
5.6	Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı	58
5.7	Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri	59
5.8	Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları	60
5.9	Rüzgar Yükleri	60
5.10	Yük Birleşimleri	61
5.11	Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	62
5.12	İkinci Mertebe Etkileri	63
5.13	Boyutlandırma Hesapları	64
5.13.1	İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması	64
5.13.2	Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	65
5.13.3	Dışmerkez Çapraz Sistemin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması	74
5.13.3.1	Bağ Kirişin Boyunun Kontrolü	77

5.13.3.2	Bağ Kirişin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü	77
5.13.3.3	Bağ Kirişin Dönme Açısının Kontrolü	77
5.13.3.4	Kat Kirişin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü	78
5.13.4	Çaprazların Boyutlandırılması	79
5.13.5	Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerde Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolleri	83
6.	SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME	85
	KAYNAKLAR	87
	ÖZGEÇMİŞ	89

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, Amerikan AISC (American Institute of Steel Construction) 360-10 ve Türk Deprem yönetmeliği DBYBHY (Deprem Bölgelerinde Yapılan Binalar Hakkında Yönetmelik) 2007' ye göre çelik yapıların tasarım kuralları araştırılmış ve irdelenmiştir. Sayısal uygulama olarak, *“bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çerçeveli, diğer doğrultuda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çapraz perdeli”* bir yapı sisteminin, her iki yönetmelik esaslarıyla tasarımı yapılmıştır.

Çalışma altı bölümden oluşmuştur. Birinci bölümde, konuya giriş yapılmış, genel bilgiler verilmiş ve çelik yapılarla ilgili Türk, Amerikan ve Avrupa EC3 yönetmeliklerinin esaslarından ve karşılaştırılmasından bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, AISC 360-10 yönetmeliğine göre tasarım ilkeleri, LRFD ve ASD 'ye göre hesap esasları, kesitlerin sınıflandırılması konuları etraflıca araştırılmıştır.

Çalışmanın üçüncü bölümünde, Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY- 2007) –Bölüm 4'e göre *“Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları”* incelenmiştir. Bu bölümde kapsam, genel kurallar, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçeveler, merkezi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ve temel bağlantı detaylarına ait kurallar ve hesap esasları detaylı olarak açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, yine DBYBHY-2007 – Bölüm 4'te ek olarak verilen *“Moment Aktaran Çerçevelerde Kiriş-Kolon Birleşim Detayları”* ile ilgili açıklamalar yapılmış ve detaylar verilmiştir.

Beşinci bölümde; altı katlı çelik bir yapının tasarımı, *“bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çerçeveli, diğer doğrultuda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çapraz perdeli”* olarak yapılmıştır. Çelik yapının yapısal analizi SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir. Analizde yükleme kombinezonu olarak AISC 306-10 yönetmeliğinin yükleme kombinezonları alınmıştır.

Son bölümde, AISC 360-10 ve DBYBHY-2007 yönetmeliklerinin özellikleri irdelenmiş, değerlendirilmiş ve çözülen çelik yapının sonuçları karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: LRFD, AISC 360-10, Eurocode 3, narinlik, DBYBHY-2007, kesit sınıflandırılması

SUMMARY

DESIGN OF STEEL STRUCTURES IN ACCORDANCE WITH THE AISC 360-10 AND TSC (TURKISH SEISMIC CODE-DBYYHY 2007)

The rules for the design of steel structures in accordance with the American AISC 360-10 and Turkish Seismic Code (TSC-DBYYHY 2007) were investigated and studied in this study that is prepared as M.Sc. thesis. A structural system that has “*high ductile frame in one direction and high ductile eccentrically braced frame in other direction*” was designed with regarding the principals of both codes.

The presented thesis consists of six chapters. In First Chapter, the subject is introduced, common information is given, and the provisions of Turkish, American, and European (EC3) Codes for steel structures are discussed with a comparison.

Principals of design in accordance with the AISC 360-10, fundamentals of LRFD and ASD, and classification of sections are deeply investigated in Second Chapter.

In the Third Chapter of presented study, “*Regulations for the Earthquake Resistant Design of Steel Structures*” are investigated with regarding the Turkish Seismic Code (TSC - DBYYHY 2007)-Section 4. The scope and fundamentals of these regulations, ductile and high ductile frames, and the regulations and basics of analyzes for centrally and eccentrically braced frames and foundation connections are detailed.

“*Beam to Column Connection Details in Moment Resisting Frames*” that was given as an appendix to TSC (DBYYHY 2007)-Section 4 are explained and detailed in Fourth Chapter.

The design of a six-storey steel structure that has “*high ductile frame in one direction and high ductile eccentrically braced frame in other direction*” is presented in Fifth Chapter. The structural analysis was performed with using SAP2000 structural analysis software. Loading combinations that are defined in AISC 360-10 are used in the structural analysis.

In the last chapter, a thorough study and interpretations on the characteristics of AISC 360-10 and TSC (DBYYHY 2007) is summarized with a comparison of the results for the designed steel structure.

Keywords: Load and resistance factor design (LRFD), AISC 360-10, Eurocode 3, Slenderness, DBYBHY-2007, Classification of profiles

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : AISC-360-10 Yönetmeliğinde Efektif Kesme Alanı	17
Şekil 3.1 : Kolon – Kiriş Birleşim Bölgesi Momentleri	27
Şekil 3.2 : Kolon – Kiriş Birleşiminde Kayma Bölgesi	30
Şekil 3.3 : Kesit Gövdesinde Takviye Levhaları	31
Şekil 3.4 : Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler	35
Şekil 3.5 : Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler	35
Şekil 3.6 : Bağ Kirişlerinde Dönme Açıları	41
Şekil 3.7 : Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi ve Berkitme Levhaları	42
Şekil 3.8 : Bağ Kirişi-Kolon Birleşimi ve Berkitme Levhaları	44
Şekil 4.1 : Alın Levhalı-Bulonlu Birleşim Detayı	45
Şekil 4.2 : Taviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	46
Şekil 4.3 : Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı	47
Şekil 4.4 : Kaynaklı Birleşim Detayı	48
Şekil 4.5 : Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı	49
Şekil 4.6 : Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı	50
Şekil 5.1 : Normal Kat Sistem Planı	53
Şekil 5.2 : 1 ve 4 Aksları Çerçeveleri (DÇÇP, Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler)	54
Şekil 5.3 : A ve E Aksları Moment Aktaran Çerçeveler	55
Şekil 5.4 : Üç boyutlu Sistem Genel Görünüşü ve SAP2000 Hesap Modeli	56
Şekil 5.5 : Düşey Yüklemeden Hesaplanan İç Kuvvetler	66
Şekil 5.6 : EYN Deprem Yüklemesinden Hesaplanan İç Kuvvetler	67
Şekil 5.7 : Düşey + Deprem Yüklemesinden Hesaplanan İç Kuvvetler	68
Şekil 5.8 : Kenar Mesnette Düşey + Deprem Yüklemesinden Hesaplanan İç Kuvvetler	69
Şekil 5.9 : AISC 360-10 ‘da Gerilme-Narinlik Eğrisi	81

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : Üniform Basınç Etkisindeki Çubuk Kesitlerinde Sınır Narinlik Değerleri	5
Tablo 2.2 : Üniform Eğilme Etkisindeki Çubuk Kesitlerinde Sınır Narinlik Değerleri	6
Tablo 2.3 : Çekme Çubuklarında Kesme Gecikmesi U Katsayıları	8
Tablo 2.4 : Burkulma Boyu Katsayıları	9
Tablo 2.5 : Kompakt, Kompakt Olmayan ve Narin Kesitler	11
Tablo 3.1 : D_a Arttırma Katsayıları	25
Tablo 3.2 : Büyütme Katsayıları	25
Tablo 3.3 : Enkesit Koşulları	28
Tablo 4.1 : DBYBHY 2007'ye Göre Alın Levhalı Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	46
Tablo 4.2 : Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	47
Tablo 4.3 : Alın Levhasız Bulonlu Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	48
Tablo 4.4 : Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	49
Tablo 4.5 : Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	50
Tablo 4.6 : Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşim Detayının Uygulama Sınırları	51
Tablo 5.1 : Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri	58
Tablo 5.2 : Katlara Etkiyen eşdeğer Deprem Yükleri	59
Tablo 5.3 : Katlara Etkiyen Eşdeğer Rüzgar Yükleri	60
Tablo 5.4 : (x) Doğrultusunda Görelî kat Ötelemelerinin Kontrolü ($R = 7$)	62
Tablo 5.5 : (y) Doğrultusunda Görelî kat Ötelemelerinin Kontrolü ($R = 8$)	63

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı [mm^2]
A_k	: Kesme alanı [mm^2]
A_n	: Faydalı enkesit alanı [mm^2]
A_e	: Efektif net alan [mm^2]
A_g	: Brüt alan [mm^2]
$A(T)$	: Spektral İvme Katsayısı
A_w	: Kesit gövde alanı
a	: Berkitmeler arasındaki açıklık
b	: Genişlik
b_{cf}	: Kolon kesitinin başlık genişliği
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
b_e	: Efektif genişlik
C	: HSS kesitler için burulma sabiti
C_b	: Moment değişim katsayısı
C_w	: Çarpılma katsayısı
D	: Dairesel halka kesitlerde dış çap
D	: Ölü yük
D_a	: Akma gerilmesi arttırma katsayısı
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	: Kolon enkesit yüksekliği
E	: Deprem yükü simgesi
E	: Elastisite modülü
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
E_x	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi
E_{x1}	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi (+ 0.05 ek dışmerkezlik etkisi)
E_{x2}	: x doğrultusundaki deprem yükü simgesi (- 0.05 ek dışmerkezlik etkisi)
E_y	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi
E_{y1}	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi (+ 0.05 ek dışmerkezlik etkisi)
E_{y2}	: y doğrultusundaki deprem yükü simgesi (- 0.05 ek dışmerkezlik etkisi)
e	: Bağ kirişi boyu
F_{cr}	: Kritik gerilme

F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde i 'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yüğü
F_u	: Minimum kopma dayanımı
F_y	: Minimum akma gerilmesi
G	: Sabit yük simgesi
H_{ort}	: Düşüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin ortalaması
h	: Gövde levhası yüksekliği
h_i	: Binanın i 'inci katının kat yüksekliği
h_0	: Başlık ağırlık eksenlerinden ölçülen mesafe
I_{st}	: Berkitmelerin atalet momenti
J	: Burulma sabiti
k_v	: Kesme burkulması katsayısı
L	: Hareketli yük, Yanal desteksiz çubuk uzunluğu
L_r	: Çatı katı hareketli yükü
L_b, ℓ_b	: Kirişin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık
ℓ_n	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallık noktaları arasındaki uzaklık
L_p	: Tam plastik kesit davranışının elde edildiği L_b sınır açıklığı
L_r	: İn elastik kesit davranışının elde edildiği L_b sınır açıklığı
M_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eğilme Momenti
M_n	: Nominal eğilme dayanımı
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
M_r	: LRFD veya ASD yük kombinezonlarıyla hesaplanan hesap eğilme dayanımı
M_{pa}	: Kolonun alt ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}	: Kirişin sol ucu i 'de hesaplanan pozitif veya negatif moment kapasitesi
M_{pj}	: Kirişin sağ ucu j 'de hesaplanan negatif veya pozitif moment kapasitesi
M_{pn}	: İndirgenmiş moment kapasitesi
$M_{pü}$	: Kolonun üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{vi}	: Kirişin sol ucu i 'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
M_{vj}	: Kirişin sağ ucu j 'deki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti
N_{bp}	: Eksenel basınç kapasitesi

$N_{\text{çp}}$	: Eksenel çekme kapasitesi
N_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
P_c	: Basınç eksenel kuvvet taşıma gücü
P_r	: LRFD veya ASD yük kombinezonlarıyla hesaplanan hesap eksenel dayanımı
Q	: Hareketli yük simgesi
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_u	: LRFD yük kombinezonlarıyla belirlenen gerekli dayanım
R_n	: Nominal (karakteristik) dayanım
R_a	: ASD yük kombinezonlarıyla belirlenen gerekli dayanım
R_n/Ω	: ASD yönteminde güvenlik gerilmesi
r, r_{ts}	: Atalet yarıçapı
r_y	: Kiriş başlığının ve gövdenin basınç gerilmeleri etkisindeki bölümünün 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
S	: Kar yükü
S_x	: x-x eksenine etrafında elastik kesit modülü
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
T_n	: Nominal burulma dayanımı
t	: Kalınlık
t_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon kesitinin başlık kalınlığı
$t_{\min}$	: Kayma bölgesindeki en küçük levha kalınlığı
t_p	: Takviye levhaları dahil olmak üzere, kayma bölgesindeki toplam levha kalınlığı
t_t	: Takviye levhası kalınlığı
t_w	: Gövde kalınlığı
u	: Kayma bölgesi çevresinin uzunluğu
V_d	: Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_{dy}	: Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon-kiriş birleşim bölgesinin gerekli kesme dayanımı

- V_{ke} : Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
- V_{ik} : Çerçevesi veya perdeli-çerçevesi sistemlerin çerçevelerinde, binanın i'inci katındaki tüm kolonlarda, gözönüne alınan deprem doğrultusunda Bölüm 2'ye göre hesaplanan kesme kuvvetlerinin toplamı
- V_n : Nominal kesme dayanımı
- V_p : Kesme kuvveti kapasitesi
- V_{pn} : İndirgenmiş kesme kuvveti kapasitesi
- V_t : Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
- W : Rüzgar yükü
- W_x : x doğrultusundaki rüzgar yükü
- W_y : y doğrultusundaki rüzgar yükü
- W_p : Plastik mukavemet momenti
- Z : Plastik kesit modülü
- α_i : Herhangi bir i'inci katta hesaplanan V_{is} / V_{ik} oranı
- ΔF_N : Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
- Δ_i : Binanın i'inci katındaki görelî kat ötelemesi
- δ : Kirişte meydana gelen sehim
- γ_p : Bağ kirişi dönme açısı
- Ω_o : Büyütme katsayısı
- ϕ : Dayanım azaltma faktörü
- ϕR_n : Tasarım dayanımını (sınırlanan yapısal tasarım)
- $\phi_t P_n$: Tasarım çekme dayanımı
- Ω : ASD yönteminde güvenlik katsayısı
- σ_a : Yapı çeliğinin akma gerilmesi
- σ_{bem} : Elemanın narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç emniyet gerilmesi
- σ_{em} : Emniyet gerilmesi
- θ_p : Görelî kat ötelemesi açısı

KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
ANSI	: American National Standards Institute
ASD	: Allowable Stress Design
ASTM	: American Society for Testing and Materials
AWS	: American Welding Society
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DÇÇP	: Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler
FLB	: Başlık yerel burkulması
HSS	: Hollow Structural Section
LB	: Yerel burkulma
LRFD	: Load And Resistance Factor Design
LTB	: Yanal burulmalı burkulma
SAP	: Structural Analysis Program
TS 498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
WLB	: Gövde yerel burkulması

1. GİRİŞ

Bu çalışmada Amerikan Şartnamesi AISC 360-10 (Specification for Structural Steel Buildings, Çelik Binalar için Tasarım ve İnşaat Yönetmeliği) [1] ve Türk Deprem Yönetmeliği 2007 (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, DBYBHY)'de [2], çelik binalar için depreme dayanıklı yapı tasarım kuralları esas alınarak bir araştırma yapılmıştır.

Boyutlandırma yapılırken, uluslararası geçerliliği olan ve yaygın olarak kullanılan çelik yapılarla ilgili EC3 EN 1993-1-1 [3] ve AISC 360-10 yönetmelikleri kullanılmaktadır. Yapılan araştırmada bu yönetmeliklerle yapılan hesaplama ve boyutlandırmaların birbirine çok yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

AISC 360-10 yönetmeliğinin uygulamada daha yaygın olduğu, mühendislerce tercih edildiği, sonuçların daha anlaşılabilir ve uygulanabilir olduğu görülmüş, bu yönetmeliğe hakim olan uzmanlar ve bilim adamları tarafından da bu husus doğrulanmıştır. Bu amaçla, bu çalışmada AISC 360-10 yönetmeliğinin boyutlandırma esasları incelenmiş ve Türk Deprem Yönetmeliği 2007 (DBYBHY)'de, Bölüm 4 teki çelik çerçevelerle ilgili sınırlamalar ve kriterlerin sağlanıp sağlanmadığı araştırılmıştır.

Türk Deprem Yönetmeliği 2007 (DBYBHY), Amerikan Ulusal Deprem yönetmeliği ANSI/AISC 341-05 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) [4] ile büyük benzerlikler göstermektedir.

Amerikan ve Türk Deprem yönetmeliklerinin, gerek deneysel çalışmaların sonuçlarını yansıtmaları gerekse büyük depremler sonucunda elde edilen sonuçları kapsamaları bakımından bu konuda dünyada bir boşluğu dolduracağını söylemek mümkündür.

Betonarme yapıların depreme karşı tasarımında deprem perdeleri kullanılmaktadır. Çelik yapılarda ise, söz konusu yönetmeliklerde, çelik çaprazlı perdelerle yatay yük taşıyıcı sistemlerin oluşturulması önerilmektedir.

Literatür araştırmasında, çelik yapıların depreme karşı davranışı, analizi ve tasarımı konusunda kaynak [5], [6], [7], [8] ve [9] da verilen çalışmaların yapıldığı görülmüştür. Söz konusu bu çalışmalarda DBYBHY-2007 ilkeleri ağırlıklı olarak gözönüne alınmış, kaynak [9] da ise çelik karkas bir yapının EC3'e göre boyutlandırması ve kriter esasları verilmiştir.

Çalışmada, AISC 360-10 ve DBYBHY-2007 (ANSI/AISC 341-05) yönetmeliklerinin göz önüne alınmasıyla, çelik yapıların depreme karşı analiz ve boyutlandırılması gerçekleştirilmiş olacaktır.

2. AISC 360-10 YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIM İLKELERİ

Yapılan araştırmada, dünyada en yaygın olarak kullanılan “Çelik Yapı Tasarım” yönetmeliğinin ANSI/AISC 360-10 olduğu görülmüştür. SAP2000 [10] gibi yapısal analiz programlarında tasarım aşamasında ilgili yönetmeliklerin programa katılmış olması, AISC 360-10 yönetmeliğinin etkin, uygulanabilir ve güvenilir olduğunu göstermektedir.

Yönetmelikte, LRFD [11] ve ASD [12] boyutlandırma ilkelerine göre çelik yapıların tasarımı ve inşası konusunda gerekli kurallar verilmektedir.

LRFD (Load and Resistance Factor Design) ile çelik yapıların, Yük ve Mukavemet Çarpanına Göre Tasarımı, kısacası çelik yapıların taşıma gücü ve ASD (Allowable Strength Design) ile de Güvenlik Gerilmelerine Göre Tasarım ilkeleri ifade edilmektedir.

ASD, güvenlik gerilmelerine göre tasarımla, yaklaşık yüz yıldan beri uğraşılmaktadır. LRFD, taşıma gücü ilkesiyle tasarımın ise yaklaşık otuz yıllık bir geçmişi bulunmaktadır.

Aşağıda bu yönetmelikte verilen tasarım ilke ve esasları öz olarak açıklanacaktır.

2.1 Yükler ve Yükleme Kombinasyonları

AISC 360-10 yönetmeliğinde yükler ve yükleme birleşimleri, Amerikan Yük şartnamesi ASCE/SEI-7 ye göre alınmaktadır [13].

Çelik yapıların tasarımında esas alınan yükler aşağıdaki gibi sınıflandırılır:

D = ölü yük,

L = hareketli yük,

Lr = çatı katı hareketli yükü,

S = kar yükü,

W = rüzgar yükü,

E = deprem yükü.

LRFD yönteminde yükleme kombinasyonu;

$1.4 \cdot D$

$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (Lr \text{ veya } S)$

$1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (Lr \text{ veya } S) + (L \text{ veya } 0.5W)$

$1.2 \cdot D + 1.0 \cdot W + L + 0.5 \cdot (Lr \text{ veya } S)$

$1.2 \cdot D + 1.0 \cdot E + L + 0.2 \cdot S$

$0.9 \cdot D + 1.0 \cdot W$

$0.9 \cdot D + 1.0 \cdot E$

şeklinde verilmektedir.

ASD yöntemiyle hesap yapılacaksa, yükleme kombinasyonu;

D
 $D + L$
 $D + (L_r \text{ veya } S)$
 $D + 0.75*L + 0.75*(L_r \text{ veya } S)$
 $D + (0.6W \text{ veya } 0.7E)$
 $D + 0.75*L + 0.75*(0.6W) + 0.75*(L_r \text{ veya } S)$
 $D + 0.75*L + 0.75*(0.7E) + 0.75*S$
 $0.6*D + 0.6*W$
 $0.6*D + 0.7*E$
 olarak alınır.

2.2 LRFD Yaklaşımıyla Tasarım

LRFD yöntemiyle tasarımda, yapısal güvenlik için aşağıdaki bağıntı verilir:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2-1)$$

Burada,

R_u : LRFD yük kombinasyonlarıyla belirlenen gerekli dayanım

R_n : nominal (karakteristik) dayanım

ϕ : dayanım azaltma faktörü

ϕR_n : tasarım dayanımını (sınırlanan yapısal tasarım) gösterir.

Dayanım azaltma faktörü yönetmelikte $\phi \leq 1$ olarak tanımlanmıştır.

2.3 ASD Yaklaşımıyla Tasarım

ASD, güvenlik gerilmeleriyle tasarım için aşağıdaki bağıntı verilir:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (2-2)$$

Burada,

R_a : ASD yük kombinasyonlarıyla belirlenen gerekli dayanım

R_n : nominal (karakteristik) dayanım

Ω : güvenlik katsayısı

R_n / Ω : güvenlik gerilmesini

gösterir.

Güvenlik katsayısı yönetmelikte $\Omega > 1$ olarak tanımlanmıştır.

LRFD ve ASD yönetmeliklerine göre yapılan çözümlemede,

$$\Omega = \frac{6D}{\phi} \left(\frac{1}{4D} \right) = \frac{1.5}{\phi} \quad (2.3)$$

olarak elde edilir.

2.4 Malzeme

Yapısal çelik malzemesi, ASTM (American Society for Testing and Materials) standartında [14] A6/A6M-09 ile başlayıp A992/A992M-06a 'ya kadar çok sayıda verilmektedir. En yaygın olanlar, A36, A53, A572 ve A992 çelikleridir.

A36 çeliğinde, akma gerilmesi $F_y = 220 \text{ N/mm}^2$, kopma gerilmesi $F_u = 340 \text{ N/mm}^2$ civarında olup ülkemizdeki Fe37 çeliğine eşdeğer olduğu söylenebilir. Aynı şekilde A992 çeliğinde, $F_y = 350 \text{ N/mm}^2$, kopma gerilmesi $F_u = 500 \text{ N/mm}^2$ dayanıma sahiptir ve Fe52 çeliğine karşı gelmektedir. Bu çeliklerin karşılığı EC3 normunda S235 ($F_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 360 \text{ N/mm}^2$) ve S355 ($F_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $F_u = 510 \text{ N/mm}^2$) karşı gelmektedir.

ASTM A6 ve ASTM A673 'e göre yapısal çeliklerde yapılan testlerde minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (*Çentik Dayanımı*) değeri 218C'de 27 Nm (27 J) olacaktır.

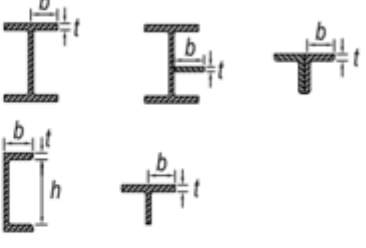
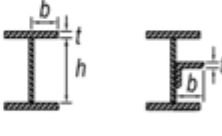
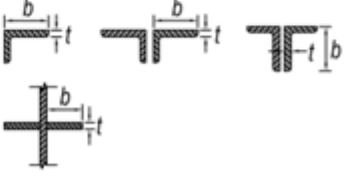
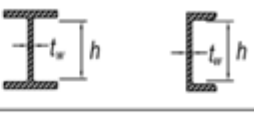
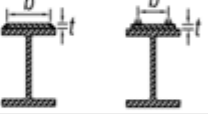
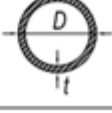
2.5 Kesit Özellikleri

Basınç çubuklarında yerel burkulmanın önlenmesi için, enkesitte *genişlik/kalınlık* oranına sınırlama getirilmiştir.

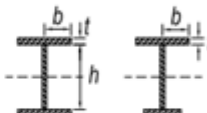
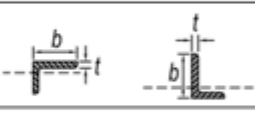
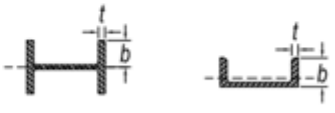
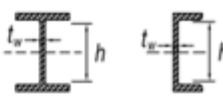
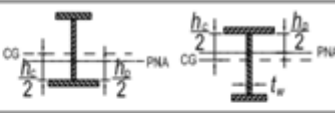
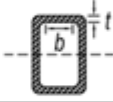
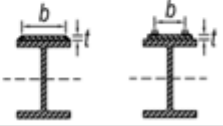
AISC-360-10 Şartnamesinde, kesitler *kompakt*, *kompakt olmayan* ve *narin* olarak sınıflandırılır. Ayrıca, Amerikan Deprem yönetmeliği AISC-341'e göre ek bir sınıflandırma daha verilir, o da *sismik kompakt* kesit sınıflandırılmasıdır.

AISC-360-10 'da enkesit koşullarıyla ilgili çizelgeler Tablo 2.1 ve Tablo 2.2 de verilmiştir:

Tablo 2.1: Üniform basınç etkisindeki çubuk kesitlerinde sınır narinlik değerleri [1]

Durum	Eleman tanımı	Genişlik / kalınlık oranı	Sınırlanan Genişlik / kalınlık oranı λ_r (narın olmayan / narın)	Örnekler
Rijitleştirilmemiş elemanlar	1 Haddelenmiş I kesit -lerin başlıkları Çift korniyerlerin uç elemanları U ve T kesitlerin başlıkları I -şekilli haddelenmiş kesitlerle birleşen levhalar	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 I -şekilli yapım kesit -lerin başlıkları I -şekilli yapım kesit -lerle birleşen levhalar veya korniyer kolları	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3 Tekil korniyerlerin kolları Ayrık çift korniyerle -rin kolları Diğer tüm rijitleştiril -memiş elemanlar	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 T kesitlerin gövdesi	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Rijitleştirilmiş elemanlar	5 Çift simetri düzlemli I kesitlerin ve U kesit -lerin gövdeleri	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Üniform kalınlıkk dikdörtgen HSS ve kutu kesitlerin et kalınlığı	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Başlık levhaları ve civata veya kaynak sıraları arasındaki diyafram levhaları	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 Diğer tüm rijitleştiril -miş elemanlar	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 HSS boru kesitler	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tablo 2.2: Üniform eğilme etkisindeki çubuk kesitlerinde sınır narinlik değerleri [1]

Durum	Eleman tanımı	Genişlik / kalınlık oranı	Sınırlanan Genişlik / kalınlık oranı		Örnekler
			λ_p (kompakt / nonkompakt)	λ_r (nonkompakt / narin)	
Rijitleştirilmemiş elemanlar	10 Haddelenmiş I-şekilli, U ve T kesitlerin başlıkları	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Çift ve tek simetri düzlemli yapım I-şekilli kesitlerin başlıkları	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a] [b]	
	12 Tekil korniyerlerin kolları	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Zayıf eksen etrafında eğilen U ve tüm I-şekilli kesitlerin başlıkları	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 T kesitlerin gövdesi	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Rijitleştirilmiş elemanlar	15 Çift simetri düzlemli I ve U kesitlerin gövdeleri	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Tek simetri düzlemli I-şekilli kesitlerin gövdeleri	h_c/t_w	$\frac{\lambda_p}{\lambda_r} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ [c]	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Üniform kalınlıklı dikdörtgen HSS ve kutu kesitlerin başlıkları	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Başlık levhaları ve civata veya kaynak sıraları arasındaki diyafram levhaları	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 dikdörtgen HSS ve kutu kesitlerin gövdeleri	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20 HSS boru kesitler	D/t	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ $0.35 < k_c < 0.76$
[b] $F_L = 0.7F_y$
 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$
[c] M_y = dış lifteki akma momenti, M = plastik eğilme momenti, kip-in. (N-mm)
 E = Çeliğin elastisite modülü = 29000 ksi (200000 MPa)
 F_y = Minimum akma gerilmesi, ksi (MPa)

2.6 Çekme Çubuklarının Tasarımı

Çekme kuvvetinin statik bir kuvvet olduğu ve kesitin ağırlık merkezine etki ettiği kabul edilir. Çekme çubuğunda narinlik için bir sınırlama getirilmemiştir. Ancak yine de narinlik oranının 300 ‘ ü geçmemesi, $\frac{L}{r} \leq 300$ olması önerilmektedir. (L : çubuk uzunluğu, r : atalet yarıçapı)

Brüt alandan ve kopma alanından, aşağıdaki çekme kuvvetleri hesaplanır:

Brüt alanın çekmede akma durumu için:

$$P_n = F_y A_g \quad (2.4)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Net alanın çekmede kopma durumu için:

$$P_n = F_u A_e \quad (2.5)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

bulunur.

Bu ifadelerle, tasarım çekme dayanımı, $\phi_t P_n$ ve güvenlik çekme dayanımı, P_n / Ω_t brüt alandan ve kopma alanından hesaplanabilmektedir.

Burada;

A_e : efektif net alan (mm^2)

A_g : brüt alan (mm^2)

F_y : minimum akma gerilmesi (MPa)

F_u : minimum kopma dayanımı (MPa)

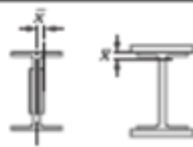
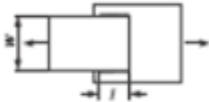
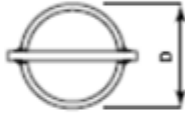
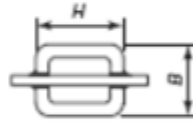
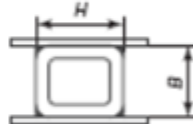
şeklinde ifade edilir.

Efektif (etkili) net alan hesabı:

$$A_e = A_n U \quad (2.6)$$

formülü ile yapılır. Burada, $U \leq 1$ olup kesme gecikmesi faktörü olarak adlandırılır ve Tablo 2.3 ‘ten alınır.

Tablo 2.3: Çekme çubuklarında kesme gecikmesi U katsayıları [1]

Durum	Eleman tanımı	Kesme Gecikmesi Faktörü, U	Örnek
1	Çekme kuvvetinin her parça tarafından doğrudan aktarıldığı, (civatalar veya kaynaklarla) tüm çekme çubukları (3, 4, 5 ve 6 durumları hariç)	$U = 1.0$	—
2	Tüm çekme çubukları (levhalar ve HSS hariç) (1, 3, 4, 5 ve 6 dışında kalan tüm çekme çubukları)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Çekme kuvvetinin enine kaynaklarla enkesitin tamamından değil de bir kısmından aktarıldığı tüm çekme çubukları	$U = 1.0$ ve $A_n = \text{doğrudan bağlantılı elemanların alanı}$	—
4	Çekme kuvvetinin sadece boylama kaynaklarla aktarıldığı levhalar	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Boru HSS enkesitli tek bağ levhah (merkezden geçen) profiller	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Dikdörtgen HSS kutu profiller	Merkezden geçen tek bağ levhah $l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		Kutu kesitin iki kenarından geçen bağ levhah $l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S veya HP şekilli veya bu kesitlerden kesilerek elde edilen T kesitler (eğer Durum 2 den hesaplanan U için ise, büyük değerin kullanılmasına izin verilir)	başlıklarında kuvvet doğrultusunda 3 veya daha çok sayıda civata sırası kullanılarak oluşturulan birleşimler $b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		yükleme doğrultusunda (gövdelerinden) 4 veya daha çok civata ile yapılan birleşimler $U = 0.70$	—
8	Tek korniyerler (eğer, U, Durum 2 den hesaplanırsa, büyük değerin kullanılmasına izin verilir)	yükleme doğrultusunda her bir sırada 4 veya daha çok civata kullanılması durumu $U = 0.80$	—
		yükleme doğrultusunda her bir sırada 2 veya 3 civata kullanılması durumu $U = 0.60$	—
l = birleşim uzunluğu, in. (mm) ; w = levha genişliği, in. (mm); $\bar{x}$ = birleşim eksantrisitesi, in. (mm)			

Cıvatalı ek levhaların boyutlandırılmasında, etkili net alan (TS648 de olduğu gibi [15]);

$$A_e = A_n \leq 0.85A_g \quad (2.7)$$

ile hesaplanır.

2.7 Basınç Çubuklarının Tasarımı

Tasarım basınç dayanımı $\phi_c P_n$ ve güvenlik basınç dayanımı, P_n/Ω_c aşağıdaki gibi hesaplanır:

Nominal (kesit ve malzeme özellikleri kullanılarak) basınç dayanımı P_n , eğilme burkulması, burulmalı burkulma ve eğilmeli-burulmalı burkulmadan hesaplanan alt limitler olmak üzere; $\phi_c = 0.90$ (LRFD) $\Omega_c = 1.67$ (ASD) alınır.

Çubuk narinliği, KL/r hesabında kullanılacak olan K efektif uzunluk katsayısı (burkulma boyu katsayısı) Tablo 2.4 'ten alınır. (KL/r narinlik formülünde; L : yanal desteksiz çubuk uzunluğu (mm), r : atalet yarıçapını gösterir)

Tablo 2.4: Burkulma boyu katsayıları [1]

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Kesikli çizgiler basınç çubuğunun burkulmuş şeklini gösterir.						
Teorik K değeri	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Önerilen tasarım burkulma boyu katsayısı	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Bilgi	 Dönme ve öteleme önlenmiş Dönme serbest, öteleme önlenmiş Dönme önlenmiş, öteleme serbest Dönme ve öteleme serbest					

AISC 360- 10 yönetmeliğinde çubuk narinliği için;

$$KL/r \leq 200 \quad (2.8)$$

sınırlaması getirilmiştir.

Eğilmeli burkulmada nominal basınç dayanımı;

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (2.9)$$

formülü ile hesaplanır.

Kritik gerilme F_{cr} 'nin hesabı için aşağıdaki gibi iki sınırlama gözönüne alınır:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25) \quad (2.10)$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (2.11)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya } \frac{F_y}{F_e} > 2.25) \quad (2.12)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (2.13)$$

Burada, F_e = elastik burkulma gerilmesi olup aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.14)$$

2.8 Eğilme Etkisindeki Çubukların Tasarımı

Basit eğilme altında çubuklar incelenirken, eğilmenin ana eksen (güçlü eksen) etrafında olduğu, kuvvetin, burulma meydana gelmemesi için, kayma merkezine etki ettiği kabul edilir.

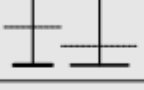
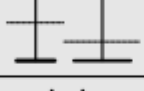
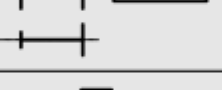
AISC 360-10 yönetmeliğinde kesit davranışına göre mukavemet momentleri farklılık gösterir.

Yönetmelik, kesitleri şu şekilde sınıflandırmaktadır (Tablo 2.5):

- Kompakt kesitler (C)*: Plastik moment ve dönme kapasitesinin tümünü kullanan kesitlerdir. Bu kesitlerde ancak, taşıma gücü aşıldıktan sonra yerel burkulma olayı görülebilir.

- b. *Kompakt Olmayan Kesitler (NC)*: Bu kesitler, yerel burkulma olmadan akma gerilmesine ulaşabilen kesitlerdir. Ayrıca bu kesitlerin kompakt kesitlerden ayrıcalığı, dönme kapasitesinin olmayışıdır.
- c. *Narin Kesitler (S)*: Bu kesitlerde, kesiti oluşturan elemanlarda (başlık levhalarında, gövde levhalarında), akma gerilmesine ulaşılmadan, yerel burkulma olayı meydana gelmektedir.

Tablo 2.5: Kompakt, kompakt olmayan ve narin kesitler [1]

AISC 360-10 Bölüm F de ilgili alt bölüm	Enkesit	Başlıkta Narinlik	Gövdede Narinlik	Limit durumlar
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Korniyerler dışında simetrik olmayan kesitler	N/A	N/A	Tüm limit durumlar

Y = akma, LTB = yanal burulmalı burkulma, FLB = başlık yerel burkulması, WLB = gövde yerel burkulması, TFY = çekme başlığı akması, LLB = kol yerel burkulması, LB = yerel burkulma, C = kompakt, NC = kompakt olmayan, S = narin

Tasarım eğilme dayanımı $\phi_b M_n$ ve güvenlik eğilme dayanımı, M_n/Ω_b aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Nominal eğilme dayanımı M_n 'in hesabı, aşağıda verilecektir.

Tüm çift simetri eksenli kesitler (I kesit gibi) ve tek eğrilikli tek simetri eksenli çubuklar için, moment değişim katsayısı (yanal burulmalı burkulma değişim katsayısı);

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} \quad (2.15)$$

ifadesiyle hesaplanır.

Burada,

M_{max} : yanal destekler arasındaki maksimum moment (N.mm)

M_A : yanal destekler arasında dörtte bir noktadaki moment (N.mm)

M_B : yanal desteklerin orta noktadaki moment (N.mm)

M_C : yanal destekler arasında dörtte üç noktadaki moment (N.mm)

gösterir. Momentlerin formülde mutlak değeri yazılacaktır.

Konsol kirişlerde ve açıklıkta bir yerdeki momentin uçlardaki momentten büyük olduğu durumlarda $c_b = 1$ alınır.

2.8.1 Çift Simetri Düzlemli Kompakt I ve U Kesitler

Tablo 2.5 de birinci satırda (F2) görülen bu kesitlerde, tasarım (limit states) akma (Y) ve yanal burulma burkulmasına (LTB) göre irdelenmektedir.

Akma (Y) durumunda, Nominal eğilme dayanımı:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.16)$$

Burada,

F_y : minimum akma gerilmesi (MPa)

Z_x : x – x eksenini etrafında plastik kesit modülü (mm^3)

Yanal-burulmalı burkulma durumunda (LTB, Lateral-Torsional Buckling), nominal eğilme dayanımı:

a. $L_b \leq L_p$ ise, Yanal-burulmalı burkulma limit durumu uygulanmaz.

b. $L_p \leq L_b \leq L_r$ ise,

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.17)$$

c. $L_b > L_r$ ise,

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.18)$$

Burada,

L_b : profilin basınç başlığından, yanal deplasmanın engellendiği noktalar veya kesitte burulmaya karşı desteklenmiş noktalar arası serbest açıklık,

L_p : tam plastik kesit davranışının elde edildiği L_b sınır açıklığı,

L_r : inelastik kesit davranışının elde edildiği L_b sınır açıklığını gösterir. Kritik gerilme ise;

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (2.19)$$

formülü ile hesaplanır.

Burada,

E : elastisite modülü (200 000 MPa)

J : burulma sabiti (mm^4)

S_x : x-x ekseninde elastik kesit modülü (mm^3)

h_0 : başlık ağırlık eksenlerinden ölçülen mesafe (mm) dir.

L_p ve L_r sınır açıklıklarının hesaplanması aşağıdaki bağıntılarla yapılır:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.20)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (2.21)$$

Burada,

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (2.23)$$

olup, c katsayısının hesabı aşağıdaki gibidir:

a. Çift simetri düzlemlili I kesitler için: $c = 1$

b. U kesitler için: $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ (2.24)

NOT: Çift simetri düzlemlili, dikdörtgen başlıklı I kesitlerde çarpılma katsayısı;

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad (2.25)$$

Şeklindeyir. [16]. Bu ifade, (2.23) te yerine yazılırsa, atalet yarıçapı;

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}} \quad (2.26)$$

olarak hesaplanır. r_{ts} 'nin hesabında, basınç başlığı ve gövdenin 1/6 sı gözönüne alınmıştır.

Yukarıda, akma (Y) ve yanal burulmalı burkulma (LTB) durumları için hesaplanan M_n 'lerden küçüğü, $\phi_b = 0.90$ katsayısı ile çarpılarak, kesit taşıma gücü elde edilir.

2.8.2 Gövdesi Kompakt ve Başlıkları Narin veya Nonkompakt Çift Simetri Düzlemlili I Kesitler

Tablo 2.5 'de ikinci satırda (F3) görülen bu kesitlerde, tasarım (limit states), yanal burulma burkulması (LTB) ve başlık yerel burkulmasına (FLB) göre irdelenmektedir.

Yanal-burulmalı burkulma durumu (Lateral-Torsional Buckling) için, yukarıda 2.8.1 bölümünde verilen formülasyonlar geçerlidir.

Basınç başlığındaki yerel burkulma durumunda aşağıdaki iki adım uygulanır:

a. Başlıkları kompakt olmayan kesitler için:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (2.27)$$

b. Başlıkları Narin kesitler için:

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2} \quad (2.28)$$

Burada,

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \quad L_{pf} = L_p \quad L_{rf} = L_r \quad (2.29)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76$$

h : başlıklar arası temiz açıklık (mm)

Yukarıda, başlık yerel burkulması (FLB) ve yanal burulmalı burkulma (LTB) durumları için hesaplanan M_n 'lerden küçüğü, $\phi_b = 0.90$ katsayısı ile çarpılarak, kesit taşıma gücü elde edilir.

2.8.3 Kare ve Dikdörtgen HSS ve Kutu Kesitler

HSS (Hollow Structural Section) ile, içi boş kesit ifade edilir.

Tablo 2.5 de altıncı satırda (F7) görülen bu kesitlerde, tasarım (limit states), akma(Y), gövde yerel burkulması (WLB) ve başlık yerel burkulmasına (FLB) göre irdelenmektedir.

Akma (Y) durumunda, Nominal eğilme dayanımı:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.30)$$

Burada,

F_y : minimum akma gerilmesi (MPa)

Z_x : x – x eksenini etrafında plastik kesit modülü (mm^3)

Başlık yerel burkulmasında (FLB), nominal eğilme dayanımı:

- Kompakt kesitlerde başlık yerel burkulmasının kontrolüne gerek yoktur.
- Kompakt olmayan kesitlerde;

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (2.31)$$

- Narin başlıklı kesitlerde;

$$M_n = F_y S_e \quad (2.32)$$

Burada,

S_e : basınç başlığında, aşağıdaki ifadeyle hesaplanan, b_e efektif genişliği gözönüne alınarak bulunan, efektif elastik mukavemet momentidir:

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (2.33)$$

Gövde yerel burkulmasında (WLB), nominal eğilme dayanımı:

- Kompakt kesitlerde başlık yerel burkulmasının kontrolüne gerek yoktur.
- Kompakt olmayan gövde kesitlerinde;

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (2.34)$$

S_x : x-x güçlü eksen etrafında elastik mukavemet momenti (kesit modülü) (mm^3)

Yukarıda, akma (Y), başlık yerel burkulması (FLB) ve gövde yerel burkulma (WLB) durumları için hesaplanan M_n 'lerden küçüğü, $\phi_b = 0.90$ katsayısı ile çarpılarak, kesit taşıma gücü elde edilir.

2.8.4 HSS Boru Kesitler

Tablo 2.5 de yedinci satırda (F8) görülen bu kesitlerde, tasarım (limit states), akma (Y) ve yerel burkulmaya (LB) göre irdelenmektedir.

HSS boru kesitlerde tasarım için, D/t oranının;

$$\frac{D}{t} \leq \frac{0.45E}{F_y} \quad (2.35)$$

sınırlaması aranır.

Akma (Y) durumunda, nominal eğilme dayanımı:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (2.36)$$

Burada,

F_y : minimum akma gerilmesi (MPa)

Z : plastik kesit modülü (mm^3)

Yerel burkulmada (LB), nominal eğilme dayanımı:

- Kompakt kesitlerde yerel burkulmanın kontrolüne gerek yoktur.
- Kompakt olmayan kesitlerde;

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{\left(\frac{D}{t}\right)} + F_y \right] S \quad (2.37)$$

- Narin kesitlerde (et kalınlığı bakımından);

$$M_n = F_{cr} S \quad (2.38)$$

Burada,

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\left(\frac{D}{t}\right)} \quad (2.39)$$

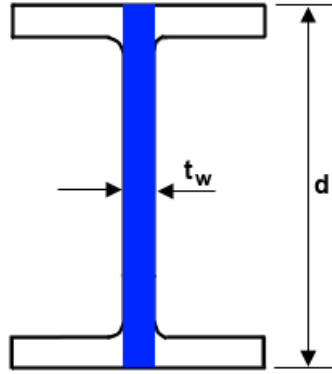
S : elastik kesit modülü (mm^3)

t : boru et kalınlığı (mm)

Yukarıda, akma (Y) ve yerel burkulma (LB) durumları için hesaplanan M_n 'lerden küçüğü, $\phi_b = 0.90$ katsayısı ile çarpılarak, kesit taşıma gücü elde edilir.

2.9 Kesme Kuvveti Etkisindeki Çubukların Tasarımı

Kesme kuvveti etkisi altında çubuklar incelenirken, kesitin tek veya çift simetri eksenli olduğu ve kesme kuvvetinin gövde düzlemi tarafından karşılandığı kabul edilir. Şekil 2.1 de, AISC-360-10 yönetmeliğinde I hadde profili için efektif kesme alanı (gövde düzlemi) gösterilmiştir.



Şekil 2.1: AISC-360-10 yönetmeliğinde efektif kesme alanı

AISC 360-10 yönetmeliğinde kesme kuvveti etkisindeki çubukların tasarım yaklaşımı aşağıda açıklanmaktadır:

Tasarım kesme dayanımı, $\phi_v V_n$ ve kesme güvenlik dayanımı, V_n / Ω_v aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Nominal kesme dayanımı V_n 'in hesabı, bölüm 2.9.1 'de verilmiştir.

2.9.1 Gövdeleri Rijitleştirilmiş veya Rijitleştirilmemiş Çubukların KesmeTasarımı

Burada, verilen formülasyonlar ve açıklamalar, tek veya çift simetri düzlemlı I kesitler ve U kesitleri kapsamaktadır.

Kesme durumunda, nominal kesme dayanımı:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (2.40)$$

ile hesaplanır.

a. I Kesitli hadde profillerinde;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ise,} \quad (2.41)$$

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)} \quad \text{ve} \quad C_v = 1.0 \text{ alınır.}$$

b. HSS boru kesitler ve I kesitler dışındaki, tek veya çift simetri düzlemlı profiller ve U profil gövdelerinde, aşağıdaki üç sınırlama gözönüne alınır:

$$1. \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ ise,} \quad C_v = 1.0 \quad (2.42)$$

$$2. \quad 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ ise,} \quad C_v = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (2.43)$$

$$3. \quad \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ ise,} \quad C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (2.44)$$

Burada,

$A_w = dt_w$: gövde alanı (kesit yüksekliği*gövde kalınlığı) (mm²)

h : hadde profillerde başlıklar arası net mesafeden iç yarıçap çıkarılarak bulunan uzaklık (mm)

: kaynaklı yapım kesitlerde başlıklar arası net uzaklık,

: cıvatalı yapım kesitlerde cıvata sıraları arası mesafe

: T profillerde ise, tüm yükseklik alınır.

Gövde levhasının kesme burkulması katsayısı, k_v , aşağıdaki şekilde belirlenir:

1. Gövdesine dik Rijitleştiricisiz (berkitmesiz) ve $\frac{h}{t_w} < 260$ olan gövde elemanlarında

$k_v = 5$, T profillerde ise, $k_v = 1.2$ alınır.

2. Gövdesine dik rijitleştiricili (berkitmeli) gövde elemanlarında;

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (2.45)$$

$$\frac{a}{h} > 3.0 \text{ veya } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \text{ ise, } k_v = 5 \quad (2.46)$$

Burada, a : berkitmeler arasındaki açıklık (mm) tır.

Berkitmelerle ilgili, AISC 360-10 yönetmeliğinde vurgulanan iki önemli husus şu şekildedir:

1. $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ olması durumunda veya yukarıda, $k_v = 5$ alınarak hesaplanan kesme dayanımının, kesme hesap dayanımından daha büyük olması durumunda berkitme yapılmasına gerek duyulmaz.
2. Berkitmelerin atalet momenti; $I_{st} \geq bt_w^3 j$ kadar olmalıdır.

Burada, $j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5$, $b = a$ *veh* boyutlarından küçük olanıdır.

2.9.2 Kare ve Dikdörtgen HSS ve Kutu Kesitler

Bu kesitlerde, $A_w = 2th$ ve $k_v = 5$ alınarak, yukarıda verilen (2.40) denklemiyle nominal kesme dayanımı, V_n hesaplanır.

h : kesme kuvvetine dayanım gösteren genişlik olup, tüm yükseklikten başlık kalınlıkları ve iç yarıçap çıkarılarak elde edilir (mm). t : tasarım et kalınlığı (mm) dır. (2.42), (2.43) ve (2.44) bağıntılarında, $t_w = t$ (mm) alınacaktır.

2.9.3 HSS Boru Kesitler

Nominal kesme dayanımı,

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (2.47)$$

ile hesaplanır.

Burada,

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v(D)}{t}}^{5/4}} \quad (2.48)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \quad (2.49)$$

formüllerinden hesaplanan gerilmeler olup, en büyüğü alınacaktır. Ancak bu gerilmenin, akma gerilmesinin 0.6 katını geçmemesi gerekir:

$$F_{cr} \leq 0.6F_y \quad (2.50)$$

Yukarıdaki formüllerde;

A_g : çubuk brüt kesit alanı (mm²)

D : dış çap (mm)

t : et kalınlığı (mm)

L_v : kesme kuvvetinin maksimum olduğu kesitten, sıfır olduğu kesite olan uzaklıktır (mm).

2.10 Eğilme + Eksenel Kuvvet ve Burulma Kuvveti Etkisindeki Çubukların Tasarımı

Bu bölümde, AISC 360-10 yönetmeliğine göre, bir veya iki simetri eksenli çubukların, eksenel kuvvet ve eğilme etkisi altındaki tasarımı, burulmalı veya burulmasız, ve sadece burulma etkisi altında kalması durumları incelenecektir.

2.10.1 Çift ve Tek Simetri Düzlemlili Çubukların Eğilme ve Eksenel Kuvvet Altında Tasarımı

1. Eksenel kuvvetin basınç olması durumu:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad ise; \quad \frac{P_r}{P_c} \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2.51)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad ise; \quad \frac{P_r}{2P_c} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2.52)$$

Burada,

P_r : LRFD veya ASD yük kombinezonlarıyla hesaplanan hesap eksenel dayanımı (N)

P_c : basınç eksenel kuvvet taşıma gücü (N)

M_r : LRFD veya ASD yük kombinezonlarıyla hesaplanan hesap eğilme dayanımı (N.mm)

M_c : eğilme momenti taşıma gücü (N.mm)

Formüllerde x indisi, eğilmede güçlü eksen, y indisi ise, eğilmede zayıf eksen gösterir.

2. Eksenel kuvvetin çekme olması durumu:

Eksenel kuvvetin çekme olması halinde, yukarıda basınç durumu için verilen (2.51) ve (2.52) denklemleri kullanılır. Denklemlerde, “2.6 bölümü; çekme çubuklarının tasarımı” başlığı altında verilen katsayılar kullanılır.

2.10.2 Burulma Momenti Etkisindeki HSS Boru ve HSS Dikdörtgen Kesitlerin Tasarımı

Tasarım burulma dayanımı, $\phi_T T_n$ ve burulma güvenlik dayanımı, T_n/Ω_T aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\phi_T = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Nominal burulma dayanımı T_n 'in hesabı, aşağıda verilecektir.

$$T_n = F_{cr} C \quad (2.53)$$

Burada, C : HSS burulma sabitidir.

Kritik gerilme, F_{cr} , aşağıdaki şekilde hesaplanır:

1. HSS Boru Kesitler için:

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{5/4}}} \quad (2.54)$$

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \quad (2.55)$$

Hesaplanan bu kritik gerilmelerden en büyüğü alınacaktır. Ancak bu gerilmenin, akma gerilmesinin 0.6 katını geçmemesi gerekir:

$$F_{cr} \leq 0.6F_y \quad (2.56)$$

Burada,

D : dış çap (mm)

t : et kalınlığı (mm)

L : çubuk uzunluğu (mm).

C : HSS boru kesit burulma sabiti olup, $C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$ formülü ile hesaplanır.

2. HSS dikdörtgen Kesitler için:

$$\frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ise,} \quad F_{cr} = 0.6F_y \quad (2.57)$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ise,} \quad F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}})}{(\frac{h}{t})} \quad (2.58)$$

$$3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \text{ ise,} \quad F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(\frac{h}{t})^2} \quad (2.59)$$

Burada,

h : kesit uzun kenarından, başlık kalınlıkları ve iç yarıçap çıkarılarak elde edilen boy (mm)

t : et kalınlığı (mm)

C : HSS dikdörtgen kesit burulma sabiti olup, $C = 2(B - t)(H - t)t - 4.5(4 - \pi)t^3$ formülü ile hesaplanır. (B ve H , kısa ve uzun kenar dış boyutlardır)

3. TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ (DBYBHY, 2007)' NE GÖRE ÇELİK YAPILARIN TASARIMI

3.1. Kapsam

- ◆ Deprem bölgelerinde yapılacak tüm çelik binaların taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması ve birleşimlerinin düzenlenmesi, bu konuda yürürlükte olan ilgili standart ve yönetmeliklerle birlikte, öncelikle bu bölümde belirtilen özel kurallara uyularak yapılacağı vurgulanmıştır.
- ◆ Bu bölümün kapsamı içindeki çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri; *sadece çelik çerçevelerden, sadece merkezi veya dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden veya çerçevelerin, çelik çaprazlı perdeler ya da betonarme perdelerle birleşiminden oluşabilir.*
- ◆ Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemler de bu bölümün kapsamı içine alınmıştır. [2]

3.2 Çelik Taşıyıcı Sistemlerin Sınıflandırılması

DBYBHY 2007'de, depreme karşı davranışları bakımından, çelik binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, önce süneklik düzeyi bakımından iki sınıfa ayrılmıştır.

- a. *Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler*
- b. *Süneklik Düzeyi Normal Sistemler*

Bu şekilde sınıflandırma,

- ◆ Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler
- ◆ Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler
- ◆ Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler
- ◆ Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler
- ◆ Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

olarak, deprem yönetmeliğindeki tanımlamalarla, beş başlık altında yeniden yazılabilir.

3.3 İlgili Standartlar

- ◆ Bu bölümün kapsamı içinde bulunan çelik taşıyıcı sistemlerin tasarımı; bu yönetmelikte [2] Bölüm 2'de verilen deprem yükleri ve hesap kuralları, TS-498'de [17] öngörülen diğer yükler, emniyet gerilmeleri yöntemine ilişkin olarak TS-648'de verilen kurallara göre yapılacaktır. İlgili standartlarda verilen kuralların farklı olduğu özel durumlarda, bu bölümdeki kurallar esas alınacağı belirtilmektedir.

♦ Bu bölümde verilen kuralların dışında kalan diğer hususlar için TS-648 ve TS-3357'deki [18] kurallara uyulacağı, bu standartlarda ve yönetmeliğin bu bölümünde yer almayan hususlar için ise, uluslararası düzeyde kabul görmüş standart ve yönetmeliklerden yararlanılabileceği ifade edilmektedir. (AISC 360-10, ANSI/AISC 341-05 ve Amerikan kaynak yönetmeliği, AWS [19] gibi)

3.4 Malzeme Koşulları ve Emniyet Gerilmeleri

♦ DBYBHY-2007 yönetmelik kapsamında, TS-648'de veya uluslararası düzeyde kabul görmüş diğer standartlarda tanımlanan ve kaynaklanabilme özelliğine sahip olan tüm yapı çeliklerinin kullanılabileceği ifade edilmektedir.

Başlıklarının et kalınlığı en az 40 mm olan hadde profillerinde, kalınlığı en az 50 mm olan levhalar ve bu levhalar ile imal edilen yapma profillerde, ASTM A673 veya eşdeğeri standartlar uyarınca yapılan testlerde, minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (*Çentik Dayanımı*) değeri 218C'de 27 Nm (27 J) olacaktır.

♦ Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır. Bu bulonlar, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngerilecektir. Deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve ekleri ile temel bağlantı detaylarında ise, ISO 4.6 ve 5.6 kalitesinde bulonlar kullanılabileceği belirtilmiştir.

♦ Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde *tam penetrasyonlu küt kaynak* veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacağı ifade edilmiştir. Bu kaynaklarda kullanılan elektrodun minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (*Çentik Dayanımı*) -298C'de 27 Nm (27 J) olacağı tekrar belirtilmiştir.

♦ Deprem yükleri etkisindeki elemanlarda, aynı birleşim noktasında, kaynaklı ve bulonlu birleşimlerin birarada kullanılmasına izin verilmemiştir.

♦ Düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında *Emniyet Gerilmeleri Yöntemi*'ne göre yapılan kesit hesaplarında, emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılacaktır. Birleşim ve eklerin emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımında ise, bu arttırım %15'i aşmayacaktır. Birleşim ve eklerin ayrıca, bu bölümün ilgili maddelerinde belirtildiği şekilde, eleman kapasitelerine veya arttırılmış deprem etkilerine göre kontrol edileceği belirtilmiştir.

♦ Çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında, σ_a akma gerilmesi yerine $D_a\sigma_a$ arttırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Arttırılmış akma

gerilmesinin hesabında uygulanacak D_a katsayıları, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak, Tablo 3.1’ de verilmiştir.

Tablo 3.1 : D_a Arttırma katsayıları

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

3.5 Arttırılmış Deprem Etkileri

♦ Gerekli görülen yerlerde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, aşağıda verilen arttırılmış deprem etkilerinin gözönüne alınacağı belirtilmiştir. Arttırılmış deprem etkilerini veren yüklemeler

$$1.0G + 1.0Q \pm \Omega_0 E \quad (3.1a)$$

veya daha elverişsiz sonuç vermesi halinde

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (3.1b)$$

şeklinde tanımlanmıştır.

Deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetlere uygulanacak Ω_0 *Büyütme Katsayısı*’nın değerleri, çelik taşıyıcı sistemlerin türlerine bağlı olarak, Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2 : Büyütme katsayıları

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

3.6 İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri

♦ Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri aşağıda tanımlanmıştır.

Yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri:

$$\text{Eğilme momenti kapasitesi} : M_p = W_p \sigma_a \quad (3.2a)$$

$$\text{Kesme kuvveti kapasitesi} : V_p = 0.6 \sigma_a A_k \quad (3.2b)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi} : N_{bp} = 1.7 \sigma_{b,em} A \quad (3.2c)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi} : N_{cp} = \sigma_a A_n \quad (3.2d)$$

olarak yazılır.

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri:

$$\text{Tam penetrasyonlu kaynak} : \sigma_a$$

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak

$$\text{veya köşe kaynağı} : 1.7 \sigma_{em}$$

$$\text{Bulonlu birleşimler} : 1.7 \sigma_{em} \text{ dir.}$$

Burada, σ_{em} ilgili birleşim elemanına ait emniyet gerilmelerini (normal gerilme, kayma ve ezilme gerilmeleri) göstermektedir.

3.7 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçeveler

3.7.1 Enkesit Koşulları

♦ Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde yüksekliği/kalınlığı* oranlarına ilişkin koşullar Tablo 3.3'te verilmiştir.

♦ Kolonların, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, Denk.(3.1a) ve Denk.(3.1b)'ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olması gerektiği belirtilmektedir.

Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri Denk.(3.2c) ve Denk.(3.2d) ile hesaplanacaktır.

3.7.2 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

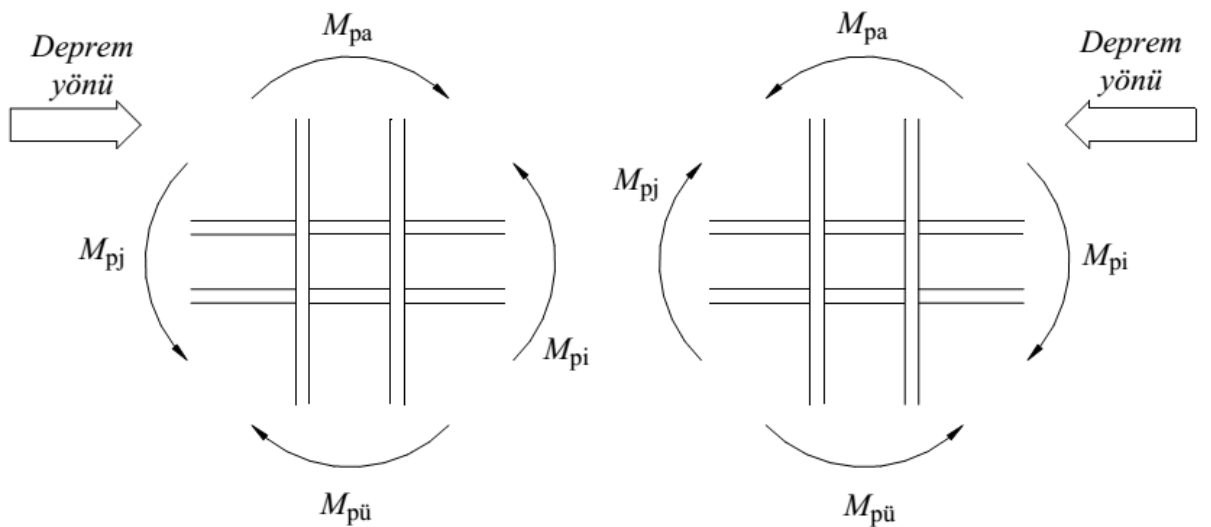
♦ Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının $1.1D_a$ katından daha büyük olması koşulu verilmiştir. (Şekil 3.1).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a(M_{pi} + M_{vj} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (3.3)$$

Bu denklemdaki M_{vi} ve M_{vj} terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı, kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini göstermektedir. Plastik momentlerin kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerinde oluşması halinde, bu terimler sıfır değerini almaktadır.

♦ (3.3) denklemi, depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır. Kolon eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu moment kapasitelerini en küçük yapan tasarım eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

♦ Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında (3.3) denkleminin sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.



Şekil 3.1 : Kolon – kiriş birleşim bölgesi momentleri

Tablo 3.3: Enkesit koşulları

<i>Eleman Tanımı</i>	<i>Narinlik Oranları</i>	<i>Sınır Değerler</i>	
		<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem</i>	<i>Süneklik Düzeyi Normal Sistem</i>
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_a A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_a}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Tanımlar b : I , U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği h : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu D : dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap t : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık t_w : I , U , T , L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı			

3.7.3 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

♦ Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i'inci katında, (3.4) denkleminin sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında (3.3) denkleminin sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

$$\alpha_i = V_{is}/V_{ik} \geq 0.70 \quad (3.4)$$

♦ (3.4) denkleminin sağlanması durumunda, $0.70 < \alpha_i < 1.00$ aralığında, (3.3) denkleminin hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. (3.3) Denklemini sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında hesaplanacaktır.

♦ Herhangi bir katta (3.4) denkleminin sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler *Süneklik Düzeyi Normal Çerçeve* olarak gözönüne alınacak ve DBYBHY 2007'deki Tablo 2.5'e göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır. Ancak süneklik düzeyi normal çerçevelerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle birarada kullanılması da mümkündür.

3.7.4 Kiriş - Kolon Birleşim Bölgeleri

♦ Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşulun birarada sağlanması ifade edilmiştir:

(a) Birleşim en az 0.04 radyan *Görelî Kat Ötelemesi Açısı*'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır.

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesinin $0.80 * 1.1D_a$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır.

Zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır.

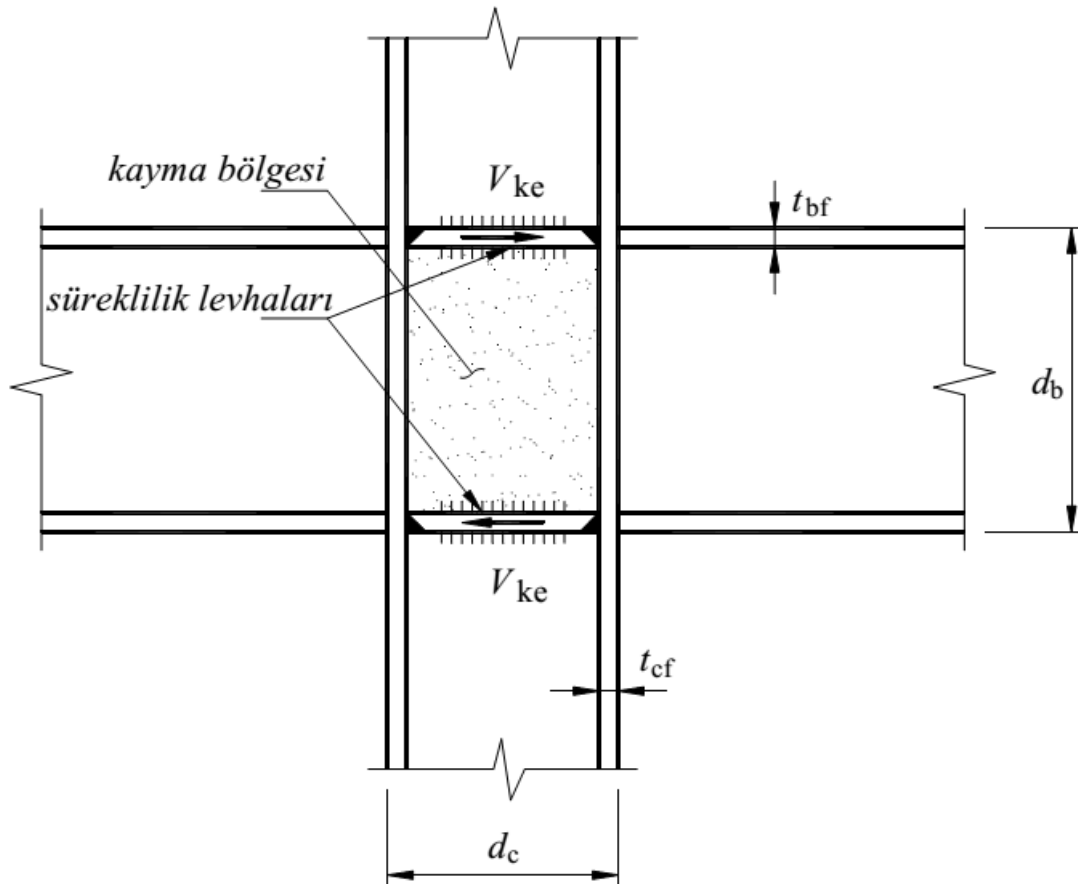
(c) Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti (3.5) denklemi ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1D_a \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l_n} \quad (3.5)$$

♦ Kiriş – kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Şekil 3.2) aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:

(a) Kayma bölgesinin gerekli V_{ke} kesme kuvveti dayanımı, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır.

$$V_{ke} = 0.8 \sum M_p \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (3.6)$$



Şekil 3.2 : Kolon – kiriş birleşiminde kayma bölgesi

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasitesi

$$V_p = 0.6\sigma_a d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (3.7)$$

denklemleri ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için

$$V_p \geq V_{ke} \quad (3.8)$$

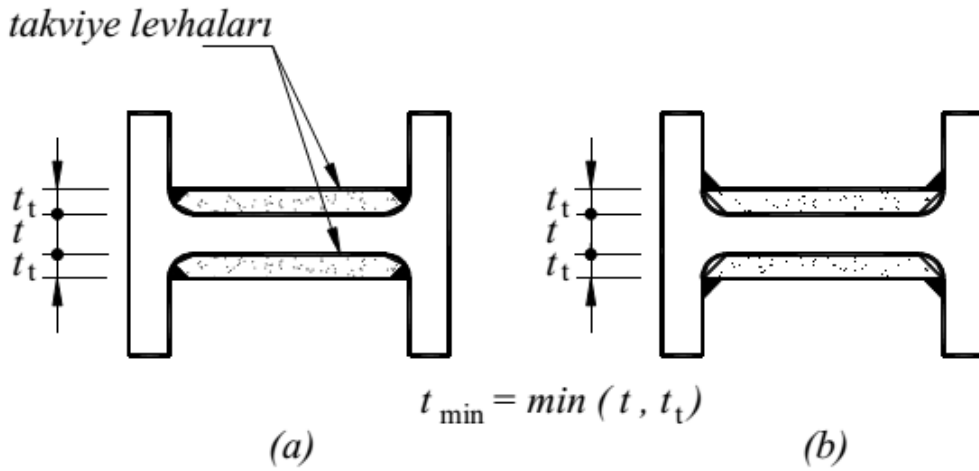
koşulunun sağlanması gerekmektedir. Bu koşulun sağlanmaması halinde, gerekli miktarda takviye levhası kullanılacak veya kayma bölgesine köşegen doğrultusunda berkitme levhaları eklenecektir.

(c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, t_{min} , (Şekil 3.3) aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{min} \geq u/180 \quad (3.9)$$

Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirlerine kaynakla bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanacak ve levha kalınlıkları toplamının (3.9) denklemini sağladığı kontrol edilecektir.

(d) Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır (Şekil 3.3). Bu kaynaklar, takviye levhası tarafından karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilecektir.



Şekil 3.3 : Kesit gövdesinde takviye levhaları

◆ Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde *süreklilik levhaları* konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır.

(a) Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır.

(b) Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir, (Şekil 3.2). Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

(c) Kolon başlık kalınlığının

$$t_{cf} \geq 0.54\sqrt{b_{bf}t_{bf}} \quad (3.10a)$$

ve

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.10b)$$

koşullarının her ikisini de sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir.

3.7.5 Kolon ve Kiriş Ekleri

◆ Tam penetrasyonlu küt kaynaklı veya bulonlu olarak yapılan kolon ekleri, kolon-kiriş birleşim yerinden en az net kat yüksekliğinin 1/3'ü kadar uzakta olacaktır. Köşe kaynağı ile veya tam penetrasyonlu olmayan küt kaynakla yapılan eklerde bu uzaklık, ayrıca 1.20 m' den az olmayacaktır.

◆ Kiriş ekleri, kolon-kiriş birleşim kesitinden en az kiriş yüksekliğinin iki katı kadar uzakta yapılacaktır.

◆ Kolon ve kiriş eklerinin eğilme kapasitesi, eklenen elemanın eğilme kapasitesinden, kesme kuvveti kapasitesi ise (3.5) denkleminde verilen değerden az olmayacaktır. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet kapasiteleri (3.1a) ve (4.1b) denklemleri ile hesaplanan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olacaktır.

3.7.6 Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

♦ Kirişlerin üst ve alt başlıkları yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Kirişlerin yanal doğrultuda mesnetlendiği noktalar arasındaki l_b uzaklığı

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (3.11)$$

koşulunu sağlayacaktır. Ayrıca, tekil yüklerin etkidiği noktalar, kiriş enkesitinin ani olarak değiştiği noktalar ve sistemin doğrusal olmayan şekil değiştirmesi sırasında plastik mafsalları oluşabilecek noktalar da yanal doğrultuda mesnetlenecektir.

♦ Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli basınç ve çekme dayanımı, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.02'sinden daha az olmayacaktır.

♦ Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında, yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir.

3.8 Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler

3.8.1 Enkesit Koşulları

♦ Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde yüksekliği/kalınlığı* oranlarına ilişkin koşullar Tablo 3.3'te verilmiştir. Ancak en çok iki katlı binalarda, gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması koşulu ile bu sınırların aşılmasına izin verilebileceği belirtilmiştir.

♦ Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için 3.7.1 bölümünde verilen koşullar süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için de geçerlidir.

♦ Süneklik düzeyi normal çerçevelerde, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için 3.7.2 ve 3.7.3 bölümlerinde verilen koşullara (güçlü kolon – zayıf kiriş) uyulması zorunlu değildir.

3.8.2 Kiriş – Kolon Birleşim Bölgeleri

♦ Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

(a) Kolona birleşen kirişin eğilme momenti kapasitesi ve gerekli kesme kuvveti dayanımı.

(b) Arttırılmış yükleme durumlarından dolayı kolon yüzünde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

♦ Kiriş-kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Şekil 3.2) aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:

(a) Kayma bölgesinin V_{ke} gerekli kesme kuvveti dayanımının hesabında, (3.1a) ve (3.1b) denklemlerinde verilen arttırılmış deprem yüklemesinden meydana gelen kesme kuvveti ve (3.6) Denklemi ile hesaplanan kesme kuvvetinden küçük olanı kullanılacaktır.

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti dayanımı (3.7) denklemi ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için (3.8) denkleminin sağlanması gerekmektedir.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kayma bölgesi hesabı için yukarıda verilen kurallar, süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

♦ Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde süreklilik levhalarının hesabı için verilen kurallar, süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

3.8.3 Kiriş ve Kolon Ekleri

♦ Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde kolon ve kiriş ekleri için verilen kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

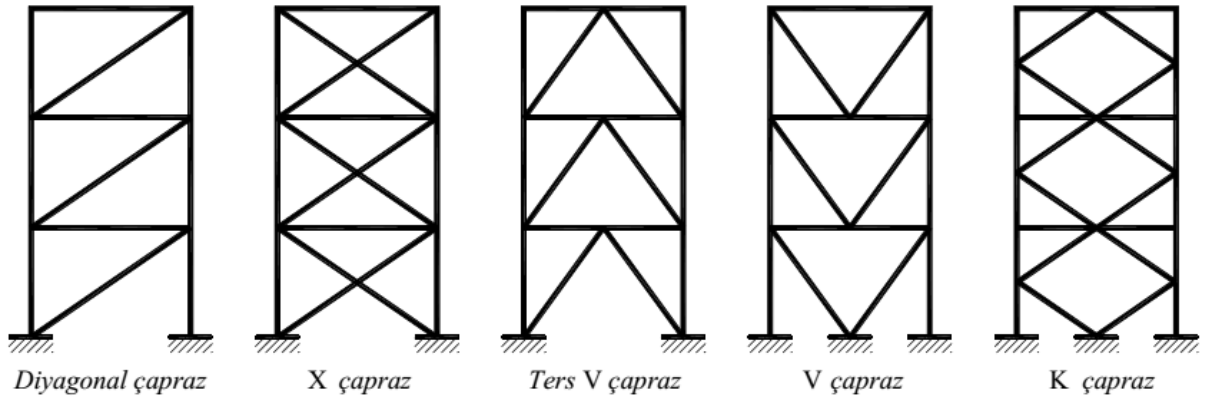
3.9 Merkezi ve Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

♦ Çelik çaprazlı perdeler, mafsallı birleşimli veya moment aktaran çerçeveler ile bunlara merkezi ve dışmerkez olarak bağlanan çaprazlardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Bu tür sistemlerin yatay yük taşıma kapasiteleri, eğilme dayanımlarının yanında, daha çok veya tümüyle elemanların eksenel kuvvet dayanımları ile sağlanmaktadır. Çelik çaprazlı perdeler, çaprazların düzenine bağlı olarak ikiye ayrılırlar:

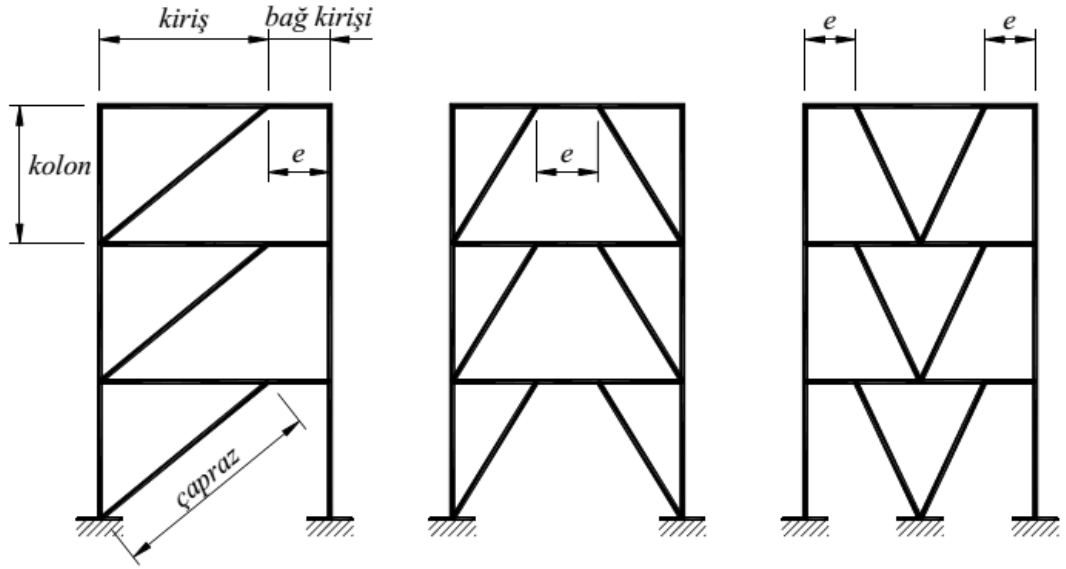
(a) Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler (Şekil 3.4)

(b) Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler (Şekil 3.5)

♦ Çaprazların çerçeve düğüm noktalarına merkezi olarak bağlandığı *Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler* süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılabilirler. Buna karşılık, çaprazların çerçeve düğüm noktalarına dışmerkez olarak bağlandığı *Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler* süneklik düzeyi yüksek sistem olarak boyutlandırılacaklardır.



Şekil 3.4 : Merkezi çelik çaprazlı perdeler



Şekil 3.5 : Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler

3.10 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

♦ Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler, basınç elemanlarının bazılarının burkulması halinde dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılırlar. Bu sistemlerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir.

3.10.1 Enkesit Koşulları

♦ Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, *başlık genişliği/kalınlığı*, *gövde yüksekliği/kalınlığı* ve *çap/kalınlık* oranlarına ilişkin koşullar Tablo 3.3'te verilmiştir.

◆ Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

◆ Çok parçalı çaprazlarda bağ levhalarının aralıkları, ardışık iki bağ levhası arasındaki tek elemanın narinlik oranı tüm çubuğun narinlik oranının 0.40 katını aşmayacak şekilde belirlenecektir. Çok parçalı çaprazın burkulmasının bağ levhasında kesme etkisi oluşturmadığının gösterilmesi halinde, bağ levhalarının aralıkları, iki bağ levhası arasındaki tek çubuğun narinlik oranı çok parçalı çubuğun etkin narinlik oranının 0.75 katını aşmayacak şekilde belirlenebilir. Bağ levhalarının toplam kesme kuvveti kapasitesi, her bir çubuk elemanının eksenel çekme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacak ve bağ levhaları eşit aralıklı olarak yerleştirilecektir. Bulonlu bağ levhalarının, çubuğun temiz açıklığının orta dörtte birine yerleştirilmesine izin verilmez.

3.10.2 Yatay Yüklerin Dağılımı

◆ Binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanlar, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30'u ve en çok %70'i basınca çalışan çaprazlar tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir.

3.10.3 Çaprazların Birleşimleri

DBYBHY-2007, Bölüm 4.6.3.1 – Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlayacaktır:

(a) Çaprazın eksenel kuvvet (çekme veya basınç) kapasitesi.

(b) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanların kapasitelerine bağlı olarak, söz konusu çapraza aktarılacak en büyük eksenel kuvvet.

(c) Arttırılmış yükleme durumlarından meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

◆ Çaprazları kolonlara ve/veya kirişlere bağlayan düğüm noktası levhaları aşağıdaki iki koşulu da sağlayacaklardır:

(a) Düğüm noktası levhasının düzlemi içindeki eğilme kapasitesi, düğüm noktasına birleşen çaprazın eğilme kapasitesinden daha az olmayacaktır.

(b) Düğüm noktası levhasının düzlem dışına burkulmasının önlenmesi amacıyla, çaprazın ucunun kiriş veya kolon yüzüne uzaklığı düğüm levhası kalınlığının iki katından daha fazla

olmayacaktır. Buna uyulamadığı durumlarda, ilave berkitme levhaları kullanarak, düğüm levhasının düzlem dışına burkulması önlenecektir.

3.10.4 Özel Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar

♦ V veya ters V şeklindeki çapraz sistemlerinin sağlaması gereken ek koşullar aşağıda verilmiştir:

(a) Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.

(b) Çaprazlar düşey yüklerin ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında boyutlandırılacaktır. Ancak çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi üzerindeki düşey yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için verilen koşullar çaprazların bağlandığı kirişler için de aynen geçerlidir.

♦ Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerde K şeklindeki (çaprazların kolon orta noktasına bağlandığı) çapraz düzenine izin verilemez.

3.10.5 Kolon Ekleri

♦ Kolon ekleri kolon serbest yüksekliğinin ortadaki 1/3'lük bölgesinde yapılacaktır.

♦ Kolon eklerinin eğilme dayanımı eklenen elemanlardan küçüğünün eğilme kapasitesinin %50'sinden, kesme kuvveti dayanımı ise eklenen elemanlardan küçüğünün kesme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Ayrıca, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, kolon eklerinin eksenel kuvvet taşıma güçleri (3.1a) ve (3.1b) denklemlerinde verilen arttırılmış deprem yüklemelerinden oluşan basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli olacaktır.

3.11 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

3.11.1 Enkesit Koşulları

♦ Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, *başlık genişliği/kalınlığı*, *gövde yüksekliği/kalınlığı* ve *çap/kalınlık* oranlarına ilişkin koşullar Tablo 3.3'te verilmiştir. Ancak en çok iki katlı binalarda, gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması koşulu ile bu sınırların aşılmasına izin verilebilir.

♦ Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

- ◆ Çok parçalı çaprazlarda, TS648'in bağ levhalarına ilişkin kuralları geçerlidir. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacaktır.
- ◆ Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde hesaplanan çaprazlarda narinlik oranı 250'yi aşmayacaktır. Ancak en çok iki katlı binalardaki çapraz elemanların, DBYBHY 2007-Bölüm 2'ye göre hesaplanan çekme kuvvetinin Tablo 3.2'deki Ω_0 katsayısı ile çarpımını taşıyacak şekilde boyutlandırılmaları halinde bu kural uygulanmayabilir.

3.11.2 Çaprazların Birleşimleri

- ◆ Çaprazların birleşim detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, birleşimin taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanını da sağlayacaktır:

(a) Çaprazın eksenel kuvvet (çekme veya basınç) kapasitesi.

(b) (3.1a) ve (3.1b) Denklemlerinde verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen çapraz eksenel kuvveti.

(c) Düğüm noktasına birleşen diğer elemanlar tarafından söz konusu çapraza aktarılabilecek en büyük kuvvet.

- ◆ Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için verilen koşullar, süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler için de geçerlidir.

3.11.3 Özel Çapraz Düzenleri için Ek Koşullar

- ◆ Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeler için verilen koşullar, süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdeler için de geçerlidir.
- ◆ Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için verilen koşullar, çaprazların bağlandığı kirişler için de aynen geçerlidir.

3.12 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

- ◆ Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemleridir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir.

3.12.1 Enkesit Koşulları

- ◆ Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri, diğer kirişleri, kolon ve çaprazlarında *başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı* ve *çap/kalınlık* oranlarında Tablo 3.3'teki koşullara uyulacaktır.
- ◆ Çaprazların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.
- ◆ Çok parçalı çaprazlar için verilen koşullar, dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için de aynen geçerlidir.

3.12.2 Bağ Kirişleri

- ◆ Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, her çapraz elemanın en az bir ucunda bağ kirişi bulunacaktır.
- ◆ Bağ kirişinin boyu, ilerde verilecek olan, “*Bağ Kirişi – Kolon Birleşimi*” özel durumu dışında, aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$1.0 M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p \quad (3.12)$$

Bu bağıntıdaki M_p eğilme momenti ve V_p kesme kuvveti kapasiteleri (3.2a) ve (3.2b) Denklemleri ile hesaplanacaktır.

- ◆ Bağ kirişleri, düşey yükler ve DBYBHY 2007 - Bölüm 2'ye göre hesaplanan deprem etkilerinden oluşan tasarım iç kuvvetleri (kesme kuvveti, eğilme momenti ve eksenel kuvvet) altında boyutlandırılacaktır.
- ◆ Bağ kirişinin V_d tasarım kesme kuvveti, aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlayacaktır.

$$V_d \leq V_p \quad (3.13)$$

$$V_d \leq 2.0 M_p/e \quad (3.14)$$

- ◆ Bağ kirişi tasarım eksenel kuvvetinin

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} > 0.15 \quad (3.15)$$

olması halinde, (3.13) ve (3.14) denklemlerinde M_p ve V_p yerine

$$M_{pn} = 1.18M_p \left[1 - \frac{N_d}{\sigma_a A} \right] \quad (3.16)$$

$$V_{pn} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_d}{\sigma_a A} \right)^2} \quad (3.17)$$

değerleri kullanılacaktır.

♦ Bağ kirişinin gövde levhası tek parçalı olacak, gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulunmayacaktır. Gövde levhasında boşluk açılmayacaktır.

3.12.3 Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

♦ 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.

♦ Ayrıca, bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü de, $0.45b_{bf}\sqrt{E_s/\sigma_a}$ aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Bu mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının eksenel çekme kapasitesinin 0.01'inden daha az olmayacaktır.

♦ Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir.

3.12.4 Bağ Kirişinin Dönme Açısı

Bağ kirişinin bulunduğu i ' inci katın, DBYBHY 2007 - Bölüm 2' de tanımlanan Δ_i görelî kat ötelemesine bağlı olarak

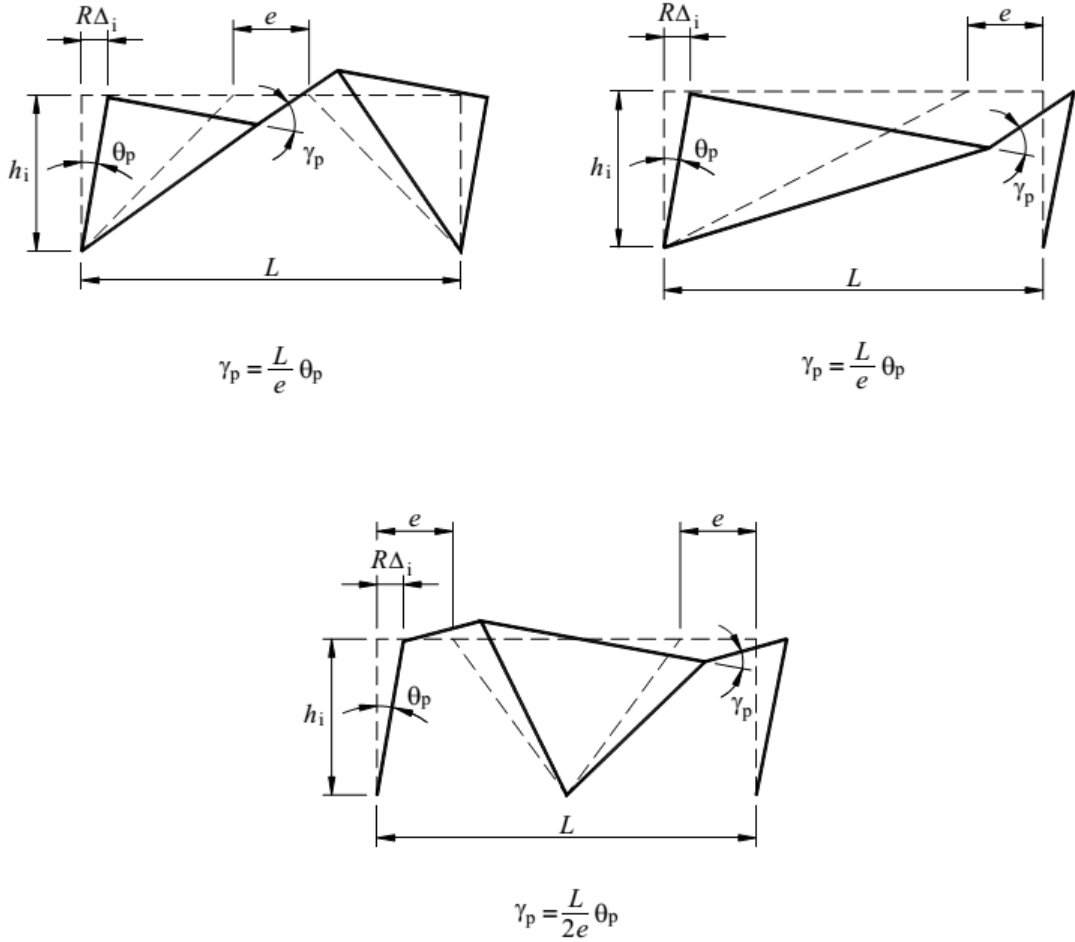
$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (3.18)$$

denklemleri ile bulunan görelî 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 (Şekil 3.6):

(a) Bağ kirişi uzunluğunun $1.6 M_p/V_p$ ' ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.10 radyan.

(b) Bağ kirişi uzunluğunun $2.6 M_p/V_p$ ' ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.03 radyan.

Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

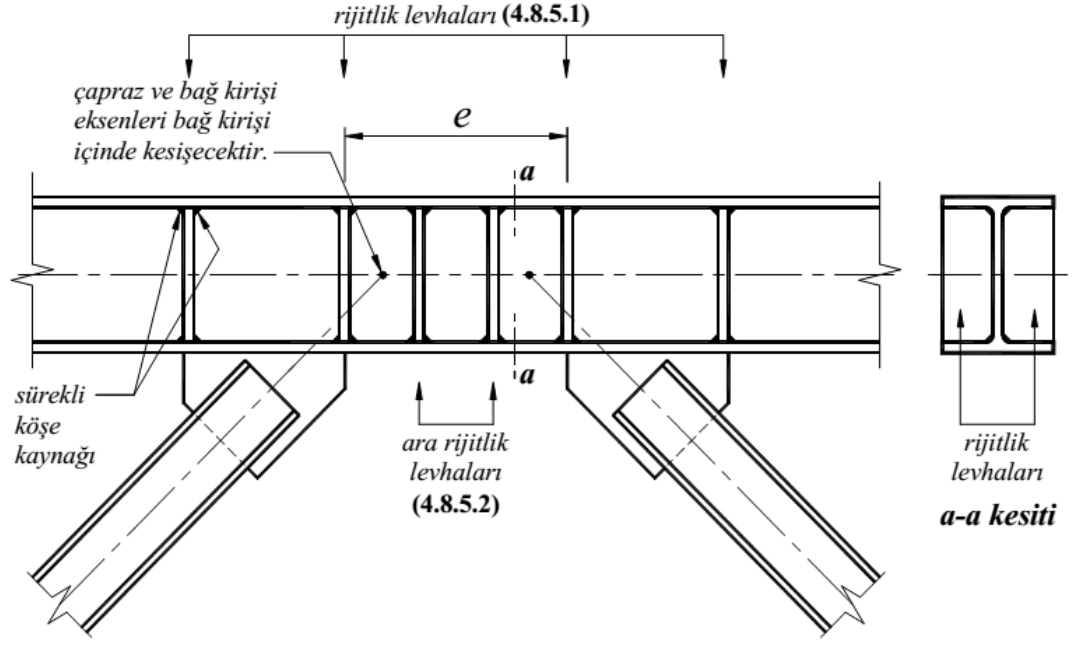


Şekil 3.6 : Bağ kirişlerinde dönme açıları

3.12.5 Rijitlik (Berkitme) Levhaları

♦ 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 $(b_{bf} - t_w)/2$ genişliğinde olacaktır (Şekil 3.7).

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 3.7 : Çapraz – bağ kirişi birleşimi ve berkitme levhaları

♦ Bağlantı kirişi uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, aşağıda tanımlanan *ara rijitlik levhaları* konulacaktır:

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

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

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

3.12.6 Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonlar

♦ Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, DBYBHY 2007 - Bölüm 2'ye göre hesaplanan deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinde kesit seçimi sonucunda hesaplanan M_p/M_d ve V_p/V_d *Tasarım Büyütme Katsayıları* 'nın küçüğü ile uyumlu olacak şekilde artırılması suretiyle belirlenecektir.

♦ Çaprazlar, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

♦ Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

♦ 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) (3.1a) ve (3.1b) denklemlerinde verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

♦ Çapraz, kat kirişi ve kolon enkesitlerinin iç kuvvet kapasiteleri (3.2) denkleminde verilen bağıntılar ile hesaplanacaktır.

3.12.7 Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi

Çaprazların bağ kirişi ile birleşim detayı, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

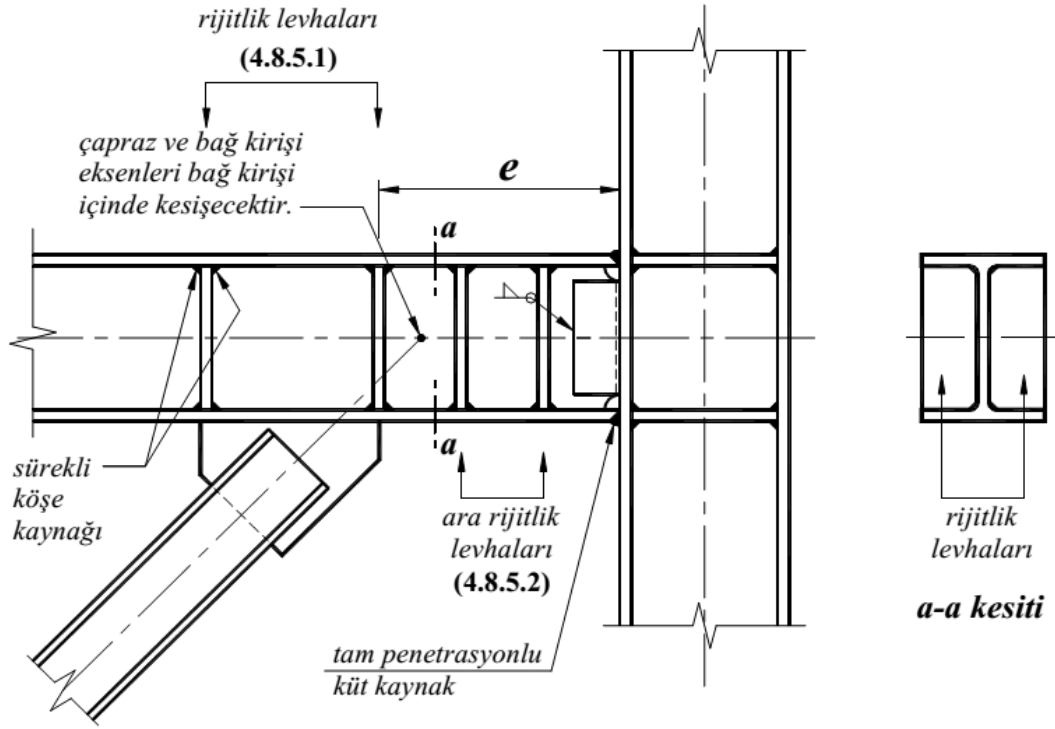
3.12.8 Bağ Kirişi – Kolon Birleşimi

♦ Kolona birleşen bağ kirişinin boyu

$$e \leq 1.6 M_p / V_p \quad (3.19)$$

koşulunu sağlayacaktır.

♦ Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme ve kesme dayanımları, sırasıyla bağ kirişinin M_p eğilme momenti kapasitesinden ve V_p kesme kuvveti kapasitesinden daha az olmayacaktır. Bağ kirişi başlıklarının kolona bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak uygulanacaktır (Şekil 3.8).



Şekil 3.8 : Bağ kirişi-kolon birleşimi ve berkitme levhaları

3.12.9 Kiriş – Kolon Birleşimi

♦ Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün kolon ile birleşim detayı kiriş gövde düzlemi içinde mafsallı olarak yapılabilir. Ancak bu bağlantı, kiriş başlıklarının eksenel çekme kapasitesinin 0.01'ine eşit, enine doğrultuda ve ters yönlü kuvvetlerin oluşturduğu burulma momentine göre boyutlandırılacaktır.

3.13 Temel Bağlantı Detayları

♦ Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilmeleri kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:

(a) Temele birleşen kolonun eğilme momenti kapasitesinin $1.1D_a$ katından oluşan eğilme momenti ile temele birleşen kolon ve çaprazların eksenel yük kapasitelerinin $1.1D_a$ katından oluşan toplam düşey ve yatay kuvvetler.

(b) (4.1a) ve (4.1b) denklemlerinde verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

4. MOMENT AKTARAN ÇERÇEVELERDE KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİM DETAYLARI

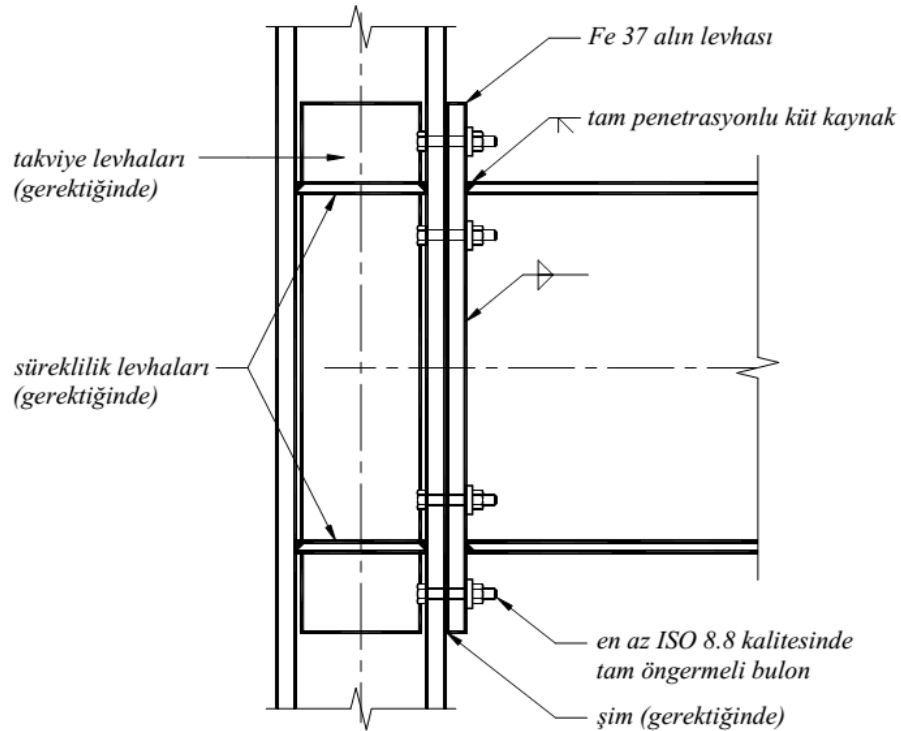
4.1 Kapsam ve Genel Hususlar

- ♦ Bu bölümde, en az 0.04 radyan *Görelî Kat Ötelemesi Açısı*'nı (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olduğu deneysel ve/veya analitik yöntemlerle kanıtlanmış olan çeşitli bulonlu ve kaynaklı birleşim detayı örnekleri açıklanmıştır.
- ♦ Bu detaylar, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, kendilerine ait uygulama sınırları çerçevesinde kullanılabileceklerdir.
- ♦ Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde ise, söz konusu detaylar koşulsuz olarak kullanılabilirler.
- ♦ Birleşim detaylarının dayanım hesapları ve kapasite kontrol tahkikleri, süneklik düzeyi yüksek ve normal çerçeveler için, DBYBHY 2007 deki esaslara uygun olarak yapılacaktır.

4.2 Kiriş – Kolon Birleşim Detayları

4.2.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Alın levhalı, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 4.1’de verilmiştir. Detayda, Fe 37 çeliğinden yapılan alın levhası kirişin başlık levhalarına tam penetrasyonlu küt kaynak ile, gövde levhasına ise çift taraflı köşe kaynağı ile birleştirilmektedir. Alın levhasının kolona bağlantısı için, en az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli bulonlar kullanılacaktır.



Şekil 4.1 : Alın levhalı-bulonlu birleşim detayı

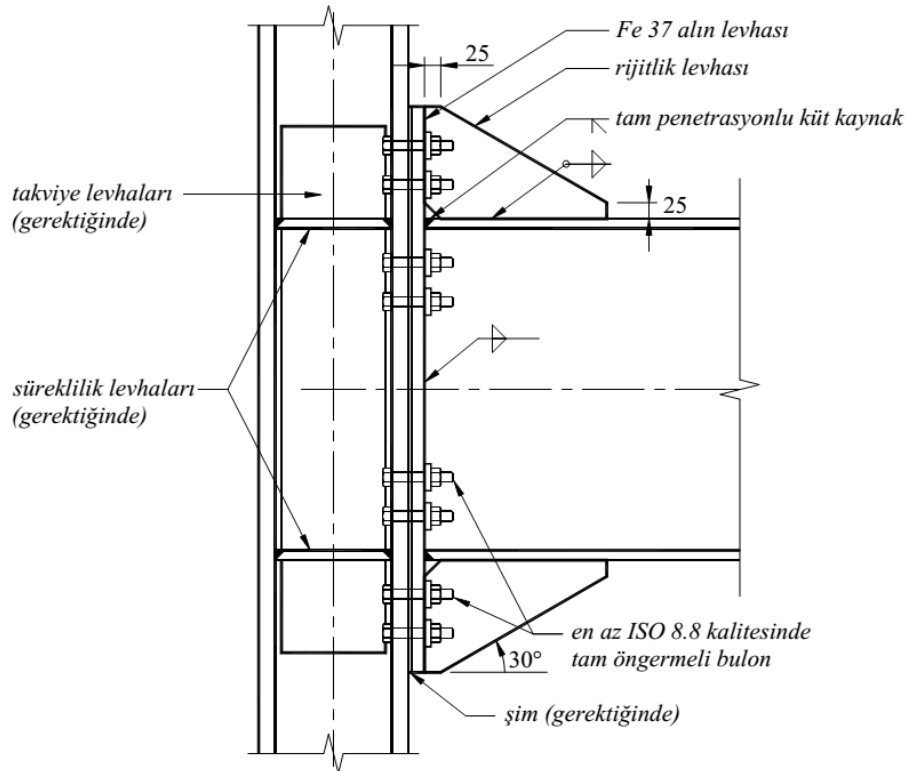
Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.1’de verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.1 : DBYBHY 2007’ye göre alın levhalı bulonlu kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 750 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme
Alın levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

4.2.2 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Rijitlik levhaları ile takviye edilmiş alın levhalı, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı Şekil 4.2’de verilmiştir. Detayda, Fe 37 çeliğinden yapılan alın levhası kirişin başlık levhalarına küt kaynak ile, gövde levhasına ve rijitlik levhalarına ise çift taraflı köşe kaynağı ile birleştirilmektedir. Alın levhasının kolona bağlantısı için, en az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli bulonlar kullanılacaktır.



Şekil 4.2 : Taviyeli alın levhalı bulonlu birleşim detayı

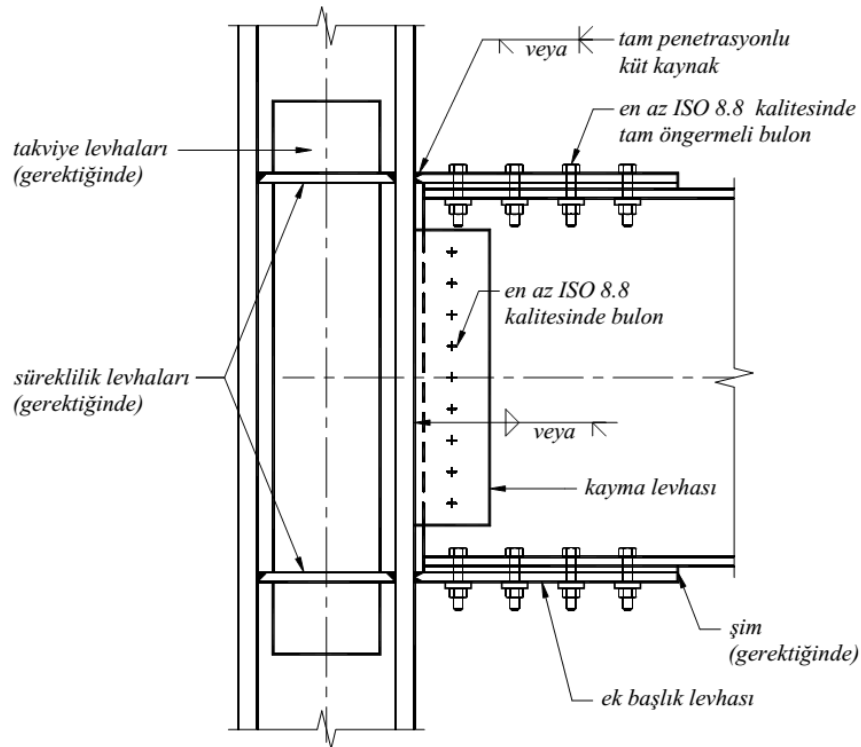
Bu detayın süneklik düzeyi yüksek ervelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.2’de verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.2 : Takviyeli aln levhalı bulonlu kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
Bulon öngerme koşulları	Tam ngerme
Aln levhası malzeme sınıfı	Fe 37
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

4.2.3 Aln Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı

Aln levhasız, bulonlu kiriş-kolon birleşim detayı şekil 4.3’te verilmiştir. Detayda, kirişin kolona bağlantısı ek başlık levhaları ve gövdedeki kayma levhası ile sağlanmaktadır. Ek başlık levhaları kolona tam penetrasyonlu küt kaynak ile kayma levhası ise kt kaynak veya köşe kaynağı ile birleştirilmiştir. Kiriş başlık ve gövde levhalarının ek başlık levhasına ve kayma levhasına bağlantısı için en az ISO 8.8 kalitesinde bulonlar kullanılacaktır. Ek başlık levhasının hadde doğrultusu, kiriş boyuna ekseninin doğrultusunda olacaktır.



şekil 4.3 : Aln levhasız bulonlu birleşim detayı

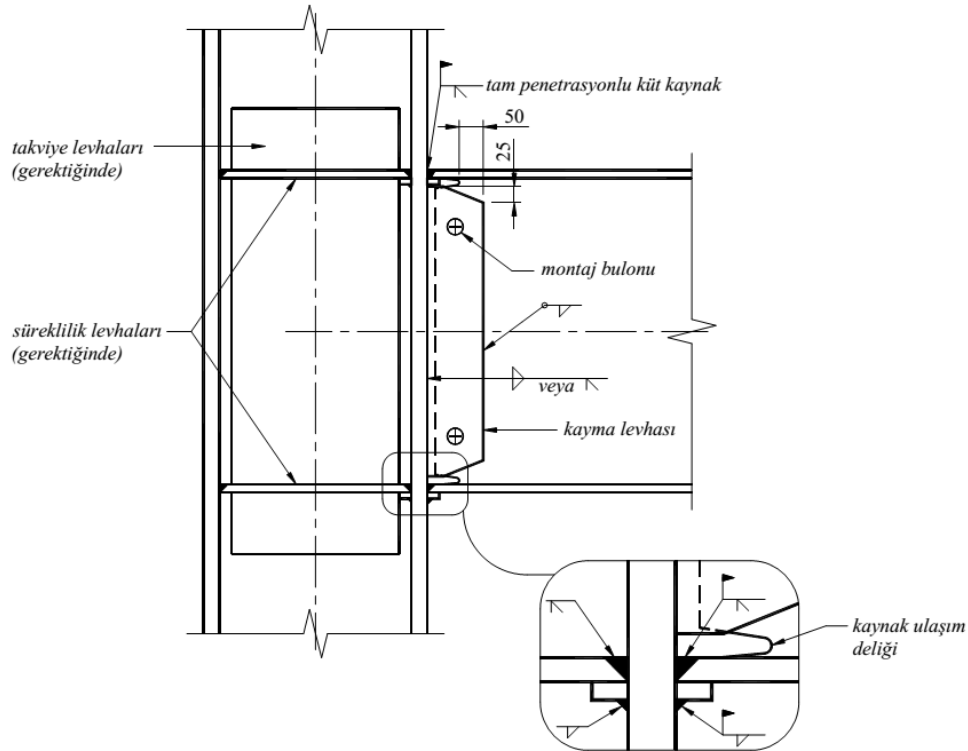
Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.3'te verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.3 : Alın levhasız bulonlu kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 800 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 8
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Bulon sınıfı	8.8 veya 10.9
En büyük bulon boyutu	M 30
Başlık levhası bulonlarının öngerme koşulları	Tam öngerme
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 37, Fe 52
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

4.2.4 Kaynaklı Birleşim Detayı

Kaynaklı birleşim detayı Şekil 4.4'te verilmiştir. Detayda, kiriş başlık levhalarının kolona birleşimi tam penetrasyonlu küt kaynak ile sağlanmaktadır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanarak, küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Detayda gösterildiği gibi, kiriş başlıklarındaki küt kaynaklar için kaynak ulaşım deliklerine gerek olmaktadır.



Şekil 4.4 : Kaynaklı birleşim detayı

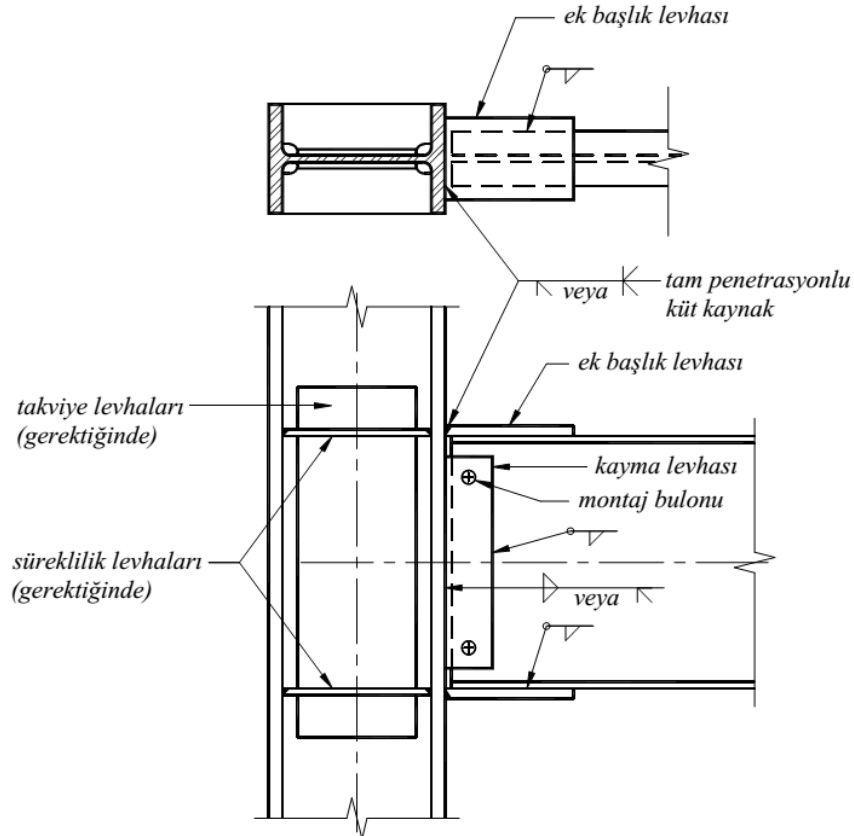
Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.4'te verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.4 : Kaynaklı kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Kaynak ulaşım deliği	gerekli
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

4.2.5 Ek Başlık Levhali Kaynaklı Birleşim Detayı

Ek başlık levhali kaynaklı birleşim detayı Şekil 4.5'te verilmiştir. Detayda, ek başlık levhasının kolona birleşimi tam penetrasyonlu küt kaynak ile kiriş başlığına birleşimi çevresel köşe kaynağı ile sağlanmaktadır. Ek başlık levhasının hadde doğrultusu, kiriş boyuna ekseninin doğrultusunda olacaktır. Kiriş gövde levhası ise, kayma levhası kullanarak, küt kaynak veya köşe kaynağı ile kolona bağlanmaktadır. Bu detayda kaynak ulaşım deliğine gerek olmamaktadır.



Şekil 4.5 : Ek başlık levhali kaynaklı birleşim detayı

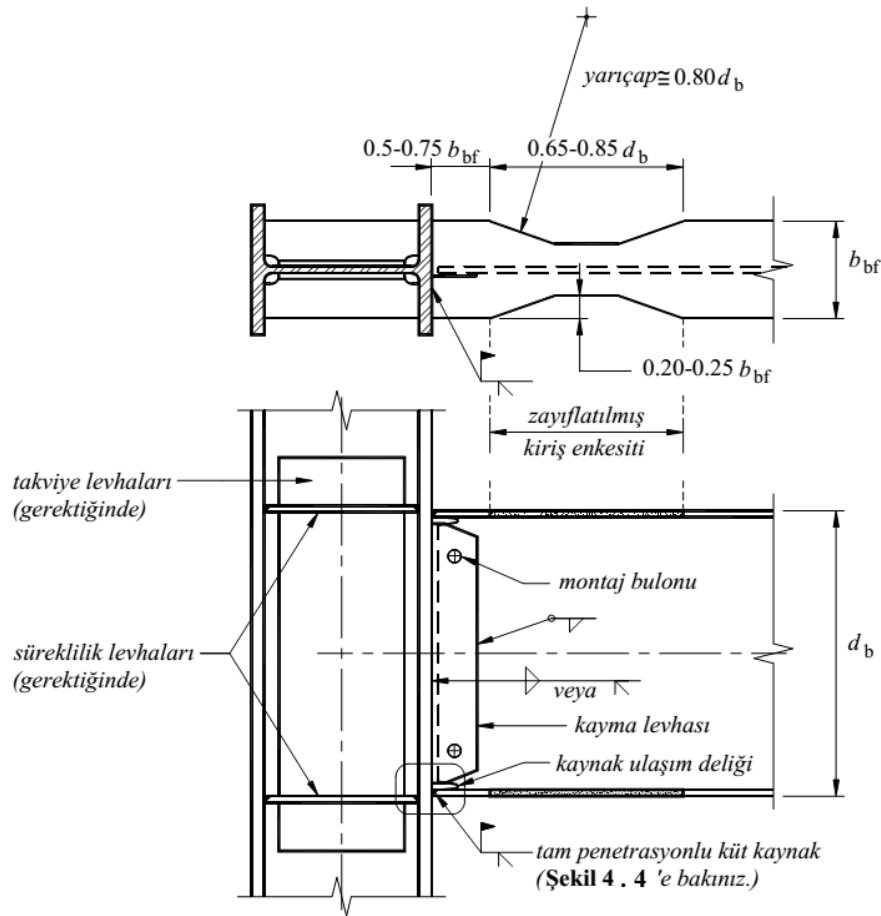
Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.5'te verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.5 : Ek başlık levhalı kaynaklı kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	Fe 52
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

4.2.6 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı

Zayıflatılmış kiriş enkesiti, kaynaklı birleşim detayı şekil 4.6'da verilmiştir. Kaynaklı birleşim detayı ile aynı özelliklere sahip olan bu detayda, ayrıca zayıflatılmış kiriş enkesiti kullanılmaktadır. Zayıflatılmış kiriş enkesiti için öngörülen geometrik boyutlar şekil üzerinde gösterilmiştir.



şekil 4.6 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı

Bu detayın süneklik düzeyi yüksek çerçevelere uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin Tablo 4.6’da verilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.6 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı kiriş-kolon birleşim detayının uygulama sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları
Kiriş enkesit yüksekliği	$\leq 1000 \text{ mm}$
Kiriş birim boy ağırlığı	$\leq 450 \text{ kg/m}$
Kiriş açıklığı / enkesit yüksekliği oranı	≥ 7
Kiriş başlık kalınlığı	$\leq 45 \text{ mm}$
Kolon enkesit yüksekliği	$\leq 600 \text{ mm}$
Kaynak ulaşım deliği	gerekli
Ek başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak

5. SAYISAL UYGULAMALAR

Bu bölümde, Amerikan Şartnamesi AISC 360-10 ve Türk Deprem Yönetmeliği DBYBHY-2007 esas alınarak, çelik bir binanın tasarımı yapılmıştır.

5.1 Sistem

Seçilen çelik bina, Kaynak[20]' den alınan, “*bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çerçeveli, diğer doğrultuda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çapraz perdeli*” bir yapı sistemidir. Söz konusu problem, ilgili kaynakta[20] çözülürken, ülkemiz şartnameleri, TS498 ve TS648 ‘deki yüklemeler ve hesap esasları göz önüne alınmıştır.

Sistemin kalıp planı Şekil 5.1 de, tipik kesitler ise Şekil 5.2 ve Şekil 5.3 te verilmiştir. Üç boyutlu sistem genel görünüşü ve SAP2000 hesap modeli Şekil 5.4 te görülmektedir.

Çelik binanın (x) doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi, *süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çapraz perdelerden*, (y) doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi ise, *süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden* oluşmaktadır.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profil sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmiştir. Betonarme döşeme, düzlemi içerisinde rijit bir diyafram oluşturmaktadır. Kat planında görüldüğü gibi, 2 m aralıklarla ara (tali) çelik kirişler yerleştirilmiştir. Bu kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmıştır.

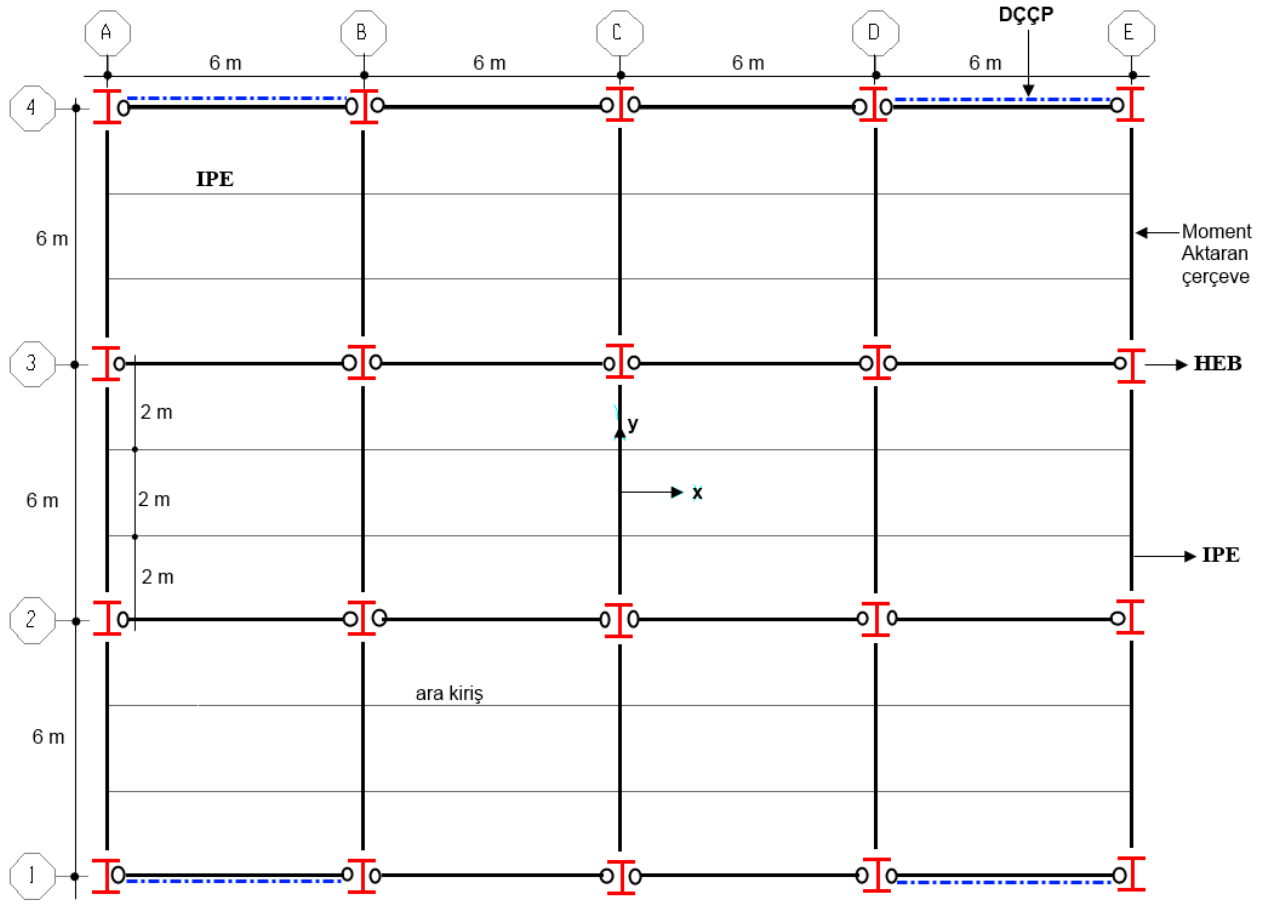
Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları, Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE profilleri, kolonlar için HEB profilleri) kullanılarak tasarlanacaktır. Düşey düzlem çapraz elemanları ise kare kesitli kutu profillerden seçilecektir.

Sistemin tasarımında Fe52 yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. Yapı çeliğinin özellikleri ile ilgili olarak, DBYBHY 2007 - 4.2.3.1 bölümü geçerlidir.

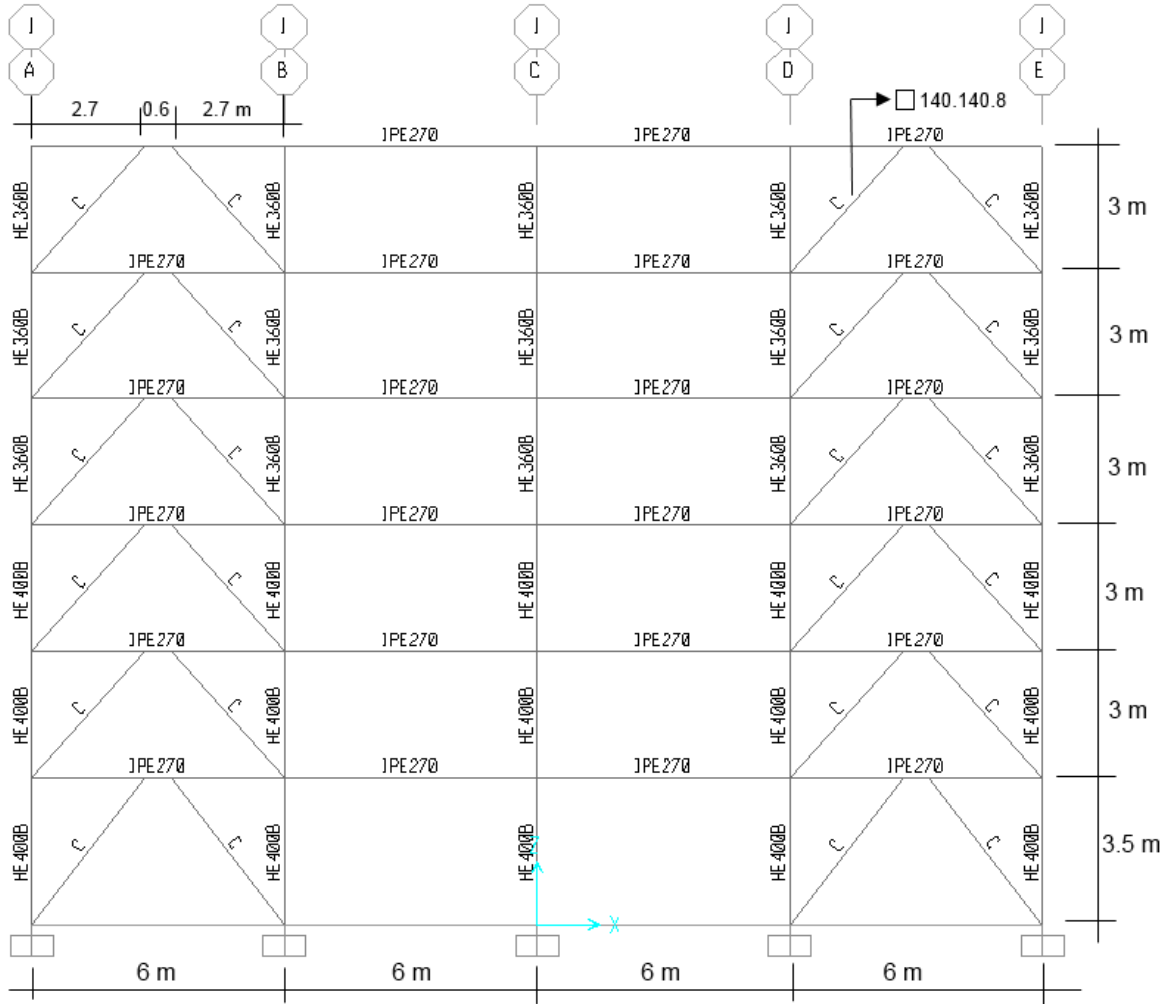
TS648 Çelik Yapılar Standardı'na göre, Fe52 yapı çeliğinin; akma gerilmesi; $\sigma_a = 355 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E = 206182 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için $\sigma_{em} = 212 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em} = 122 \text{ N/mm}^2$ değerlerini almaktadır.

DBYBHY 2007 - 4.2.3.2 bölümüne uygun olarak, deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde **ISO 10.9** kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 900 \text{ N/mm}^2$), deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve eklerinde ise **ISO 5.6** kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 300 \text{ N/mm}^2$) bulon kullanılacaktır.

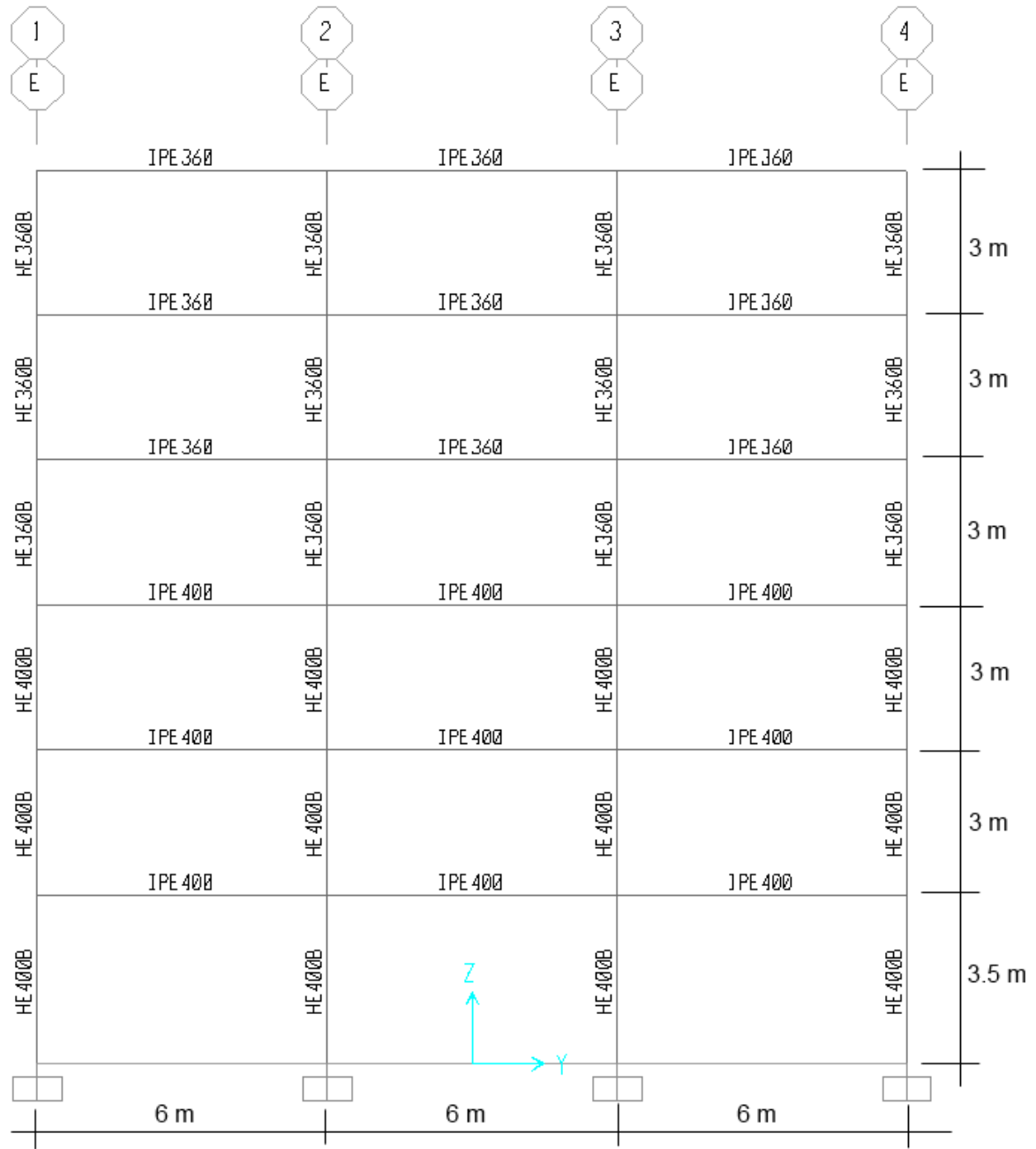
Kaynaklı birleşimler ve kaynak malzemesi ile ilgili olarak DBYBHY 2007 -Bölüm 4.2.3.3 ve 4.2.3.4 geçerlidir.



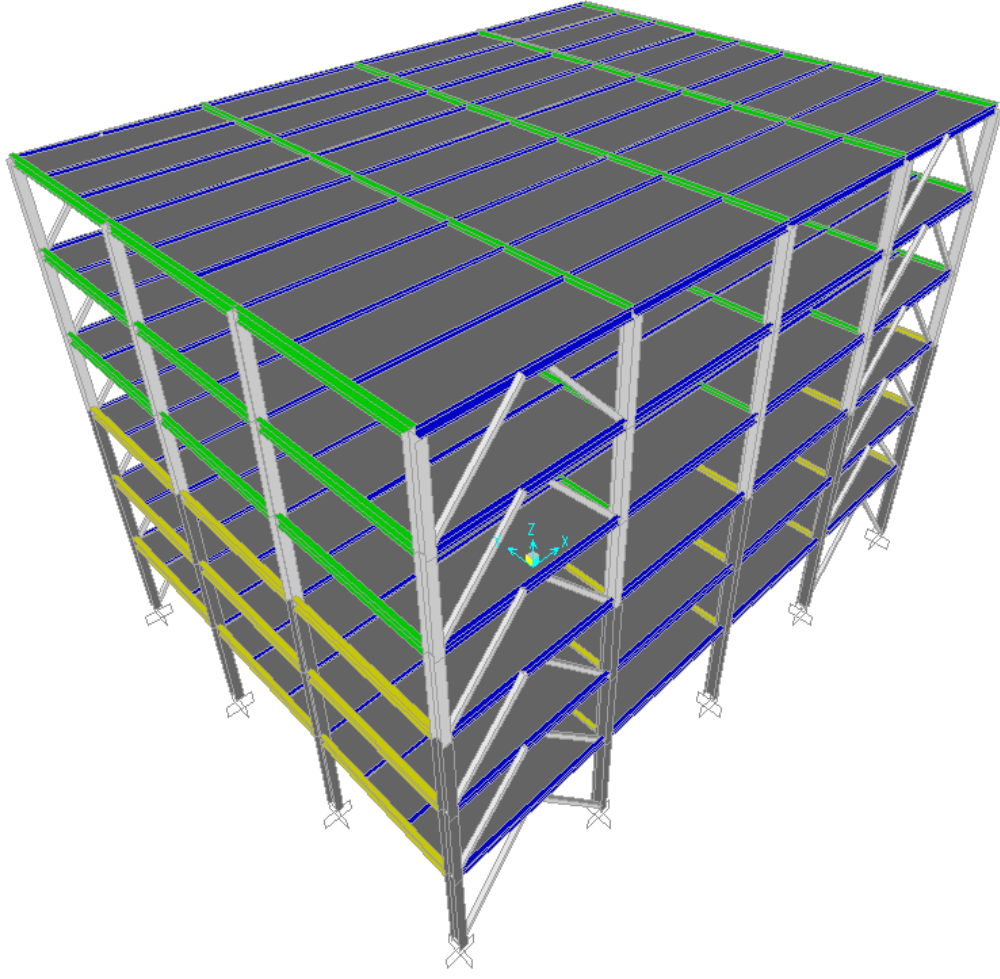
Şekil 5.1 : Normal kat sistem planı



Şekil 5.2 : 1 ve 4 aksları çerçeveleri (DÇÇP, Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler)



Şekil 5.3 : A ve E aksları moment aktaran çerçeveler



Şekil 5.4 : Üç boyutlu sistem genel görünüşü ve SAP2000 hesap modeli

5.2 Yükler

Çat döşemesinde:

Toplam sabit yük: $g = 4.3 \text{ kN/m}^2$

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

Normal kat döşemesinde:

Toplam sabit yük: $g = 4.9 \text{ kN/m}^2$

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

Normal katlarda, dış duvar yükü: $g_d = 3.0 \text{ kN/m}$

5.3 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan çelik yapı, 1. derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerindedir.

Yukarıda tanımlanan yapının deprem parametreleri, DBYBHY 2007, ilgili maddeler gözönüne alınarak aşağıdaki şekilde yazılabilir:

- ◆ Etkin yer ivmesi katsayısı (1^0 deprem bölgesi): $A_0 = 0.40$
- ◆ Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri): $I = 1.00$
- ◆ Spektrum karakteristik periyotları: $T_A = 0.15 \text{ sn}$ $T_B = 0.40 \text{ sn}$ (Z2 yerel zemin sınıfı)
- ◆ Taşıyıcı sistem davranış katsayısı:
 - (x doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler tarafından taşındığı çelik bina): $R = 7$
 - (y doğrultusundaki deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerle taşındığı bina): $R = 8$
- ◆ Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri): $n = 0.30$

5.4 Düzensizliklerin Kontrolü

DBYBHY 2007 – Bölüm 2.3 esas alınarak, düzensizlik kontrolü yapılmıştır.

Bina kat planlarında çıkıntıların olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle *planda düzensizlik durumları* mevcut değildir.

Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle, *düşey doğrultuda düzensizlik durumları* da mevcut değildir.

5.5 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Binanın yapısal analizi, SAP2000 V14.2 de gerçekleştirilmiştir.

Bina yüksekliği, $H_N = 18.5 \text{ m} < 40 \text{ m}$ olduğundan, ayrıca sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizlikleri bulunmadığından, deprem analizi için “*Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi*” kullanılmıştır.

Program tarafından hesaplanan kat ağırlıkları ve kat kütleleri, Tablo 5.1 de verilmiştir.

Tablo 5.1: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	W_i	m_i
Çatı	2172.5	221.5
5	2860.0	291.5
4	2860.0	291.5
3	2872.8	292.8
2	2876.7	293.2
1	2885.3	294.1
Σ	16527.3	1684.7

SAP2000 programıyla, yapı sisteminin (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu:

$$T_{1x} = 0.75928 \text{ s} \cong 0.76 \text{ s}$$

(y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu:

$$T_{1y} = 1.14139 \text{ s} \cong 1.14 \text{ s}$$

şeklinde hesaplanmıştır.

5.6 Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı

DBYBHY 2007 ye göre, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkileyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti);

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (5.1)$$

denklemleri ile belirlenir. Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;

$$T_{1x} = 0.76 \text{ s} > 0.40 \text{ s} = T_B$$

için

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.76} \right)^{0.8} = 1.496 \quad \text{ve} \quad R_{ax}(T_{1x}) = R_x = 7$$

değerleri, (5.1) denkleminde yerine yazılırsa;

$$V_{tx} = 16527.3 \frac{0.40 * 1.0 * 1.496}{7} = 1412.8 \text{ kN} > 0.10 * 0.40 * 1.0 * 16527.3 = 661.0 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

Benzer şekilde (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;

$$T_{1y} = 1.14 \text{ s} > 0.40 \text{ s} = T_B$$

için hesaplanan

$$S(T_{1y}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.14} \right)^{0.8} = 1.082 \quad \text{ve} \quad R_{ay}(T_{1y}) = R_y = 8$$

değerleri, (5.1) denkleminde yerine yazılırsa;

$$V_{ty} = 16527.3 \frac{0.40 * 1.0 * 1.082}{8} = 894.1 \text{ kN} > 0.10 * 0.40 * 1.0 * 16527.3 = 661.0 \text{ kN}$$

bulunur.

5.7 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

DBYBHY 2007 yönetmeliğine göre, toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir.

Binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için;

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 * N * V_{tx} = 0.0075 * 6 * 1412.8 = 63.58 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 * N * V_{ty} = 0.0075 * 6 * 894.1 = 40.23 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} \quad (5.2)$$

hesaplanan eşdeğer deprem yükleri Tablo 5.2 de gösterilmiştir.

Tablo 5.2 : Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	h (m)	H _i	W _i	W _i H _i	W _i H _i / $\sum W_i H_i$	F _{ix}	F _{iy}
Çatı	3	18.5	2172.5	40191.3	0.228	371.06	234.82
5	3	15.5	2860.0	44330.0	0.251	339.14	214.63
4	3	12.5	2860.0	35750.0	0.203	273.50	173.09
3	3	9.5	2872.8	27291.6	0.155	208.79	132.14
2	3	6.5	2876.7	18698.6	0.106	143.05	90.53
1	3.5	3.5	2885.3	10098.6	0.057	77.26	48.89
		Σ	16527.3	176360.0	1.000	1412.80	894.10

5.8 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

DBYBHY 2007 'ye göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun $+ \%5$ 'i ve $- \%5$ 'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir.

(x) ve (y) doğrultularındaki ek dışmerkezlilikler;

$$e_x = \pm 0.05 * 24.0 = \pm 1.20 \text{ m} \quad \text{ve} \quad e_y = \pm 0.05 * 18.0 = \pm 0.90 \text{ m}$$

değerlerini alırlar.

Analizi ve tasarımı yapılan binada kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışması nedeniyle, eşdeğer deprem yüklerinin sadece kütle merkezinin $\pm \%5$ ek dışmerkezlilik kadar kaydırıldığı noktalara etkitilmesi yeterli olmakta, ayrıca kat kütle merkezine uygulanması gerekmemektedir.

5.9 Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS498 Yük Standardı'na göre belirlenmiştir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek kaynak [20] 'de hesaplanmış ve Tablo 5.3 te verilmiştir.

Tablo 5.3 : Katlara etkiyen eşdeğer rüzgar yükleri

Kat	W_x	W_y
Çatı	25.92	34.56
5	51.84	69.12
4	51.84	69.12
3	49.41	65.88
2	34.83	46.44
1	35.10	46.80

5.10 Yük Birleşimleri

AISC 360-10 yönetmeliğinde yükler ve yükleme birleşimleri, Amerikan Yük şartnamesi ASCE/SEI-7 ye göre alınmaktadır.

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, AISC 360 -10 Yönetmeliğine uygun olarak, aşağıdaki şekilde SAP2000 programında birleştirilmiştir. Burada, LRFD yöntemine göre katsayılar esas alınmıştır.

LRFD yönteminde yükleme kombinezonu;

♦ Düşey yük birleşimleri:

$$1.2D + 1.6L$$

♦ Düşey Yük + Deprem Birleşimleri

$$1.2D + L \pm E_{x1}$$

$$1.2D + L \pm E_{x2}$$

$$1.2D + L \pm E_{y1}$$

$$1.2D + L \pm E_{y2}$$

$$0.9D \pm E_{x1}$$

$$0.9D \pm E_{x2}$$

$$0.9D \pm E_{y1}$$

$$0.9D \pm E_{y2}$$

♦ Düşey Yük + Rüzgar Birleşimleri

$$1.2D + L \pm W_x$$

$$1.2D + L \pm W_y$$

$$0.9D \pm W_x$$

$$0.9D \pm W_y$$

Burada,

D : sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler,

L : hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler,

E_{x1}, E_{x2} : (x) doğrultusunda, kat kütle merkezinin bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

E_{y1}, E_{y2} : (y) doğrultusunda, kat kütle merkezinin bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler

W_x, W_y : sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki rüzgar yüklerinden oluşan i kuvvetlerdir.

5.11 Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, DBYBHY 2007'ye göre yapılacaktır.

Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden *azaltılmış görelî kat ötelemesi*, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

denklemleri ile hesaplanır. Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yerdeğiştirmeleri gösterir. Bu örnekte, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yerdeğiştirmelerinin en büyük değeri, sayısal değeri Tablo 5.2'de verilen ve %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir.

Her bir deprem doğrultusunda, binanın i 'inci katındaki kolonlar için *etkin görelî kat ötelemesi*,

$$\delta_i = R\Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanmıştır.

(x) ve (y) doğrultularında %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yükleri altında, SAP2000 ile analizden elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değeri Tablo 5.4 ve Tablo 5.5 'in üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri ise tabloların dördüncü kolonunda verilmiştir.

Tablo 5.4 : (x) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü (R = 7)

Kat	h_i (cm)	δ_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$ (cm)	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	2.142	0.217	1.519	0.0051
5	300	1.925	0.300	2.100	0.0070
4	300	1.625	0.365	2.555	0.0085
3	300	1.260	0.399	2.793	0.0093
2	300	0.861	0.422	2.954	0.0098
1	350	0.439	0.439	3.073	0.0088

Tablo 5.5 : (y) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü (R = 8)

Kat	h_i (cm)	δ_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$ (cm)	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	3.116	0.324	2.592	0.0086
5	300	2.792	0.493	3.944	0.0131
4	300	2.299	0.601	4.808	0.0160
3	300	1.698	0.619	4.952	0.0165
2	300	1.079	0.617	4.936	0.0165
1	350	0.462	0.462	3.696	0.0106

Her kattaki δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanarak Tablo 5.4 ve Tablo 5.5'in beşinci kolonlarına yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranı ise tabloların son kolonlarında yer almıştır.

Tablolardan görüldüğü gibi, δ_i/h_i oranlarının en büyük değerleri (x) ve (y) doğrultularında;

$$(\delta_{ix}/h_i)_{maks} = 0.0098 \quad \text{ve} \quad (\delta_{iy}/h_i)_{maks} = 0.0165 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

DBYBHY 2007 'de öngörülen; $(\delta_i/h_i)_{maks} = 0.0165 < 0.02$ koşulu sağlanmaktadır.

5.12 İkinci Mertebe Etkileri

DBYBHY 2007 uyarınca, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden *ikinci mertebe gösterge değeri*, θ_i hesaplanarak;

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^N W_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (5.3)$$

koşulu kontrol edilecektir. Bu bağıntıda;

$(\Delta_i)_{ort}$: i 'inci kat için azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini

V_i : gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i 'inci katına etkiyen kat kesme kuvvetini

h_i : binanın i 'inci katının kat yüksekliğini

W_j : binanın j 'inci katının, kareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda (5.3) denklem koşulunun sağlanmaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde artırılarak deprem hesabı tekrarlanır.

Tablo 5.4 ve Tablo 5.5 incelenirse, her katta hesaplanan θ_i parametresinin en büyük değerinin, (y) doğrultusunda ve üçüncü katta meydana geldiği görülecektir. Bu değer;

$$(\Delta_{3y})_{ort} = ((d_{3y})_{ort} - (d_{2y})_{ort}) = 1.698 - 1.079 = 0.619 \text{ cm}$$

$$\sum_{j=3}^6 W_j = 2872.8 + 2 * 2860 + 2172.5 = 10765.2 \text{ kN}$$

$$V_{3y} = 894.1 - 48.67 - 90.51 = 754.92 \text{ kN}$$

$$h_3 = 300 \text{ cm}$$

$$\theta_{maks} = \frac{0.619 * 10765.2}{754.92 * 300} = 0.0294 < 0.12$$

ile koşulu sağlanmaktadır.

5.13 Boyutlandırma Hesapları

5.13.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan ikincil döşeme kirişlerinin düşey yükler (G+Q yüklemesi) altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

1.2D + 1.6L , Düşey sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler;

$$maksM_d = 83.65 \text{ kNm}$$

$$maksV_d = 55.77 \text{ kN}$$

Kirişin açıklık ortasında meydana gelen maksimum çökme;

$$f_{maks} = 2.61 \text{ cm}$$

AISC 360 -10 deplasman sınırlaması;

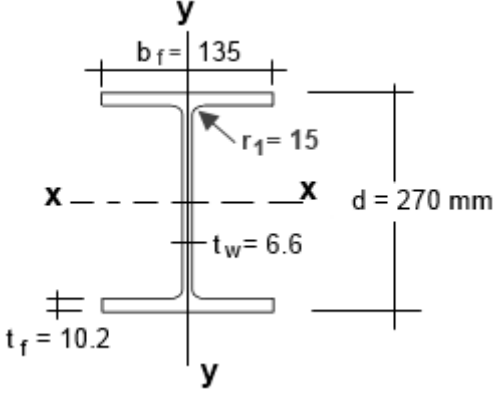
$$\Delta_{maks} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm} > f_{maks} = 2.61 \text{ cm}$$

olduğundan, seçilen IPE270 profili sehim koşulunu sağlamamaktadır.

$$(TS648 \text{ 'deki } \Delta_{maks} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} \text{ koşulunu da sağlamamaktadır.})$$

Seçilen IPE270 profilinde kesit sınıfı, Tablo 2.2 ye göre belirlenecektir:

IPE270 profilinin kesit özellikleri;

	$d = 270 \text{ mm} \quad b_f = 135 \text{ mm}$ $t_w = 6.6 \text{ mm} \quad t_f = 10.2 \text{ mm}$ $I_x = 5790 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad A_s = 4590 \text{ mm}^2$ $I_y = 420 * 10^4 \text{ mm}^4$ $W_{el,x} = 428.9 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,x} = 484 * 10^3 \text{ mm}^3$ $W_{el,y} = 62.20 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,y} = 96.95 * 10^3 \text{ mm}^3$ $C_w = 70.58 * 10^9 \text{ mm}^6 \quad J = 15.94 * 10^4 \text{ mm}^4$
---	---

$$\sqrt{E/f_y} = \sqrt{206182/355} = 24.1$$

Başlıkta; $b = \frac{135}{2} = 67.5 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{67.5}{10.2} = 6.62 < 0.38 * 24.1 = 9.16 \rightarrow \text{başlık kompakt}$$

Gövde; $h = 270 - 2 * 10.2 - 2 * 15 = 219.6 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 3.76 * 24.1 = 90.62 \rightarrow \text{gövde kompakt}$$

Bu halde, taşıma gücü momenti, akma ve yanal burulma burkulmasından hesaplanacak anma momentlerinden küçük olanına göre belirlenecektir. Döşemeden dolayı kirişlerin üst başlığı tutulu durumdadır ve yanal hareket engellenmiştir. Dolayısıyla yanal burulma burkulması gerçekleşmesine gerek yoktur.

Akma halinde nominal (anma) moment:

$$M_n = M_p = W_{pl,x} * f_y = 484 * 10^3 * 355 * 10^{-6} = 171.82 \text{ kNm}$$

Tasarım eğilme dayanımı $\phi_b M_n$:

$$M_r = 0.90 * 171.82 = 154.63 \text{ kNm} > 83.65 \text{ kNm}$$

Buradaki hesaplamalar, Bölüm 2.8.1’de açıklanan AISC 360-10 ‘a göre *Çift Simetri Düzlemli Kompakt I Kesitlerin* hesap yaklaşımlarıdır.

5.13.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Birinci kat, B-aksı çerçevesi, 1-2 aksları arası ana çerçeve kirişinin (Şekil 5.1) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($1.2D + L + E_{y2}$ yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

AISC 360-10 yönetmeliğinin yükleme kombinezonlarıyla elde edilen, düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kiriş mesnede oluşan iç kuvvet değerleri:

$$M_{düşey} = -152.22 \text{ kNm} \quad (1.2D + 1.6L \text{ yüklemesinden})$$

$$V_{düşey} = 115.66 \text{ kN} \quad (1.2D + 1.6L \text{ yüklemesinden})$$

$$M_{deprem,EYN} = 70.22 \text{ kNm} \quad (EYN \text{ deprem yüklemesinden})$$

$$V_{deprem,EYN} = 22.84 \text{ kN} \quad (EYN \text{ deprem yüklemesinden})$$

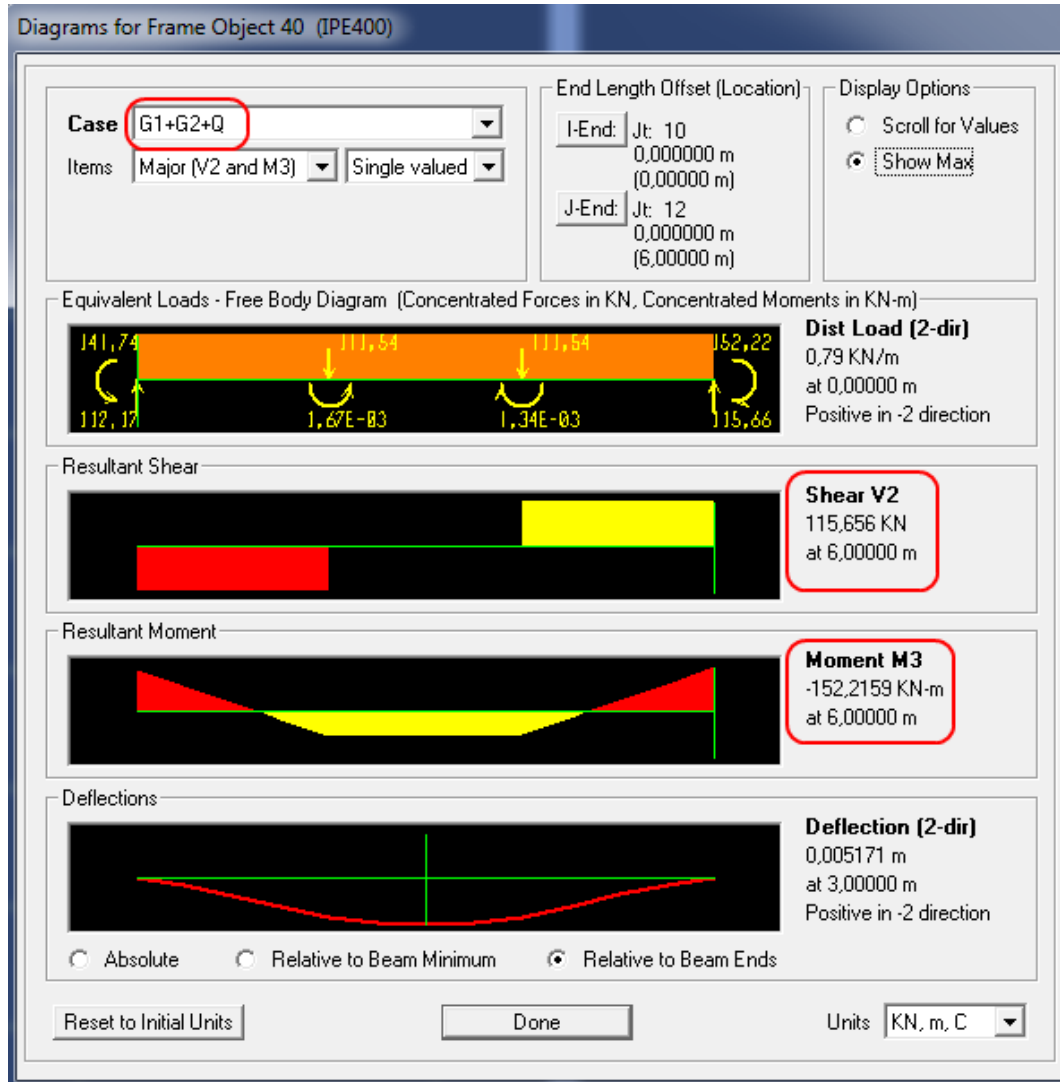
$$M_{deprem} = -199.71 \text{ kNm} \quad (1.2D + L + EYN \text{ yüklemesinden})$$

$$V_{deprem} = 123.89 \text{ kN} \quad (1.2D + L + EYN \text{ yüklemesinden})$$

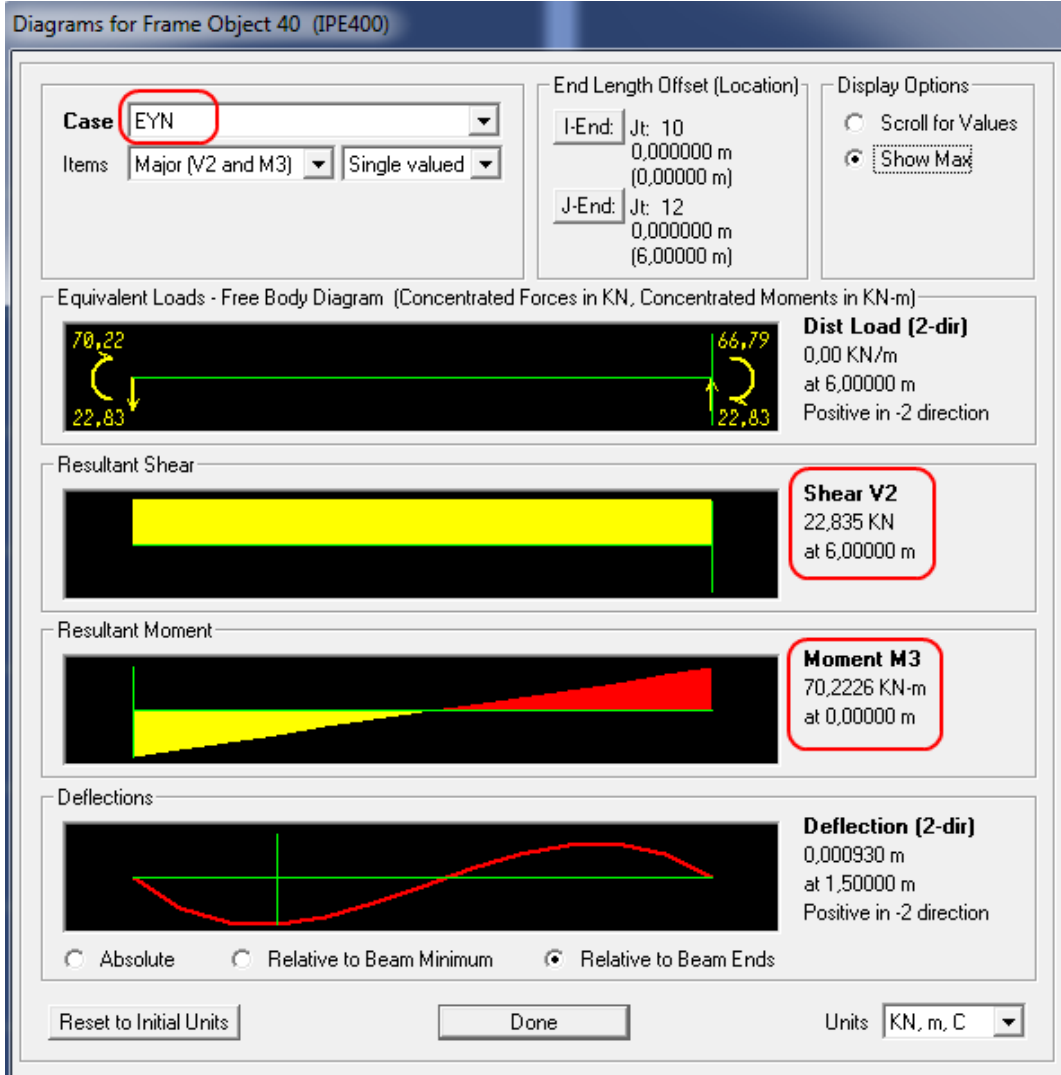
olarak SAP2000 programından alınmıştır. (Şekil 5.5 - 5.6 - 5.7).

Düşey yükler + deprem yüklemesi için, kirişin diğer ucundaki (kenar mesnette) eğilme momenti;

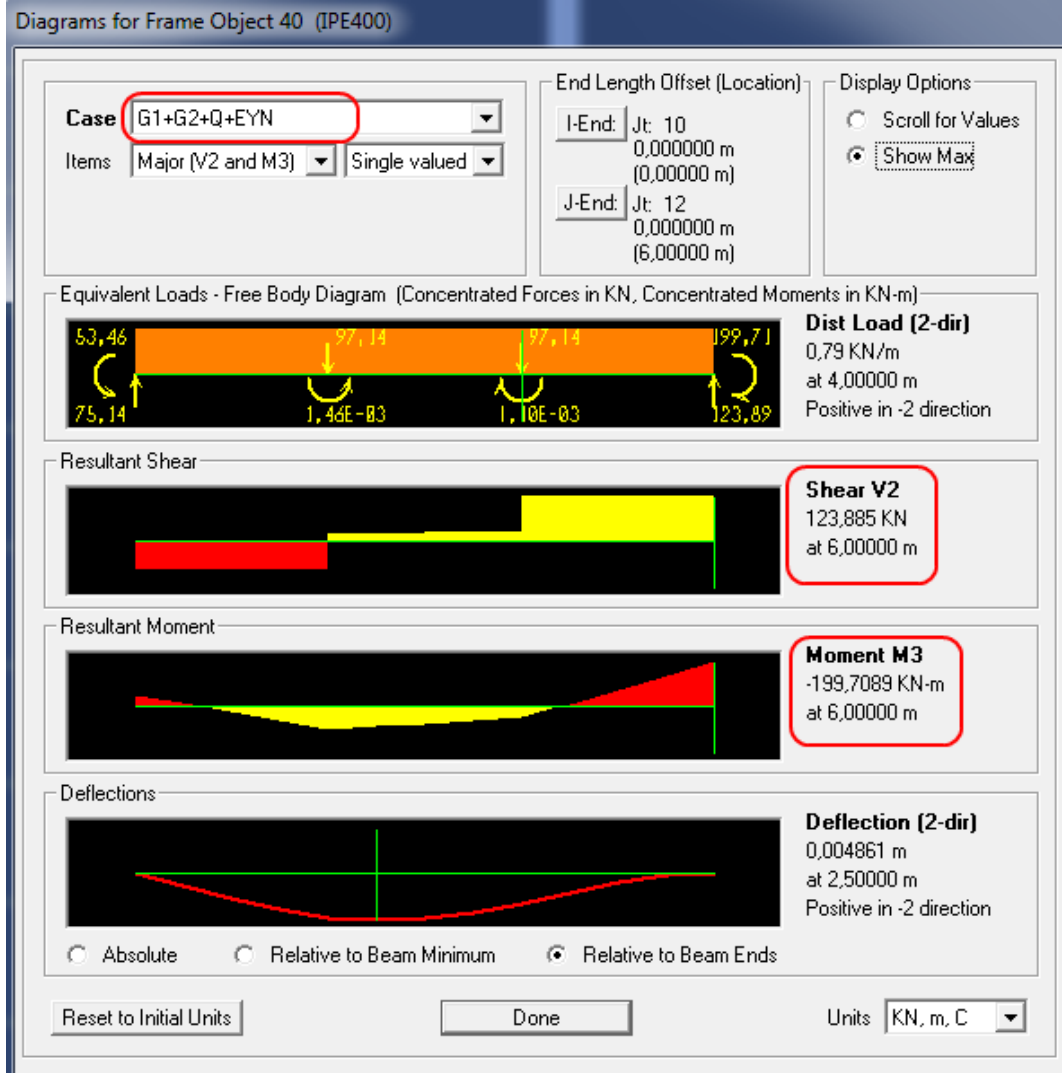
$M_{deprem} = -53.46 \text{ kNm}$ (1.2D + L + EYN yüklemesinden)
olarak hesaplanmıştır. (Şekil 5.8).



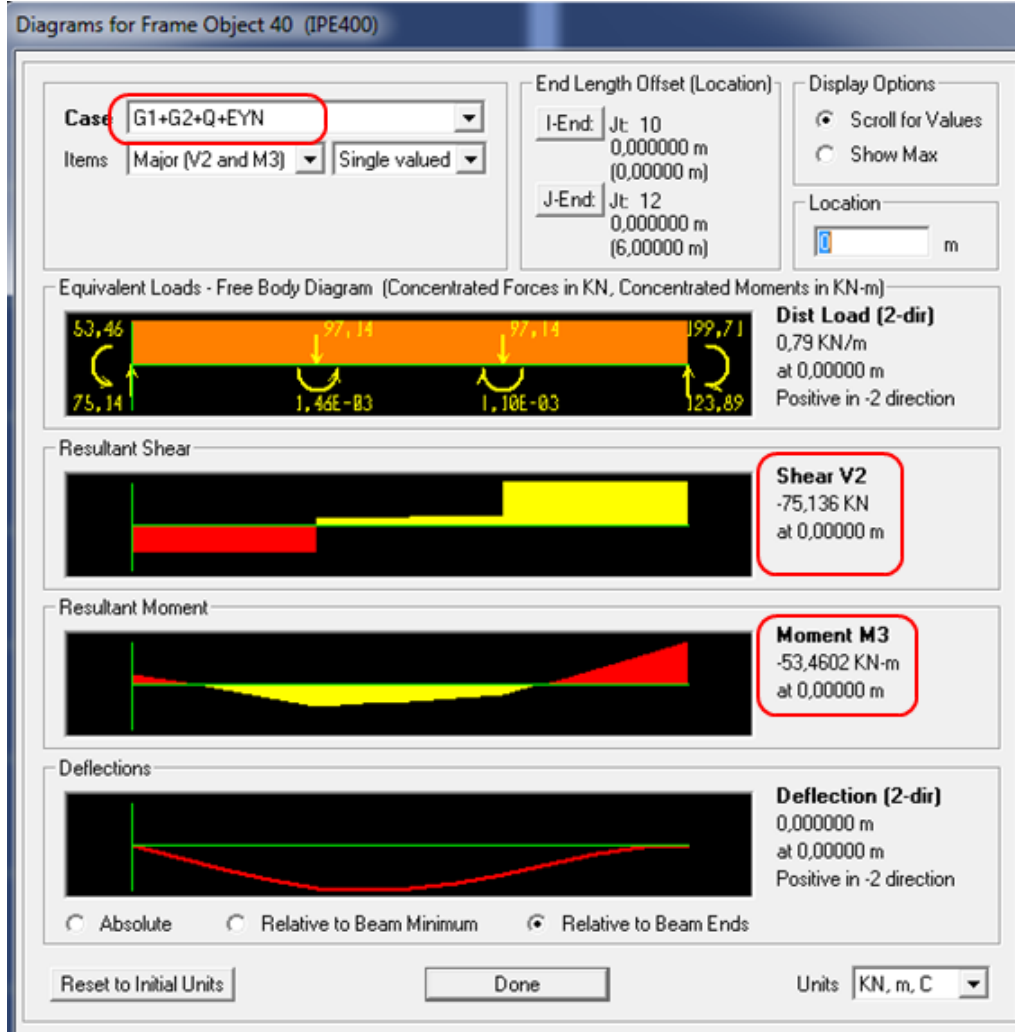
Şekil 5.5: Düşey yüklemeden hesaplanan iç kuvvetler



Şekil 5.6: EYN deprem yüklemesinden hesaplanan iç kuvvetler

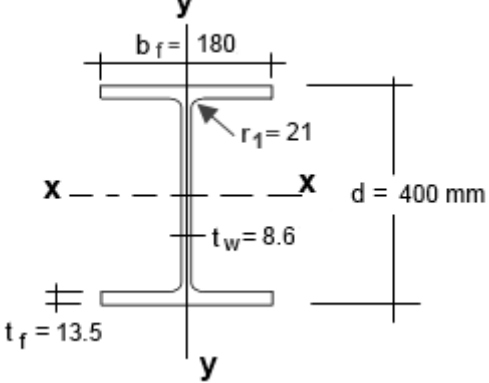


Şekil 5.7: Düşey + Deprem yüklemesinden hesaplanan iç kuvvetler



Şekil 5.8: Kenar mesnette Düşey + Deprem yüklemesinden hesaplanan iç kuvvetler

IPE400 profilinin kesit özellikleri;

	$d = 400 \text{ mm} \quad b_f = 180 \text{ mm}$ $t_w = 8.6 \text{ mm} \quad t_f = 13.5 \text{ mm}$ $I_x = 23130 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A_s = 8450 \text{ mm}^2$ $I_y = 1318 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad i_y = 39.5 \text{ mm}$ $W_{el,x} = 1156 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,x} = 1307 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $W_{el,y} = 146.4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,y} = 229 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $C_w = 490 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad J = 51.08 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
---	---

Kirişin açıklık ortasında meydana gelen maksimum çökme;

$$f_{maks} = 0.517 \text{ cm}$$

AISC 360 -10 deplasman sınırlaması;

$$\Delta_{maks} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm} > f_{maks} = 0.517 \text{ cm}$$

olduğundan, seçilen IPE400 profili sehim koşulunu sağlamaktadır.

(TS648 'deki $\Delta_{maks} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$ koşulunu da sağlamaktadır.)

Seçilen IPE400 profilinde kesit sınıfı, Tablo 2.2 ye göre belirlenecektir:

$$\sqrt{E/f_y} = \sqrt{206182/355} = 24.1$$

Başlıkta; $b = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.67 < 0.38 \cdot 24.1 = 9.16 \rightarrow \text{başlık kompakt}$$

Gövde; $h = 400 - 2 \cdot 13.5 - 2 \cdot 21 = 331 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 < 3.76 \cdot 24.1 = 90.62 \rightarrow \text{gövde kompakt}$$

Bu halde, taşıma gücü momenti, akma ve yanal burulma burkulmasından hesaplanacak anma momentlerinden küçük olanına göre belirlenecektir.

Akma halinde nominal (anma) moment:

$$M_n = M_p = W_{pl,x} \cdot f_y = 1307 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6} = 464 \text{ kNm}$$

olarak hesaplanır.

Yanal burulma burkulması için, Bölüm 2.8.1’de açıklanan AISC 360-10 ‘a göre *Çift Simetrik Düzlemli Kompakt I Kesitlerin* hesap yaklaşımları;

L_p ve L_r sınır değerlerinin hesabı

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 39.5 * \sqrt{206182/355} = 1675.4 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{1318*10^4 * 490*10^9}}{1156*10^3} = 2198.4 \text{ mm}^2 \quad r_{ts} = 46.89 \text{ mm}$$

$c=1$ (Çift simetrik düzlemli I kesitler için: $c=1$), $h_0 = d - t_f = 400 - 13.5 = 386.5 \text{ mm}$

$\frac{E}{F_y} = 206182/355 = 580.8$ değerleri aşağıdaki formülde yazılarak;

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95 * 46.89 * \frac{580.8}{0.7} \sqrt{\frac{510800*1.0}{1.156*10^6*386.5} + \sqrt{\left(\frac{510800*1.0}{1.156*10^6*386.5}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7}{580.8}\right)^2}} = 5077.3 \text{ mm}$$

olarak hesaplanır.

Her ne kadar betonarme döşemelerin kompozit etkisiyle kiriş üst başlığında yanal deplasman engellenmiş ise de, burada, AISC 360-10 yönetmeliğinin açıklanması amacıyla, ana çerçeve kirişin üst başlığının üçte bir noktalarında IPE270 kirişleriyle yanal yönde tutulduğu kabul edilmiştir. Moment değişim katsayısı, en olumsuz halde, (2.15) denkleminde; $C_b = 1.0$ olarak hesaplanır.

$$L_b = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm} \rightarrow L_p = 1675.4 < L_b = 2000 < L_r = 5077.3 \text{ mm} \quad \text{olduğundan,}$$

Bölüm 2.8.1 deki, (2.17) denklemi kullanılacaktır:

$$M_n = 1.0 * \left[464 - (464 - 0.7 * 355 * 1.156 * 10^6 * 10^{-6}) \left(\frac{2.000 - 1.6754}{5.0773 - 1.6754} \right) \right] = 447.4 < 464$$

Sonuç olarak, taşıma gücü momenti, akma ve yanal burulma burkulmasından hesaplanan anma momentlerinden küçük olanına göre, $\phi_b M_n$;

$$M_r = 0.90 * 447.4 = 402.66 \text{ kNm} > M_d = 199.71 \text{ kNm}$$

olduğu görülür.

Yukarıda verilen hesaplamalar, AISC360-10 yönetmeliğine göre yapılmış olup, seçilen IPE400 profilinin tüm yükleri güvenle aktardığı görülmektedir.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için DBYBHY 2007’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde yüksekliği/kalınlığı* oranlarının Tablo 3.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

şeklindedir.

$\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/355} = 24.1$ değeri formüllerde yerine yazılırsa;

$$\frac{90}{13.5} = 6.67 < 0.30 * 24.1 = 7.23$$

$$h = 400 - 2 * 13.5 = 373 \text{ mm}$$

$$\frac{373}{8.6} = 43.37 < 3.2 * 24.1 = 77.12$$

bulunur ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

DBYBHY 2007, yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde;

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$

koşulunu sağlamasını öngörmektedir.

DBYBHY 2007, Bölüm 4.3.6.3’e göre, kompozit çelik taşıyıcı sistemlerde, kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında bu koşula uyulması gerekli değildir. Ayrıca, yanal doğrultudaki mesnetler arası uzaklığın $l_b = 200 \text{ cm}$ olduğu çerçeve kirişlerinin alt başlıklarında da (kiriş başlığının ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3’ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı, $r_y = 4.63 \text{ cm}$) bu koşulun sağlandığı görülmektedir:

$$l_b = 200 \text{ cm} \leq 0.086 \frac{4.63 * 206182}{355} = 231.3 \text{ cm}$$

Betonarme döşemenin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Buna karşılık, negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır.

TS648 Çelik Yapılar yönetmeliğinde, yanal burkulma bölümünde, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_b = \frac{840000 * c_b}{s * d / F_b} \leq 0.6 * \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık,

$$s = L = 200 \text{ cm}$$

F_b : basınç başlık alanı ($F_b = 18 * 1.35 = 24.3 \text{ cm}^2$)

c_b : moment değişim katsayısı olup

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

bağıntısı ile hesaplanır. Emniyetli tarafta kalmak üzere, $\frac{M_1}{M_2} = -1$ oranı için hesaplamalar yapılır.

Yanal burkulmada basınç emniyet gerilmesi;

$\sigma_b = \frac{840000 * 1}{200 * 40 / 24.3} = 2552 \text{ kg/cm}^2 \cong 255.2 \text{ N/mm}^2 > 0.6 * 355 = 212 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ basınç başlığı oldukça güçlüdür, ancak gerilme, akma gerilmesinin 0.6 katından fazla olamayacağından, yanal burkulma basınç emniyet gerilmesi; $\sigma_b = 212 \text{ N/mm}^2$ olarak seçilir.

Normal gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{199.71 * 10^6}{1156 * 10^3} = 172.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{em} = 1.33 * 212 = 282 \text{ N/mm}^2$$

Kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{123.89 * 653.5 * 10^6}{23130 * 10^4 * 8.6} = 40.70 \text{ N/mm}^2 < \tau_{em} = 1.33 * 122 = 162 \text{ N/mm}^2$$

Kirişin açıklık ortasında meydana gelen maksimum çökme; $f_{maks} = 0.517 \text{ cm}$ dir.

TS648 'e göre; $\Delta_{maks} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} > f_{maks} = 0.517 \text{ cm}$ olduğundan, seçilen IPE400 profili sehim koşulunu sağlamaktadır.

5.13.3 Dışmerkez Çapraz Sistemin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

Birinci kat, 1-aksı çerçevesi, A-B aksları arası kirişi (Şekil 5.1) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($1.2D + L + E_{x2}$ yüklemesi) için boyutlandırılacaktır.

AISC 360-10 yönetmeliğinin yükleme kombinezonlarıyla elde edilen, düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kirişte oluşan iç kuvvetler:

$$M_{düşey} = -10.95 \text{ kNm} \quad (1.2D + 1.6L \text{ yüklemesinden})$$

$$V_{düşey} = -21.75 \text{ kN} \quad (1.2D + 1.6L \text{ yüklemesinden})$$

$$M_{deprem, EXN} = -57.64 \text{ kNm} \quad (EXN \text{ deprem yüklemesinden})$$

$$V_{deprem, EXN} = 192.08 \text{ kN} \quad (EXN \text{ deprem yüklemesinden})$$

$$M_{deprem} = -67.56 \text{ kNm} \quad (1.2D + L + EXN \text{ yüklemesinden})$$

$$V_{deprem} = 196.37 \text{ kN} \quad (1.2D + L + EXN \text{ yüklemesinden})$$

değerleri SAP2000 programından alınmıştır.

Döşemelerin düzlem içinde şekil değiştirmelerinin ihmal edilecek kadar küçük olacağı kabulünden (rijit diyafram olarak modelleme yapıldığından), kirişlerde eksenel kuvvet meydana gelmemiştir, sıfır alınır.

Kirişte meydana gelen maksimum deplasman; $f_{maks} = 0.34 \text{ cm}$

AISC 360 -10 deplasman sınırlaması;

$$\Delta_{maks} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm} > f_{maks} = 0.34 \text{ cm}$$

olduğundan, seçilen IPE270 profili sehim koşulunu sağlamamaktadır.

Seçilen IPE270 profilinde kesit sınıfı, Tablo 2.2 ye göre belirlenecektir:

IPE270 profilinin kesit özellikleri;

	$d = 270 \text{ mm} \quad b_f = 135 \text{ mm}$ $t_w = 6.6 \text{ mm} \quad t_f = 10.2 \text{ mm}$ $I_x = 5790 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A_s = 4590 \text{ mm}^2$ $I_y = 420 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ $W_{el,x} = 428.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,x} = 484 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $W_{el,y} = 62.20 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{pl,y} = 96.95 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ $C_w = 70.58 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad J = 15.94 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
--	---

$$\sqrt{E/f_y} = \sqrt{206182/355} = 24.1$$

Başlıkta; $b = \frac{135}{2} = 67.5 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{67.5}{10.2} = 6.62 < 0.38 * 24.1 = 9.16 \rightarrow \text{başlık kompakt}$$

Gövde; $h = 270 - 2 * 10.2 - 2 * 15 = 219.6 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 3.76 * 24.1 = 90.62 \rightarrow \text{gövde kompakt}$$

Bu halde, taşıma gücü momenti, akma ve yanal burulma burkulmasından hesaplanacak anma momentlerinden küçük olanına göre belirlenecektir. Döşemeden dolayı kirişlerin üst başlığı tutulu durumdadır ve yanal hareket engellenmiştir. Dolayısıyla yanal burulma burkulması gerçekleşmesine gerek yoktur.

Akma halinde nominal (anma) moment:

$$M_n = M_p = W_{pl,x} * f_y = 484 * 10^3 * 355 * 10^{-6} = 171.82 \text{ kNm}$$

Tasarım eğilme dayanımı $\phi_b M_n$;

$$M_r = 0.90 * 171.82 = 154.63 \text{ kNm} > 10.95 \text{ kNm}$$

Buradaki hesaplamalar, Bölüm 2.8.1’de açıklanan AISC 360-10 ‘a göre *Çift Simetri Düzlemli Kompakt I Kesitlerin* hesap yaklaşımlarıdır.

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için DBYBHY 2007’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde yüksekliği/kalınlığı* oranlarının Tablo 3.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir

Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

şeklindedir.

$$\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/355} = 24.1 \text{ değeri formüllerde yerine yazılırsa;}$$

$$\frac{67.5}{10.2} = 6.62 < 0.30 * 24.1 = 7.23$$

$$h = 270 - 2 * 10.2 = 249.6 \text{ mm}$$

$$\frac{249.6}{6.6} = 37.82 < 3.2 * 24.1 = 77.12$$

bulunur ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Yönetmelik gereğince, bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü;

$$0.45b_b\sqrt{E_s/\sigma_a} = 0.45 * 13.5 * 24.10 = 146 \text{ cm}$$

aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenecektir.

Bu koşulların sağlanabilmesi amacıyla, bağ kirişinin iki ucunda 60 cm aralıkla ve bağ kirişi dışında kalan kiriş kısımlarının ortalarında 135 cm aralıklarla, bağ kirişine dik doğrultuda kirişler oluşturulacak ve bu kirişler kompozit betonarme döşemeye bağlanacaktır. Bu kirişler de IPE 270 kesitinde olacaktır.

TS648 Çelik Yapılar yönetmeliğinde, yanal burkulma bölümünde, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_b = \frac{840000 * c_b}{s * d / F_b} \leq 0.6 * \sigma_a$$

denklemleri ile hesaplanır. Burada

s = kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık,

$$s = (600 - 60) / 4 = 135 \text{ cm}$$

F_b = basınç başlık alanı ($F_b = 13.5 * 1.02 = 13.8 \text{ cm}^2$)

c_b = moment değişim katsayısı olup, güvenli tarafta kalmak üzere, sabit eğilme momenti diyagramı varsayımı ile, $c_b = 1.0$ alınır.

Yanal burkulmada basınç emniyet gerilmesi;

$$\sigma_b = \frac{840000 * 1}{135 * 27 / 13.8} = 3180 \text{ kg/cm}^2 \cong 318 \text{ N/mm}^2 > 0.6 * 355 = 212 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{basınç}$$

başlığı oldukça güçlüdür, ancak gerilme, akma gerilmesinin 0.6 katından fazla olamayacağından, yanal burkulma basınç emniyet gerilmesi; $\sigma_b = 212 \text{ N/mm}^2$ olarak seçilir.

Normal gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{67.56 * 10^6}{428.9 * 10^3} = 157.52 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{em} = 1.33 * 212 = 282 \text{ N/mm}^2$$

Kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T * S_x}{I_x * t_w} = \frac{196.37 * 242 * 10^6}{5790 * 10^4 * 6.6} = 124.36 \text{ N/mm}^2 < \tau_{em} = 1.33 * 122 = 162 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_h = \sqrt{157.52^2 + 3.0 * 124.36^2} = 266.85 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{h,em} = 0.80 * 355 = 284 \text{ N/mm}^2$$

olarak hesaplanır ve gerilme gerçeğinin sağlandığı görülür.

TS648'e göre deplasman sınırlaması; $\Delta_{maks} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2.0 \text{ cm} > f_{maks} = 0.34 \text{ cm}$ olduğundan, seçilen IPE270 profili sehim koşulunu sağlamamaktadır.

5.13.3.1 Bağ Kirişin Boyunun Kontrolü

DBYBHY 2007'ye göre kolona birleşen bağ kirişlerinin dışında, bağ kirişinin boyu;

$$1.0 M_p/V_p \leq e \leq 5.0 M_p/V_p$$

bağıntısıyla belirlenir. Burada;

$$M_p = W_p \sigma_a = 484 * 355 * 10^{-3} = 171.8 \text{ kNm} \rightarrow \text{bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi}$$

$$V_p = 0.6 \sigma_a A_k = 0.6 * 355 * 249.6 * 6.6 * 10^{-3} = 350.9 \text{ kN} \rightarrow \text{bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesini gösterir.}$$

Bu değerlerle, bağ kirişinin boyu;

$$171.8/350.9 = 0.49 \text{ m} \leq e = 0.60 \text{ m} \leq 5.0 * 171.8/350.9 = 2.45 \text{ m}$$

koşulunu sağlamaktadır.

5.13.3.2 Bağ Kirişin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

DBYBHY 2007'ye uygun olarak, bağ kirişin tasarım kesme kuvveti;

$$V_d \leq V_p$$

$$V_d \leq 2 M_p/e$$

koşulları sağlanacaktır. (bağ kirişi tasarım eksenel kuvveti, $N_d = 0$) Bu koşulların;

$$V_d = 196.37 \text{ kN} < V_p = 350.9 \text{ kN}$$

$$V_d = 196.37 \text{ kN} < 2 * 171.8/0.6 = 572.7 \text{ kN}$$

hesaplamalarıyla sağlandığı görülmektedir.

5.13.3.3 Bağ Kirişin Dönme Açısının Kontrolü

DBYBHY 2007'ye göre, bağ kirişin dönme açısı kontrol edilecektir. (Şekil 3.6) Buna göre, incelenen bağ kirişinin bulunduğu birinci katın (x) doğrultusundaki görelî kat ötelemesi değeri, Tablo 5.4 'ten;

$$\theta_p = 0.0088 \text{ radyan}$$

alınır.

Görelî kat ötelemesi açısından oluşan, bağ kirişi dönme açısı;

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.0}{0.6} * 0.0088 = 0.088 \text{ radyan}$$

olarak hesaplanır. Bağ kirişi uzunluğu;

$e = 0.60 \text{ m} < 1.6 M_p/V_p = 0.78 \text{ m}$ için, en çok 0.10 radyan dönmeye izin verilmiştir.

Böylece,

$$\gamma_p = 0.088 < 0.10$$

koşulu sağlanmış olmaktadır.

5.13.3.4 Kat Kirişin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

DBYBHY 2007 yönetmeliğinde, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

DBYBHY 2007 yönetmeliğine göre, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinin kesit seçimi sonucunda belirlenen

$$\frac{M_p}{M_d} \text{ ve } \frac{V_p}{V_d}$$

Tasarım büyütme katsayılarının küçüğü ile çarpılarak belirlenir.

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{171.8}{67.56} = 2.54 \quad \text{ve} \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{350.9}{196.37} = 1.79 \rightarrow \text{minimu tasarım büyütme katsayısı, 1.79 seçilir.}$$

Fe52 çeliği için, Tablo 3.1 'den $D_a = 1.1$ alınır.

$$\overline{V_d} = 1.1 * 1.1 * 1.79 * 196.37 = 424.6 \text{ kN}$$

$$\overline{M_p} = \frac{424.6 - 21.75}{192.08} * 57.64 + 10.95 = 131.84 \text{ kNm}$$

Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = 171.8 \text{ kNm} > \overline{M_p} = 131.84 \text{ kNm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, berkitme levhalarıyla, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.

5.13.4 Çaprazların Boyutlandırılması

Birinci kat, 1-Aksı çerçevesi, A-B aksları arası çaprazları (bakınız, Şekil 5.1) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($1.2D + L + E_{x2}$ yüklemesi) için boyutlandırılacaktır.

AISC 360-10 yönetmeliğinin yükleme kombinezonlarıyla elde edilen, düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı basınca çalışan çapraz elemanda oluşan en elverişsiz eksenel kuvvetler:

$$N_{düşey} = -35.27 \text{ kN} \quad (1.2D + 1.6L \text{ yüklemesinden})$$

$$N_{deprem, EXN} = -269.56 \text{ kN} \quad (EXN \text{ deprem yüklemesinden})$$

$$N_{deprem} = -301.75 \text{ kN} \quad (1.2D + L + EXN \text{ yüklemesinden})$$

değerleri SAP2000 programından alınmıştır.

Çapraz elemanı için seçilen kesit: □140.140.8

$$\text{Enkesit özellikleri:} \quad A = 42.24 \text{ cm}^2 \quad i_{min} = 5.40 \text{ cm}$$

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çaprazları için DBYBHY 2007 ‘de verilen enkesit koşulları uyarınca, eleman enkesitinin *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde yüksekliği/kalınlığı* oranlarının Tablo 3.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Çapraz elemanın enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar;

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{veya} \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

şeklindedir.

$$\text{Fe52 yapı çeliği için; } \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/355} = 24.10$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerine yazılırsa;

$$\frac{14-2*0.8}{0.8} = 15.5 < 0.7 * 24.1 = 16.9$$

elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

DBYBHY 2007 ‘ye göre, basınca çalışan elemanların narinlik oranı;

$$4.0\sqrt{E_s/\sigma_a} = 4 * 24.10 = 96$$

sınır değerini aşmayacaktır.

Çubuk boyu $L = 442$ cm olan çapraz elemanlarda narinlik oranı;

$$\lambda = \frac{442}{5.4} = 82 < 96$$

olduğundan, narinlik koşulu sağlanmaktadır.

Narinliğin $\lambda = 82$ değeri için, TS648 de Fe52 çeliği için, basınç güvenlik gerilmesi;

$$\sigma_{bem} = 1095 \text{ kg/cm}^2 \cong 109.5 \text{ N/mm}^2$$

dir. Buna göre, çapraz elemanlarda gerilme gerçekleşmesi;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{301.75 \cdot 10^3}{42.24 \cdot 10^2 \cdot 109.5} = 0.65 < 1.33$$

DBYBHY 2007 'ye göre, ayrıca, çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmesi gerekmektedir.

Bölüm, 5.13.3.4 'den görüldüğü gibi, bağ kirişi, tasarım büyütme katsayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{350.9}{196.37} = 1.79 < \frac{M_p}{M_d}$$

değerinde plastikleşmektedir. Buna göre, çapraz elemanın kapasite tasarımında esas alınacak eksenel basınç kuvveti;

$$\overline{N_p} \cong 1.25 * 1.1 * 1.79 * 269.56 + 35.27 = 698.72 \text{ kN}$$

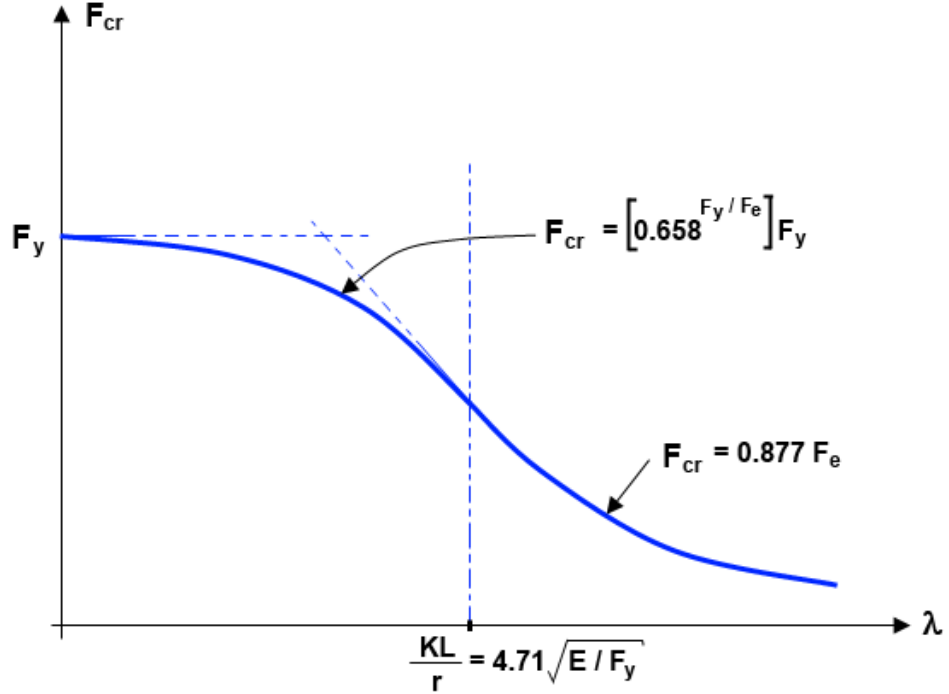
olarak hesaplanır. Kapasite kontrolü ise;

$$\frac{\sigma_{eb}}{1.7\sigma_{bem}} = \frac{698.72 \cdot 10^3}{42.24 \cdot 10^2 \cdot 1.7 \cdot 109.5} = 0.889 < 1.0$$

şeklinde sağlanır.

AISC 360 – 10 ‘a göre aprazların kontrolü aşağıdaki gibi yapılır:

AISC şartnamesinde, gerilme ile narinliğı birbirine bağılayan eğri, Şekil 5.9 ‘da;



Şekil 5.9: AISC 360-10 ‘da Gerilme-Narinlik Eğrisi

şeklinde verilmiştir. Bu eğride burkulma, elastik ve inelastik bölgelerde meydana gelmektedir. Narinliğin,

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$$

olduğı inelastik bölgede, kritik gerilme;

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}]F_y$$

bağıntısı ile, narinliğin,

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y}$$

olduğı elastik bölgede ise, kritik gerilme;

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

Burada,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

elastik burkulma gerilmesidir.

Çapraz elemanı için: □140.140.8 kesiti seçilmişti. Bu kesitte, enkesit özellikleri:

$$A = 42.24 \text{ cm}^2 \quad i_{min} = 5.40 \text{ cm}$$

Narinlik kontrolü;

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{14-2*0.8}{0.8} = 15.5$$

Tablo 2.1, satır 6 ‘dan sınır narinlik;

$$\frac{b}{t} = \lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.4 * 24.1 = 33.74$$

$$\lambda = 15.5 < \lambda_r = 33.74$$

olduğundan, kesit narin kesit olarak davranmaz, kontrol inelastik bölgede yapılır.

$$\lambda = \frac{442}{5.4} = 82 < 4.71 * 24.1 = 113.5$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 206182}{(82)^2} = 302.64 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y = [0.658^{355/302.64}] * 355 = 217.3 \text{ N/mm}^2$$

$$P_n = F_{cr} * A_g = 217.3 * 42.24 \cong 918 \text{ kN}$$

AISC 360-10 yönetmeliğinde, $\phi_c = 0.90$ (LRFD) olup, tasarım basınç dayanımı;

$$\phi_c P_n = 0.90 * 918 = 826.2 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

Çapraz elemanda meydana gelen maksimum basınç kuvveti, yukarıda;

$$N_{deprem} = -301.75 \text{ kN}$$

olarak SAP2000 programından alınmıştı.

$$\phi_c P_n = 826.2 \text{ kN} > N_{deprem} = 301.75 \text{ kN}$$

olduğundan, çapraz □140.140.8 kesitli çubukların AISC 360-10 yönetmeliğine göre de, güvenli olduğu görülmüştür.

5.13.5 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerde Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolleri

DBYBHY 2007 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek sistem olarak tasarlanan (B) aksı çerçevesinin 1. kat, 2/B düğüm noktasında *kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu* kontrol edilecektir. (en olumsuz normal kuvvet etkisinin olduğu düğüm noktasında yapılacaktır) Bu koşul;

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

bağıntısı ile ifade edilir.

Fe52 çeliğinden yapılan hadde profilleri için arttırma katsayısı, Tablo 3.1 'den: $D_a = 1.1$

M_{pi}, M_{pj} : düğüm noktasında birleşen kirişlerin

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (W_p = \text{plastik mukavemet momenti})$$

denklemleri ile hesaplanan moment kapasiteleri,

$M_{pa}, M_{pü}$: düğüm noktasında birleşen kolonların, N tasarım eksenel kuvveti altında, emniyetli yönde kalmak üzere;

$$M_p \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

denklemleri ile hesaplanabilen moment kapasiteleridir.

(B) aksı çerçevesinin 1. kat, 2/B düğüm noktasındaki kiriş ve kolon enkesitleri ile enkesit özellikleri:

Üst ve alt kolon kesitleri: HE400 B $\rightarrow A = 198 \text{ cm}^2$; $W_p = 3232 \text{ cm}^3$

Sol ve sağ kiriş kesitleri: IPE400 $\rightarrow W_{xp} = 1307 \text{ cm}^3$

Düğüm noktasında birleşen alt kat kolonun üst ucunda ($N_{üst}$) ve üst kat kolonun alt ucunda (N_{alt}) düşey yükler + deprem yüklemesinden oluşan en büyük eksenel kuvvetler:

$$N_{üst} = 1975.6 \text{ kN}$$

$$N_{alt} = 1634.5 \text{ kN}$$

olarak SAP2000 programından ($1.2D + 1.6L$, düşey yük kombinezonu için) alınmıştır.

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 1307 * 355 * 10^{-3} = 464 \text{ kNm}$$

$$M_{pa} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) = 3232 * \left(355 - \frac{1634.5 * 10^3}{198 * 10^2} \right) * 10^{-3} = 880.6 \text{ kNm}$$

$$M_{pü} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) = 3232 * \left(355 - \frac{1975.6 * 10^3}{198 * 10^2} \right) * 10^{-3} = 824.9 \text{ kNm}$$

olduğundan;

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

$$(880.6 + 824.9) = 1705.5 \text{ kNm} \geq 1.1 * 1.1 * (464 + 464) = 1122.9 \text{ kNm}$$

Böylece, güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunun sağlandığı görülmüştür.

6. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Türk Deprem Yönetmeliği DBYBHY-2007'nin 4. Bölümünde verilen '*Çelik Binalar İçin Depreme Dayanaklı Tasarım Kuralları*' bölümünün incelenmesinden ve değerlendirilmesinden; burada verilen tüm koşulların (malzeme, enkesit, süneklik düzeyi tasarım kuralları, merkezi çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları ve dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin tasarım kuralları) ANSI/AISC 341-05 ile büyük benzerlik gösterdiği görülmüştür. Açıkçası, Türk Deprem Yönetmeliği DBYBHY-2007, Amerikan ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinin uyarlanmış şeklidir.

Ülkemizde bir çelik yapının, "TS 648-çelik yapıların hesap ve yapım kuralları" ve "TS 498-yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri" yönetmeliklerine göre hesap ve tasarımı yapıldıktan sonra, DBYBHY-2007 kontrolleri yapılmaktadır. Burada, çelik yapının deprem kuvvetlerine karşı önerilen yönetmelik kriterlerini sağlaması amaçlanmaktadır. Kriterler sağlanmadığı takdirde, yeni kesit seçilerek kontroller yapılmaktadır.

TS 648 yönetmeliğine göre boyutlandırma, emniyet gerilmeleri esaslarına göre yapılmaktadır. Halbuki günümüzde çelik yapıların tasarımında hemen hemen tüm dünyada taşıma gücü yöntemine (LRFD) geçilmiştir. Çelik gibi elasto-plastik özelliği üstün olan bir malzeme için artık ülkemizde de "*Çelik yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı*" na geçmek gerekir. TS648 yönetmeliğimiz bu konuda yetersiz kalmaktadır.

Mademki, Amerikan ANSI/AISC 341-05 yönetmeliğinin (ki, DBYBHY-2007 demektir) hesap ve tasarım kuralları ülkemizce benimsenmiş, o halde, AISC360-10 yönetmeliğindeki hesap ve tasarım kurallarını da güvenli bir şekilde kullanmak gerekir.

Bu düşünceyle, burada hesap ve tasarımı yapılan çelik yapı önce, AISC 360-10 yönetmeliğine göre boyutlandırılmış, ardından DBYBHY-2007 'ye göre kontroller yapılmıştır. Kontrollerin, hem "süneklik düzeyi yüksek moment çerçevesi" için, hem de "süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çapraz perdeli sistem" için sağlandığı görülmüştür. Ancak, döşeme kirişi IPE270 için sehim şartı AISC 360-10 'a göre sağlanmamış olup kesitin büyütülmesi gerekirdi.

AISC 360-10 yönetmeliğinde verilen yükleme kombinezonları ile elde edilen kat ağırlığı, kesit tesirleri, kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri gibi değerler, TS648 ve DBYBHY-2007 'ye göre yaklaşık %10-28 mertebesinde büyük bulunmuştur. Örneğin, ana çerçeve kirişlerinin boyutlandırılmasında, kaynak [20]'de $M_{G+Q} = 111.3 \text{ kNm}$ iken, bu çalışmada $M_{G+Q} = 155.22 \text{ kNm}$ olarak, yaklaşık %28 daha büyük bir moment elde edilmiştir. Toplam

kat ağırlığı kaynak [20]'de $W_i = 15127$ kN iken, bu çalışmada toplam kat ağırlığı, $W_i = 16527.3$ kN olarak, %8.5 daha fazla hesaplanmıştır. Bu da AISC 360-10 yönetmeliğinin daha güvenli olduğunu göstermektedir.

Ülkemiz topraklarının %92 sinin deprem bölgesinde olduğu düşünüldüğünde ve büyük can ve mal kaybının da özellikle betonarme yapılardan kaynaklandığı düşünülürse, çelik yapıların yaygınlaştırılması kaçınılmazdır.

Tasarlanan çelik yapıların ise özellikle, deprem kuvvetlerini güvenle aktaracak “*süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeli*” ve “*süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerle*” oluşturulması gerekir. Bu şekilde, yapı hem daha rijit bir davranış gösterir hem de optimum kesitler kullanılarak malzemeden tasarruf edilir.

Deprem bölgelerinde, mümkün olduğu kadar moment aktaran çerçeve sistemi oluşturmaktan kaçınmak gerekir.

Sonuç olarak, çelik yapıların hesap ve tasarımında; güncel olan ve dünyada yaygın olarak kullanılan, çok ayrıntıya yer vermeyen, taşıma gücü yöntemi LRFD ‘yi de kapsayan yönetmeliğin AISC 360-10 olduğu görülmüştür. Bu yönetmelik kapsamında bir yönetmeliğin ülkemizde hazırlanması ve DBYBHY-2007 ile birlikte kullanılması gerçekçi bir yaklaşımdır.

KAYNAKLAR

- [1] **ANSI/AISC 360-10**, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2010.
- [2] **DBYBHY-2007**, *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 2009.
- [3] **CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**.(EC3 EN 1993-1-1), European Committee for Standardisation, Brussels, 2005.
- [4] **ANSI/AISC 341-05**, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.(2005), American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [5] **Umut TUNÇEL**, *Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve Sistemlerin DBYBH 2007 Yönetmeliğine Göre Tasarımı*, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, 2007.
- [6] **İbrahim SUMUR**, *Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeveli Sistemlerin DBYBH 2007 Yönetmeliğine Göre Tasarımı*, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, 2007.
- [7] **Turgay YAVUZARSLAN**, *2007 Deprem Yönetmeliği'nin 1998 Deprem yönetmeliği ile Karşılaştırılması ve Sayısal İrdelemesi*, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, 2007.
- [8] **Recep AYDIN**, *2006 Deprem bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'in Çelik Binalar ile İlgili Bölümünün Değerlendirilmesi*, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, 2007.
- [9] **Özge. G. CEYLAN**, *10 Katlı Çelik Bir Büro Binasının EUROCODE 3 Göre Karşılaştırılmalı Boyutlandırılması*, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, 2007.
- [10] **SAP 2000-V14.2-V15.1-V16.0**, *Structural Analysis Program*, Computers and Structures Inc.,
- [11] **AISC-LRFD**,1999. *Load And Resistance Factor Design Specification For Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [12] **AISC-ASD**,1996. *Specification for Structural Steel Building: Allowable Stress Design and Plastic Design*, American Institue of Steel Construction Inc., Chicao
- [13] **ASCE/SEI 7-10**, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Virginia, 2010.
- [14] **ASTM**, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 2009, PA.
- [15] **TS-648**,1980. *Çelik Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

- [16] Timoshenko, S.P., Gere, J.M., *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York, 1961.
- [17] TS-498, 1997. *Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [18] TS-3357,1979. *Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- [19] AWS, Structural Welding Code, *American Welding Society*, Miami, (2010), FL.
- [20] M.N. AYDINOĞLU, Z. CELEP, E. ÖZER ve H. SUCUOĞLU, *DBYBHY-2007: Açıklamalar ve Örnekler Kitabı*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 2009.

ÖZGEÇMİŞ

Mustafa ÜLKER, 1987 yılında Elazığ'da doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini Evren Paşa İlköğretim okulunda, lise öğrenimini ise Özel Harput Okulları'nda tamamlamıştır. 2006 yılında, Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2011 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü bitirdikten sonra, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Mekanik programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.