

T.C.

GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ  
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı  
Çelik Çerçeve Elemanlarının Tasarımı İçin Hesap  
Çizelgesi Programı Hazırlanması ve Tasarım  
Uygulamaları

Yusuf Serdar İŞÇİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

GEBZE

2010

T.C.

GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ  
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı  
Çelik Çerçeve Elemanlarının Tasarımı İçin Hesap  
Çizelgesi Programı Hazırlanması ve Tasarım  
Uygulamaları

Yusuf Serdar İŞÇİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ


DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

DANIŞMAN

Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

GEBZE

2010

 <p><b>GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ</b></p>	<p><b>MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ</b></p> <p><b>JÜRİ ONAY FORMU</b></p>
--	--

### JÜRİ

ÜYE ( BAŞKAN) :

ÜYE :

ÜYE :

Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun .../...../..... tarih ve ...../..... sayılı kararı ile yukarıdaki öğretim elemanlarından oluşmuş jüri tarafından düzenlenen ...../...../..... tarihli Tez Savunma Tutanağı neticesinde Yüksek Lisans öğrencisi .....'nin çalışması GYTE Mühendislik ve Fen Bilimleri Yönetim Kurulu ...../...../..... tarih ve .../..../..... sayılı kararıyla Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans tezi olarak onaylanmıştır.

İMZA/MÜHÜR

## ÖZET

**TEZİN BAŞLIĞI: SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE ELEMANLARININ TASARIMI İÇİN HESAP ÇİZELGESİ PROGRAMI HAZIRLANMASI VE TASARIM UYGULAMALARI**

**YAZAR ADI : YUSUF SERDAR İŞÇİ**

Çelik yapılarda deprem güvenliği için tasarımın bir takım anlaşılır ve kapsamlı standartlara göre yapılması kaçınılmazdır. Türk deprem yönetmeliği TDY2007 – Bölüm 4’de çelik yapılar konusunda yeni birçok kavram ve hesap kuralları içermektedir. TS648’in ise yeniden gözden geçirilmesi gerektiği açıktır. Çelik yapıların tasarımı konusundaki en kapsamlı yönetmelikler olan Amerikan çelik tasarım yönetmelikleri; ANSI/AISC 360-05 (Specification for Structural Steel Buildings), ANSI/AISC 341-05, ASCE/SEI 7-05 (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)’dir. Literatürde Amerikan çelik tasarım yönetmelikleri ile Türk yönetmeliklerinin karşılaştırıldığı çalışmalar oldukça kısıtlıdır.

Bu çalışmada, Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçevelerdeki kiriş, kolon ve çaprazların tasarımında kullanılmak üzere, Amerikan yönetmeliklerinin önerdiği iki alternatif hesap metodu olan ASD ve LRFD ile, TS 648 ve TDY2007’nin önerdiği hesap metodlarını kapsayan bir hesap çizelgesi programı hazırlanmıştır. Bu hesap çizelgesi programı, 7 katlı bir ters V Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve modeline uygulanmış ve farklı yönetmeliklere göre sonuçlar mukayese edilmiştir. Böylelikle ülkemizdeki yapı mühendisleri için, Türk çelik tasarım yönetmeliklerimizle, Amerikan çelik tasarım yönetmelikleri arasında hızlı ve güvenli bir karşılaştırma yapmak mümkün olmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve, Çelik Yapıların Tasarımı, Hesap Çizelgesi Programı.

## SUMMARY

**TITLE OF THE THESIS: A SPREADSHEET FOR THE DESIGN OF SPECIAL CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAME ELEMENTS AND DESIGN PRACTICES**

**NAME OF THE AUTHOR : YUSUF SERDAR İŞÇİ**

Earthquake resistant design of steel structures should be based on simple as well as comprehensive design codes. Turkish Earthquake Code – Chapter 4 includes a lot of new concepts and design rules. On the other hand, TS648 should be revised implementing new design rules and concepts. The USA design codes about the steel structures (ANSI/AISC 360-05, ANSI/AISC 341-05, ASCE/SEI 7-05) are considered to be among the most comprehensive ones. The studies comparing the American and Turkish steel design codes are limited in literature.

In this study, a spreadsheet has been prepared taking into account of the both alternative design methods, LRFD and ASD based on ANSI/AISC 360-05, ANSI/AISC 341-05, ASCE/SEI 7-05 and the design methods proposed by Turkish steel design codes (TDY2007–Chapter 4 and TS648). The spreadsheet can easily design all the elements (beams, columns and braces) in Special Concentrically Braced Steel Frames. The spreadsheet has been applied onto all structural elements of a 7-story special concentrically braced frame with inverted V bracing. Herewith a rapid and safe comparison has become possible between Turkish Earthquake Code and USA design codes for structural engineers in our country.

**Key Words:** Special Concentrically Braced Frame, Steel Structures, Steel Design, Spreadsheet.

## TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca anlayışını ve emeğini bizlerden esirgemeyen, derin tecrübelerinden istifade etme fırsatı bulduğum sayın hocam Doç. Dr. Bülent AKBAŞ' a, engin bilgi birikimi ve güler yüzü ile bizlere özgün bir örnek teşkil eden değerli hocam Prof. Dr. Bilge Siyahi' ye ve bizlere her konuda geniş ufuklar çizen değerli hocam Doç. Dr. Yasin FAHJAN' a minnetlerimi ve şükranlarımı sunarım.

Çalışmam süresince bilgi paylaşımında bulunduğum ve kendilerini tanımaktan mutluluk duyduğum Yük. İnş. Müh. Rıza YEŞİL' e ve Yük. İnş. Müh. Mehmet AYDIN' a çok teşekkür ederim.

Tüm hayatım boyunca benden hiçbir fedakarlığı esirgemeyen, varlık sebebim annem Münteha İŞCİ'ye ve babam Ahmet İŞCİ'ye, sabrı, emeği ve hoş görüşüyle hayatımı yaşanabilir kılan eşim Serap'a teşekkürü bir borç bilirim.

Yusuf Serdar İŞCİ

Gebze, Temmuz 2010

# İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	iv
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xv
TABLolar DİZİNİ	xix
1.GİRİŞ	1
2.ÇELİK YAPILARIN AVANTAJLARI VE KULLANIM ALANLARI	5
2.1.Çelik Yapıların Avantajları	5
2.2.Çelik Yapıların Kullanım Alanları	8
3.ÇELİĞİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ	11
3.1.Yapılan Çalışmalar	11
3.2.Gerilme – Şekil Değişirme Eğrisi	11
4.DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI GENEL İLKELERİ	17
4.1.Depreme Dayanıklı Yapı Taşıyıcı Sistemi Düzenlemes	17
4.2.Yapılarda Rijitlik ve Dayanım	18
4.3.Yapılarda Süneklik	18
4.4.Çelik Yapı Tasarım Felsefesi ve Hesap Yöntemleri	21
4.4.1.Genel Tasarım Felsefesi	22
4.4.2.Emniyet Gerilmeleri Yöntemi, ASD	25
4.4.3.Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı, LRFD	29
4.4.4.Plastik Tasarım Yöntemi, PD	31
5.SDYMÇÇ YAPI SİSTEMLERİ	34
5.1.Giriş	34
5.2.Çapraz Elemanlarının Çevrimsel Yükler Altında Davranışı	36
5.3.Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çerçeveler	42

5.4.MÇÇ Elemanlarında Kapasitesi Korunan Bölgeler Kavramı	43
5.5.Burkulma Açısından SDNMÇÇ ve SDYMÇÇ Yapı Sistemleri	44
5.5.1.Çapraz Elemanlarda Düzlem İçi Burkulma ve Düzlem Dışı Burkulma	45
5.6.Merkezi Çaprazlı Sistemlerin Tasnifi	46
5.6.1.Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeveseler; SDNMÇÇ	48
5.6.2.Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveseler; SDYMÇÇ	48
5.6.3.Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçeveseler; BÖÇÇ	52
6.SDYMÇÇ TASARIM İLKELERİ VE HÇP HAZIRLANMASI	58
6.1.Giriş	58
6.2.Yapıya Etkiyen Deprem Yüklerinin Hesaplanması	58
6.2.1.Uygun Hesap Yönteminin Seçilmesi	58
6.2.2.TDY2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	60
6.2.3.ASCE/SEI 7-05'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	68
6.3.Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	76
6.3.1.TDY2007'ye Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	76
6.3.2.ASCE/SEI 7-05'e Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	77
6.4.Yapı İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	79
6.4.1.TDY2007'ye Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	79
6.4.2.ASCE/SEI 7-05'e Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	81
6.5.Yatay Rüzgar Yüklerinin Hesaplanması	82
6.6.Merkezi Çapraz Elemanların Tasarımı	84
6.6.1.TDY2007'ye Göre Merkezi Çapraz Elemanlarının Tasarımı	84
6.6.2.AISC'ye Göre Merkezi Çapraz Elemanlarının Tasarımı	86
6.7.Ana Çerçeve Kirişlerinin Tasarımı	89
6.7.1.TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarımı	89
6.7.2.AISC'ye Göre Kiriş Tasarımı	93
6.7.3.Çaprazlı Açıklıkta Kirişlerin Tasarımı	93
6.7.4.Çaprazsız Açıklıkta Kirişlerin Tasarımı	99
6.8.Kolonların Tasarımı	103
6.8.1.TDY2007'ye Göre Kolonların Tasarımı	103
6.8.2.AISC'ye Göre Kolonların Tasarımı	106

7.SDYMÇÇ YAPI MODELİ VE HESAP UYGULAMASI	113
7.1.Bilgisayar Yapı Hesap Modeli ve Malzeme Özellikleri	113
7.2.Yapı Düzensizliklerinin Kontrolü	116
7.3.Deprem Karakteristikleri	117
7.4.Yapı Yük Analizi	118
7.5.Yük Kombinasyonları	120
7.5.1.TDY2007 Yük Kombinasyonları	120
7.5.2.ASD Yük Kombinasyonları	120
7.5.3.LRFD Yük Kombinasyonları	121
7.6.Yapı Modelinin ASD'ye Göre Tasarımı	122
7.6.1.Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi	122
7.6.2.Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	124
7.6.3.ASD'ye Göre Düşey Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yük Kombinasyonlarının Modifikasyonu	127
7.6.4.Görelî Kat Ötelenmesi Kontrolü	129
7.6.5.İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	130
7.6.6.Rüzgar Yükü Hesabı	133
7.6.7.Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması	134
7.6.8.Çaprazlı Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	138
7.6.9.Çaprazsız Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	145
7.6.10.Kolonların Boyutlandırılması	151
7.7.Yapı Modelinin LRFD'ye Göre Tasarımı	166
7.7.1.Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi	166
7.7.2.Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	167
7.7.3.LRFD'ye Göre Düşey Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yük Kombinasyonlarının Modifikasyonu	169
7.7.4.Görelî Kat Ötelenmesi Kontrolü	170
7.7.5.İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	172
7.7.6.Rüzgar Yükü Hesabı	174
7.7.7.Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması	174
7.7.8.Çaprazlı Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	178

7.7.9.Çaprazsız Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	184
7.7.10.Kolonların Boyutlandırılması	190
7.8.Yapı Modelinin TDY2007'ye Göre Tasarımı	205
7.8.1.Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi	205
7.8.2.Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyodu	206
7.8.3.Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	209
7.8.4.Görelî Kat Ötelenmesi Kontrolü	212
7.8.5.İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	213
7.8.6.Rüzgar Yükü Hesabı	215
7.8.7.Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması	215
7.8.8.Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	218
7.8.9.Kolonların Boyutlandırılması	226
8.SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER	233
KAYNAKLAR	239
ÖZGEÇMİŞ	244

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

- TDY2007: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar 2007
- TS 648: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
- TS498: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
- İYBDY2008: İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
- AISC: American Institute of Steel Construction
- ANSI/AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings
- ANSI/AISC 341-05: Specification for Structural Steel Buildings
- ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- FEMA – NEHRP: The National Earthquake Hazards Reduction Program
- ASD: Emniyet Gerilmeleri Yöntemi (Allowable Strength Design)
- LRFD: Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı (Load and Resistance Factor Design)
- PD: Plastik Tasarım veya Taşıma Gücü Yöntemi (Plastic Design)
- $\sigma_E$ : Elastiklik Sınır Gerilmesi
- $\sigma_p$ : Orantılı Sınır Gerilmesi
- $\sigma_F$ : Akma Sınır Gerilmesi (Pekleşme Sınır Gerilmesi)
- $\sigma_B$ : Maksimum Çekme Gerilmesi (Boyun Verme Sınır Gerilmesi)
- $\epsilon_{pl}$ : Plastik Deformasyon
- $\epsilon_{el}$ : Elastik Deformasyon
- E: Elastisite Modülü (Young Modülü)
- MÇÇ: Merkezi Çaprazlı Çerçeve
- SDNMÇÇ: Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeveler ( Ordinary Concentrically Braced Frame )
- SDYMÇÇ: Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveler ( Special Concentrically Braced Frame )
- BÖÇÇ: Burkulması Önlenmiş Çapraz Çerçeveler
- ICC: Uluslararası Yönetmelik Konseyi (International Code Council )
- IBC: Uluslararası Yapı Yönetmeliği ( International Building Code )
- $R_y$ : Akma Gerilmesi Artırma Katsayısı
- $F_y$ : Çelik Akma Gerilmesi
- $A_g$ : Profil Kesit Alanı
- $P_n$ : Nominal Basınç Yükü

- $\beta$  :Çapraz Elemanın Düğümlendiği Kirişle Yaptığı Açık
- $R_n$ : Nominal Mukavemet
- $Q_i$ : Ölü yük, hareketli yük, kar yükü, rüzgar yükü, deprem yükü gibi servis yükleri
- $\phi$  : Mukavemet Azaltma Faktörü
- $\gamma_i$ : Yük Arttırma Faktörü
- $\delta$ : Yatay deplasman (Yer değiştirme)
- LTB:Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)
- $\sigma_{em}$ : Emniyet Gerilmesi
- $M_n$ : Nominal Moment
- $M_p$ :Eğilme Momenti Kapasitesi
- $K$ :Efektif Burkulma Boyu Katsayısı
- $L$ :Çubuk Boyu
- $r$ : Atalet Yarıçapı
- $A_g$ : En kesit Alanı
- $P_n$ : Nominal Eksenel Basınç Kuvveti
- $h$ : Gövde Levhası Yüksekliği
- $h_i$  = Binanın  $i$ 'inci Katının Kat Yüksekliği
- $l_b$  = Kirişin Yanal Doğrultuda Mesnetlendiği Noktalar Arasındaki Uzaklık
- $l_n$  = Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsalları Arasındaki Uzaklık
- $E_s$ : Yapı Çeliği Elastisite Modülü
- $N_{bp}$ : Eksenel Basınç kapasitesi
- $N_{çp}$ : Eksenel Çekme Kapasitesi
- $R$ : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
- $\Omega_0$ : Deprem Yükü Büyütme Katsayısı (System Overstrength Factor)
- $\sigma_a$ : Yapı Çeliğinin Akma Gerilmesi
- $\sigma_{bem}$ : Elemanın Narınlığına Bağlı Olarak, TS-648'e Göre Hesaplanan Basınç Emniyet Gerilmesi
- $\Delta_i$ : Binanın  $i$ 'inci Katındaki Göreli Kat Ötelemesi
- $A(T)$ : Spektral İvme Katsayısı
- $A_0$ : Etkin Yer İvmesi Katsayısı
- $D_{fi}$ :Binanın  $i$ 'inci Katında  $F_{fi}$  Fiktif Yüklerine Göre Hesaplanan Yer Değiştirme
- $F_{fi}$ : Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Hesabında  $i$ 'inci Kata Etkiyen Fiktif Yük
- $H_N$ :Binanın Temel Üstünden İtibaren Ölçülen Toplam Yüksekliği
- $h_i$  : Binanın  $i$ 'inci Katının Kat Yüksekliği

I: Bina Önem Katsayısı

$m_i$  = Binanın i'inci Katının Kütlesi ( $m_i = w_i / g$ )

N: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı

$q_i$ : Binanın i'inci Katındaki Toplam Hareketli Yük

R: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

$R_a(T)$ : Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı

$S(T)$ : Spektrum Katsayısı

$S_{ae}(T)$ : Elastik Spektral İvme [ $m/s^2$ ]

T: Bina Doğal Titreşim Periyodu [s]

$T_1$  = Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodu [s]

$T_A, T_B$  : Spektrum Karakteristik Periyotları [s]

$V_t$ : Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde Göz önüne Alınan Deprem Doğrultusunda Binaya Etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Taban Kesme Kuvveti)

W: Binanın, Hareketli Yük Katılım Katsayısı Kullanılarak Bulunan Toplam Ağırlığı

$w_i$ : Binanın i'inci Katının, Hareketli Yük Katılım Katsayısı Kullanılarak Hesaplanan Ağırlığı

$\Delta_i$  : Binanın i'inci Katındaki Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi

$(\Delta_i)_{ort}$ : Binanın i'inci Katındaki Ortalama Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi

$\Delta F_N$ : Binanın N'inci Katına (Tepesine) Etkiyen Ek Eşdeğer Deprem Yüğü

$\Delta_i$ : Binanın i'inci Katındaki Etkin Göreli Kat Ötelemesi

$(\delta_i)_{max}$ : Binanın i'inci Katındaki Maksimum Etkin Göreli Kat Ötelemesi

$\theta_i$ : i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

$S_S$ : Referans Zemin Sınıfı için 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme.

$S_1$ : Referans Zemin Sınıfı için 1 saniye Periyotlu Spektral İvme

$S_{DS}$ : Göz önüne Alınan Zemin Sınıfı için 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme.

$S_{D1}$ : Göz önüne Alınan Zemin Sınıfı için 1 saniye Periyotlu Spektral İvm

$F_a$ : Referans Zemin Sınıfı, 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme için Zemin Etkisi Modifikasyon Katsayısı

$F_v$ : Referans Zemin Sınıfı, 1 saniye Periyotlu Spektral İvme için Zemin Etkisi Modifikasyon Katsayısı

$R_a$ : Mukabele Modifikasyon Katsayısı (Response Modification Coefficient)

$C_d$ : Deplasman Büyütme Çarpanı (Deflection Amplitude Factor)

$E_h$ : Deprem Yüğü'nün Yatay Bileşeni

$E_v$ : Deprem Yüğü'nün Düşey Bileşeni

- $C_s$ : Sismik Davranış Katsayısı (Seismic Response Coefficient)  
 $Q_e$ : Etkili Yatay Sismik Kuvvet (Effective Horizontal Seismic Forces)  
 $\rho$ : Yük Artırma Katsayısı (Redundancy Factor)  
 $W_r$ : Yapının Bütünündeki Rüzgar Yükü Bileşkesinin Büyüklüğü  
 $C_f$ : Aerodinamik Yük Katsayısını  
 $t_w$ : Kesit Gövde Kalınlığı  
 $t_f$ : Kesit Flanş Kalınlığı  
 $\sigma_{eb}$ : Eksenel Basınç Kuvveti  
 $\sigma_{bem}$ : Azaltılmış Basınç Emniyet Gerilmesi  
 $\lambda$ : Çubuk Eleman Narınlığı  
 $F_e$ : Euler Kritik Yükü  
 $F_{cr}$ : Kritik Burkulma Yükü  
 $C_b$ : Yanal Burkulma Katsayısı  
 $\tau_{em}$ : Kayma Emniyet Gerilmesi  
 $M_e$ : Dengelenmemiş Kuvvetten Dolayı Çaprazlı Açıklık Kirişinde Oluşan Moment  
 $r_{ts}$ : Etkin Dönme Yarıçapı (Effective Radius of Gyration)  
 $A_w$ : Profil Kesiti Gövde Alanı  
 $N_d$ : Eksenel Yük  
 $N_{bp}$ : Eksenel Basınç Kapasitesi  
 $N_{çp}$ : Eksenel Çekme Kapasitesi  
 $P_{nt}$ : G+Q Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Eksenel Kuvvet  
 $P_{lt}$ : Deprem Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Eksenel Kuvvet  
 $M_{nt}$ : G+Q Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Moment  
 $M_{lt}$ : Deprem Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Moment  
 $P_r$ : Gereken Eksenel Basınç Yükü Dayanımı  
 $M_r$ : Gereken Eğilme Momenti Dayanımı  
 $M_c$ : Tasarım Eğilme Momenti  
 $P_c$ : Tasarım Basınç Dayanımı

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.1. Forth Demiryolu Köprüsü, Edinburg –İskoçya	9
2.2. 101 katlı John Hancock Center, Chicago – Illinois [Akbaş, 2008]	10
3.1. Çekme Deneyinin Aşamaları[Özhendekçi, 2008].	12
3.2. Gerilme – Şekil Değiştirme Grafiği[Özhendekçi, 2008]	13
4.1. Kuvvet - Deplasman İlişkisi[Celep ve Kumbasar, 2003]	19
4.2. Yapılarda Süneklik İlişkileri[Özcihan, 2001]	20
5.1. MÇÇ Sistemlerde Akma ve Burkulma[Engelhardt, 2007]	34
5.2. Burkulmuş Bir Çapraz Eleman[Engelhardt, 2007]	35
5.3. Çapraz Eleman Histeretik Davranışı[Bruneau, at al., 1998]	37
5.4. Ters V Çaprazın Burkulması ve Akması[Elghazouli and Bento, 2009]	38
5.5. W150x30 Profili Histeritik Davranışı[Engelhardt, 2007]	41
5.6. W150x24 Profili Histeritik Davranışı [Engelhardt, 2007]	41
5.7.MÇÇ Elemanlarında Kapasitesi Korunan Bölgeler[Engelhardt, 2007]	44
5.8. (a) Düzlem İçi Burkulma, (b) Düzlem Dışı Burkulma [Astaneh, 1998]	46
5.9. TDY2007’de İzin Verilmeyen K Tipi Çapraz Sistemi	49
5.10. SDYMÇÇ Yapı Sistemleri[Engelhardt, 2007]	50
5.11. SDYMÇÇ’de Dengelenmemiş Kuvvet[Engelhardt, 2007]	51
5.12. Ters V tipi SDYMÇÇ Sistemli Bir Yapı[Engelhardt, 2007]	52
5.13. BÖÇÇ Elemanı Kesiti[Engelhardt, 2007]	53
5.14. BÖÇÇ Sistem Bileşenleri[Engelhardt, 2007]	54
5.15. BÖÇÇ ve SDYMÇÇ’nin Mukayesesi[Hamburger and Nazir, 2003]	55
5.16. BÖÇÇ Sistemli Bir Çelik Yapı[Engelhardt, 2007]	55
5.17.BÖÇÇ Elemanlarının Akması[Engelhardt, 2007]	56
5.18. BÖÇÇ Sistem Tasarımları Çeşitleri[Engelhardt, 2007]	56
6.1. Deprem Hesap Metodu Seçimi Algoritması[Zorbozan, 2008]	60
6.2. Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyodu[TDY2007, 2007]	61
6.3. TDY2007 Yapı 1.Doğal Titreşim Periyodu Hesap Algoritması	62

6.4. Normalize Edilmiş Elastik Tasarım Spektrumu[TDY2007, 2007]	65
6.5. Taban Kesme Kuvvetinin Katlara Dağıtılması[Zorbozan, 2008]	66
6.6. TDY2007 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Hesap Algoritması	67
6.7. Tasarım Mukabele Spektrumu[ASCE/SEI 7-05]	69
6.8. ASCE/SEI 7-05 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Hesap Algoritması	75
6.9. TDY2007 Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması	77
6.10. Öteleme Kontrolü Hesap Parametreleri[ASCE/SEI7-05, 2006]	78
6.11. ASCE/SEI 7-05 Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması	79
6.12. ASCE/SEI 7-05 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması	80
6.13. ASCE/SEI 7-05 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması	82
6.14. TS498 Rüzgar Yüğü Hesabı Algoritması	83
6.15. TDY2007 Çapraz Elemanların Tasarımı Hesap Algoritması	86
6.16. AISC Çapraz Elemanların Tasarımı Hesap Algoritması	88
6.17. TDY2007'ye Göre Kiriş Tasarımı Hesap Algoritması	92
6.18. Çaprazlı Açıklıkta Dengelenmemiş Kuvvet	94
6.19. ASCE/SEI 7-05'te Gerilme Artırma Katsayıları	95
6.20. ASCE/SEI 7-05'te Gerilme Artırma Katsayıları	98
6.21. AISC Göre Çaprazlı Açıklıkta Kiriş Tasarımı Hesap Algoritması	99
6.22. AISC'ye Göre Çaprazsız Açıklıkta Kiriş Tasarımı Algoritması	102
6.23. TDY2007'ye Göre Kolon Tasarımı Hesap Algoritması	105
6.24. AISC'ye Göre Kolon Eksenel Yüğü Kontrolü Hesap Algoritması	108
6.25. AISC'ye Göre Kolon LTB Kontrolü Hesap Algoritması	109
7.1. Genel Sistem Görünüşü ve Sap2000 Programı Hesap Modeli	114
7.2. Normal Katlar Sistem Planı	115
7.3. Tasarıma Konu A Aksı Çelik Çerçevesi Sistem Görünüşü	116
7.4. ASCE/SEI 7-05 Tasarım Mukabele Spektrumu HÇP	123
7.5. ASCE 7.05/AISC - ASD Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı HÇP	126
7.6. ASD Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP	130
7.7. ASD İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü HÇP	132
7.8. TS648 Yatay Rüzgar Yüğü Hesabı HÇP	133
7.9. Çapraz Eleman HÇP Uzunluk ve Açılı Parametreleri	134

7.10. ASD Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP	137
7.11. ASD Çaprazlı Açıklık Kirişi Kompaktlık Kontrolü HÇP	139
7.12. ASD Çaprazlı Açıklık Dengelenmemiş Kuvvet Kontrolü HÇP	141
7.13. ASD Çaprazlı Açıklık LTB Kontrolü HÇP	144
7.14. ASD Çaprazsız Açıklık Kirişi Tasarımı HÇP	147
7.15. ASD Çaprazsız Açıklık LTB Kontrolü HÇP	150
7.16. ASD Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP	152
7.17. ASD Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu	153
7.18. ASD Kolon Narinlik Kontrolü ve Basınç Dayanımı HÇP	156
7.19. ASD Kolon LTB Kontrolü HÇP	159
7.20. ASD Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımı Kontrolü HÇP	161
7.21. ASD Kolon İkinci Mertebe Analizi HÇP	164
7.22. ASD Kolon Karşılıklı Etkileşim Diyagramı HÇP	166
7.23. ASCE 7.05/AISC - LRFD Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı HÇP	168
7.24. LRFD Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP	171
7.25. LRFD İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü HÇP	173
7.26. LRFD Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP	177
7.27. LRFD Çaprazlı Açıklık Kirişi Kompaktlık Kontrolü HÇP	179
7.28. LRFD Çaprazlı Açıklık Dengelenmemiş Kuvvet Kontrolü HÇP	181
7.29. LRFD Çaprazlı Açıklık LTB Kontrolü HÇP	183
7.30. LRFD Çaprazsız Açıklık Kirişi Tasarımı HÇP	186
7.31. LRFD Çaprazsız Açıklık LTB Kontrolü HÇP	189
7.32. LRFD Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP	191
7.33. LRFD Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu	192
7.34. LRFD Kolon Narinlik Kontrolü ve Basınç Dayanımı HÇP	195
7.35. LRFD Kolon LTB Kontrolü HÇP	198
7.36. LRFD Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımı Kontrolü HÇP	200
7.37. LRFD Kolon İkinci Mertebe Analizi HÇP	203
7.38. LRFD Kolon Karşılıklı Etkileşim Diyagramı HÇP	205
7.39. TDY2007 Tasarım İvme Spektrumu HÇP	206
7.40. TDY2007 Yapı Doğal Titreşim Periyodu Hesabı HÇP	208

7.41. TDY2007 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı HÇP	211
7.42. TDY2007 Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP	212
7.43. TDY2007 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü HÇP	214
7.44. Çapraz Eleman HÇP Uzunluk ve Açî Parametreleri	215
7.45. TDY2007 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP	217
7.46. TDY2007 Çaprazlı Açıklık Kiriş Kompaktlık Kontrolü HÇP	222
7.47. TDY2007 Çaprazlı Açıklık Kirişî Tasarımı HÇP	223
7.48. TDY2007 Çaprazsız Açıklık Kiriş Kompaktlık Kontrolü HÇP	224
7.49. TDY2007 Çaprazsız Açıklık Kirişî Tasarımı HÇP	225
7.50. TDY2007 Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP	228
7.51. TDY2007 Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu	229
7.52. TDY2007 Kolon Tasarımı HÇP	232

## TABLolar DİZİNİ

<b><u>Tablo</u></b>	<b><u>Sayfa</u></b>
3.1. TS 648 Çekme, Basınç ve Eğilme için Emniyet Gerilmeleri	15
3.2. TS 648 Kayma Emniyet Gerilmeleri	16
7.1 Normal Kat Döşemeleri Ölü Yük Analizi	118
7.2 Çatı Katı Döşemeleri Ölü Yük Analizi	119
8.1 Merkezi Çapraz Eleman Kesit Tablosu	235
8.2 Çaprazlı Açıklık Kirişleri Kesit Tablosu	236
8.3 Çaprazsız Açıklık Kirişleri Kesit Tablosu	237
8.4 Kolon Kesit Tablosu	238

# 1. GİRİŞ

17 Ağustos ve 12 Kasım 1999 depremlerini yaşayan, topraklarının %92'si deprem bölgelerinde bulunan ve insanların %95'i bu bölgelerde yaşayan ülkemizde depreme dayanıklı yapı üretiminin ne kadar önemli olduğunu barizdir. Ülkemizde yaşanan yıkıcı depremlerin yanı sıra, 1994 yılında ABD'de meydana gelen Northridge ve 1995'te Japonya'da meydana gelen Kobe depremleri, depreme dayanıklı çelik yapı tasarımı ile ilgili önemli dersler vermiştir. Bunu izleyen yıllarda yapılan araştırmalardan ve laboratuvar testlerinden elde edilen sonuçlar doğrultusunda, süneklik düzeyi yüksek çelik yapıların yapım ve boyutlandırılmasına ilişkin bilgiler ve yöntemler değiştirilmiş ve geliştirilmiş, ülkelerin yapım ve tasarım standartları düzenlenerek yürürlüğe konmuştur[Doğan, 2007].

Ülkemizde son 15 yılda meydana gelen büyük depremler sonrasında gerek yapı stoğumuzun mevcut durumuna, gerekse yapıların tasarım ve imalatına, imar mevzuatına yönelik yoğun tartışmalar ve eleştiriler başlamış, bunun sonucu olarak tüm bu konulara ilişkin gerekli düzeltme, düzenleme ve değişiklik çalışmaları ön plana çıkmıştır[İMO Komisyon, 2005].

Ülkemizde inşaat mühendisliği denildiğinde akla, bilhassa ekonomik ön yargılardan ötürü, betonarme yapılar gelmektedir. Türkiye'de çelik sektörünün, toplam inşaat sektörü içindeki payı çok küçüktür. Bu oranın büyük bölümünü endüstri yapıları, büyük açıklıklı çatılar ve köprüler oluşturmaktadır. Çok katlı çelik yapı uygulamaları ise yok denecek kadar azdır. Çok katlı yapılardaki uygulama azlığı, betonarme sistemle aynı yapının daha az maliyetle yapılabileceği düşüncesinden kaynaklanmaktadır. Bu düşünce, sıradan bir betonarme yapı için kabul edilebilirse de, depreme dayanıklı olarak projelendirilmiş, her bakımdan sıkıca denetlenmiş ve projesine uygun olarak inşa edilen betonarme bir yapının, çelik yapı kadar maliyetli olabileceği de bir gerçektir[Yardımcı, 2005].

Çelik yapıların projelendirilmesi ve uygulaması ile ilgili bilgi edinilmesi yerine taşıyıcı sistem malzemesi olarak betonarmenin tercih edilmesi, yapı malzemesi olarak çeliğin kullanılmasını engellemektedir. Buna ilaveten yönetmeliklerimizdeki eksiklikler, ülkemizde bulunan çelik yapılar konusunda tecrübeli mühendis sayısının az olması, çizilen çelik yapı projelerinin şantiyelerde nasıl uygulanacağını bilinmemesi gibi nedenlerle çelik yapılar sektöründe sarıh zorluklar yaşanmaktadır. Ülkemizdeki uygulama azlığı nedeniyle projeyi uygulayan teknik eleman ve ara eleman sayısı da azdır.

Son yıllarda ülkemizde çelik yapıların üstün özelliklerinin fark edilmesiyle, çelik malzeme kullanılarak inşa edilen yapılar yaygınlaşmaya ve çelik yapılar konusunda belli bir bilgi ve deneyime sahip kalifiye teknik adamların önemi artmaya başlamıştır. Bu alanda çalışan teknik ve kalifiye eleman sayısı henüz istenilen ve gelişmiş ülkeler seviyesinde değildir. Ancak çelik yapılarda ki bu yaygınlaşma eğilimi, ülkemizde ki mevcut yönetmeliklerde bulunan müphem terimlerin daha açık bir şekilde ifade edilmelerini, yönetmeliklerimizin yabancı literatür ve yönetmeliklerle mukayese edilerek genişletilmelerini, hesap metotlarında gereken yeniliklerin gerçekleştirilmesini zorunlu kılmaktadır.

Dünyada meydana gelen depremler sonucu oluşan büyük hasarlar ve ciddi can kayıpları da araştırmacıları ve bilim adamlarını, yapıların deprem davranışlarını daha doğru anlamak ve daha uygun tasarım kuralları oluşturmak adına yeni yöntemler geliştirmeye, yetki sahibi otoriteleri ise bu bilimsel çalışmalar ışığında elde edilen yeni verilere dayanarak, yürürlükte ki mevzuat ve yönetmelikler üzerinde sürekli bir tadilat ve geliştirme faaliyetinde bulunmaya zorlamıştır.

Özellikle 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerine kadar, çelik yapıların sismik etkiler karşısında yüksek sismik performansa sahip olduğu şeklinde uygun bir düşünce bulunmaktaydı. Fakat, Northridge ve Kobe depremlerinin öğrettikleri, sonrasında meydana gelen orta ve şiddetli depremlerde hasar gören çelik yapılar incelendiğinde her çelik yapının sanıldığı kadar yüksek performans seviyesine sahip olmadığı görülmüştür. Bu nedenle özellikle son on yılda çelik yapıların deprem davranışlarının incelenmesine yönelik çok sayıda analitik ve deneysel çalışma

yapılmıştır. Dünyanın birçok ülkesinde konu ile ilgili bilim adamları çalışmalarına devam etmektedir. Yapılan çalışmalar ışığı altında çok yakın tarihte birçok ülke şartnamelerinde önemli değişiklikler yapılmıştır. Türkiye’de de, çelik yapıların deprem davranışları üzerine analitik ve deneysel çalışmalar yoğun bir şekilde yapılmaktadır. Depreme dayanıklı yapı tasarımında yakın zamanda dünyada sağlanan yeni gelişmeler çerçevesinde birçok gelişmiş ülke deprem şartnamesinde olduğu gibi Mart 2007’ de yürürlüğe giren TDY2007’de, özellikle çelik yapılar ile ilgili önemli değişiklikler öngörmüştür. Ancak yönetmeliğimizde, çelik yapılar ile ilgili hesap metotlarını içeren kısmın sadece Bölüm 4 ile sınırlı kalması, yönetmeliğimizde mevcut çelik yapı tasarımına ilişkin hesap kavramlarının ise oldukça karmaşık olması, kat etmemiz gereken önemli mesafeler bulunduğunu göstermektedir.

İşte tüm bu nedenlerle, proje mühendislerinin yürürlükteki mevcut yerli yönetmeliklerin çok açık olmayan tasarıma ilişkin önermelerini gerektiği gibi anlayarak, yönetmeliklerimizdeki yetersizlikleri iyi idrak ederek, dünyada kullanılan diğer yönetmeliklerle yerli yönetmeliklerin mukayesesini gerektiği gibi yaparak, güvenliğin yanında estetik özelliklere de haiz çelik yapı tasarımları yapabilmeleri önem kazanmaktadır. Çelik yapı tasarımı konusunda tecrübeli, çelik davranışını bilen, bu bilgileri kullanarak en ekonomik ve emniyetli yapı çözümlerine ulaşabilen mühendislerle, çelik yapıların sahip oldukları avantajlar gün geçtikçe daha da iyi anlaşılacaktır.

Bu çalışmanın en önemli amacı; yerli yönetmeliklerimiz ile, çelik yapıların yaygın olarak kullanıldığı ve konu ile ilgili geniş bir teknik literatüre sahip Amerika Birleşik Devletleri yönetmeliklerinin mühendislere sundukları hesap metotları arasında ki benzerliklerin, farkların ve varsa, eksikliklerin proje mühendislerince rahatlıkla gözlemlenebildiği, hesap adımları açıkça belirtilmiş, kullanıcıya hesap algoritmalarını sunan bir Hesap Çizelge Programı (HÇP) programı hazırlanmasıdır. Bu sayede oldukça karmaşık eşitliklere ve hesap döngülerine dayanan çelik yapı çözümlene zorlukları, bilgisayar desteği kullanılarak en aza indirilmiş olacaktır.

Ayrıca bu çalışma da hazırlanan HÇP, 7 katlı bir ters V merkezi çaprazlı çelik çerçeve yapı modeline uygulanarak yapı elemanları, TDY2007, TS648 ile,

ANSI/AISC 360-05, ANSI/AISC 341-05 ve ASCE/SEI 7-05’de benimsenmiş ASD - LRFD hesap metotları kullanılarak boyutlandırılmış ve tasarımların sonuç kesitleri karşılaştırılmıştır.

## 2. ÇELİK YAPILARIN AVANTAJLARI VE KULLANIM ALANLARI

### 2.1. Çelik Yapıların Avantajları

Yüksek mukavemetli bir malzeme olan çelik, betonarme ve türevi sistemlere oranla daha küçük birim hacim ağırlığına sahiptir. Böylece birim alana gelen taşıyıcı sistem ağırlığı, çelik yapılarda diğerlerine nazaran daha azdır. Bu da yapı maliyetinin azalmasını sağlamaktadır. Sünek bir malzeme olan çeliğin, basınç ve çekme mukavemetleri eşittir. Bu özellik yapılarda esneklik ve enerji yutma kapasitesini arttırmaktadır. Çeliğin hafif bir malzeme olması, deprem kuvvetinden de daha az etkilenmesi demektir. Bilindiği gibi yapılar deprem kuvvetinden ağırlıkları oranında etkilenirler. Bu durum, özellikle geniş açıklıklı ve standart dışı geometriye sahip yapılarda hem hesap kolaylığı sağlamakta, hem de birim m<sup>2</sup> maliyetini önemli ölçüde azaltmaktadır. Ayrıca çelik taşıyıcı sistem elemanları, belirli bir düzen içerisinde parça parça imal edildiğinden çelik yapıların montajı pratik ve kısa sürelidir. Kaynaklı birleşimler haricinde çalışmaya müsait her türlü hava şartında montaj uygulamaları yapılabilir. Bütün bunlar, çelik yapıların tercih edilmesinde önemli etkenlerdir[Çileli, 2008].

Çelik malzemeyi diğer yapı malzemeleri ile karşılaştırdığımızda kullanım avantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir[Tunaboyu, 2007]:

a) Yüksek dayanımlıdır. Öz ağırlığının taşıdığı yüke oranı çok küçük olduğu için yapı ağırlığı betonarme yapılara göre daha azdır. Bu sayede yapı temelinin taşınması gereken yükler de azalacağından, özellikle kötü zeminlerde temel maliyetlerini oldukça azaltır. Bunun yanında, hafif yapıya etki eden deprem yükleri de azalacağından, betonarmeye göre deprem davranışı açısından da üstünlük sağlayacaktır.

b) Elastisite modülü betonarme ile karşılaştırıldığında çok yüksek olduğu için dinamik yüklere ve sehim problemi olan taşıyıcı elemanlarda daha ekonomik boyutlandırma sağlar.

c) Çekme ve basınç dayanımları birbirine eşit olduğundan mimari tasarımda avantaj sağlar. Betonarme sistemler de ise, betonarmenin kompozit bir malzeme olması ve betonun çekme dayanımının, basınç dayanımından yaklaşık on kat daha az oluşu, bizi mimari açıdan sınırlamaktadır.

d) Sünek davranış gösterdiğinden şekil değiştirme kapasitesi yüksektir. Bu özelliği ile beklenmeyen yük durumlarında avantaj sağlar.

e) Yanmaz ancak dezavantaj olarak yangından etkilenir. Ancak gerekli önlemler alındığında bu etki azaltılır.

f) Bazı yöntemlerle çelik için dezavantaj olan korozyon etkisi ortadan kaldırılabılır.

g) Atölyelerde işlenmesi nedeniyle yapım süresi kısadır.

h) Fabrika ortamında üretildiği için hesaplarda kullanılan değerler daha kesindir. Şaşmayan ölçüler, hesaplamalar, toleranslara uygunluk ve üretimleri çok kolaydır. Kuru yöntemlerle inşaat yapılır. Temiz bitişleri vardır ve tamirat gerektirmez. Çelik eleman üretimleri otomatik makinelerle yapılır. Yani bilgisayarda çizilen bir çelik üretiminde otomasyon söz konusudur. Bu da hem para, hem zaman olarak büyük kazançlar sağlar. Yapım aşaması ya da sonrası istenilen değişiklikler kolayca yapılabilir. İlaveler kolayca uygulanabilir. Şantiye dışında yapılan üretim, hem teknik anlamda, hem kalite, hem de işçilik anlamında ucuza mal olur.

i) Değişirme ve takviye olanağı kolaylığı nedeniyle malzeme zayıtı çok azdır.

j) Elemanlar yerinde monte edildiklerinden iyi bir planlamayla yapım süresi çok kısadır.

k) Kolon sayısı azlığı ve geniş açıklıklar daha küçük kesitlerle geçilebildiği için mimari açıdan avantajlıdır.

l) Çeliğin şekil alma olanağı sınırsız olduğundan taşıyıcı yapı pek çok türde yapılabilir. Yapısal çelik fabrikada çok değişik şekillerde işlenebildiğinden, tasarımcılar için sınırsız yaratıcı olanaklar sağlar.

m) Çelik dünyanın en çok geri dönüştürülen malzemesidir. Dönüşüm doğru yapıldığında kalite ve güvenilirlik kaybı olmaz. Dönüşümlü bir malzeme olması ve inşaat sırasında zararlı atıkların bulunmaması hızlı temiz bir inşaatın gerçekleştirilebilmesi nedeniyle çevreye zarar vermeyen bir malzemedir.

n) Çelik taşıyıcıların her zaman görülebilir ve erişilebilir olması yapı kontrol alanında, her zaman denetlenebilirlik gibi bir güvence getirmektedir. Her bir çelik parçası fabrikada üretiminden başlayarak kalite, boyut, fiziksel özellikler konusunda belgelidir. Çelik bir yapıyı istediğiniz her an kontrol edebilirsiniz. Betonarme yapılarda kalite kontrolü ise olanaksızdır, çünkü betonarme bir yapıyı oluşturan malzemelerin fiziksel özellikleri değişken ve karakteristikleri farklıdır. Bu nedenle böyle bir yapıda bunca değişkeni istenilen özelliklere sahip bir sonuca yönlendirmekte malzemelerin kendi serüvenleri dışında, yapıda yan yana gelişlerinden, karışım, karışıma giren oranlar, karışımın niteliği, kalıba dökülmesi, bu esnada işçilik, çevresel etkiler vb. faktörlerin denetiminin zorluğu, çeliği bu anlamda da avantajlı kılmaktadır. Bütün bunların dışında, yapımından yıllar sonra betonarme bir binayı kontrol etmek çok pahalı ve zor bir işlemdir, bunun yanında duvarların arasına gizlenmiş bile olsa, çelik taşıyıcı sistemin korozyon, deprem vb. etkilere karşı kontrol edilmesi basit, ucuz ve güvenlidir.

## 2.2. Çelik Yapıların Kullanım Alanları

Demir ve çelik çok eski tarihlerden beri bilinmekle beraber mühendislik yapılarında kullanılmaya başlanması iki asırlık bir geçmişe sahiptir.

18. yüzyılda İngiltere’de yüksek sıcaklıklı fırınlarda font ve ham demirin bol miktarda üretilmesinden sonra demir, köprülerde kullanılmaya başlanmıştır. Daha sonra tekniğin ilerlemesine paralel olarak dövme çelik ve en son olarak dökme çelik, yapılarda kullanılmaya başlanmıştır[Karaduman, 2002].

İlk uygulamalarda font kullanılmış, malzemenin bir özelliği olan basınç mukavemetinin yüksek çekme mukavemetinin düşük olması sebebi ile kemer sistemler yapılabilmektedir. Bunlardan ilk uygulama olan 1779’ da İngiltere’ de 31 m açıklığında kemer tarzında yapılan font köprü halen kullanılmaktadır[Karaduman, 2002].

Önceleri sadece köprü inşaatlarında kullanılan çelik zamanla hal yapıları, uçak hangarları, spor halleri vb. yapıların yapımında da yaygın olarak kullanılmıştır. Mukavemeti  $200 \text{ kg/mm}^2$  yi bulan çelik üretiminin sağlanması ve elektrik ark kaynağının incelenerek yaygın halde kullanılmaya başlaması bugün ki çelik konstrüksiyon tarzını ortaya çıkarmıştır[Karaduman, 2002].

Kabaca bir tasnif yapacak olursak 1779-1875 yılların arasında font çelik köprüler inşa edilmiş, 1846-1890 yılları arasında dövme çelik yapılar inşa edilmiş, 1890 yılından sonra ise dökme çelik köprüler ve yüksek yapılar inşa edilmeye başlanmıştır[Karaduman, 2002].

Şekil 2.1.’de, İskoçya’nın Edinburg kentindeki Forth Köprüsü görülmektedir. 1883-1890 yılları arasında inşa edilen ve 2500 m uzunluklu bir mühendislik harikası olan bu demiryolu köprüsü, dünyanın en sağlam ve yapımı için en çok para harcanan köprülerindedir. Su seviyesinden yüksekliği 46 metredir. Köprü, yapımında temel malzeme olarak çelik kullanılan ilk köprüdür ve halen hizmet vermektedir.



**Şekil 2.1.** Forth Demiryolu Köprüsü, Edinburg –İskoçya

Çelik köprülerin modern bir örneği de memleketimizde 1973 yılında yapılmış olan Boğaz Köprüsü' dür. 1074 m açıklığında, tabliyesi sandık kesitli ve ototrop, taşıyıcı sistemi ise asma olan bir köprüdür. Fatih Sultan Mehmet Köprüsü' nün de benzer özellikleri vardır. Büyük açıklıkların kısa zamanda geçilmesi, dev gökdelenlerin yapılması imkanı çelik yapıyı rakipsiz ve modern bir yapı tarzı haline getirmiştir[Karaduman, 2002].

Ülkemizde betonarme yapının çelik yapılara nazaran daha fazla tercih edilmesinin sebebi, çelik çerçeveli yapıların gerek tasarımı, gerekse üretim ve montajı konusunda yeterli bilgi ve deneyime sahip teknik elemanların yetersizliği, maliyetle ilgili önyargılar, mevzuat ve literatürde ki kısıtlılık olarak sayılabilir. Çelik çerçeveli yapıların tüm gelişmiş ülkelerde olduğu gibi ülkemizde de ekonomik gelişmişlik ve refah seviyesinde ki artışla doğru orantılı olarak yaygınlaşması kaçınılmazdır.

Yapı çeliği, homojen ve izotrop olduğundan, sürekli denetlenerek üretildiğinden güvenli bir malzemedir. Yüksek dayanımı nedeniyle öz ağırlığının taşıdığı yüke oranı küçüktür ve montajın bitmesiyle birlikte servise hazır hale

gelmekte; betonarme yapılarda olduğu gibi belli bir priz bekleme süresi olmadan yükleri taşıyabilme kabiliyeti kazanabilmektedir.



**Şekil 2.2.** 101 katlı John Hancock Center, Chicago – Illinois [Akbaş, 2008]

Çelik çerçevesi yapı sistemleri, çok önemli olan yukarıdaki üstünlükleri nedeniyle; büyük açıklıklı köprüler, endüstri yapıları, spor salonları, taşıyıcı sistemleri özel yapılar, hızla yapılması gereken yapılar, temel zemini zayıf yapılar, yatay yüklere dayanıklı olması istenen yapılar, çok katlı ve yüksek yapılarda kullanılmaktadır. Şekil 2.2.'de ise Illinois – Chicago'da bulunan 101 katlı John Hancock Center görülmektedir.

## 3. ÇELİĞİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

### 3.1. Yapılan Çalışmalar

İlk olarak Robert Hooke, 1648 yılında, malzemeleri test etmiş, yaylara çeşitli kütleler asarak uzamalarını ölçmüştür ve malzemelerin direngenliğini (mukavemetini) tanımlamıştır. Hooke, “ Ut tensio sic vis” diyerek, bir yayın uzamasının kuvvet ile orantılı olduğu sonucunu ifade etmiştir. Bu çalışmalarından yola çıkarak, mühendislik açısından çok önemli bir kanun niteliği taşıyan Hooke Kanunu’ nu tanımlamıştır[Özhendekçi, 2008].

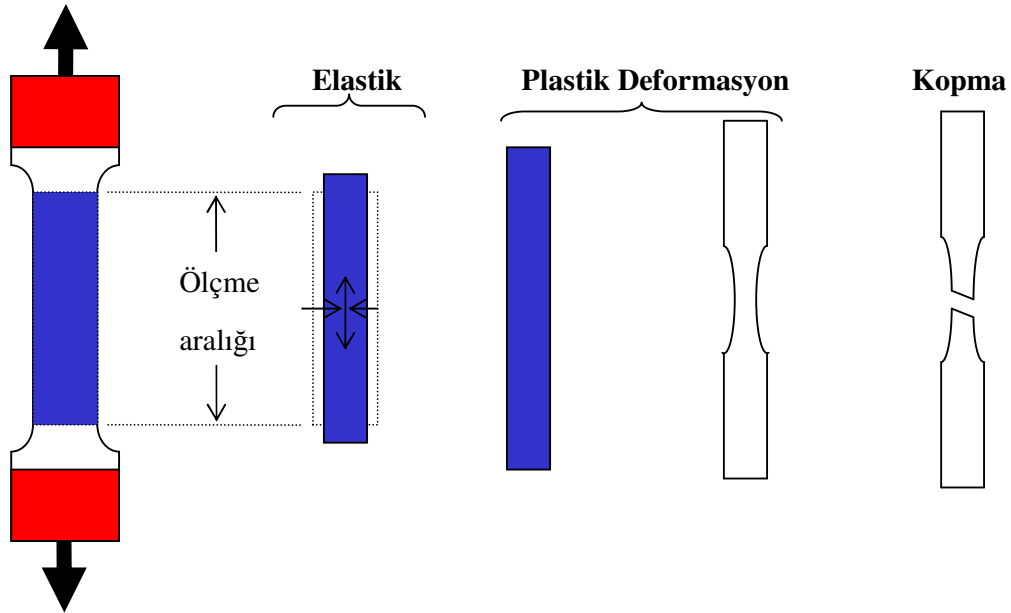
1810 yılında ise Thomas Young malzemelerin elastik olarak nasıl deforme olduklarının teorisinin geliştirilmesine katkıda bulundu. Özel olarak, önemli bir malzeme sabitini, “Young Modülü” veya “Elastisite Katsayısı” nı tanımladı. Piyasada yaygın olarak kullanılan çelik malzemelerinin elastisite modülü (E) değeri  $2,0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  dir. Çeliğin ısıl genleşme katsayısı  $12 \times 10^{-6}$  ‘ dır[Özhendekçi, 2008].

1825 yılında, yine mühendislik bilimine önemli katkıları olan bir bilim adamı Simon Poisson, malzemelerin yanal sehimleri hakkında önemli gözlemler yapmış ve teoriler ortaya koymuştur. Poisson’ un bulgularına göre, bir çubuk çekmeye uğratılırsa, uzamaya yanal sehimler eşlik eder. Bu ilke halen günümüz malzeme biliminde önemli bir yere sahiptir. Çeliğin Poisson oranı, 0,3’ tür.[Özhendekçi, 2008].

### 3.2. Gerilme – Şekil Değiştirme Eğrisi

Doğada cevher halinde bulunan demirin, dövülerek, preslenerek veya haddeden geçirilerek şekil verilebilen bir hale getirildiğinde oluşan malzemeye çelik denir. Yapı malzemesi olarak kullanılabilinen çelik, tüm özellikleri her yön ve doğrultuda aynı olan izotrop ve homojen bir malzemedir[Öztürk, 2002].

Kristalli bir malzeme olan çeliğin mekanik özellikleri çekme deneyi ile belirlenir. Çekme deneyinde, çubuk biçiminde bir çelik numune yavaş yavaş ve giderek artan çekme kuvvetine maruz bırakılır. Bu esnada bir yandan artan kuvvet etkisiyle çubuğun boyu uzarken, bir yandan da en kesiti daralır ve numune kopuncaya dek kuvvet arttırılmaya devam edilir. Şekil 3.1’ de çelik bir numuneye uygulanan çekme deneyi ve akma, pekleşme, kopma olayları görülmektedir [Özhendekçi, 2008].



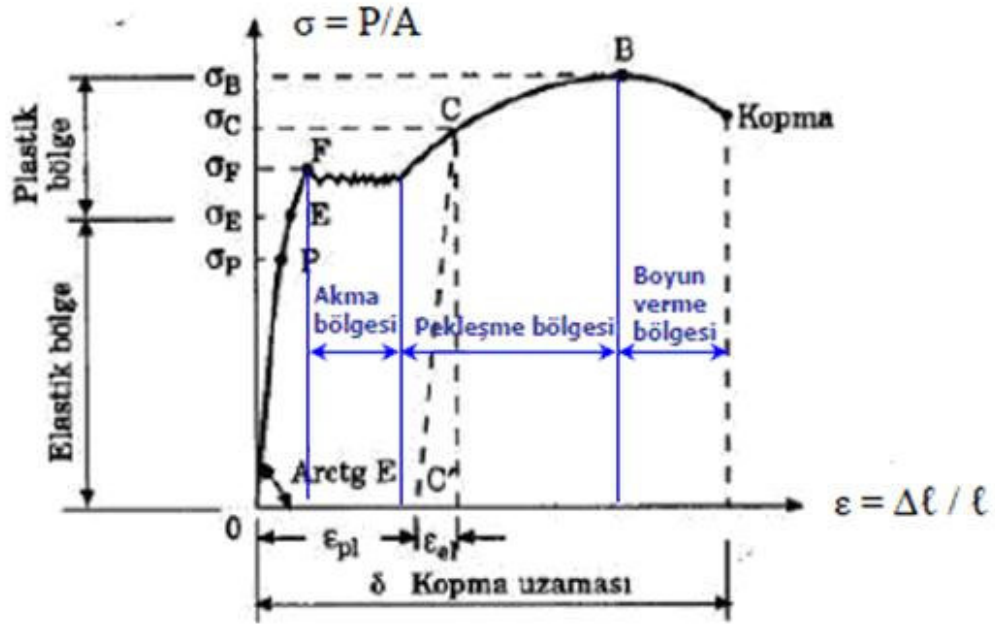
Şekil 3.1. Çekme Deneyinin Aşamaları[Özhendekçi, 2008].

Deney boyunca çubukta meydana gelen boy değişimi ve gerilme değerleri ölçülerek gerilme-şekil değiştirme grafiği hazırlanır. Şekil 4’ de, çelik malzeme için karakteristik gerilme-şekil değiştirme eğrisi görülmektedir. Bu gerilme-şekil değiştirme grafiğinde ki belli eğri aralıklarının iyi anlaşılması, çelik yapı tasarımcısı için hayati önem taşımaktadır. Zira çelik malzemenin karakteristik davranışına hakim olmayan ve malzemeye ilişkin bazı temel kavramları anlamamış bir tasarımcı, doğru projeler üretemez.

Gerilme-şekil değiştirme eğrisinden çeliğin akma sınırı ve çekme mukavemet değerleri elde edilebilir. Bunun yanında kopma uzaması, elastik uzama ve kalıcı uzama değerleri de Şekil 3.2.’ de görüldüğü gibi elde edilmektedir. Çeliğin akma üst

sınırına ulaşmadan gözlenen linear bölgedeki doğrunun eğimiyle çeliğin elastisite modülü hesaplanmaktadır.

Çelik çubuk numune elastiklik sınırına ulaşınca kadar ( $\sigma_E$ ) meydana gelen şekil değiştirmeler elastiktir. Deformasyonların gerilmelerle orantılı olduğu bu bölge içinde uygulanan kuvvetlerin kaldırılması durumunda, o ana kadar gözlenen tüm deformasyonlarda ortadan kalkar ve cisim yük uygulanmamış gibi ilk haline geri döner. Çeliğin akma sınırına gelmeden gösterdiği deformasyona, elastik deformasyon adı verilir[Karaduman, 2002].



Şekil 3.2. Gerilme – Şekil Değiştirme Grafiği[Özhendekçi, 2008]

Şekil 3.2.'de bulunan gerilme-şekil değiştirme grafiğinde ki  $\sigma_E$ , elastiklik sınır gerilmesini,  $\sigma_p$  orantılı sınır gerilmesini,  $\sigma_F$  akma sınır gerilmesini veya pekleşme sınır gerilmesini,  $\epsilon_{pl}$  plastik deformasyonu,  $\epsilon_{el}$  ise elastik deformasyonu simgelemektedir.

$$E = \frac{Fy}{\mathcal{E}} \quad (3.1.)$$

$$\mathcal{E} = \frac{\Delta l}{l} \quad (3.2.)$$

Elastik bölgede numuneye tesir eden kuvvet kaldırılırsa çelik çubuk başlangıç şekline döner. Bu bölge içinde orantılı sınır gerilmesi ( $\sigma_p$ ) diye adlandırılan değerden daha küçük gerilme değerlerinde, gerilmeler ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişki lineerdir. Yani bu bölgede Hooke Kanunu geçerlidir: Şekil 3.2.' de görüldüğü gibi Hooke Kanunu'nun geçerli olduğu orantılı bölge Hooke doğrusu olarak da adlandırılabilir.

Dikkat edilirse doğrunun eğimi elastiklik modülünü vermektedir. Elastiklik sınır aşıldığında ise artık kaçınılmaz olarak çubukta bazı kalıcı hasarlar yani plastik şekil değiştirmeler meydana gelecek demektir.

Elastik olmayan bölgede kuvvet arttırılmaya devam edilirse malzeme akma sınırına ( $\sigma_F$ ) ulaşır. Şekil 3.2.' de görüldüğü gibi akma durumu, sabit gerilme etkisindeki bir elemanda şekil değiştirmede meydana gelen artış olarak tanımlanabilir. Akma durumunda meydana gelen büyük deformasyondan sonra malzeme kendini toparlar ve gerilme yeniden artmaya başlayarak maksimum gerilme ( $\sigma_B$ ) değerine ulaşır. Akmadan sonra gerilmenin yeniden artmasına pekleşme denir.

Maksimum gerilme değerine ulaştıktan sonra mühendislik gerilmesi azalmaya başlar, çünkü çelik boyun verme bölgesine girmiştir ve neticede numune kopma gerilmesine ulaşır. Şekil 3.2.' de ki grafikte gerilmeler, numunenin başlangıç en kesit alanı dikkate alınarak belirlenmiştir, yani kesit daralması dikkate alınmamıştır. Bu nedenle malzeme bilimciler bu gerilmeleri, mühendislik gerilmesi olarak da adlandırırlar.

Çelik malzeme plastik bölgede bir C noktasına kadar yüklendikten sonra, yük kaldırılıp gerilme sıfırlanırsa, gerilme deformasyon ilişkisi Şekil 3.2.'deki grafikte IOPI doğrusuna paralel ICC'1 doğrusunu takip eder. Bu durumda şekilden de görüleceği gibi yük altında var olan gerilmenin elastik olan kısmı kaybolurken, plastik olan kısmı kalıcı olmaktadır.

C noktasına kadar yüklenip, yükü boşaltılmış numune yeniden yüklenirse, bu kez bir önceki yüklemekten ötürü plastik deformasyon (kalıcı hasar) mevcut olduğundan gerilme şekil değiştirme ilişkisi IC'CBI yolunu izler. Bu durumda malzeme ( $\sigma_C$ ) gerilme noktasına kadar lineer elastik karakter gösterir. Bu olaya pekleşme denir. Pekleşme olayı sonucunda metalin sertliği, akma sınır gerilmesi artar, sünekliği ise IOC'1 (plastik deformasyon) kadar azalmış olur.

Bu deneyde olduğu gibi tatbik edilen soğuk işlemler malzemenin pekleşmesine ve sünekliğinin azalmasına (gevrekleşmesine) yol açarlar. Malzemeye başlangıçtaki yumuşaklığının ve sünekliğinin geri verilmesi istendiğinde, malzeme uygun sıcaklığa kadar ısıtılıp yavaş yavaş soğutulur. Bu işleme tavlama denir ve malzemenin gerilme deformasyon ilişkisi yeniden IOPEFBI haline gelir. Özet olarak metalin plastik şekil değiştirmesi kristalleşme sıcaklığının üzerinde yapılırsa, mekanik özelliklerinde herhangi bir değişiklik olmaz.

**Tablo 3.1.** TS 648 Çekme, Basınç ve Eğilme için Emniyet Gerilmeleri

ÇELİK CİNSİ	$\sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{em}$ (N/mm <sup>2</sup> )(H)	$\sigma_{em}$ (N/mm <sup>2</sup> )(HZ)
ST37	2400	2400	1600
ST52	3600	2100	2400

Bu sınırın aşılmasıyla gözlenen deformasyonlar kalıcı olacağı için Tablo 3.1.'de ve Tablo 3.2.'de görülen emniyet gerilmeleri akma sınırına göre tespit edilmiştir[Ersen, 2007].

**Tablo 3.2.** TS 648 Kayma Emniyet Gerilmeleri

<b>ÇELİK CİNSİ</b>	<b><math>\tau_{em}</math> (N/mm<sup>2</sup>)(H)</b>	<b><math>\tau_{em}</math> (N/mm<sup>2</sup>)(HZ)</b>
ST37	900	1050
ST52	1350	1550

## **4. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI GENEL İLKELERİ**

### **4.1. Depreme Dayanıklı Yapı Taşıyıcı Sistemi Düzenlemesi**

Yapıların deprem güvenliğinin sağlanabilmesi, yeterli seviyede yatay rijitlik, dayanım ve süneklik özelliklerine sahip olması ile mümkün olmaktadır. Yapının genel davranışının istenildiği gibi olabilmesi için, taşıyıcı sistemin düzenlenmesinde aşağıdaki özelliklerin ortaya çıkmasına özen gösterilmelidir[Çelik, 2003].

Yapı taşıyıcı sistemi basit olmalıdır. Deprem etkilerinin meydana geldiği yerden zemine açık ve dolaylı yollardan iletilmesi sağlanmalıdır. Bu tür basitlik durumunda, taşıyıcı sistemin modellenmesi, çözümlenmesi, boyutlandırılması ve uygulanması çok daha az belirsizlik içerir ve bu tür bir yapının deprem davranışının belirlenmesi çok daha güvenilirdir.

Yapı düzgün ve mümkün olduğunca simetrik olmalıdır. Taşıyıcı sistem elemanları planda düzgün dağıtılmalı, gerekmesi halinde yapı planda belli kısımlara ayrılarak bu özellik sağlanmalıdır.

Yapı döşemeleri, kendi düzlemleri içerisinde rijit diyafram davranışı gösteriyor olmalıdır. Binanın döşemeleri, taşıyıcı sistemin deprem davranışında, deprem kuvvetlerinin toplanması, dağıtılması ve sistemin beraber çalışması bakımından önemli bir rol oynar. Bu nedenle döşemelerin yeterli rijitliğe sahip olması çok önemlidir. Planda çok dağınık veya çok uzun dikdörtgen şeklinde bina düzeninden ve büyük boşluklardan, döşemenin rijit diyafram etkisi önleneyeceği için kaçınılmalıdır.

Yapı temelinin yeterli boyutlarda ve üst yapıya bağlantısının yeterli seviyede düzenlenmesiyle, bütün binanın deprem etkisinde düzgün bir şekilde zorlanması sağlanmalıdır.

## 4.2. Yapılarda Rijitlik ve Dayanım

Yapıların düşey ve yatay işletme yükleri altında, yapının yer değiştirmeleri lineer elastik bölgede kalmalı ve sınırlı olmalıdır[Çelik, 2003].

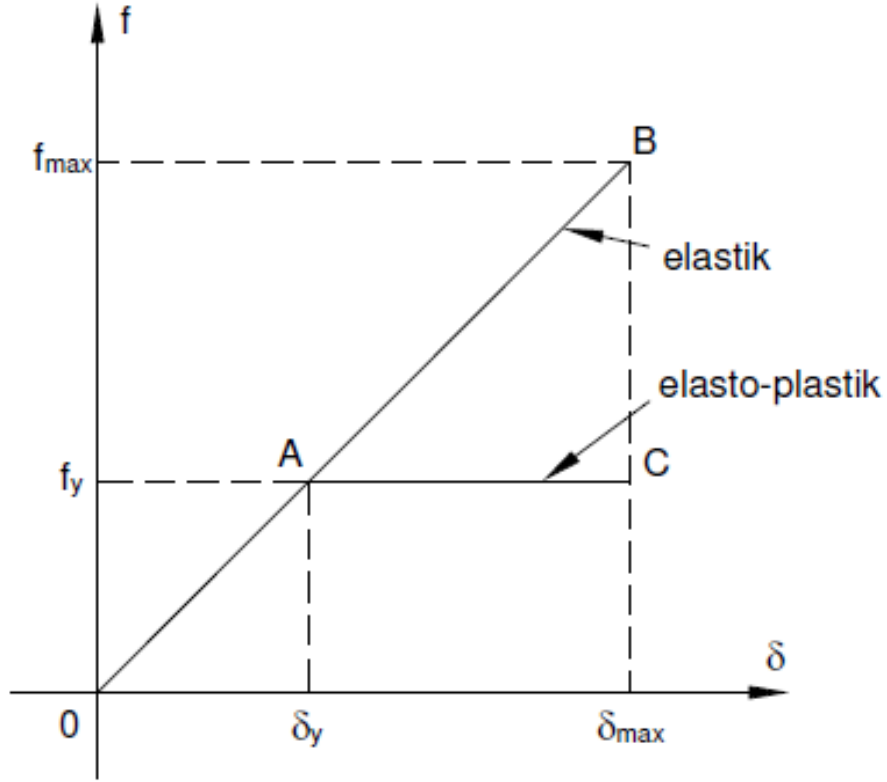
Bu, rijitliğin sağlanmasını doğurur. Yapısal dayanım bağlamında ise, yapı göçme yükü yeterince büyük olmalı, tasarıma esas olan düşey ve yatay hesap yükleri altında bölgesel ve ani göçmeler meydana gelmemeli, ayrıca sistem taşıyıcı elemanlarında burkulma etkisinden dolayı göçmeler meydana gelmemelidir[Çelik, 2003].

Özellikle çok katlı yapılarda, ikinci mertebe etkilerinin yol açtığı stabilite yetersizliği nedeniyle göçme yükünün önemli oranda azaltılabileceği göz önünde bulundurulmalıdır[Çelik, 2003].

## 4.3. Yapılarda Süneklik

Süneklik, bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişim olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, dolayısıyla yer değiştirme yapabilme özelliğinin ölçüsüdür. Sayısal ifade ile, göçme sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin lineer şekil değiştirmelere oranı sistem süneklik oranı olarak tanımlanmaktadır[Celep ve Kumbasar, 2003].

Göçmeden önce yapı yeterli düzeyde lineer olmayan şekil değiştirme yapabilmeli, yani sistem süneklik oranı büyük değerler alabilmelidir[Celep ve Kumbasar, 2003].

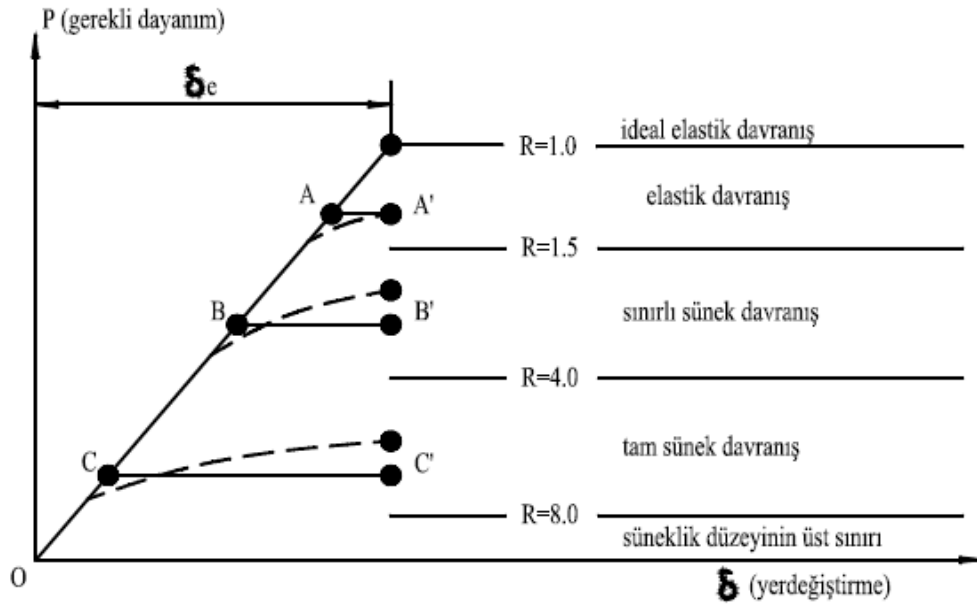


**Şekil 4.1.** Kuvvet - Deplasman İlişkisi[Celep ve Kumbasar, 2003]

Şekil 4.1.' de, yapısal bir elemanın kuvvet-yer değiştirme ilişkisi grafiksel olarak ifade edilmiştir. OAC doğrultusu elemanın mevcut elasto-plastik davranışına, OAB ise elastik özelliğin devam etmesi durumunda erişilen en büyük yer değiştirmesine karşı gelmektedir. Sistem süneklik oranının büyük olması, yüksek şiddetteki depremlerde meydana gelen elasto-plastik davranış sırasında yapının tükettiği deprem enerjisinin artmasını, deprem hasarlarının ve ani göçme riskinin azalmasını sağlamaktadır. Görüldüğü üzere, sistem süneklik oranı deprem etkileri altında yapının davranışını belirleyen önemli bir özelliktir.

Bu nedenle yürürlükte olan uluslararası ve ulusal deprem yönetmeliklerinde sistem süneklik oranına bağlı olarak bir yapı davranış katsayısı tanımlanmakta ve yapı sisteminin lineer-elastik teoriye göre hesabı ile elde edilen deprem iç kuvvetleri bu davranış katsayısına bölünerek azaltılmaktadır. Bu şekilde, sistemin lineer-elastik sınır ötesindeki davranışı hesaba katılmaya çalışılmaktadır[Zorlu, 2007].

Şekil 4.2.' de, yapılarda dayanım ve süneklik ilişkisi görülmektedir. Tasarımda öngörülen ve elasto-plastik hesap sonucunda elde edilen sistem süneklik oranı ve buna bağlı olarak belirlenen yapı davranış katsayısı açısından, yapı sistemleri aşağıda Şekil 4.2.'de ifade edildiği şekliyle sınıflandırılabilirler[Özcihan, 2001].



**Şekil 4.2.** Yapılarda Süneklik İlişkileri[Özcihan, 2001]

Elastik davranan yapılar, önemleri nedeniyle yatay yükler altında lineer-elastik davranacak şekilde boyutlandırılırlar. Bu tür yapıların yük parametresi-yer değiştirme bağıntıları OAA' gibi bir yol izler ve süneklik düzeyleri çok düşüktür. Bu sistemler için  $R=1,5\sim 2$  aralığındadır. İstinat yapıları, oto yol perde sistem kenar ayakları bu tür yapılara örnek olarak verilebilir[Özcihan, 2001].

Sünek davranan yapılar ise, elastik davranan yapıların dışında kalan diğer yapılarda doğrusal-elastik sınırın ötesindeki şekil değiştirme ve yer değiştirmelere izin verilebilir. Lineer olmayan şekil değiştirmelerin sağladığı süneklik nedeniyle, söz konusu yapılar lineer-elastik davranışa karşı gelen deprem kuvvetlerinden daha küçük deprem kuvvetlerine karşı koyacak şekilde boyutlandırılırlar. Deprem etkileri altında sünek davranış sergileyen bir yapı sisteminin süneklik düzeyi genel olarak malzeme özelliklerine, en kesit geometrisine, sistem özelliklerine, hiperstatiklik

derecesine ve süneklik düzeyini arttıracak konstrüktif önlemlere bağlı olarak değişmektedir. Bu bakımdan sünek yapılar, normal süneklikli yapılar ve yüksek süneklikli yapılar olmak üzere iki kısımda değerlendirilebilir[Özcihan, 2001].

Normal süneklikli yapı şeklinde tabir edilen yapıların yük parametresi-yer değiştirme parametre bağıntısı OBB' şeklinde bir yol izler ve TDY2007 yönetmeliği Tablo 2.5'de öngörülen yapı davranış katsayısı  $R=2\sim4$  arasında değişmektedir[Özcihan, 2001].

Yüksek süneklikli yapılar şeklinde tabir edilen yapı sistemleri, yüksek süneklik düzeyine sahip olacak şekilde tasarlanırlar. Artan yatay yükler altında şematik olarak OCC' şeklinde bir yol izleyen bu yapılar için  $R=4\sim8$  arasında değişen davranış katsayıları göz önüne alınmaktadır[Özcihan, 2001].

TDY2007 yönetmeliği Madde 2.5'de bulunan çelik yapılar için yapı davranış katsayısı değerleri tablosunda, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemler için yapı davranış katsayısı değeri,  $R=5$  olarak verilmiştir. Aynı katsayı, ASCE/SEI 7-05' de, 12.1 Yapısal Sistem Seçimi başlığı altında bulunan, Depreme Dayanıklı Sistemlerde Tasarım Katsayıları ve Çarpanları adlı tabloda verilmiştir. Burada, merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemleri için  $R=6$  olarak verilmiştir[Özcihan, 2001].

#### **4.4. Çelik Yapı Tasarım Felsefesi ve Hesap Yöntemleri**

İşletme yüklerinin etkisinde taşıyıcı sistemlerin elemanlarında oluşan iç kuvvetleri elde etmek için yapılan analizlerde elastik veya plastik hesap yöntemleri kullanılabilir. Örneğin ASD ve LRFD yöntemleri için elastik hesap yöntemleri kullanılır. Sınır durum plastik göçme mekanizması ise plastik hesap yöntemleri kullanılarak hesap yapılır[Yardımcı, 2005]

Yanal hareketi önlenmiş çerçeveler için birinci mertebe bir hesap yapmak yeterlidir. Bu tür analizlerde denge denklemleri sistemin orijinal durumundan elde

edilir. Yani, iç kuvvetler sistemdeki biçim değiştirmelerden etkilenmemektedir. Elastik yer değiştirmeler sistemin boyutları yanında küçük olduğunda bu varsayım geçerlidir[Yardımcı, 2005]

İkinci merteye etkilerin göz önüne alınması gereken sistemler, deprem ve rüzgar gibi yatay yüklerin etkisinde kalan ve yanal hareketi önlenmemiş çok katlı yapılardır. Bu sistemlerde,  $\Delta$  yanal deplasmanı meydana gelir ve yatayda  $\Delta$  kadar yer değiştirmiş olan sistem üzerine etki eden düşey yükler, sistemde ilave bir eğilme momenti oluşturur. Analiz bu  $P\Delta$  etkileri göz önüne alınarak yapılmalıdır[Yardımcı, 2005]

#### **4.4.1. Genel Tasarım Felsefesi**

Yapısal tasarım sanat ve fen karışımı olarak tanımlanabilir. Mühendis, yapının davranışını, statik, dinamik, mekanik ve yapısal analiz prensiplerinden yararlanarak ve yaratıcılığını kullanarak incelemeli ve işlevlerine hizmet verebilecek güvenli ve ekonomik bir yapı yaratabilmelidir. Buna emniyet, ekonomi, estetik denilebilir. Tasarımın başarılı olması, tasarımcıların sanatsal yetenekleri ve sezgilerini geliştirilmiş hesap yöntemleriyle birlikte kullanması ile gerçekleştirilebilir[Yardımcı, 2005].

Yönetmelikler güvenli ve ekonomik yapılar yapılmasını sağlayan bir kurallar topluluğudur. Mühendislerin sorumluluğu yapıların davranışını anlamak ve yönetmelikleri doğru şekilde uygulamaktır. Yönetmeliklerde belirtilen hangi tasarım felsefesi kullanılırsa kullanılsın yeterli güvenliği sağlamalıdır. Nominal yüklerin ne kadar fazla ve kapasitenin ne kadar az alınacağı yönetmeliklerde belirtilmiştir[Akbaş, 2008].

1850' lere değin yapısal tasarım, yalnızca, deneyim ve önseziyle dayanarak taşıyıcı elemanları boyutlamak ve bir araya getirmekle gerçekleştiriliyordu. Tasarım yöntemlerinin daha bilinçli olarak geliştirilmesi, yapıların davranışı ve malzeme özellikleri ile ilgili olan bilgilerin artmasıyla başladı[Yardımcı, 2005].

Tasarım bir optimum çözüm elde edebilme işlemidir ve bu optimum çözümü elde edebilmek için çeşitli kriterler bulunabilir. Örneğin, bir yapı için tipik kriterler, en düşük maliyet, en az ağırlık, en kısa inşa süresi, en düşük işçilik veya en fazla getiri olabilir. Eğer herhangi bir kriteri matematiksel olarak ifade etme olanağı varsa, optimizasyon yöntemlerinden yararlanılabilir. Bu nedenle, ağırlık veya maliyet gibi sayısal olarak ifade edilebilecek kriterlerin optimizasyonu daha kolay olmaktadır. Tasarımın, birden fazla kriteri sağlaması da beklenebilir[Yardımcı, 2005].

Genel olarak tasarım, işlevsel tasarım ve taşıyıcı sistemin tasarımı olmak üzere iki bölümde düşünülebilir. İşlevsel tasarımda, kullanmaya elverişli alan, donanım, aydınlatma, ekipman ve estetik göz önünde tutulur; taşıyıcı sistemin tasarımında ise işletme yüklerini güvenle taşıyacak elemanların seçimi gerekir[Yardımcı, 2005].

Günümüzde, başlıca iki tür tasarım felsefesi vardır. Bunlardan birincisi güvenlik gerilmeleri tasarımı; ASD, diğeri ise yük ve dayanım artımı tasarımı; LRFD olarak adlandırılırlar[Yardımcı, 2005].

Yapıların ve taşıyıcı sistem elemanlarının işlevlerini yerine getirebilmeleri için, işletmede kaldıkları sürede yeterli dayanım, rijitlik ve tokluğa sahip olmaları ve aynı zamanda, bu süre zarfında tasarım yükünün üstüne çıkabilecek aşırı yük durumları için de bir güvenliklerinin bulunması gerekir. Aşırı yükleme durumları, yüklerin doğru tahmin edilememesi veya yapı esnasındaki değişimlerden oluşabilir. Ayrıca, taşıyıcı eleman boyutlarında kabul edilebilir sınırların dışında oluşabilecek değişiklikler ve malzeme veya birleşim araçlarının dayanımındaki farklılıklar da elemanın gerçek dayanımının tasarım değerinden daha küçük olmasına neden olabilmektedir. Dolayısıyla, yapısal tasarımda hangi yöntem kullanılırsa kullanılsın, aşırı yükleme veya dayanım azalması olasılığına karşı yeterli bir güvenliğin bulunması sağlanmış olmalıdır[Yardımcı, 2005].

Yapısal güvenliğin saptanması konusunda yapılan çalışmalar halen devam etmekte olup, bu çalışmaların amacı, değişik yöntemler yardımıyla, eleman, birleşim veya sistemde oluşan değişik göçme durumlarının değerlendirilmesi üzerinde

yoğunlaşmakta ve çalışmalarda referans olarak göçme durumundansa sınır durumlar kullanılmaktadır[Yardımcı, 2005].

Sınır durumlar, yapının beklenen işlevlerini yerine getirememe koşullarıdır ve genellikle, taşıma sınır durumu (ultimate limit state) ve kullanma sınır durumu (serviceability limit state) olmak üzere iki sınıfa ayrılırlar[Yardımcı, 2005].

Taşıma sınır durumları denge, akma, kopma, büyük şekil değiştirmeler, mekanizma, burkulma, yerel burkulmalar, çarpılma, yorulma, devrilme, maksimum sünek dayanım yani plastik dayanım ve kaymadır. Kullanma sınır durumları ise, sehim, titreşim, kalıcı şekil değiştirmeler ve çatlaklar gibi yerleşim ile ilgili durumları içerir[Yardımcı, 2005].

Yapıya etki eden yükler ve yapının dayanımı göz önüne alınması gereken değişkenler olup genelde, sınır durum yaratacak tüm olasılıkların analizi pratik bir yol değildir. Bu nedenle de yapısal güvenlik için olasılıklara dayalı yaklaşımlar içeren basitleştirilmiş yöntemler tercih edilir. Bu tür yöntemlerde, yük ( $Q_i$ ) ve dayanım ( $R_n$ ) değişkenler olarak ele alınır ve genelde yapısal güvenlik, Denklem 4.1. ve Denklem 4.2.'de ki gibi ifade edilir.

$$\text{Kapasite (Sunum)} \geq \text{Talep (İstem)} \quad (4.1.)$$

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (4.2.)$$

Burada, denklemin sol tarafı sistemin veya elemanların dayanımını, sağ tarafı ise etki eden yükleri göstermekte olup, sol tarafında tasarım dayanımını elde etmek için  $R_n$  dayanımı  $\Phi$  dayanım katsayısı ile çarpılmış, sağ tarafında ise, değişik yükler, ilgili  $\gamma_i$  yük artım faktörleri ile çarpılarak bunların toplamı alınmıştır[Yardımcı, 2005].

Aşağıda, AISC yönetmeliklerinden yararlanılarak, ASD “Güvenlik Gerilmeleriyle Tasarım”, LRFD “Yük ve Dayanım Katsayılarıyla Tasarım” ve “Plastik Tasarım” yöntemleri ana hatlarıyla özetlenmiştir.

#### 4.4.2.Emniyet Gerilmeleri Yöntemi, ASD

Bu yöntem, son 100 senedir kullanılmakta olan bir hesap metodudur. Onlarca yıldır süren bir eğitim süreci nedeniyle tecrübeli birçok mühendis tarafından hala kullanılmaktadır. TDY2007, bu elastik tasarım ilkesini esas almaktadır. Bu yöntem, güvenlik koşullarını sağlayan işletme yükleri esasına dayanır. Yani, gerilme değerleri elastik bölgede değerlendirilir. Güvenlik gerilmelerine göre tasarımda genel tasarım felsefesi bölümünde ki Denklem 4.1. ve Denklem 4.2.’ de ki ifade, Denklem 4.3.şeklını alır.

$$\frac{\Phi R_n}{\gamma} \geq \Sigma Q_i \quad (4.3.)$$

Denklem 4.3.’te dayanım azaltma faktörünün yük artırma faktörüne bölüdüğü ifade  $\phi/\gamma$ , ASD’ ye özgün olarak  $\Omega$  sembolü ile ifade edilirse Denklem 4.4. şeklinde yazılabilir.

$$\frac{\Phi R_n}{\Omega} \geq \Sigma Q_i \quad (4.4.)$$

Denklem 4.4.’te ki  $R_n/\Omega$  ifadesi eleman kapasitesini,  $R_n$  nominal mukavemeti,  $Q_i$  ölü yük, hareketli yük, kar yükü, rüzgar yükü, deprem yükü gibi servis yüklerini,  $\Omega$  mukavemet azaltma faktörünü ifade etmektedir.

Emniyet gerilmesi, akma gerilmesini belli bir emniyet katsayısına bölmek suretiyle elde edilir. Emniyet gerilmesi yönteminde kullanılan yükler “işletme yükleri” olmalıdır. Özetle, bu yöntemde işletme yükleri etkisinde elemanlarda oluşan

gerilmeler, hiçbir zaman emniyet gerilmesinden büyük olmamalıdır. İşletme yükleri, “servis yükleri” olarak da adlandırılabilirler[Yardımcı, 2005].

Bu yöntemde tüm yükler için aynı değişken katsayısı kullanılır. Örneğin kirişler incelenirken, denklemin sol tarafı ortalama kiriş dayanımını güvenlik katsayısına bölerek elde edilecek, sağ taraf da etki eden yüklerden oluşan işletme momentine karşı gelecektir. Kiriş için istem ve sunum arası moment ilişkisi, Denklem 4.5.’de ifade edilmiştir.

$$\frac{M_n}{F_s} \geq M \quad (4.5.)$$

Denklem 4.5.’de ki  $M_n$  ortalama kiriş moment dayanımını,  $F_s$  emniyet katsayısını,  $M$  yüklerden oluşan işletme momentini simgeler.

Boyutlandırma sırasında; bir elemana ait en kesit alanı ve/veya en kesit atalet momenti gibi büyüklükler, bu elemenda oluşacak gerilmelerin, oluşmasına izin verilen en büyük gerilme değerinden küçük olmasını sağlayacak yeterlilikte olmalıdır. Bu emniyet gerilmesi değeri mutlaka malzemenin elastik davrandığı bölgede olmalı ve akma gerilmesinden küçük olmalıdır[Yardımcı, 2005].

Güvenlik gerilmesi tasarımı elastik bölgede yapılan bir hesaptır, dolayısıyla, tarafsız eksene en uzak olan noktada gerilme değerinin, “ $F_y$ ” akma gerilmesine ulaştığı düşünülmekte olduğundan, Denklem 4.6.’da ki güvenlik katsayıları arasındaki ilişkiyi gösteren bağıntı elde edilir[Yardımcı, 2005].

$$\frac{F_y}{F_s} \geq \left[ f_b = \frac{M_c}{I} \right] \quad (4.6.)$$

Denklem 4.6.’da bulunan  $F_s$  güvenlik katsayısıdır.  $F_y$  akma gerilmesi,  $f_b$  işletme yükleri altında hesaplanan gerilme değeridir.

Mc ortalama dayanım değeri burkulmadan hesaplanmışsa Fcr gerilmesinin değeri akma gerilmesinin değerinden daha küçük olacaktır. Bu durumda, güvenlik gerilmesi Fb, (Fcr /FS)'ye eşit alınır. Yani güvenlik kriteri Denklem 4.7.'de ki gibi olur[Yardımcı, 2005].

$$f_b \leq \left[ F_b = \frac{F_y}{F_s}, F_b = \frac{F_{cr}}{F_s} \right] \quad (4.7.)$$

Sistem işletme yükünün üzerinde yüklendiğinde, kesit sünek ise ve stabilite bozukluğu oluşmuyorsa, kesitte akma Şekil değiştirmesine karşı gelen  $\epsilon_y = F_y / E_s$  ( $E_s$ : elastisite modülü) değerinden daha büyük Şekil değiştirmeler de oluşabilir. Bu tür sünek ineleistik davranış, tamamen elastik bölgede kaldığı halde, sisteme daha fazla yük taşıma kapasitesi olanağı verir. Bu durumda güvenlik gerilmesi bir miktar artar. Ancak akmadan önce stabilite bozukluğu gibi bir davranış oluşursa, bu kez güvenlik gerilmesi daha kk bir değer alacaktır. İster ASD isterse LRFD tasarımından yararlanılsın, kullanma sınır durumları her zaman işletme yükleri altında incelenir[Yardımcı, 2005].

Göçmenin hiç oluşmayacağı varsayımına göre bir yapının tasarımı ekonomik olamaz; güvenlik, ekonomi ve istatistik karışımı olarak saptanmalıdır. AISC-ASD Yönetmeliğinde kullanılan güvenlik katsayısı, deneylere ve istatistiklere dayanılarak kararlaştırılmıştır[Yardımcı, 2005].

Örneğin, yüklerin işletme yüklerini  $\Delta Q$  kadar bir miktarda aştığı ve gerçek dayanımın hesaplanan dayanımın  $\Delta R$  kadar bir miktar altında olduğu düşünülürse Denklem 4.8 ve Denklem 4.9. eşitlikleri elde edilir ve buradan yapının güvenlik katsayısı, Denklem 4.10 Şekline gelir.

$$R_n - \Delta R = Q + \Delta Q \quad (4.8.)$$

$$R_n \left( 1 - \frac{\Delta R}{R_n} \right) = Q \left( 1 + \frac{\Delta Q}{Q} \right) \quad (4.9.)$$

$$F_s = \frac{R_n}{Q} = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - \Delta R_n / R_n} \quad (4.10.)$$

Denklem 4.10, yüklerin ( $\Delta Q/Q$ ) oranında arttığı, dayanımın ( $\Delta R_n/R_n$ ) oranında azaldığı duruma karşı gelmektedir. ( $\Delta Q/Q$ ) yükün %40 arttığı, ( $\Delta R_n/R_n$ ) oranı da dayanımın %15 azaldığı varsayımı ile güvenlik katsayısı, Denklem 4.11.' de ki şekle gelmiş olur[Yardımcı, 2005].

$$F_s = \frac{1 + 0.4}{1 - 0.15} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65 \quad (4.11.)$$

Yönetmelikte kullanılan güvenlik katsayısı değeri 1.67' dir ki akma gerilmesi veya kritik gerilmenin 0.60 ile çarpılması da aynı güvenlik düzeyine karşı gelir. Bu yöntemle göre,  $\Omega$  mukavemet azaltma faktörü çekme, eğilme ve burulma için 1.67' dir. Kolonlar gibi basınç elemanları için 1.92, birleşim hesaplarında ise 2.5~3.0 şeklinde alınır[Yardımcı, 2005].

ASD için "1997 Uniform Building Code" aşağıdaki yük kombinasyonlarını vermiştir;

G

G + Q + (Lr veya S)

G + (W veya E/1.4)

0.9G  $\pm$  E/1.4

G + 0.75(Q + (L veya S) + (W veya E/1.4))

veya, güvenlik gerilmeleri 1/3 oranında arttırılarak,

$$G + Q + (L_r + S)$$

$$G + Q + (W \text{ veya } E/1.4)$$

$$G + Q + W + S/2$$

$$G + Q + S + W/2$$

$$G + Q + S + E/1.4$$

Bu yük kombinasyonlarında ki G sembolü öz ağırlık ve kalıcı tesisat ağırlıkları gibi ölü yükleri, Q hareketli yükü,  $L_r$  çatı hareketli yükünü, W rüzgar yükünü, S kar yükü, E deprem yükünü, R yağmur veya buz yükünü ifade etmektedir.

#### 4.4.3. Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı, LRFD

LRFD - Yük ve Mukavemet Faktörü İlkesi: Yaklaşık 25 yıldır kullanılmakta olan, nispeten yeni bir hesap metodudur. Olasılık esaslı olan bu yaklaşım plastik tasarıma benzemektedir çünkü bu tasarımda limit durumlar dikkate alınır. Genel felsefe kısaca Denklem 4.12. ile ifade edilebilir.

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (4.12.)$$

$$R_n = A F_y \quad (4.13.)$$

Denklem 4.12.'de bulunan  $\Phi R_n$  ifadesi kapasiteyi ifade eder.  $\sum \gamma_i Q_i$  ise taleptir.  $R_n$  nominal mukavemeti,  $Q_i$  ölü yük, hareketli yük, kar yükü, rüzgar yükü, deprem yükü gibi servis yüklerini,  $\phi$  mukavemet azaltma faktörünü,  $\gamma_i$  yük arttırma faktörünü, A eleman kesit alanını,  $F_y$  ise malzeme akma gerilmesini simgelemektedir.

Bu denklemin sol tarafı yapı elemanlarının mukavemetini, sağ tarafı ise dış yükleri ifade eder. Bu yöntemde servis yükleri, yük katsayıları ( $\gamma$ ) ile çarpılırlar ve elemanlar, katsayılarla çarpılıp arttırılmış yükleri karşılayabilecek şekilde seçilirler. Katsayılarla çarpılmış yükler taşıma gücüne ulaşma durumunu ifade ettiklerinden gerçekte var olan servis yüklerinden büyüktürler ve dolayısıyla yük katsayıları da 1'den büyüktürler.

Bu yükler elemanları limit durumlara ulaştırırlar; limit durumlar ise kırılma, akma veya burkulma olabilir. Bunun yanı sıra, elemanların teorik mukavemetleri ise 0,75-1 aralığındaki azaltma faktörleri ( $\phi$ ) ile çarpılır.

Yük artımı için katsayılar her bir yük için ayrı ayrı tanımlanmıştır. Dayanım için kullanılan katsayılar ise, elemanın şekline ve göz önüne alınan sınır duruma göre değişir. Mukavemet azaltma faktörü, eğilme, burulma için 0.90' dır. Çekme etkisi altında ki bir elemanda akma durumunda 0.9, kopma durumunda 0.75' dir. Basınç elemanlarında 0.85 ve birleşim elemanlarının tasarımında çekmede 0.75, kaymada 0.65'dir.

LRFD her yük tipi için farklı yük arttırma faktörü ve mukavemet için farklı mukavemet azaltma katsayısı kullanır. Yük arttırma faktörü ve mukavemet azaltma faktörü değişik yüklerdeki ve mukavemetteki belirsizlik derecesini tanımlar. Yani, üniform bir güvenlik elde etmek mümkündür[Akbaş, 2008].

LRFD, ASD' ye göre belirsizliklerin ve çelik elemanların, gerçek davranışlarının göz önüne alınmasında daha gerçekçidir. Düşük Q/G oranları için LRFD' yi kullanmak daha ekonomiktir, yüksek Q/G oranları için LRFD ASD' den biraz daha fazla maliyete sebep olur. Göçme modları açısından her iki yaklaşım da esas olarak aynıdır. LRFD elastik limit durumları, ASD ise plastik limit durumları esas alarak tasarım amaçlar[Akbaş, 2008].

ASD ve LRFD arasında ki en önemli fark ise yükler ve kapasitenin göz önüne alınmasındadır. LRFD genel olarak belirsizliklerin göz önüne alınmasında daha rasyoneldir mukavemete göre limit kapasite tasarımı açısından gerçek yapı

davranışıyla daha uyumludur kolaylıkla geliştirilebilir yük ve mukavemet faktörlerinin belirlenmesi konusunda hala çalışılmaktadır[Akbaş, 2008].

Yük ve Dayanım katsayıları ile hesap yapılırken, ana hatlarıyla, tasarım dayanımı en azından artırılmış yüklere eşit olmalıdır. LRFD Yönetmelikleri olası modellere ve 1978 AISC-ASD yönetmelikleri ile daha önceki çalışmalardan elde edilen değerlendirmelere dayanır. Çeşitli yük kombinasyonlarının göz önüne alınması, bazı yükler için yükte oluşacak artımların düşünülmesi ve taşıyıcı sistem malzemesinin özelliklerine dayanarak yapılacak tasarım ve boyutlama gerçekçi olmaktadır[Yardımcı, 2005]

Bu düşünceden hareketle aşağıdaki yük kombinasyonları ele alınabilir:

1.4G

1.2G + 1.6Q + 0.5(Lr veya S veya R)

1.2G + 1.6(Lr veya S veya R) + (0.5Q veya 0.8W)

1.2G + 1.3W + 0.5Q + 0.5(Lr veya S veya R)

1.2G ± 1.0E + 0.5Q+0.2S

0.9G ± (1.3W veya 1.0E)

#### **4.4.4. Plastik Tasarım Yöntemi, PD**

“Plastic Design” yani Plastik Tasarımda, çelik yapılar emniyet gerilmeleri esasına göre boyutlandırılırken, gerilmeler orantılı sınır gerilmelerinin altında kaldığından, malzemenin davranışı doğrusal elastik bir özellik gösterir ve dolayısıyla, taşıyıcı sistemin hesabı elastisite teorisine dayanan statik yöntemlerden biriyle yapılabilir ve hesaplanan gerilmelerin emniyet gerilmelerini aşmadığı ve şekil

değiştirmelerin belirli sınırların altında kaldığı gösterilerek, taşıyıcı sistemin veya elemanın yeterliği saptanmış olur. Ancak, bir çelik taşıyıcı sistemin taşıyabileceği yüke, çeliğin plastik bölgede çalışabilme yeteneğinin de etkisi vardır. Hiperstatik bir sistemin bir bölgesinde plastik şekil değiştirmelerin oluşması durumunda, fazla zorlanan bölgeden az zorlanan bölgelere iç kuvvetler aktarılır ve bu nedenle de sistemin taşıma gücü hemen tükenmez. Buradan, hiperstatik taşıyıcı sistemin bütünü için yedek bir güvenliğin bulunduğu anlaşılır. Bu konunun bilimsel olarak incelenmesi sonucunda “Taşıma Yüğü Yöntemleri” ortaya çıkmıştır. Taşıma yüğü esasına göre yapılan analizlerde, özetle, sistemi göçme durumuna getirecek olan yük hesaplanır ve bir güvenlik katsayısına bölünerek sistemin taşıyabileceği yük elde edilir. Yapıların plastik davranışının anlaşılması ile sismik boyutlandırılmalarında gerek duyulan süneklik koşulunu daha iyi kullanabilme olanağı da bulunmaktadır[Yardımcı, 2005]

Plastisite üzerinde ilk önemli çalışmalar, 1864’te Tresca ve 1912’de Von Mises tarafından yapılarak günümüzde de kullanılan iki hipotez önerilmiştir. Daha sonra birçok ülkede deneysel çalışmalar yapılmış ve 1940’da Amerika Birleşik Devletleri’nde Van der Broek plastik hesabın temel ilkelerini yayınlamıştır. 1950’den sonra kuramsal araştırmalar yoğunluk kazanarak somut sonuçlara varılmış ve 1960’dan günümüze plastik hesabın kullanılması yaygınlaşmış ve birçok ülkede çelik yapıların plastik hesabıyla ilgili yönetmeliklerin yürürlüğe girmesiyle, bütün bu ülkelerde plastik hesap yaygın bir şekilde kullanılır hale gelmiştir. Önceleri sürekli kirişler ve az katlı yapıların hesabında kullanılan bu yöntemlerden, 1970’de önce Amerika Birleşik Devletleri, Meksika ve İngiltere’de, çok katlı yapıların hesabında da yararlanılmaya başlanmıştır.

Plastik tasarım sınır durum tasarımının özel bir halidir ve sınır durumu  $M_p$  plastik moment dayanımı belirler. Plastik moment değerine, en kesitin tamamında gerilme değerinin akma gerilmesine eşit olduğunda ulaşılır. Plastik tasarımın, burkulma, yorulma veya gevrek kırılma gibi sınır durum hallerinin önlenmiş olduğu sistemlerde uygulanması aranır. Kiriş veya kolon-kiriş elemanları için plastik tasarım kriteri Denklem 4.15.’ de ifade edilmiştir.

$R_n = M_p$  olmak üzere;

$$\frac{\gamma_i}{\Phi} = 1.7 \quad (4.14.)$$

$$M_p \geq 1.7 Q_i \quad (4.15.)$$

Düşey yüklerin tümü için yalnız 1.7 değerinde bir katsayı kullanılır ve dayanım  $M_p$  moment dayanımına eşit olmalıdır. Plastik tasarım sınır değer tasarımının özel bir hali olduğu için, son yıllarda, LRFD'nin bir bileşeni gibi de düşünülmektedir[Yardımcı, 2005]

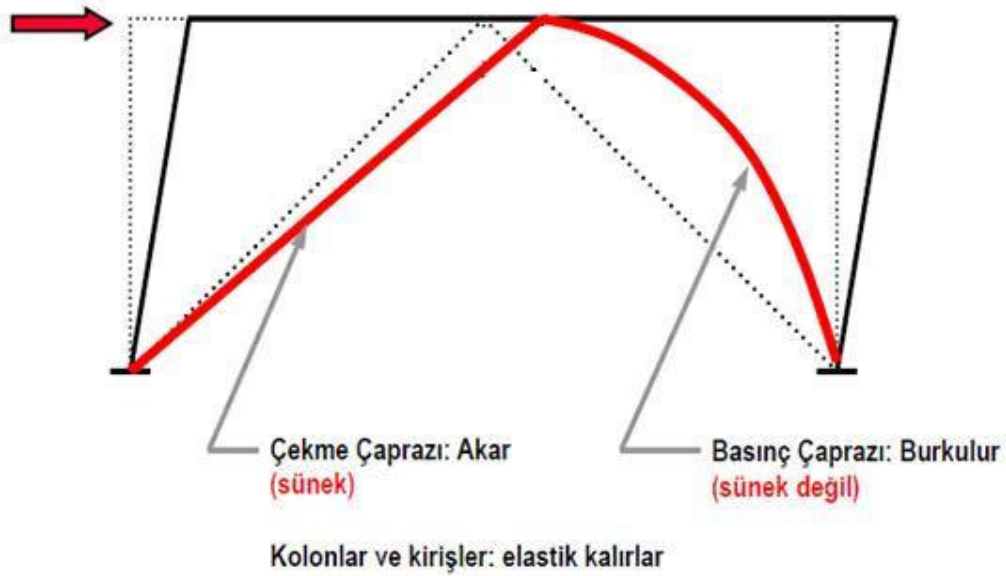
TSE tarafından kabul gören Eurocode Avrupa şartnamesine göre taşıma gücüne dayalı tasarım ilkesi kabul edilmiş olmasına rağmen, bu şartname ülkemizde pratikte çok az bir uygulama alanı bulmuştur. ABD' de 2005 yılında yayınlanan en son Çelik Yapı Şartnamesi hem "Emniyet Gerilmeleri Yöntemi", hem de "Yük ve Mukavemet Faktörü İlkesi'ni eş zamanlı olarak içermektedir. Ayrıca, "Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, TS 4561/ Ekim 1985 şartnamesi de bu hesap metodunu esas almaktadır.

## 5. SDYMÇÇ YAPI SİSTEMLERİ

### 5.1. Giriş

MÇÇ (Concentrically Braced Frame) olarak ifade edilen merkezi çaprazlı çerçeveler, rüzgar ve deprem gibi yatay yüklerin diagonal çapraz elemanlarda akma ve burkulma yoluyla taşındığı sistemlerdir. Çaprazlar çerçevenin en zayıf sigorta elemanlarıdır.

Kolonlar, kirişler, birleşimler gibi diğer bütün çerçeve elemanları çaprazlardan daha güçlü tasarlanırlar. Şekil 5.1.' de, yatay yüke maruz bir ters V çapraz sistemde ki eş zamanlı akma ve burkulma mekanizmaları görülmektedir[Engelhardt, 2007].



Şekil 5.1. MÇÇ Sistemlerde Akma ve Burkulma[Engelhardt, 2007]

Çaprazlı çerçeveler, moment çerçevelerle mukayese edildiklerinde daha rijittirler. Bu nedenle işletme yükleri altında daha çok tercih edilirler. Gevrek göçme modları nedeni ile moment çerçevelerden daha az sünektirler. Bu durum deprem gibi yükleme durumları için istenmeyen bir yapısal davranış şeklidir. Çaprazlı sistemler,

mafsallı birleşimlere ve potansiyel görece hafif kolonlara sahip olmaları nedeni ile, moment aktaran çerçevelere nazaran daha ekonomik maliyetlidirler.



**Şekil 5.2.** Burkulmuş Bir Çapraz Eleman[Engelhardt, 2007]

Dezavantajlarından biri olarak, mimari açıdan çaprazların bulunduğu açıklıklar yapı mimari fonksiyonuna olumsuz etkide bulunabilir. Şekil 5.2.' de, yatay yüke maruz merkezi çaprazlı çerçeve sisteminde bir basınç elemanında ki düzlem dışı burkulma görülmektedir[Engelhardt, 2007].

Çapraz tipinin seçiminde çaprazlar ve birleşimlerin maliyetine, açıklık şartlarına ve yükleme şartlarına dikkat edilmelidir. Çünkü deprem riski yüksek olan yerlerde daha sünek bir davranış istenir[Engelhardt, 2007].

## **5.2. Çapraz Elemanlarının Çevrimsel Yükler Altında Davranışı**

Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeveler (CBF), güçlü, rijit ve elastik olmaları nedeni ile, depreme karşı ideal bir davranış göstermesi beklenen çelik çerçeve sistemleri içerisinde imtiyazlı bir yere sahiptirler.

Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerde kullanılan çapraz elemanlar , yapıdaki yatay rijitliğin artırılması, deprem, rüzgar gibi yatay yük etkileri altında oluşan deplasmanların düşük bir seviyede tutulması amacı ile kullanılırlar. Çaprazlı çerçeve sistemler yüksek elastik dayanıma ve düşük yanal rijitliğe sahiptirler [Gan, 1997].

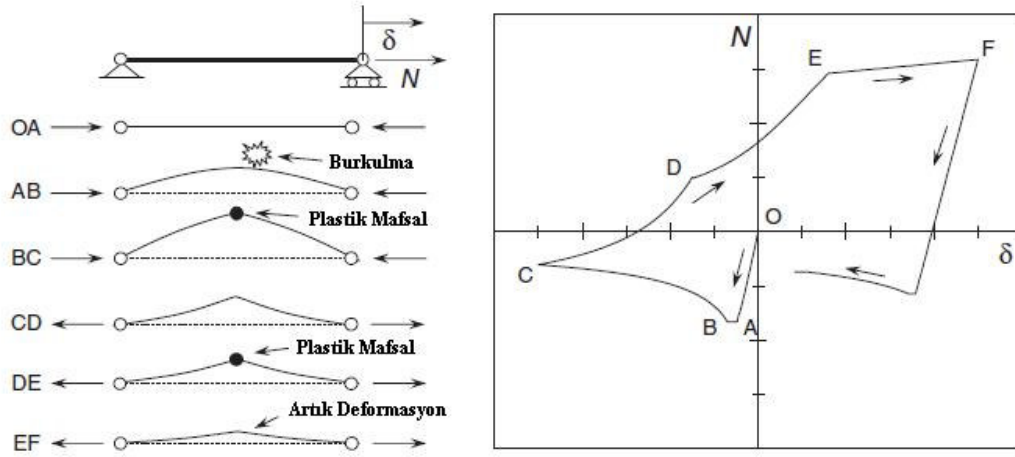
Çevrimsel yatay yükler altında çaprazlı çerçevelerin inelastik davranışlarını incelediğimizde, bu sistemlerin bize yeterli rijitlik sunduklarını gözlemledik. Ancak çerçeve rijitliği, birleşim elemanlarının ideal davranışlarından bağımsız düşünülmemelidir ve çapraz elemanların düğüm noktaları ile bağlantısını sağlayan guse levhaları, çapraz elemanların ana kiriş ve kolonlarla yaptıkları bağlantılarda kullanılan kaynak ve bulon elemanları, ana çerçeve elemanlarını birbirleri ile mafsallı bağlantılarında kullanılan kaynak veya bulon gibi birleşim elemanlarının da yeterli duktilite ve sünekliğe sahip olmaları, çapraz sistemlerin bütüncül olarak kendilerinden beklenen ideal davranışı, yani istemi karşılamaları için önemlidir [Roeder, 2002]

Çevrimsel yükler altında merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin sistem davranışları bize şunu gösterir; çapraz elemanları aksel basınç gerilmeleri altında burkulma, aksel çekme gerilmeleri altında ise akma eğilimi gösterirler. İdeal bir tasarıma sahip merkezi çaprazlı çerçeve sistemde, sistemin ana çerçeve elemanlarında ki plastik mafsallar, sigorta elemanları olan çaprazlarda ki bu

burkulma ve akma sınır durumlarının oluşmasından sonra gözlemlenir. Dolayısı ile, sistemin sigorta elemanları konumunda ki çapraz elemanların tasarımı oldukça önem kazanmaktadır. Sistem sünekliği, çaprazlardaki plastik davranış ile sağlanır. Çaprazlar çekmede akarak, basınçta ise burkulularak deprem yükünü alırlar ve ilgili sistem aksını rahatlatırlar [Canney, 2002].

Fiziksel olarak bir çaprazın, çevrimsel aksel yükler altında ki elastik olmayan davranışını anlayabilmek için, Şekil 5.2.1' de bulunan eğrisel aralıkları anlamak gerekmektedir. (N) aksel yük, ( $\delta$ ) aksel deformasyon, ( $\Delta$ ) çapraz ortasında oluşan burkulmaya bağlı eksene dik deformasyondur. Geleneksel olarak aksel çekme kuvvetleri pozitif, aksel basınç kuvvetleri ise negatif yönlüdürler.

Şekil 5.3.'te, çevrimsel aksel yükler altında ki bir çapraz elemanın histeretik davranışı görülmektedir.



Şekil 5.3. Çapraz Eleman Histeretik Davranışı [Bruneau, at al., 1998]

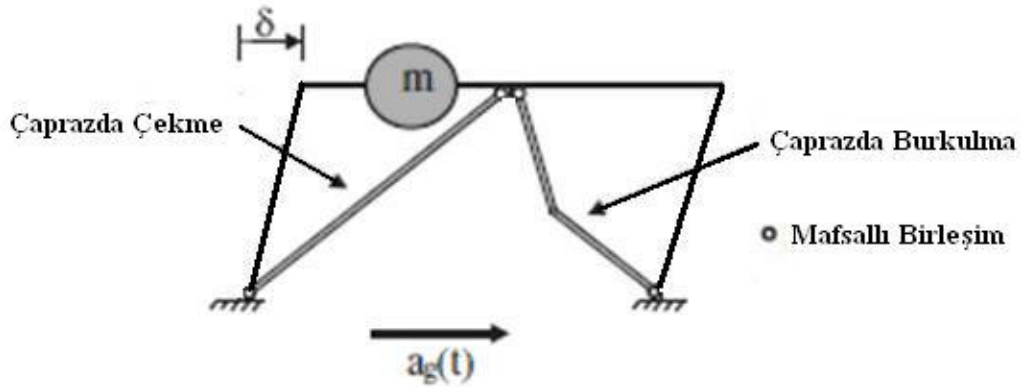
O noktasından çubuk lineer olarak maksimum basınç kapasitesine ( $C_r$ ) kadar yüklenmeye başlanırsa, malzeme özelliğine ve çapraz çubuğun narinlik oranına bağlı olarak, A noktasına varmadan veya A noktasında burkulma oluşabilir. Çapraz elemanın burkulması esas olarak sünek olmayan bir davranış modudur. Ancak B noktasında, çapraz eleman üzerine uygulanan aksel yükleme kaldırılırsa eleman BAO yolunu izleyerek, elastik bir şekilde ilk durumuna geri döner. Yani B noktasına

kadar gözlemlenen burkulma, çapraz orta noktasında herhangi bir plastik mafsall oluşumuna sebebiyet vermez[Balendra and Huang, 2003].

Histerisis eğrisine bakıldığında, A noktasından B noktasına doğru gidildiğinde, yani aksel basınç yüklemesi artarak devam ettiğinde çapraz eleman artan  $\Delta$  deplasmanı ile birlikte düzlem dışına doğru eğilmeye devam eder. Ancak histerisis eğrilerinin ordinatına dikkat edilecek olursa, malzemede bir kısalma oluşmasına rağmen çapraz elemanın taşıdığı yük sabitlenir ve koordinat sistemi apsisine paralel bir şekilde ilerler.

Histerisis eğrisinde B noktasından C noktasına doğru gidildiğinde, burkulmadan dolayı ve kalıcı deformasyonlara bağlı olarak eleman ortasında plastik mafsall oluşmaya başlar.

Bu aralıkta ki eleman davranışı kompleks ve non-lineerdir. İşte bu nedenle, basınç elemanında gözle görülür bir taşıma kapasitesi azalması söz konusudur. Şekil 5.4.'de, eleman ortasından burkulmuş basınç kuvvetine maruz çapraz elemanı görülmektedir.



Şekil 5.4. Ters V Çaprazın Burkulması ve Akması[Elghazouli and Bento, 2009]

Histerisis eğrisinde C noktasından D noktasına doğru ilerlediğimiz takdirde, ordinatın 0 olduğu noktada, basınç kuvvetleri çekme kuvvetleri haline dönüşür. Bu noktada  $P = 0$  'dır lakin, çapraz elemanda kalıcı deformasyonlar oluşmuş ve eleman

belli bir miktar basınç enerjisini yutmuş, absorbe etmiştir. Elemana etkiyen eksenel kuvvetler her ne kadar yön değiştirmiş olsa da, çapraz orta noktasında kalıcı düzlem dışı deformasyon ve plastik mafsallı varlığını devam ettirecektir. Buna artık deformasyon da diyebiliriz.

Histerisis eğrisinde D noktasından E noktasına doğru ilerlediğimiz takdirde, yatay eksen koordinatının O olduğu noktada, eleman uç noktaları, başlangıç koşullarda buldukları noktadadırlar. Ancak elemanda artan eksenel çekme gerilmeleri ve kalıcı deformasyonlar bulunmaktadır. Çevrimsel yük grafiğinde eğride E noktasından F noktasına doğru gidildikçe, malzemede pekleşme ve akmalara gözlemlenmeye başlanacaktır. Çapraz elemanın çekme yüklemesi altında akması sünek bir davranıştır. Dolayısıyla ile çapraz eleman, çekme kuvveti altında ki akma kapasitesini, büyük inelastik deformasyonlar boyunca muhafaza edecektir.

Çevrimsel yük grafiğinde eğride F noktasından sonra G noktasına gelirken, eksenel çekme kuvveti, eksenel basınç kuvveti haline dönüşerek işaret değiştirecektir. P kuvveti için ordinat O noktasında iken, eleman üzerinde eksenel yük bulunmamaktadır. Elemanda bu durumda kalıcı eksenel deformasyon, yani eksenel uzama ve kalıcı düzlem dışı deformasyon vardır. Çapraz elemanda burkulmadan dolayı oluşan düzlem dışı deformasyon ardışık çekme yüklemeleriyle tam olarak yok edilemez. Çapraz elemanda orta noktada her zaman kalıcı düzlem dışı deformasyon olacaktır.

Histerisis eğrilerinde G noktasında ve sonrasında, çapraz eleman ikinci kez maksimum basınç kapasitesine kadar yüklüdür. Çapraz bu durumda daha düşük bir basınç yükü altında burkulur. Yani maksimum basınç kapasitesi önceki çevrime göre azalmış durumdadır. Burkulma kapasitesindeki bu azalmanın iki sebebi vardır;

a) Basınç yüklemesinin başlangıcında var olan kalıcı düzlem dışı deformasyon. Bu başlangıç deformasyonu eğer büyükse burkulma kapasitesini önemli ölçüde düşürür[Akbaş, 2008].

b) Bunun anlamı, çelikte çevrimsel yükler altında gerilme-birim deformasyon ilişkisinde değişiklik oluşur ve malzemenin rijitliği düşer. Bu da burkulma mukavemetinin düşmesine yol açar. Bu etkiye, “Bauschinger Etkisi” denir[Akbaş, 2008].

Histerisis eğrisinde baskın etki, basınç elemanının narinlik oranıdır. Narinlik oranı, Denklem 5.1 eşitliği ile hesaplanabilir.

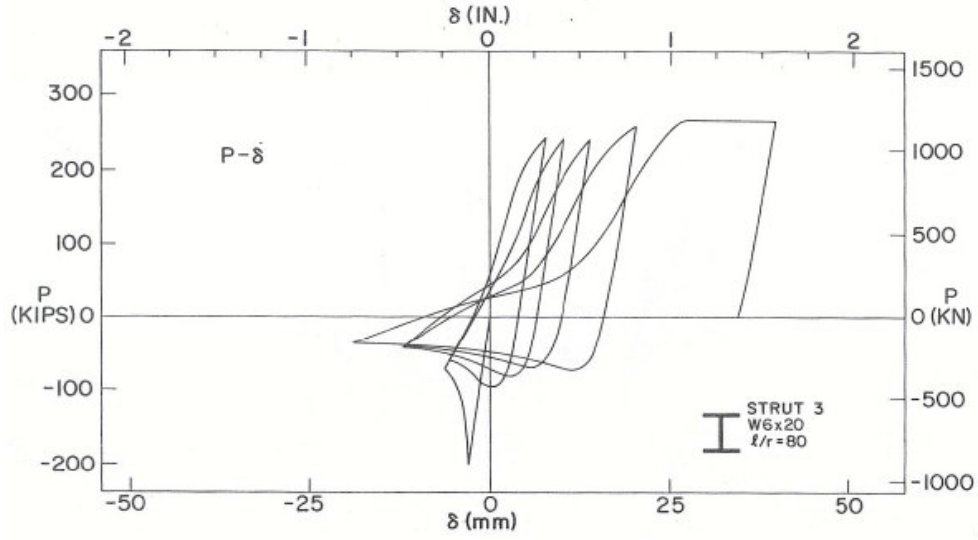
$$\frac{K.L}{r} \quad (5.1)$$

Denklem 5.1.’de, L eleman boyunu, r ise atalet yarıçapını temsil etmektedir. K simgesi ise efektif burkulma boyunu gösterir.

Büyük narinliğe sahip bir çapraz eleman için, OA histerisis eğrisi nispeten daha kısa olacaktır. Ayrıca AB arasında ki grafiksel plato da oldukça uzun olacaktır. Bu, yüksek narinlikte daha az çevrimsel basınç ve çekme enerjisi yutma kapasitesine sahip bir çapraz eleman oluşacağını gösterir[Bruneau, 1998].

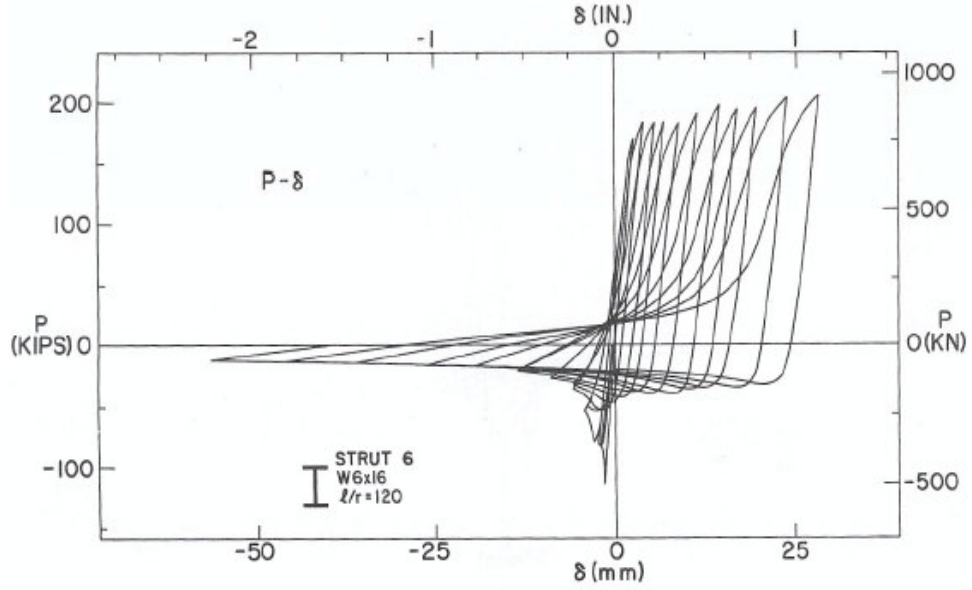
Şekil 5.5.’ te ve Şekil 5.6.’ da, narinlikleri farklı, akma gerilmeleri 250 MPa ve uç mesnet koşulları mafsallı olan, Amerikan profilleri W150x30 ve W150x24 profilleri için çevrimsel basınç ve çekme yükleri altında deneysel histerisis davranışları görülmektedir. W150x30 için  $KL/r = 80$ , W150x24 için  $KL/r = 120$ ’dir.

$KL/r = 120$  Narinlik Oranına Sahip, W150x24 profili, W150x30 Profiline göre daha narindir. Narinliğin artmasıyla, enerji dağıtımı azalır ve çevrimler daha ince belli hale gelir. Ayrıca çapraz elemanın çekme ve basınç kapasiteleri arasındaki fark daha fazla olur[Engelhardt, 2007].



**Şekil 5.5.** W150x30 Profili Histeritik Davranışı[Engelhardt, 2007]

KL/r= 80 Narinlik Oranına Sahip, W150x30 Profili için başlangıç burkulma kapasitesi 900 kN civarındadır. Burkulmadan sonra basınç kapasitesinde ani bir düşüş gözlemlenmiştir[Engelhardt, 2007].



**Şekil 5.6.** W150x24 Profili Histeritik Davranışı [Engelhardt, 2007]

Bu, burkulmanın sünek olmayan bir davranış modu olduğunun açık bir örneğidir. Sonraki çevrimlerde de basınç kapasitesi önemli ölçüde azalmıştır. Çekme

kuvveti altında büyük deformasyonlar yani sünek davranış gerçekleşmiştir [Engelhardt, 2007].

### **5.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çerçeveler**

Çelik yapıların sünek davranışı, tek başına çelik malzemenin sünekliği ile sağlanamaz. Buna ek olarak, çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının tasarımında ve birleşiminde gerekli önlemlerin alınması gerekmektedir. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveleri iki ana başlık altında toplamak mümkündür[Deren ve ark., 2004].

Güçlendirilmemiş rijit çerçeve sistemleri; birbirlerine rijit bağlanmış kolon ve kirişlerden oluşur. Deprem etkilerine bu rijit birleşimde oluşan moment ve kesme kuvveti yoluyla dayanım sağlanır. Sünek güçlendirilmiş çerçeve sistemleri, iki ana başlık altında toplanabilirler.

Merkezi güçlendirilmiş çerçeve sistemleri; yatay yüklerin çapraz elemanlarla taşındığı sistemlerdir. Yanal rijitlik kapasiteleri oldukça yüksektir. Basınç elemanlarının bazılarının burkulmasında dahi, sistemde önemli ölçüde dayanım kaybı meydana gelmeyecek şekilde boyutlandırılırlar.

Dış merkez güçlendirilmiş çerçeve sistemleri ise; çapraz elemanların, kolon kiriş birleşim noktasına belirli bir uzaklıktaki dışmerkez noktaya veya kiriş üzerinde arada bağlantı kirişine bağlanarak düzenlenebilirler. Rijit çerçevelerin yüksek sünekliğine ve merkezi güçlendirilmiş çerçevelerin yüksek yanal rijitliğine sahiptir. Deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay taşıyıcı sistemlerdir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların, ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalmasını sağlayacak şekilde boyutlandırılır.

Sünek çelik yapı sistemlerinde, çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının birleşimlerinde, plastikleşmelerin gerçekleşmesini sağlayacak şekilde yeterli

dayanım, tasarımda dikkate alınan rijit çerçeve kabulüne ters düşmeyecek şekilde bir rijit davranış ve özellikle tekrarlı yükler altında elastik olmayan deformasyonların oluşmasına engel olmayacak bir detaylandırma gerekir. Bu sayede kolon-kiriş birleşimlerinde panel bölgeleri, kirişler ve bir ölçüde kolonlarda plastik dönme kapasitelerini kullanmak suretiyle depremin yapıya aktardığı enerjiyi sönmülemeye çalışırlar.

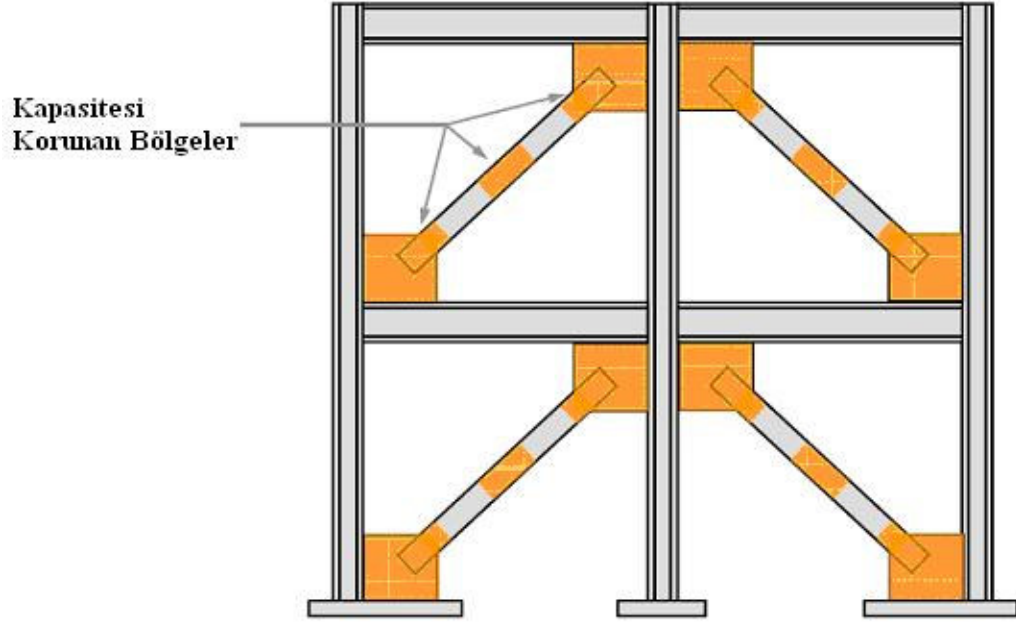
Sünek davranış, ana taşıyıcı yapının tüm bölgelerinde yeterli sünek davranışın görülmesiyle mümkündür. Bu sebepten, birleşim araçları olarak kullanılan kaynak ve bulonların sünek olmayan davranışları özel dikkat gerektirmektedir. Söz konusu birleşim araçları, birleştirdikleri elemanlarda oluşabilecek maksimum kuvvetleri aktarabilecek düzeyde olmalıdırlar[Doğan, 2007].

#### **5.4. MÇÇ Elemanlarında Kapasitesi Korunan Bölgeler Kavramı**

Kirişler, kolonlar ve çaprazlar düşey bir kafes oluşturacak şekilde düzenlenir. Yatay kuvvetlere kafes hareketiyle karşı koyar. Süneklik, çaprazlardaki elastik olmayan hareketle gerçekleşir. Bu sistemlerde çapraz elemanları çekmede akar, basınçta ise burkular. Dolayısı ile bu akan ve burkulan çapraz eleman kısımları ile, çapraz sistemin ana çerçeve ile birleştiği bölgelerde ki guse levhası gibi elemanlar, her türlü etmeden korunmalıdır[Akbaş, 2008]

Şekil 5.7.' de görülen, çapraz taşıyıcı sistemde ve benzer sistemlerde, korunan bölge olarak tanımlanabilecek kısımlarda, kaynaklı kesme çivileri (studs) kullanılmamalıdır. Bu bölgelerde, kiriş başlığına nüfuz eden hiçbir döşeme oluşturma bağlantısına izin verilmez, fakat döşemede arc spot kaynaklara izin verilir[ANSI/AISC 341-05].

Korunmuş bölgelere dış cephe kaplama sistemlerinden, bölmelerden, havalandırma sistemlerinden hiçbir kaynaklı, bulonlu veya vidalı bağlantıya izin verilmez[Akbaş, 2008]



Şekil 5.7.MÇÇ Elemanlarında Kapasitesi Korunan Bölgeler[Engelhardt, 2007]

## 5.5. Burkulma Açısından SDNMÇÇ ve SDYMÇÇ Yapı Sistemleri

Basınç etkisi altındaki eleman burkuluncaya kadar, SDNMÇÇ ve SDYMÇÇ sistemlerin performansları açısından bir fark yoktur. Bu iki tip arasındaki fark çapraz elemandaki kısıtlamalar ve birleşimin detayından kaynaklanır[Cochran and Honeck, 2004].

SDNMÇÇ sistemlerde çapraz eleman üzerinde burkulma kısıtlaması vardır ve SDYMÇÇ sistemlerdeki gibi sünek detaylara sahip değildir ve bu yüzden kısıtlamalar ( $KL/r$ ) narinlik sınırı üzerindedir[Cochran and Honeck, 2004].

SDYMÇÇ sistemler çapraz elemanın burkulmasına izin verir ve S.D.N.M.Ç.Ç. sistemlere göre daha sünek sistemlerdir. Yönetmelikler SDNMÇÇ sistemler kadar çapraz narinlik oranı sınırlamasında çok sınırlayıcı değildir. Çaprazda burkulmaya izin verildiğinden SDYMÇÇ sistemlerde kritik burkulma yükü

azaltılmaz. Düzlem içi veya düzlem dışı burkulma davranışından seçilen burkulma yönüne göre özel guse plakası detayı tasarlanır[Cochran and Honeck, 2004].

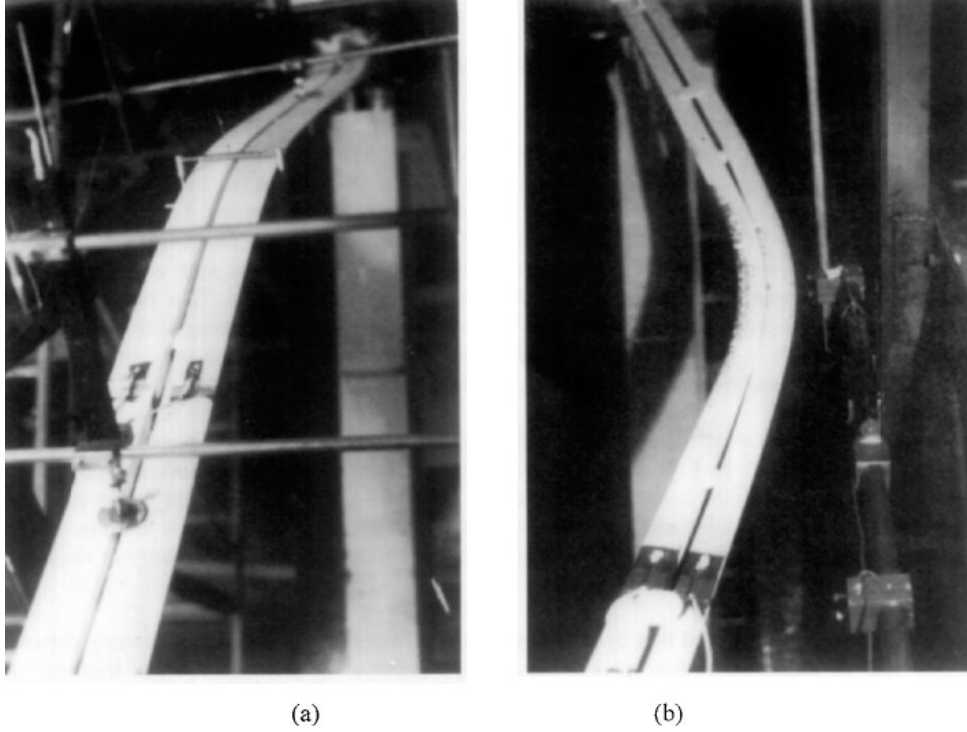
### **5.5.1.Çapraz Elemanlarda Düzlem İçi Burkulma ve Düzlem Dışı Burkulma**

Çapraz elemanın performansı, tahmin edilen burkulma şekline bağlıdır. Düzlem içi veya dışı biçiminde olan bu şekil birleşimin detayını da etkiler. SDYMÇÇ sistemler, birleşimlerde sünekliği garanti ederken, SDNMÇÇ sistemlerde, bu durum söz konusu değildir. SDNMÇÇ sistemler, çapraz elemanın burkulmasını ertelemek için büyük kuvvetlere göre tasarlanırlar fakat SDNMÇÇ sistemlerin birleşimleri için süneklik talebini azaltırlar[Cochran and Honeck, 2004].

Eğer deprem yükü, çaprazın burkulmasına yol açabilecek kadar büyükse, SDNMÇÇ sistemlerin birleşimleri, süneklikten ve çapraz eğilme momentine karşı koyabilecek dayanımdan yoksun olduğu için özellikle düzlem dışı burkulma durumunda birleşimin göçmesine neden olur. Sismik aktivitesi yüksek bölgelerde SDNMÇÇ sistemlerin kullanılmasına izin verilmemesinin sebebi budur[Cochran and Honeck, 2004].

Düzlem içi burkulma şekli, düzlem dışı burkulma şekline göre çerçeve düzlem içinde deformasyona uğradığında çaprazlar tarafından daha fazla enerji yutulmasını sağlar. Bunun nedeni çerçeve düzlem içine burkulduğunda, çerçeve guse plakasının güçlü eksenini etrafında burkulur. Bu durum plastik mafsallın guse plakasının hemen bitiminde, çapraz elemanda oluşmasını sağlar. Bu plastik mafsallın oluşumu çerçevenin enerji yutumuna önemli ölçüde katkıda bulunur. Çapraz eleman, düzlem dışına burkuluyorsa guse plakası zayıf ekseninde eğilmeye çalışır ve plastik mafsall guse plakasında oluşur. Bu şekilde burkulma düzlem içindeki rijitiği önemli ölçüde azaltır ve mafsallın çaprazda oluşma durumundan daha az enerji yutar[Cochran and Honeck, 2004].

Şekil 5.8.'de düzlem için ve düzlem dışı burkulma oluşmuş çapraz elemanlar görülmektedir.



**Şekil 5.8.** (a) Düzlem İçi Burkulma, (b) Düzlem Dışı Burkulma [Astaneh, 1998]

Çapraz elemanların düzlem içine burkulma şeklinde tasarlanması tercih edilmelidir. Bunun nedeni yapıda oluşacak kaplama, bölme duvar ve perde duvar gibi hasarları azaltmaktır. Eğer çapraz düzlem dışına burkulursa, çaprazın orta noktasında çaprazla dik olarak meydana gelen yatay yer değiştirme oldukça fazladır. Çapraz açıklığı arttıkça, çaprazın burkulmasından dolayı meydana gelen yer değiştirme artar. Bu yer değiştirme de daha önce bahsedildiği gibi yapıda hasara yol açar[Cochran and Honeck, 2004].

## 5.6. Merkezi Çaprazlı Sistemlerin Tasnifi

17 Ocak 1994 Northridge Depremi, çelik yapı sistemlerinin tasarımı konusunda teoride ve pratikte bir dönüm noktası olmuştur[Sabol, 2004].

Ancak bu depremde ki moment çerçeveler ve merkezi çaprazlı çelik çerçevelerde gözlemlenmiş hasarların, Japonya' nın Kobe kentinde 1995 yılında meydana gelen şiddetli depremde de benzer şekilde gözlemlenmesi, imalatta ki kalite

eksikliklerini, kontrol yetersizliklerini ve mevcut dizayn standartlarının eksikliklerinin bir kez daha göstergesi olmuştur[Midorikawa et al, 1997].

Amerika' nın Güney Kaliforniya eyaletinde meydana gelen Northridge Depremi' nde ciddi zararlar gören çaprazlı çerçeveye sahip birçok çelik yapı gözlemlenmiştir. Özellikle HSS tipi çaprazlarda meydana gelen çekmeye bağlı akma, çapraz elemanlarda meydana gelen lokal burkulmalar sonucu yapıda beklene n kapasiteden daha erken göçme, karşılaşılan başlıca sorunlardır. Dolayısı ile bu deprem sonrası bilimsel deney ve çalışmalar, HSS tipi kare kesitli çapraz elemanları ve bu sistemlerin çapraz olarak kullanıldığı yapı sistemleri üzerine yoğunlaşmıştır[Sabol, 2004].

Çelik çerçeveler üzerine yapılan çeşitli araştırmalar, yapıların yatay ötelemelerinde ki daha sıkı sınırlandırmalar olması düşüncesi, kolon kesit yüksekliklerinde hedeflenen tasarım sınırlandırmaları moment aktaran çerçevelerin tasarım ağırlıklarında ve maliyetlerinde ciddi artışları doğurmuş ve bu da, merkezi ve dış merkez çaprazlı çelik çerçevelere olan ilgiyi artırmıştır. Çünkü bir moment aktaran çelik çerçeve sisteminde tasarım sonucu elde edilen yapı metrajında karşılaştığımız çelik ağırlığı, kimi yapılarda merkezi ve dış merkez çaprazlı çelik çerçeve sistemlerle tasarlanmış yapılarda ki çelik metraj ağırlığının iki katını bulmaktadır[Krawinkler and Gupta, 1998].

Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeveler, kabaca iki alt başlık altında sınıflandırılabilir. Bunlardan ilki SDNMÇÇ ( Ordinary Concentrically Braced Frame ) olarak isimlendirilen; Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçevelerdir. İkincisi ise SDYMÇÇ ( Special Concentrically Braced Frame ) olarak isimlendirilen ve en yaygın kullanılan, Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeve sistemleridir.

### **5.6.1.Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çaprazlı Çerçeveler; SDNMÇÇ**

SDNMÇÇ. sistemlerin diğer sistemlerden temel farkı, SDNMÇÇ .sistemlerin tasarımını, ağırlıklı olarak çapraz elemanların basınç altında burkulmalarının kontrol etmesidir. Tasarım yönetmeliklerinin salık verdikleri yüksek elastik yükler altında tasarım yapma ilkesi, çapraz elemanların maruz kalacakları bu basınca bağlı burkulmaları geciktirerek, çapraz sistemin deprem enerjisi absorbe etme kapasitesini artırmayı hedefler. SDNMÇÇ sistemlerin ana çerçeve ile bağlantılarında meydana gelebilecek erken hasarların önüne geçilerek bir tasarım yapılması da elzemdir.

SDNMÇÇ sistemlerle ilgili, yönetmeliklerce öngörülen ciddi tasarım kısıtlamaları bulunmaktadır. Örneğin İngiltere - Birmingham' da bulunan Uluslararası Yönetmelik Konseyi, ICC (International Code Council) tarafından güncellenen Uluslararası Yapı Yönetmeliği IBC' de, çok katlı SDNMÇÇ sistemli yapılar için yükseklik 10,668 metre ile sınırlandırılmıştır.

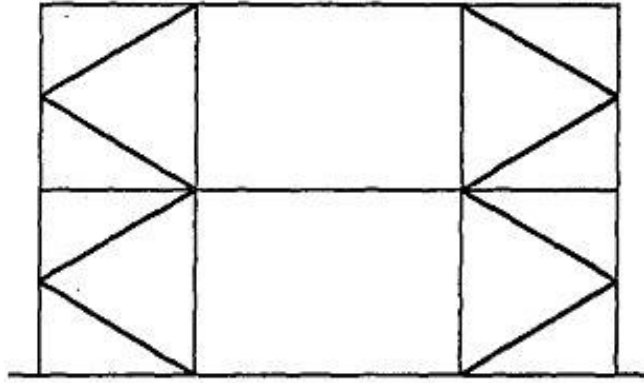
### **5.6.2.Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çerçeveler; SDYMÇÇ**

SDYMÇÇ çapraz sistemleri, çelik yapılarda ki stabilite problemlerini, gusse plakasında meydana gelebilecek birleşim hasarlarını, lokal burkulmaya bağlı olarak meydana gelebilecek istenmeyen sonuçları engelleyerek, istenen düzeyde elastik bir sistem kurmayı ve ekonomik maliyet avantajlarını gerçekleştirmeyi hedefler.

K tipi çaprazlı çerçeveler, V ve ters V tipi çaprazlara yapısal olarak çok benzer, sadece giriş yerine yatay olarak birleşimi kolona yapılır. Bu tip birleşim sismik tasarım açısından pek tercih edilmez çünkü çapraz elemanlardan biri basınç altında burkulurken, çekmeye çalışan elemanın dengelenmemiş kuvveti, kolonda büyük yatay deformasyonlara neden olur. Bu durum kolonun burkulmasına ve yapının göçmesine neden olur. K tipi birleşimin sadece sismik aktivitesi az olan yerlerde uygulanması önerilmiştir[Liew et al., 1999]

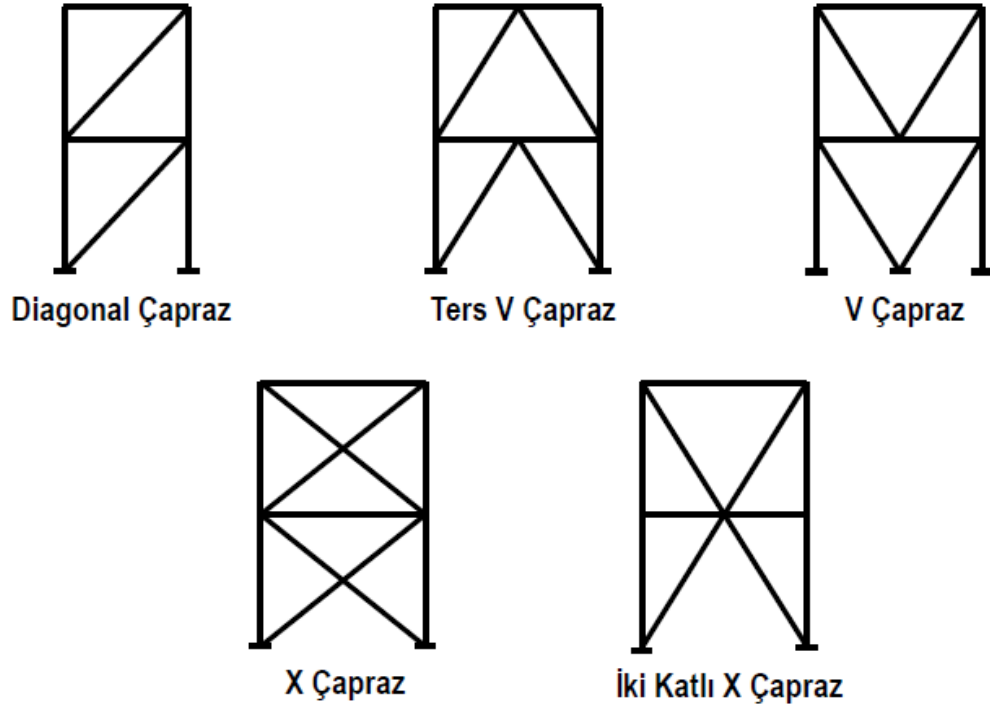
Sismik aktivitesi yüksek yerlerde süneklik düzeyi normal çerçevelerde bu tip kesinlikle kullanılmamalıdır. Eğer kullanılacaksa çatılarda ve iki kattan daha yüksek olmayan yapılarda kullanılması sınırlanmıştır[Cochran and Honeck, 2004].

TDY2007, madde 4.6.4.2. maddesinde ana taşıyıcı sisteme zarar verdiği ve kolonlarda istenmeyen deformasyonlara, ikinci merteye etkilerine neden olduğundan ötürü, K tipi çapraz teşkilinin yüksek süneklikli yapılarda uygulanmasını yasaklamıştır. K tipi çapraz sistem örneği, Şekil 5.9.' da görülmektedir.



**Şekil 5.9.** TDY2007'de İzin Verilmeyen K Tipi Çapraz Sistemi

V ve ters V tipi çapraz çerçeveler, X tipi çapraz sistemler, iki kat X çapraz sistemler, diagonal çapraz sistemler bazı SCBF tiplerindedir. Şekil 5.10' da bu merkezi çapraz çerçeve sistemleri basit bir şekilde gösterilmiştir. V tipi, ters V tipi veya İki Katlı X merkezi çapraz sistemler kullanıldığında, çapraz sistemin düğümlendiği kirişin tasarımı için, çapraz elemanlarında ki çekme ve basınç kuvvetlerinin oluşturduğu momentler etkindir.



**Şekil 5.10.** SDYMÇÇ Yapı Sistemleri[Engelhardt, 2007]

ANSI/AISC 360-05 ve ANSI/AISC 341-05’ de önerilen çaprazlı açıklık kirişlerinin tasarımına dair kurallara göre, çapraz elemanlardan birinin maksimum çekme kapasitesine eriştiği ve diğer çapraz elemanın aksenal basınç kuvveti altında burkulduğu anda, kirişle çapraz elemanların düğümlendiği noktada oluşan dengelenmemiş dikey kuvvetin hesabı için, Denklem 5.4 eşitliğinden faydalanılmalıdır.

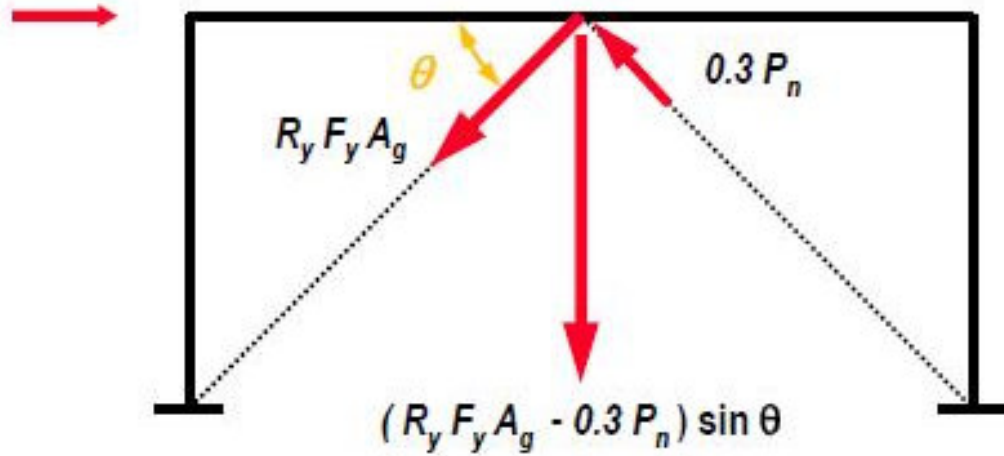
$$R_y F_y A_g \quad (5.2)$$

$$0,3 P_n \quad (5.3)$$

$$(R_y F_y A_g - 0,3 P_n) \sin \theta \quad (5.4)$$

Burada ki Denklem 5.2.’ de bulunan ifade, çekme etkisi altında ki çapraz eleman maksimum aksenal kuvvetini, Denklem 5.3.’ de bulunan ifade ise aksenal basınç etkisi altında bulunan çapraz elemanın maksimum aksenal kuvvetini ifade

etmektedir. Denklemlerde ki  $P_n$  simgesi nominal aksel kuvveti,  $R_y$  gerilme büyütme katsayısını simgelemektedir. SDYMÇÇ sistemlerin kiriş ortasında oluşturduğu dengelenmemiş kuvvet ve bu kuvvetin bileşenleri, Şekil 5.11.' de görülebilir.

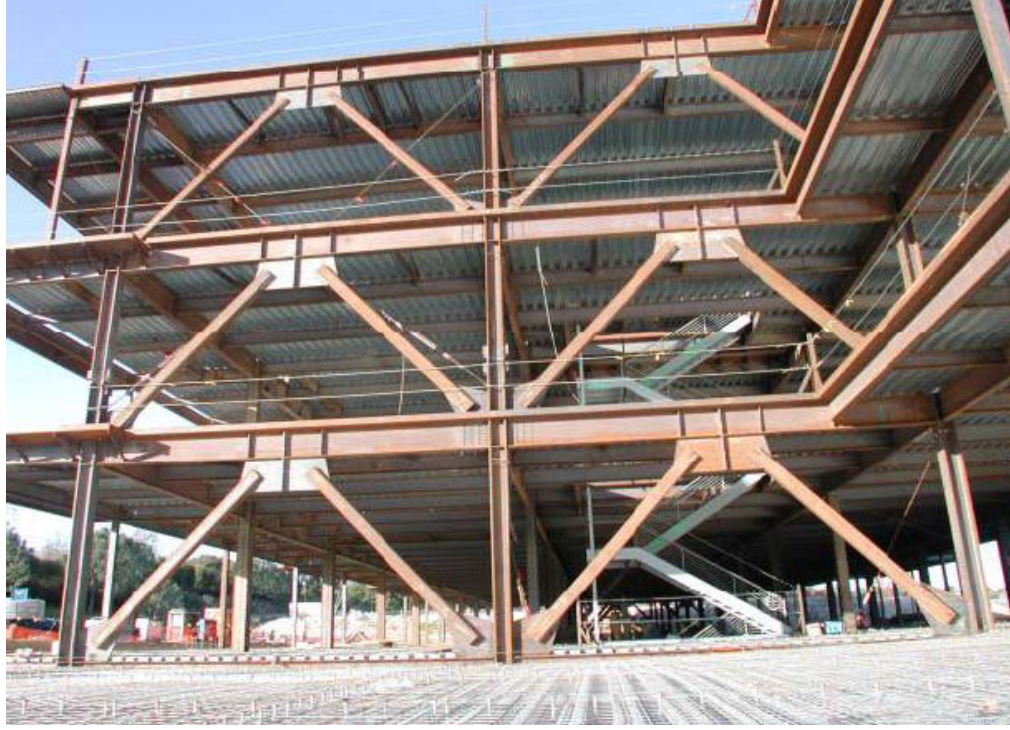


Şekil 5.11. SDYMÇÇ’de Dengelenmemiş Kuvvet[Engelhardt, 2007]

TDY2007 ve TS 648 de bu dengelenmemiş dik kuvvete dair herhangi bir tasarım önermesi bulunmamaktadır. TDY2007- Madde 4.6.4.’ de, V ve Ters V çaprazlı sistemlerin tasarımı için şu önermede bulunmaktadır.

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

Görüldüğü gibi yönetmeliğimizde, dengelenmemiş düşey yük için herhangi bir ibare bulunmamaktadır. Bu konuda ki eksiklik, yerli çelik dizayn yönetmeliklerimizin yeniden ele alınarak daha gerçekçi bir tasarım için gözden geçirilmesinin gerekliliğini bir kez daha ortaya koymaktadır.



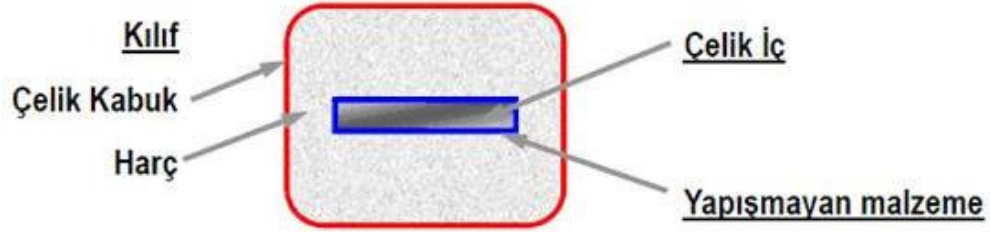
Şekil 5.12. Ters V tipi SDYMÇÇ Sistemli Bir Yapı[Engelhardt, 2007]

### 5.6.3. Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçevesler; BÖÇÇ

Bu tür çerçeveler burkulması önlenmiş sistemler olarak bilinir ve Japonya'da geliştirilmiş yeni teknoloji ürünüdür[Hamburger and Nazir, 2003].

BÖÇÇ sistemlerin konfigürasyonları X tipi veya tek elemanlı güçlendirilmiş çerçevelere benzer fakat bu tür özellikle burkulma veya çatlak oluşumu başlamadan çekme ve basınç altında akmaya izin verecek şekilde detaylandırılır. Çapraz elemanı, büyük tüp kesit içinde düz çubuk elemandan oluşur. İçi dolgu maddesi ile dolu tüp eleman, asıl yükü taşıyan çubuk elemanın burkulmasını önler. Merkezdeki çelik eleman ile dolgu maddesi arasında aksenal kuvvetin sadece merkezdeki çelik eleman ile taşınmasını sağlamak için kayma yüzeyi mevcuttur. Bu kayma yüzeyindeki malzeme ve geometrisi düzgün biçimde tasarlanmalı ve inşa edilmeli ki çelik elemanın basınç altında akması sonucu meydana gelen yerel burkulmalar önlendikçe, çelik eleman ve dolgu maddesi arasında, kayma ve poisson etkisinden kaynaklanan

rölatif harekete izin vermelidir. Şekil 5.13.' de, BÖÇÇ sistemde ki çapraz bir elemanın kesiti görülmektedir.

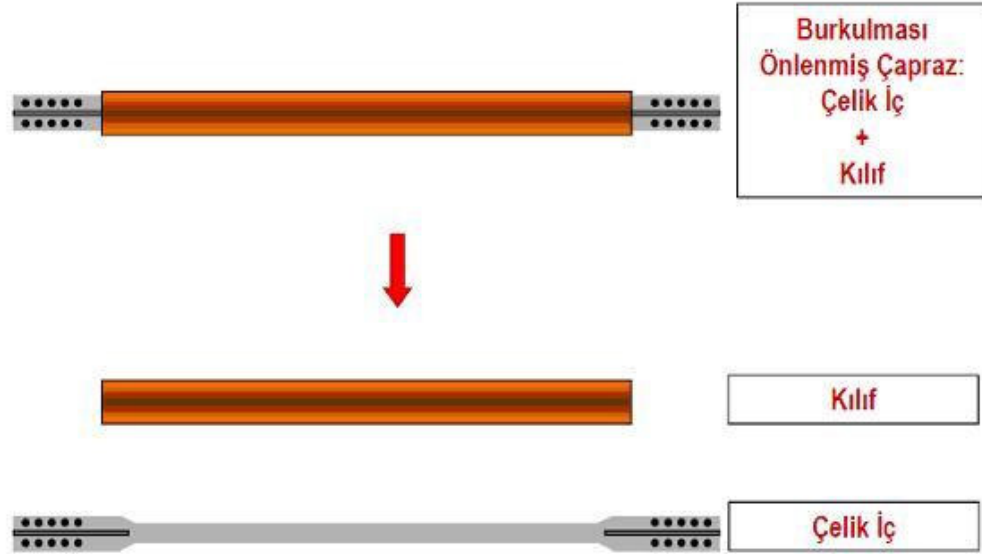


Şekil 5.13. BÖÇÇ Elemanı Kesiti[Engelhardt, 2007]

Dolgu malzemesi ve çelik tüp eleman, çapraz elemana yeterli eğilme dayanımı ve rijitliğini sağlar ve böylece çapraz eleman rijitlik ve dayanımda azalma olmadan tersinir yüke maruz kalabilir. Dolgu malzemesi ve tüp eleman, çapraz elemanın lokal burkulmasını engellemeye yardımcı olur. Bu tür sistem birçok sismik avantaja sahiptir. Rijit sistemdir, böylece yapı düşük seviyeli yer hareketinde çok küçük deformasyona maruz kalır. Şiddetli yer hareketinde çekme ve basınca çalışan güçlendirme elemanı akmaya ulaşır ve etkin olarak yapının mukabelesi azalır[Clark et al., 1999].

Tasarımda dikkat edilmesi gereken önemli hususlardan biri birleşimler, çapraz elemanda akma oluşturabilecek yeterli dayanımda olmalı ve akma, çapraz elemanı boyunca düzgün olarak dağılmalı ve böylece potansiyel olarak çatlağa neden olan büyük gerilme ve süneklik talebi oluşmamalıdır. Düz çubuk elemanın tüp elemanın duvarlarına değmemesi üniform gerilme elde etme açısından önemlidir[Hamburger and Nazir, 2003].

Özellikle SDYMÇÇ sistemlerde, çapraz elemanların çekme kapasitelerinin tam olarak kullanılabilmesi için guse plakalarının hassas bir şekilde ve oldukça büyük ebatlı, birleşim detaylarının oldukça karmaşık olarak tasarlanılır ve birleşimlerde çaprazların çekme kapasitesine tam olarak ulaşılmaya çalışılır. Şekil 5.14.' de, BÖÇÇ bir sistemde bulunan çapraz elemanın sistem bileşenlerini göstermektedir



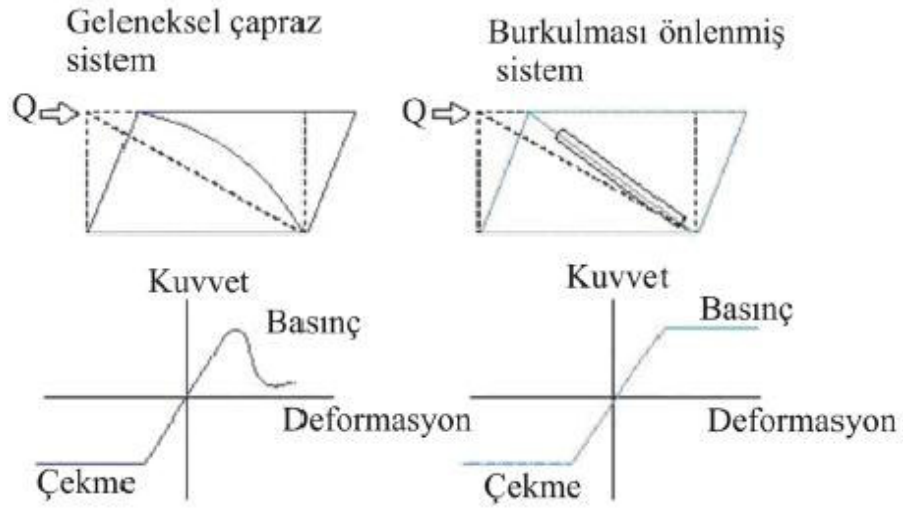
**Şekil 5.14.** BÖÇÇ Sistem Bileşenleri[Engelhardt, 2007]

MÇÇ sistemlerde, ANSI/AISC 360-05 ve ANSI/AISC 341-05’de önerilen kesit kompaktlık şartlarının sağlanmasına çalışıldığından, birleşim ve yapı maliyetleri dikkate değer bir miktarda artabilmektedir. Buradaki tasarımı ve dolayısı ile maliyeti etkileyen en önemli etmen olan, bir çapraz elemanın çekme kapasitesinin, basınç kapasitesinden daha büyük olduğu da düşünülünce bilimsel çalışmalar bu noktada yoğunlaşmıştır.

Burkulması önlenmiş çapraz elemanların karakteristik özellikleri, bu elemanların aksenal basınç kuvvetleri altında ki inelastik akmalarının, aksenal çekme kuvvetleri etkisinde ki akma kadar iyi oluşudur[Sabelli, 2001].

Burkulması önlenmiş çaprazlar, hem çekmede hem de basınç da akar. Burkulmanın önlenmesi, burkulması beklenen çapraz elemanı boydan boya kaplayan bir çelik kılıf ve bu kılıfın içerisinde mevcut bir beton katman sayesinde gerçekleştirilir. Süneklik, elastik olmayan hareketle yani çevrimsel çekme ve basınçta akma sayesinde sağlanır. Dolayısı ile bu sistem, yüksek rijitlik ve yüksek sünekliği birleştirir[Engelhardt, 2008]

Şekil 5.15.'de geleneksel çapraz elemanlarda ve BÖÇÇ sistemlerde ki kuvvet-deformasyon ilişkisi görülmektedir.



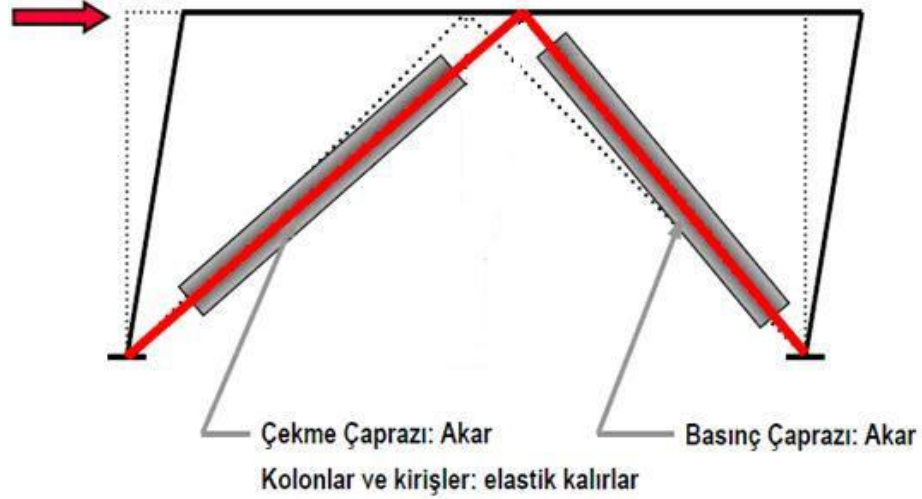
Şekil 5.15. BÖÇÇ ve SDYMÇÇ'nin Mukayesesi[Hamburger and Nazir, 2003]

İşte tüm bu nedenlerle, bilim adamları çekme ve basınç kapasiteleri dengeli ve birbirine yakın olan, Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçevesel BÖÇÇ ( Buckling Restrained Braced Frame )' i geliştirmişlerdir. Şekil 5.16.' da BÖÇÇ sistemli bir çelik yapı görülmektedir.



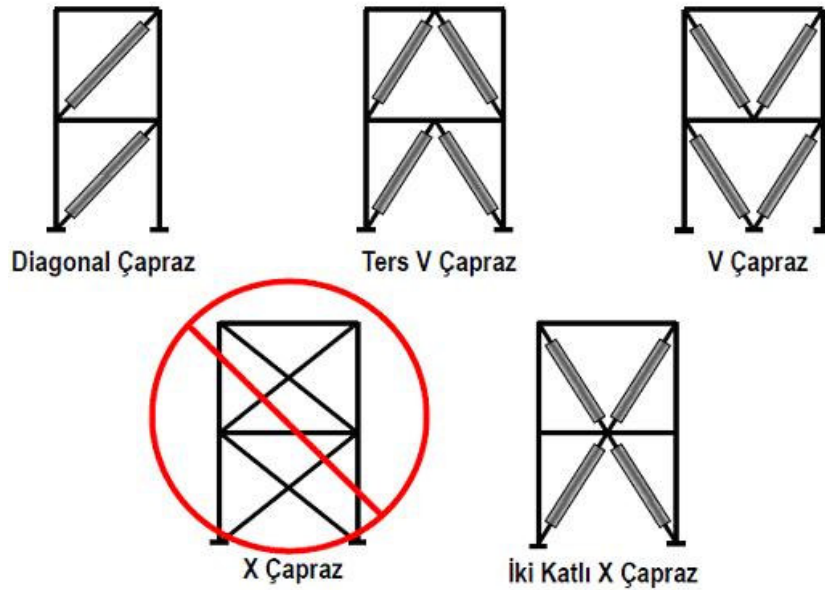
Şekil 5.16. BÖÇÇ Sistemli Bir Çelik Yapı[Engelhardt, 2007]

Şekil 5.17.' de, BÖÇÇ sistemlerde bulunan çapraz elemanlarının hem çekmede, hem basınçta akması görülmektedir.



Şekil 5.17.BÖÇÇ Elemanlarının Akması[Engelhardt, 2007]

BÖÇÇ sistemlerde çapraz elemanları oluşturan çelik iç kısım, bütün aksenal çekme ve basınç kuvvetlerini taşır. Kılıfın herhangi bir kuvvet taşıma fonksiyonu yoktur, sadece kılıfın eğilme rijitliği sayesinde çelik iç kısmın burkulmasını engeller. Beton kısım, çelik iç kısma yapışmaması özel bir malzeme ile sağlanır.



Şekil 5.18. BÖÇÇ Sistem Tasarımları Çeşitleri[Engelhardt, 2007]

Şekil 5.18.' de gösterilen burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve sistemlerinde görüldüğü gibi, bu sistemlerde X çapraz teşkili mümkün olmamaktadır.

Amerika birleşik Devletleri'nde BÖÇÇ üretimi ve tasarımı üzerine uzman başlıca üç firma, Starseismic Company., Corebrace Company. ve Nippon Steel Company'dir.

## **6. SDYMÇÇ TASARIM İLKELERİ VE HÇP HAZIRLANMASI**

### **6.1. Giriş**

Bilindiği gibi, bir yapı sistemine etkiyen deprem kuvvetleri sistemin dinamik karakteristiklerine ve dolayısıyla en kesit boyutlarına bağlı olarak hesaplanır. Diğer taraftan, hiperstatik sistemlerin dış etkiler altında analizi de sistemin en kesit karakteristiklerine bağlıdır. Bu nedenle yapı sistemlerinin tasarımı, birbirini izleyen sistem analizi ve boyutlandırma adımlarından oluşan, döngülü, ardışık ve karmaşık hesap yaklaşım yöntemlerinin uygulanmasını gerektirmektedir. Dolayısı ile yapı tasarımında bilgisayar programlarından yararlanmak elzemdir.

Bu bölümde, HÇP hazırlanması için gerekli hesap algoritmaları ve metotları anlatılacaktır. Bu hesap algoritmaları esas alınarak EXCEL programı yardımı ile tasarıma yönelik hesap çizelge programı hazırlanacaktır.

### **6.2. Yapıya Etkiyen Deprem Yüklerinin Hesaplanması**

#### **6.2.1. Uygun Hesap Yönteminin Seçilmesi**

Depreme dayanıklı yapı tasarımında temel amaç, hafif şiddetteki depremlerde, binalarda ki yapısal ve yapısal olmayan elemanların hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde, yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde olması ve şiddetli depremlerde, can güvenliğini sağlamak amacıyla kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılması olarak ifade edilebilir.

İYBDY2008 kapsamındaki yüksek binaların performansa göre tasarımında esas alınacak deprem düzeyleri D1, D2 ve D3 olarak sınıflandırılmıştır.

a) D1 Deprem Düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların servis yükleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, görece olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. D1 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır [İYBDY2008, 2008].

b) D2 Deprem Düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. D2 düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır [İYBDY2008, 2008].

c) D3 Deprem Düzeyi: Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yüksek binaların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. D3 düzeyindeki bu çok seyrek depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır [İYBDY2008, 2008].

TDY2007 deprem yönetmeliği, İYBDY2008'de öngörülen bu üç deprem düzeyinden D2 sınıfında olan şiddetli deprem ihtimalini kapsamaktadır. Buna göre binaların tasarımında esas alınacak tasarım depremi, şiddetli depreme karşılık gelmekte olup, bina önem katsayısı  $I=1$  olan binalar için 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olan ve tekrarlanma periyodu 475 yıl olan depremdir. TDY2007 ve İYBDY2008'de esas alınan deprem yükü hesap yöntemlerini genel olarak şöyle tasnif etmek mümkündür:

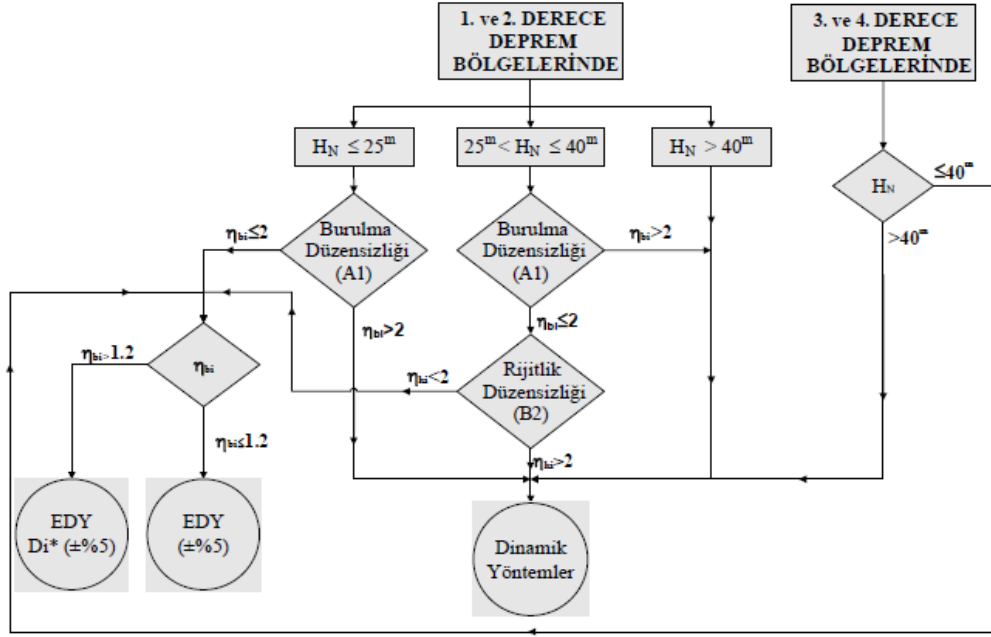
a) Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

b) Dinamik Hesap Yöntemleri

b1) Mod Birleştirme Yöntemi

b2) Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri

Basit ya da karmaşık her türlü yapının deprem hesabı dinamik yöntemlerle yapılabilir. Ancak TDY2007, yapı yüksekliği ve yapı düzensizliklerine bağlı olarak hesaplarda en azından kullanılması zorunlu olan yöntemleri Şekil 6.1.'de ki gibi vermektedir[Zorbozan, 2008].



Şekil 6.1. Deprem Hesap Metodu Seçimi Algoritması[Zorbozan, 2008]

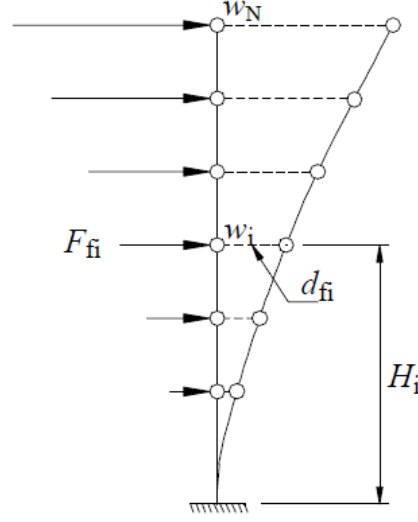
HÇP programımızda esas alınan hesap metodu eşdeğer deprem yükü yöntemidir. Seçtiğimiz yapı modeli de, bina özellikleri itibari ile eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği bir modeldir. Eşdeğer deprem yükü yöntemi, TDY2007 – madde 2.7 ve ANSI-AISC 7-05 – madde 12.8. yönetmeliklerinin ilgili tasarım yöntemleri ve formülleri kullanılarak uygulanacaktır.

### 6.2.2. TDY2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Uygulamada, yapıların büyük çoğunluğu için “Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi” kullanılabilir. TDY2007 – madde 2.7., eşdeğer deprem yöntemi ile ilgili kuralları içermektedir. Bu kurallara dayanılarak aşağıda adım adım bu metodun uygulanması üzerinde durulmuş ve hazırlanan HÇP'nin algoritması verilmiştir.

a) Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Hesaplanması:

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$



Şekil 6.2. Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyodu [TDY2007, 2007]

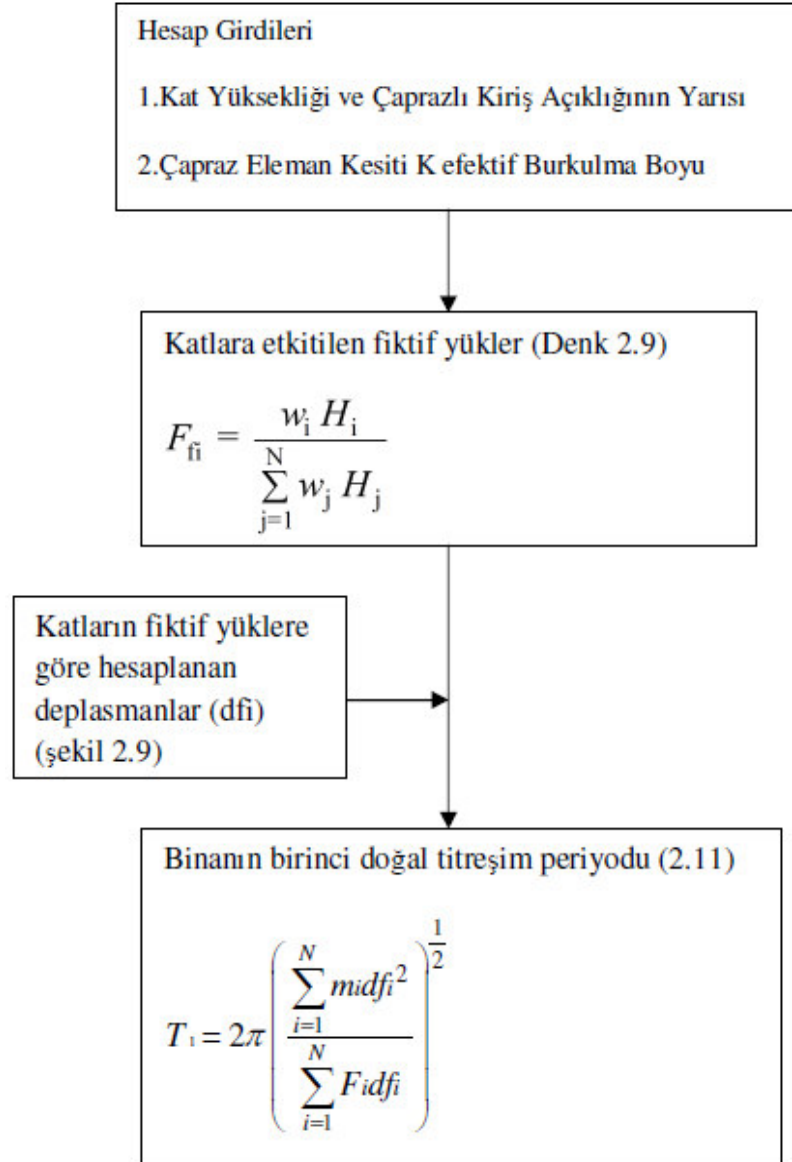
Göz önüne alınan deprem doğrultusu için birinci doğal titreşim periyodu  $T_1$ , daha kesin bir hesap yapılmadıkça kabul edilebilir bir yaklaşıklıkla aşağıdaki Denklem 6.1. bağıntısı yardımıyla belirlenebilir. Denklem 6.1.'de  $m_i$  binanın i.katının kütlelerini,  $F_{fi}$  birinci doğal titreşim periyodu hesabında i. kata etkiyen fiktif (hayali) yükü,  $d_{fi}$  binanın i. katında  $F_{fi}$  fiktif yüklerine göre hesaplanan yer değiştirmeyi göstermektedir.

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_i d_{fi}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6.1.)$$

$$m_i = \frac{w_i}{g_i} \quad (6.2.)$$

Hazırlanan HÇP' nda, yapının 1.doğal titreşim periyodunun bulunması için TDY2007'de ve ASCE/SEI 7-05'de aynı kuralların geçerli olduğu varsayılarak aynı yönde tek bir yapı 1.doğal titreşim periyodu olduğu varsayılarak hesap yapılmıştır.

Yapı doğal titreşim periyodu hesabı için HÇP hazırlanmasında kullanılan hesap algoritması Şekil 6.3.'de görülmektedir.



**Şekil 6.3.** TDY2007 Yapı 1.Doğal Titreşim Periyodu Hesap Algoritması

#### **b)Yapı Taban Kesme Kuvvetinin Bulunması:**

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)  $V_t$ , aşağıda verilen Denklem 6.3. ile hesaplanır.

$$V_i = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (6.3.)$$

Bu denklemde,  $T_1$  yapının 1. doğal titreşim periyodunu,  $W$  simgesi yapının deprem hesabına katılan toplam ağırlığını,  $A(T_1)$  birinci doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme katsayısını,  $R_a(T_1)$  deprem yükü azaltma katsayısını,  $A_0$  etkin yer ivmesi katsayısını,  $I$  bina önem katsayısını göstermektedir.

Yapının, taban kesme kuvvetinin hesabında kullanılacak toplam ağırlığı, TDY2007 – madde 2.7.1.2.'de ki önerilen denklem ile elde edilir. Denklemde ki  $N$  yapı kat adedini,  $w_i$  yapı kat ağırlıklarını,  $W$  ise yapı toplam ağırlığını simgeler. Bu formülasyon Denklem 6.4.'de görülmektedir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (6.4.)$$

Denklem 6.3.'de ki  $w_i$  değeri, yapının kat ağırlıklarını simgelemektedir. Bu yapı kat ağırlıkları, Denklem 6.4. vasıtası ile hesaplanabilir. Bu formülasyonda ki  $g_i$  i.kat yapı ölü yükleri toplamını,  $q_i$  i. Kat yapı hareketli yük toplam değerini,  $n$  simgesi ise yapı hareketli yük katılım katsayısını simgeler. Hareketli yük katılım katsayısı, TDY2007 – Tablo 2.7.'den yararlanılarak, yapı fonksiyonuna bağlı olarak elde edilebilir.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (6.5.)$$

Yapının, taban kesme kuvvetinin hesabında kullanılacak olan spektral ivme katsayısı  $A(T_1)$ , TDY2007 – madde 2.7.1.2.'de ki önerilen denklem ile elde edilir. Göz önüne alınan deprem doğrultusu için birinci doğal titreşim periyodu  $T_1$ 'e karşılık gelen deprem yüklerinin belirlenmesinde esas alınacak spektral ivme katsayısı  $A(T_1)$ , Denklem 6.6. vasıtası ile hesaplanır. Denklem 6.6.'da ki  $A_0$  etkin yer ivmesi katsayısını,  $I$  bina önem katsayısını,  $S(T_1)$  spektrum katsayısını göstermektedir.

$$A(T_1) = A_0 IS(T_1) \quad (6.6.)$$

Etkin yer ivmesi katsayısı, TDY2007 – madde 2.4.1.'de tanımlanmıştır ve TDY2007 – tablo 2.2.'den deprem bölgesine bağlı olarak  $A_0$  değerleri alınabilir.

$S(T)$  spektrum katsayısının bulunması için, Denklem 6.7., Denklem 6.8., Denklem 6.9. kullanılır. Bu katsayının hesabında kullanılan, spektrum karakteristik periyotları  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri, yerel zemin sınıfına bağlı olarak TDY2007 – tablo 2.4.'den okunabilir.

Hazırladığımız HÇP' nda bu değerler, Z1, Z2, Z3 ve Z4 şeklinde ki zemin sınıflarından herhangi biri ilgili hücreye girildiğinde, otomatik olarak algoritmaya dahil edilmektedir. Denklem 6.5., Denklem 6.6. ve Denklem 6.7., spektrum katsayısının hesabı için gerekli formülleri içermektedir.

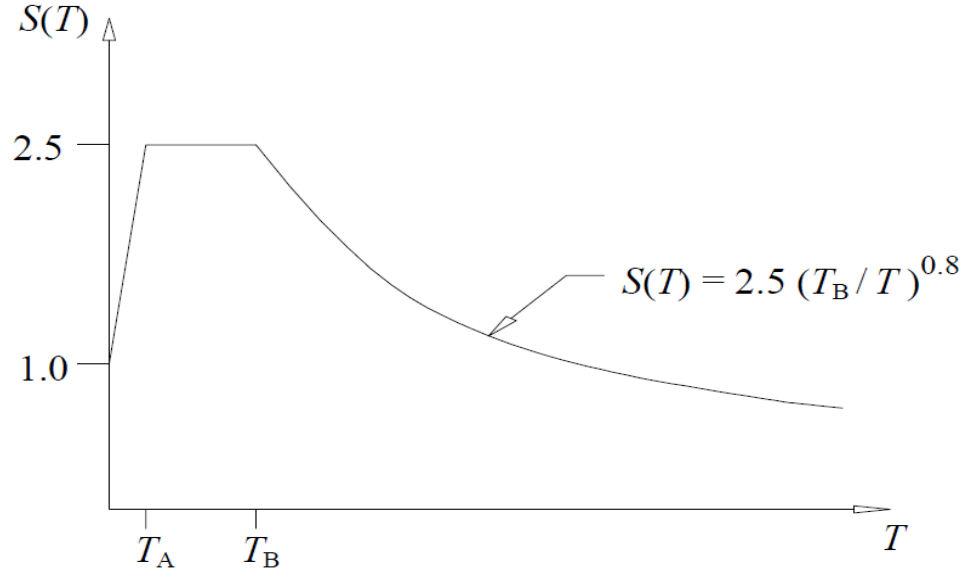
$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (6.7.)$$

$$T_A \leq T \leq T_B \Rightarrow S(T) = 2.5 \quad (6.8.)$$

$$T_B \leq T \Rightarrow S(T) = 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (6.9.)$$

Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak için, Denklem 6.7., Denklem 6.8. ve Denklem 6.9. vasıtası ile hesaplanan spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, deprem yükü azaltma kat sayısı'na bölünecektir.

Aşağıda bulunan Şekil 6.4.'de, TDY2007 – Şekil 2.5.'de bulunan, normalize edilmiş elastik tasarım spektrumu görülmektedir.



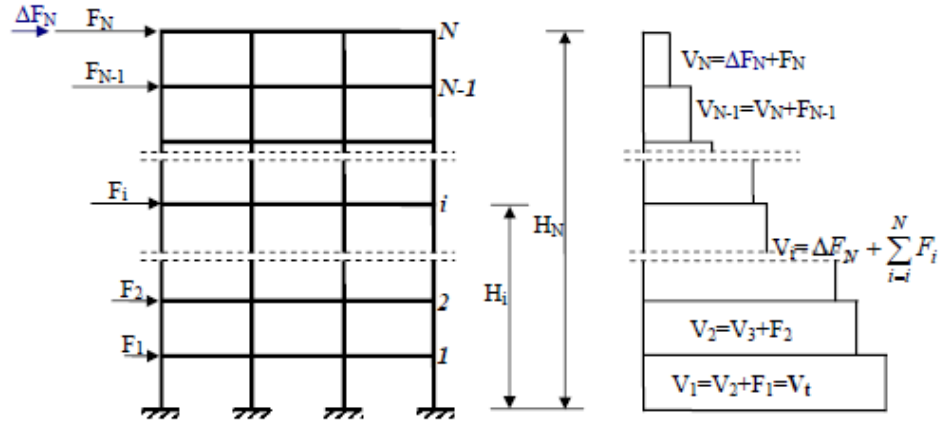
**Şekil 6.4.** Normalize Edilmiş Elastik Tasarım Spektrumu[TDY2007, 2007]

Deprem yükü azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için TDY2007 - tablo 2.5'ta tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı,  $R$ 'ye ve doğal titreşim periyodu,  $T$ 'ye bağlı olarak Denklem 6.10. ve Denklem 6.11.'de tanımlandığı gibi hesaplanır.

$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (6.10.)$$

$$T_A \leq T \Rightarrow R_a(T) = R \quad (6.11.)$$

**c) Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi:**



Şekil 6.5. Taban Kesme Kuvvetinin Katlara Dağıtılması[Zorbozan, 2008]

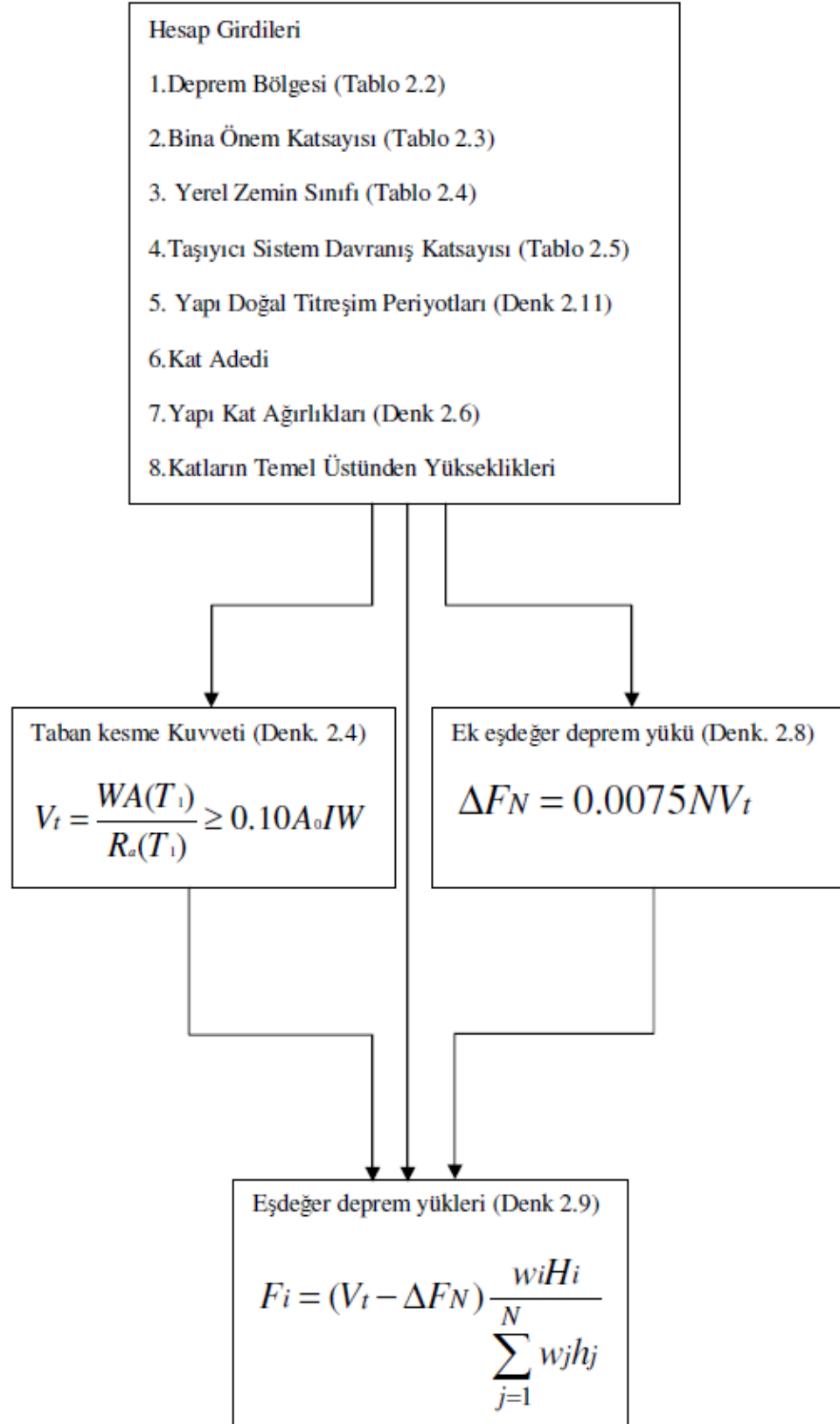
Denklem 6.1.'de bulunan taban kesme kuvveti veya diğer bir ifade ile toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri (fiktif yükler) ile binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükü  $\Delta F_N$ 'in toplamına eşittir. Taban kesme kuvvetinin bu ifadesi Denklem 6.12'de görülebilir. Bu taban kesme kuvveti bina katlarına aşağıda verilen Denklem 6.13. kullanılarak dağıtılabilir.

Ayrıca Denklem 6.14'de, binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükünün elde edilebileceği formülasyon görülmektedir. Şekil 6.5.'de taban kesme kuvvetinin yapı katlarına dağıtılması, Şekil 6.6.'da ise, eşdeğer deprem yükü yöntemi hesap algoritması görülmektedir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (6.12.)$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} \quad (6.13.)$$

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (6.14.)$$



Şekil 6.6. TDY2007 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Hesap Algoritması

### 6.2.3. ASCE/SEI 7-05'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

ASCE/SEI 7-05 yönetmeliğine göre eşdeğer deprem yükü yöntemi, özellikle bu yönetmeliğin 12. bölümünde zikredilen kurallara göre yapılmıştır.

Bu yönetmeliğin ön gördüğü eşdeğer deprem yükü yönteminin yerli deprem yönetmeliğimizden ayrılan ve bizce üstün olan en önemli özelliği, TDY2007'de ön görülmeyen düşey deprem yükü bileşeninin ASCE/SEI 7-05'de hesaplanıyor olmasıdır.

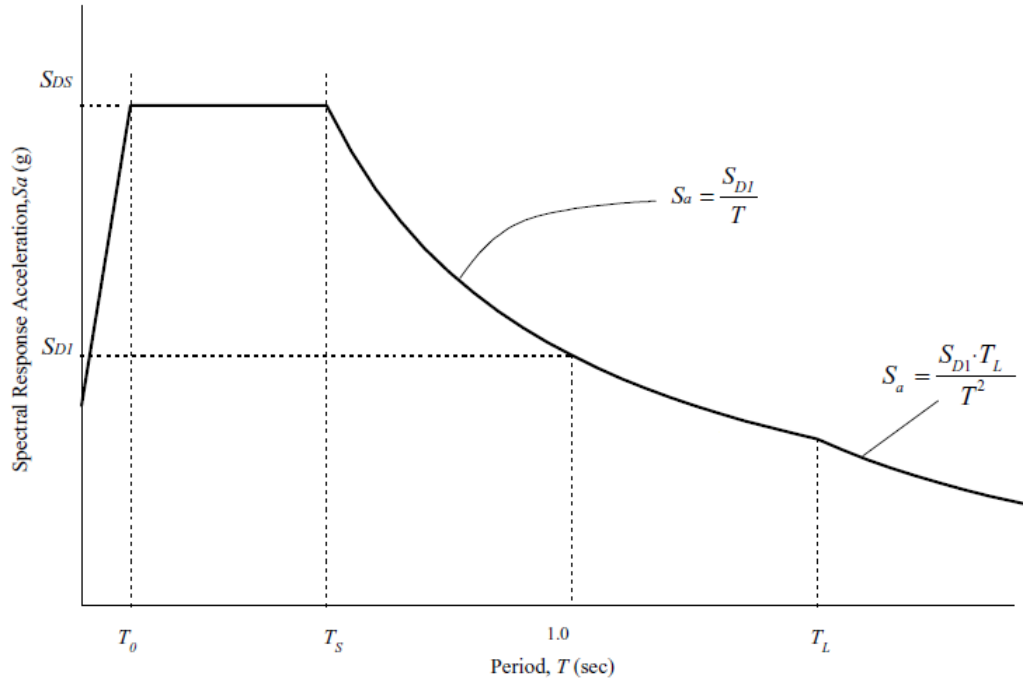
Yerli yönetmeliğimizde yalnızca yatay bir deprem yükü hesaplanmasına salık verilmektedir. ASCE/SEI 7-05 yönetmeliğinde ise, yatayda etkiyen deprem yüklerine ilaveten, yapının bulunduğu zemin sınıfına ve yapının bulunduğu bölgenin deprem tehlike haritalarında öngörülmüş olan spektral ivme değerlerine bağlı olarak değişen ve deprem yüklerinden geldiği varsayılan bir ilave ölü düşey yükün kombinasyonlara eklenmesidir.

Ayrıca TDY2007 yönetmeliği, mikro bölgeleme metodu ile elde edilen deprem spektral ivme haritalarını içermemektedir. Ülkemizde, sismik tehlikelerin bir ölçüsü olan spektral ivme değerlerinin bulunduğu mikro bölgeleme çalışmalarının geçmişi oldukça yenidir ve harita kaynakları oldukça kısıtlıdır. İstanbul için yapılan mikro bölgeleme çalışmaları sonucu, henüz taslak halinde olan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği 2008 – EK- A 'da bulunan haritalar kaynak alınarak, D2 deprem düzeyi için, 19. bölgede bulunan İstanbul ili Maltepe ilçesi için 0,2 saniye ve 1,0 saniye kısa doğal titreşim periyoduna karşılık gelen  $S_s$  ve  $S_1$  ivme değerleri okunarak ASCE/SEI 7-05 eşdeğer deprem yükü hesabı yapılmıştır.

#### a) ASCE/SEI 7-05 Tasarım Mukabele Spektrumunun Elde Edilmesi:

D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için haritada öngörülen deprem ivme değerleri, zemin cinsine ve durumuna göre belli katsayılarla çarpılır ve modifiye edilerek spektral ivme değerlerine ulaşılır. Spektral ivme değerleri, ASCE/SEI 7-05'in öngördüğü mukabele spektrumunu elde etmek için gereklidir.

Şekil 6.7.'de, ASCE/SEI 7-05 – 1.Bölüm – madde 11.4.5.'den alınan tasarım mukabele spektrumu görülmektedir.



**Şekil 6.7.** Tasarım Mukabele Spektrumu [ASCE/SEI 7-05]

Tasarım mukabele spektrumunda buluna  $T_L$  ifadesi, uzun periyot bölgesine geçiş periyodudur ve İstanbul için 12 saniye alınması gerektiği, İYBDY2008 – madde 2.2.2.'de belirtilmiştir.

Mikro bölgeleme deprem haritalarından D2 deprem düzeyi için alınmış olan ivme değerlerinin zemin cinsine göre modifikasyonu için FEMA – NEHRP (The National Earthquake Hazards Reduction Program) zemin etkisi parametreleri  $F_a$  ve  $F_v$  değerlerinin okunabileceği tabloları kullanılmıştır. Bu modifikasyon sonucu modifiye edilmiş  $S_{MS}$  ve  $S_{M1}$  ivme değerlerine ulaşılır. Modifiye edilmiş ve zemin etkisi göz önüne alınmış bu ivme değerlerinden ise, spektral ivme değerleri elde edilir. Denklem 6.15. ve Denklem 6.16.'da, 0,2 saniye kısa doğal titreşim periyoduna karşılık gelen  $S_s$  ve 1 saniye kısa doğal titreşim periyoduna karşılık gelen  $S_1$  ivme değerinin  $F_a$  ve  $F_v$  FEMA-NEHRP zemin etkisi modifikasyon katsayıları ile modifiye edilmeleri için gerekli denklemler görülmektedir.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (6.15.)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (6.16.)$$

Fa ve Fv değerleri, FEMA-NEHRP zemin etkisi modifikasyon katsayılarının verildiği NEHRP tablosu, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 11 – tablo 114.1. ve tablo 11.4.2.’den alınabilir. Benzer şekilde yerli yönetmeliğimiz İYBDY2008 – madde 2.2.2 – tablo 2.1 ve tablo 2.2.’de, ASCE/SEI 7-05 ile aynı zemin etkisi modifikasyon katsayılarını benimsemektedir.

Mukabele spektrumunu oluşturmak için son adım ise, modifiye edilmiş ivme değerlerini kullanarak spektral ivme değerlerini hesaplamaktır. Bu değerlerin elde edilmesi için Denklem 6.17. ve Denklem 6.18. kullanılabilir.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (6.17.)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (6.18.)$$

Spektral ivme değerlerinin hesaplanmasının ardından, mukabele spektrumunda bulunan x ve y ekseninde ki muhtelif değerlerin hesabı ve çizimi için kullanılacak eşitlikler aşağıdadır. Burada To’dan daha küçük periyot değerleri için mukabele spektrumu ivme değerinin bulunmasında ASCE/SEI 7-05 – bölüm 11 – madde 11.4.5.’de zikredilen Denklem 6.19. kullanılır.

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T_A}{T_0} \right) \quad (6.19.)$$

To’dan daha büyük ve To’ya eşit periyot değerleri için mukabele spektrumu ivme değerinin bulunmasında ASCE/SEI 7-05 – bölüm 11 – madde 11.4.5.’de zikredilen Denklem 6.20. kullanılır.

$$S_a = S_{DS} \quad (6.20.)$$

Ts'den daha büyük ve  $T_L$ 'ye eşit ve  $T_L$ 'den büyük periyot değerleri için mukabele spektrumu ivme değerinin bulunmasında ASCE/SEI 7-05 – bölüm 11 – madde 11.4.5.'de zikredilen Denklem 6.21. kullanılır. Ts ve  $T_L$  'nin hesabında kullanılacak eşitlikler Denklem 6.22. ve Denklem 6.23.'de verilmiştir.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_a} \quad (6.21.)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (6.22.)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (6.23.)$$

Burada ki  $T_a$ , yapının hakim periyodudur ve bu periyot, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.8.2.1.'de de belirtilmiş olan Denklem 6.24. eşitliği ile elde edilir. Bu eşitlikteki  $h_n$  yapı yüksekliğini simgelemektedir.  $C_t$  ve  $x$  ise, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 - tablo 12.8.-2'den elde edilen ve yapının taşıyıcı sistem çeşidine bağlı olarak değişen katsayılarıdır.

Bizim hesabını yapacağımız SDYMÇÇ sistemler bu tabloda, “bütün diğer yapısal sistemler” kategorisine girmektedir ve tablonun en alt satırında ki  $C_t$  ve  $x$  değerleri alınarak hesap yapılmıştır.

$$T_a = C_t (h_n)^x \quad (6.24.)$$

### b) Yapı Taban Kesme Kuvvetinin Bulunması:

Yapıya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü veya diğer bir ifadesi ile taban kesme kuvvetinin bulunması için ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12’de bulunan eşitlik Denklem 6.25.’de görülmektedir.

$$V = C_s W \quad (6.25.)$$

Denklem 6.25.’de görülen  $C_s$  sismik mukabele çarpanıdır ve bu katsayının  $W$  bina ağırlığı ile çarpımından taban kesme kuvveti elde edilir. Sismik mukabele çarpanının elde edilebileceği eşitlik Denklem 6.26.’da görülmektedir.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (6.26.)$$

Denklem 6.26. eşitliğinde ki  $R$ , TDY2007’de, yapı davranış katsayısına karşılık gelmektedir. ASCE/SEI 7-05’de ki bu simgenin karşılığı, mukabele modifikasyon faktörü olarak verilmiştir. SDYMÇÇ yapı sistemleri için TDY2007’de 5 olan bu katsayı, ASCE/SEI 7-05’de 6 olarak verilmektedir. Dolayısı ile ASCE/SEI 7-05 yönetmeliği, TDY2007’ye nazaran SDYMÇÇ sistemler için daha yüksek bir süneklik öngörmektedir. Denklem 6.26. eşitliğinde ki  $I$  simgesi ise, TDY2007’de bulunan yapı önem katsayısına muadildir ve değeri 1’dir.

ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 ‘de bulunan tablo 12.2-1, tasarım katsayıları ve çarpanları tablosundan, mukabele modifikasyon faktörü ve benzeri gerekli olan katsayı ve çarpanlar yapı taşıyıcı sistem sınıfına göre elde edilebilir.

$C_s$  katsayısı ASCE/SEI 7-05 – madde 12.8.1.1’e göre 0,01 değerinden daha küçük olmamalıdır. Ayrıca belirtilen periyot şartlarına bağlı olarak, Denklem 6.27. ve Denklem 6.28’de ki değerleri de aşmamalıdır. Bu değerlerin aşıldığı durumlarda

yine belirtilen periyot durumlarına bağlı olmak kaydı ile, Denklem 6.27. ve Denklem 6.28.'de belirtilen değerler,  $C_s$  katsayısını verir.

$$T_a \leq T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I} \right)} \quad (6.27.)$$

$$T_a > T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I} \right)} \quad (6.28.)$$

### c) Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması:

Bulunan taban kesme kuvveti, yapının her katına Denklem 6.29.'da hesap eşitliği verilen ve ASCE/SEI 7-05 – madde 12.8.3.'de belirtilen,  $C_{vx}$  düşeyde yük dağıtma katsayısı oranında dağıtılarak, Denklem 6.30'da verilen eşitlik vasıtası ile  $F_x$  katlara etkiyen yatay deprem yükleri bulunmuştur.  $F_x$  simgesi  $Q_e$  olarak da simgelenebilir.

$$C_{vx} = \frac{w_x (h_x)^k}{\sum_{i=1}^n w_i (h_i)^k} \quad (6.29.)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (6.30.)$$

Denklem 6.30.'da bulunan eşitlikte ki  $h_i$  ve  $h_x$  yapının tabandan yüksekliğini temsil etmektedir. Denklemlerde bulunan  $w_i$  ve  $w_x$  simgeleri ise yapının ağırlığını göstermektedir. Eşitlikteki  $k$ , yapı periyodu ile ilişkili olarak lineer enterpolasyon yardımı ile bulunabilen bir katsayıdır.  $k$  katsayısının bulunabilmesi için periyot aralıkları Denklem 6.31., Denklem 6.32. ve Denklem 6.33.'de görülmektedir.

$$T_a \leq 0.5s \Rightarrow k = 1 \quad (6.31.)$$

$$T_a \geq 2.5s \Rightarrow k = 2 \quad (6.32.)$$

$$0.5 < T_a < 2.5s \Rightarrow 1 < k < 2 \quad (6.33.)$$

Denklem 6.30.'da bulunan  $Q_e$  yatay deprem yükleri,  $\rho$  deprem yükü artırma katsayısı ile artırılarak  $E_h$  katlara etkiyen yatay deprem yükleri bulunur. Bu hesapta kullanılacak eşitlik, Denklem 6.34.'de görülmektedir.

$$E_h = \rho Q_e \quad (6.34.)$$

Denklem 6.30.'da ki  $Q_e$  veya  $F_x$  değerleri, TDY2007'de belirtilen fiktif deprem yükleri ile muadildirler. Bu deprem yüklerinin artırımında kullanılacak  $\rho$  deprem yükü artırma katsayısı, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.3-4'den, “sismik tasarım kategorisi” tablosuna göre bulunabilir.

SDYMÇÇ sistemler, sismik tasarım kategorisi tablosuna göre D kategorisine girmektedir. Sismik tasarım kategorisi, ASCE/SEI 7-05 – tablo 11.6.1. ve tablo 11.6.2.'den elde edilmiştir.

ASCE/SEI 7-05'in TDY2007'den en büyük farkının hesap metodları arasında düşey deprem yüklerini de barındırması olduğunu daha önce zikretmiştik. Denklem 6.35.'de, düşey deprem yükleri ile ilgili eşitlik bulunmaktadır.

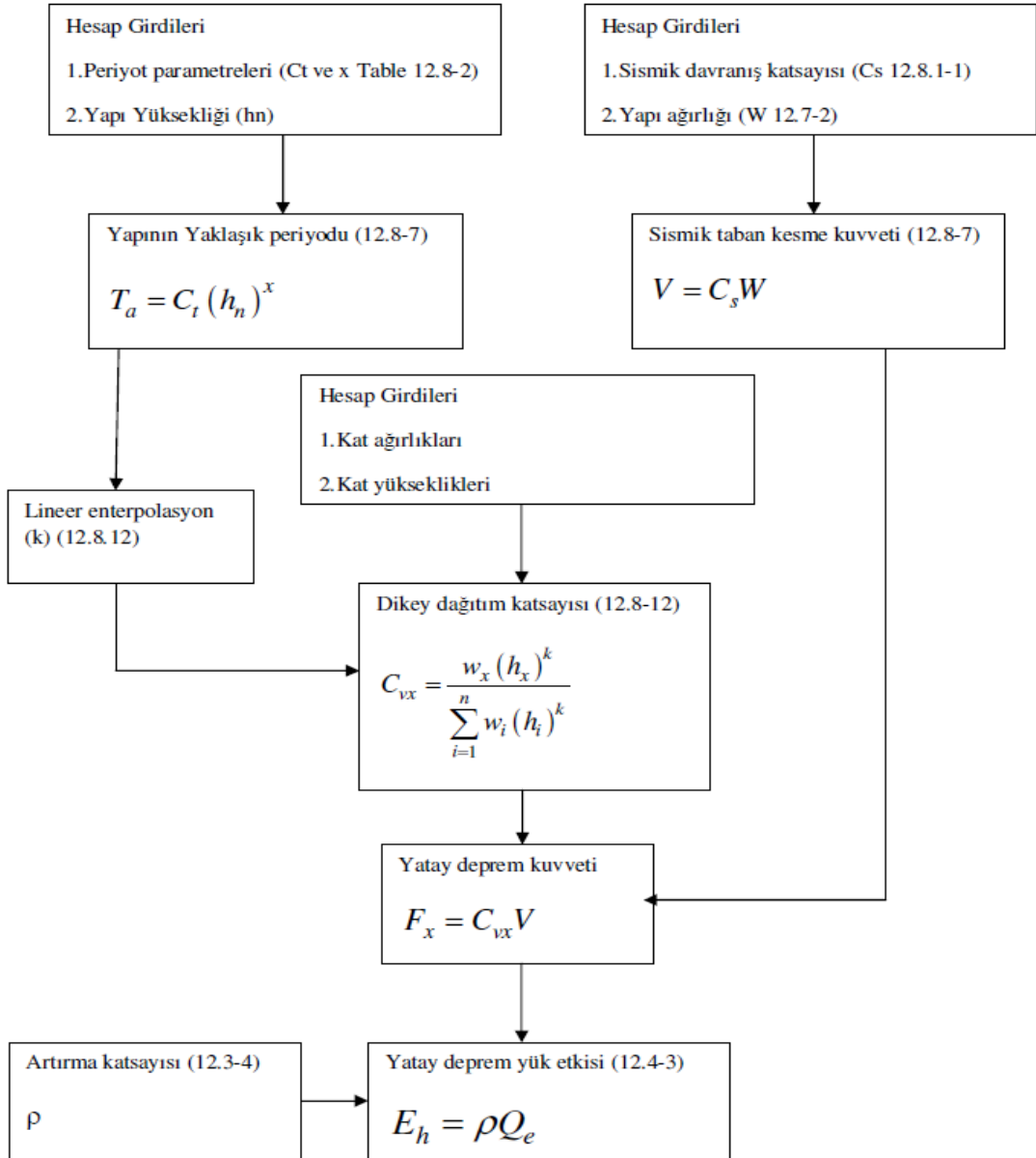
$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (6.35.)$$

ASD ve LRFD yük kombinasyonlarında bulunan ve deprem yükünü temsil eden E simgesi, yatay ve düşey deprem yükü bileşenlerinin toplamını temsil etmektedir. Bu şu anlama gelmektedir; yapı yük kombinasyonları kurulurken yatay deprem yükünün yanında, düşey deprem yükleri D ölü yük cinsinden olmak üzere kombinasyona ilave edilmiş olmaktadır. Yani Denklem 6.35. eşitliğinden yola

çıkılarak yapı ölü yüklerini temsil eden D üzerinde belli bir artırımda bulunmuş olur.

$$E = E_h + E_v \quad (6.36.)$$

Şekil 6.8.'de, ASCE/SEI 7-05'e göre eşdeğer deprem yükü metodunun hesap algoritması görülmektedir.



Şekil 6.8. ASCE/SEI 7-05 Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi Hesap Algoritması

### 6.3. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

#### 6.3.1. TDY2007'ye Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

TDY2007 – madde 2.10'a göre, yapının her katında ki kat içi maksimum yerdeğiştirmeleri kat yüksekliğinin %2'si ile sınırlandırılmıştır.

TDY2007 – madde 2.10.1.1.'de belirtilen  $\Delta_i$  azaltılmış görelî kat ötelenmesi, Denklem 6.37. yardımı ile bulunur.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (6.37.)$$

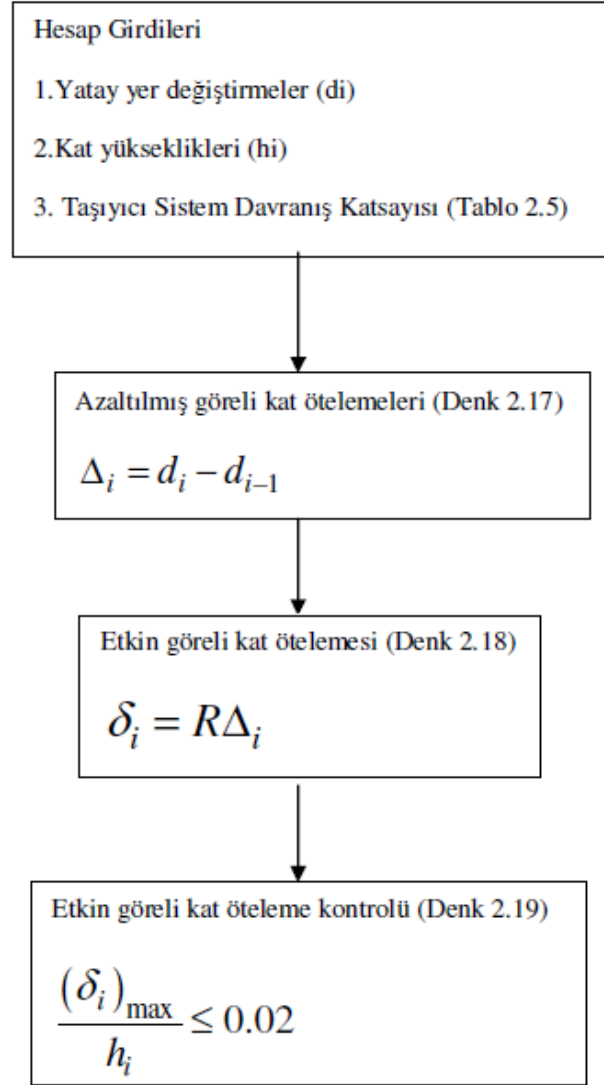
Bu denklemde ki  $d_i$  ve  $d_{i-1}$  simgeleri, her bir deprem doğrultusu için binanın  $i$ 'inci ve  $(i-1)$ 'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yer değiştirmeleri göstermektedir[TDY2007, 2007]

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (6.38.)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın  $i$ 'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görelî kat ötelenmesi,  $\delta_i$  değeri, Denklem 6.38.'de gösterilmiştir. Denklemde ki  $R$ , yapı davranış katsayısını göstermektedir. Bu değer SDYMÇÇ sistemler için, TDY2007'de 5 olarak belirtilmiştir.

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (6.39.)$$

Denklem 6.39., TDY2007'de öngörülen görelî kat ötelenmesi şartını ve sınırlarını göstermektedir. şekil 6.9.'da, görelî kat ötelenmesi kontrolünün hesap algoritması görölmektedir.



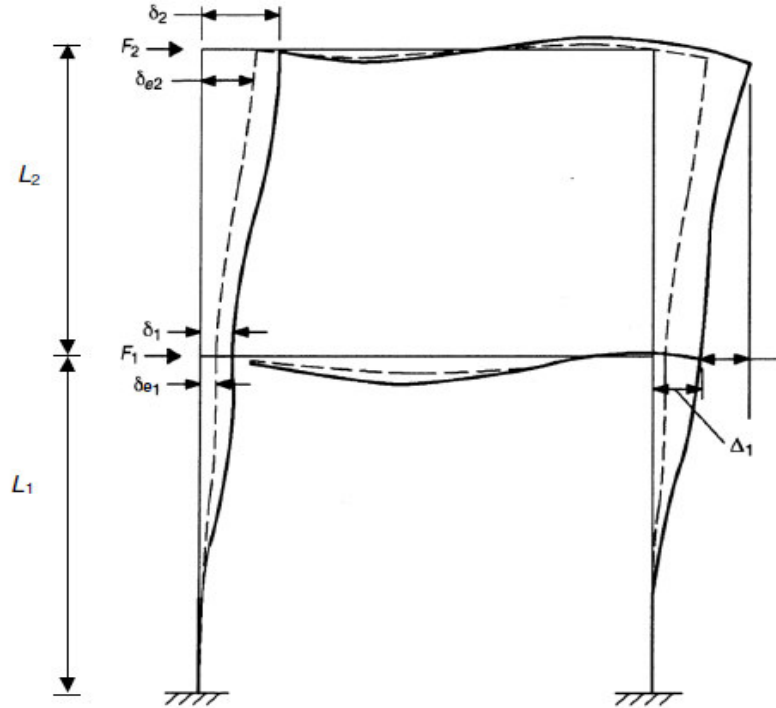
Şekil 6.9. TDY2007 Görel Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması

### 6.3.2. ASCE/SEI 7-05'e Göre Görel Kat Ötelemelerinin Kontrolü

ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.12.'de, öteleme ve deformasyonlar ile ilgili hesap kuralları ve sınırlandırmalar belirtilmiştir. ASCE/SEI 7-05'de de, TDY2007'ye benzer olarak kat yüksekliğinin maksimum %2'lik bir kısmına tekabül eden kat ötelenmesine izin verilmiştir.

ASCE/SEI7-05'de, deplasman artırım faktörü şeklinde tarif edilebilecek Cd katsayıları verilmiştir. Cd katsayıları, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – tablo 12.2-1' de

taşıyıcı sistem çeşidine göre değişkenlik gösteren bir katsayıdır ve SDYMÇÇ sistemler için 5 'dir.

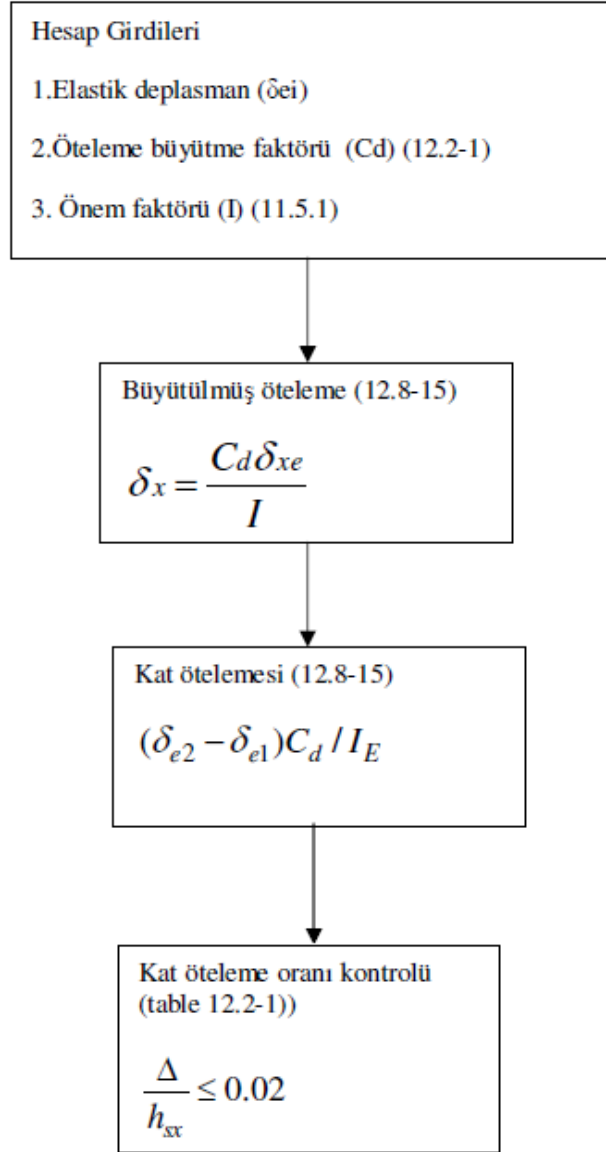


Şekil 6.10. Öteleme Kontrolü Hesap Parametreleri[ASCE/SEI7-05, 2006]

Denklem 6.40.'da  $\delta_x$  artırılmış deplasman hesabı için gerekli eşitlik görülmektedir. Bu eşitlikte ki  $\delta_{xe}$  simgesi, deprem yükleri altında oluşan elastik kat deplasmanını simgelemektedir. Eşitlikte ki I simgesi ise, yapı önem katsayısını ifade eder.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (6.40.)$$

Şekil 6.11.'de ASCE/SEI 7-05 için görel kat ötelenmesi hesabının algoritması görülmektedir.



Şekil 6.11. ASCE/SEI 7-05 Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması

## 6.4. Yapı İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

### 6.4.1. TDY2007'ye Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

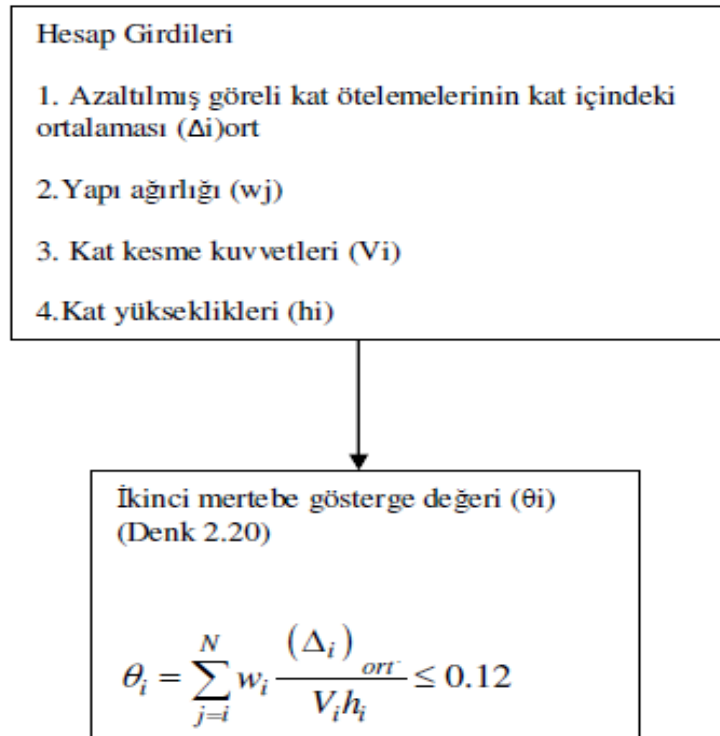
TDY2007, P-Δ etkileri olarak da bilinen ikinci mertebe etkilerini taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, yaklaşık olarak Denklem 6.41.'de ki gibi hesaplanmasını ve göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe gösterge değeri

olarak nitelendirilen  $\theta_i$ 'nin Denklem 6.41.'de verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci merteye etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilmesini salık vermektedir.

$$\theta_i = \sum_{j=i}^N w_j \frac{(\Delta_i)_{ort}}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (6.41.)$$

Burada  $(\Delta_i)_{ort}$  İfadesi, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri ve Denklem 6.37.'ye göre hesaplanır.

$V_i$  simgesi ise, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvvetini simgelemektedir. Denklem 6.41'de bulunan  $w_i$  simgesi ise, binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını temsil etmektedir.



**Şekil 6.12.** ASCE/SEI 7-05 İkinci Merteye Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması

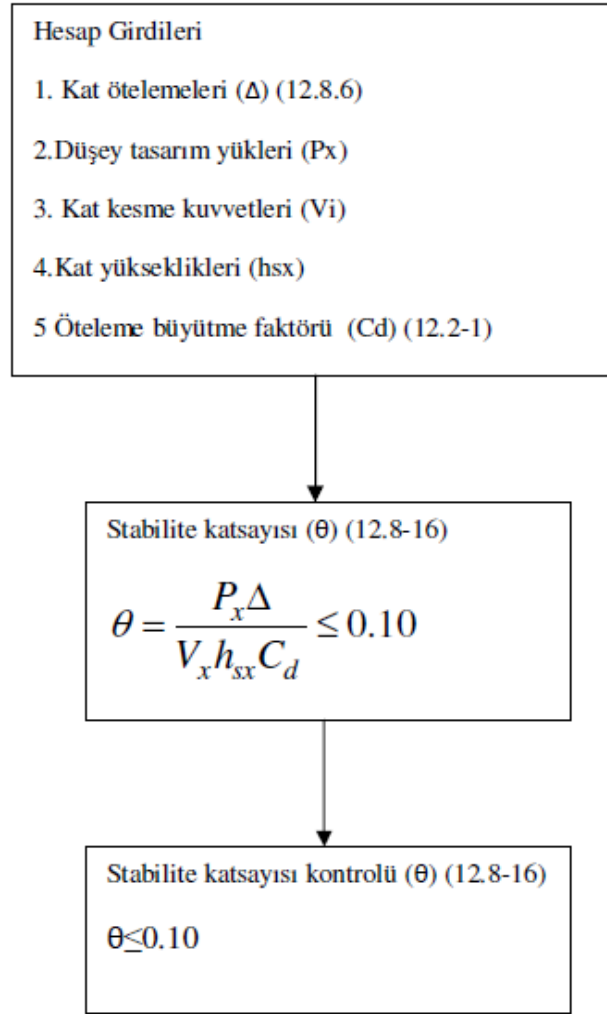
TDY2007, Denklem 6.41. koşulunun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde artırılarak deprem hesabı tekrarlanması gerektiğini ifade etmektedir. İkinci mertebe etkilerinin TDY2007'ye göre hesabını içeren hesap algoritması, Şekil 6.12.'de görülmektedir.

#### 6.4.2. ASCE/SEI 7-05'e Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

ASCE/SEI 7-05'de öngörülen ikinci mertebe etkileri kontrolünü TDY2007'den en önemli farkı, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci mertebe gösterge değeri olarak nitelendirilen  $\theta_i$ 'nin TDY2007'de %12 ile sınırlandırılmış olması, ASCE/SEI 7-05'de ise bu değer %10 ile sınırlandırılmış olmasıdır. Denklem 6.42., ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.8.7.'de bulunan ikinci mertebe etkisi kontrolü ile ilgili bağıntıyı ve sınırlandırmayı göstermektedir.

Bu denklemde bulunan  $P_x$  toplam düşey tasarım yükünü simgelemektedir.  $V_x$  simgesi ise, yapının i. ve i-1. katı arasında ki sismik deprem kuvvetini göstermektedir.  $C_d$  ise, görelî kat ötelemesi kontrolü bölümünde de kullanılan, deplasman büyütme faktörüdür. Bu hesaba ait hesap algoritması ise, Şekil 6.13.'de görülmektedir.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \leq 0.10 \quad (6.42.)$$



Şekil 6.13. ASCE/SEI 7-05 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması

## 6.5. Yatay Rüzgar Yüklerinin Hesaplanması

Rüzgar yükü, çok yüksek olmayan, normal yapılar için statik olduğu kabul edilen ve yapıya yatay etkiyen yüküdür. İlgili HÇP'deki hesaplar, TS 498 – 1997 madde 11.2.3 ve 11.3'te ki tasarım kuralları esas alınarak yapılmıştır. Rüzgarın esiş yönünde çarptığı yapı yüzeylerinde basınç arka yüzeylerde emme kuvveti oluşur.

Basınç kuvveti TS498'de W olarak verilmiştir. Ancak ilgili HÇP'de bu notasyona, diğer simgelerle farklılık arz etmesi için r indisi ilave edilmiştir ve rüzgar yükü  $W_r$  olarak simgelenmiştir.  $W_r$ , yapının geometrisine ve rüzgarın hızına bağlıdır ve emme ile sürtünme etkileri dikkate alınarak hesaplamalar yapılır. Rüzgar hızı yapı

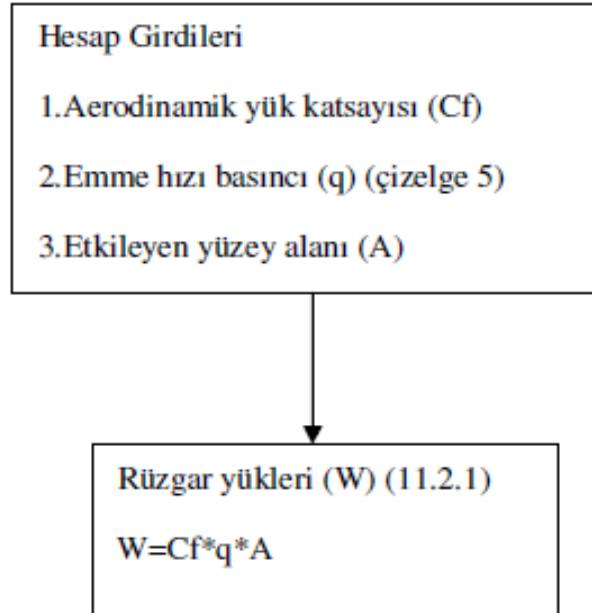
yükseklğince belli bir yüksekliğe kadar artar. Bu nedenle cepheye etkiyen kuvvet de yapı yüksekliğince artar.

Bir yapının bütünündeki rüzgar yükü bileşkesinin büyüklüğü  $W_r$ , Denklemler 6.43.'deki şekilde ifade edilir.

$$W_r = C_f q A \quad (6.43.)$$

Denklemler 6.43.'de bulunan  $C_f$  aerodinamik yük katsayısını simgelemektedir. Aerodinamik yük katsayısının belirlenmesi yapı geometrisine ve rüzgarın esiş yönüne bağlıdır. Bu katsayı rüzgar kanalı deneyinden elde edilir. A simgesi, yapı alanını simgeler ve birimi  $m^2$ 'dir.

q simgesi ise emme basıncını ifade eder ve birimi  $kN/mm^2$ 'dir. Bu değeri, TS498 – çizelge 5'den alınır ve yapının hesabı yapılacak yüzeyinin yerden yüksekliğine ve rüzgar hızı değerlerine bağlı olarak değışkendir.



**Şekil 6.14.** TS498 Rüzgar Yükü Hesabı Algoritması

Narin çelik konstrüksiyonda buzlanma sonucu artacak rüzgara maruz yani ekspozite yüzeyler dolayısı ile rüzgar yüklerinde oluşacak artışın projelendirilmede dikkate alınması gereklidir. Rüzgar yükü hesabı ile ilgili hesap algoritması, Şekil 6.14.'de görülmektedir.

## 6.6. Merkezi Çapraz Elemanların Tasarımı

### 6.6.1. TDY2007'ye Göre Merkezi Çapraz Elemanlarının Tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeve çapraz elemanları için Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşulları uyarınca, çapraz elemanların kenar uzunluğu/kalınlık oranının, TDY2007, Tablo 4.3'te verilen koşulu sağlaması gerekmektedir.

Çapraz elemanın en kesitinde lokal burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşul Denklem 6.44.'de verilmiştir. Tasarım uygulamasını yapacağımız yapı modelimizde bulunan çapraz elemanlar kare kutu kesitli HSS profillerden müteşekkil olduğundan dolayı aşağıda, sadece kare kutu kesitli profiller için TDY2007'de belirtilmiş kompaktlık şartı verilmiştir. İstenilen profil tipi için ilgili kompaktlık şartı TDY2007 – Tablo 4.3.'den alınabilir.

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (6.44.)$$

Denklem 6.44.'de ki h simgesi, çelik profil kesitinin yüksekliğini,  $t_w$  ise et kalınlığını göstermektedir.

Basınca çalışan bir elemanın burkulmasını kontrol eden en önemli parametre olan narinlik oranı Denklem 6.45.'de ki denklem kullanılarak elde edilir. Bu narinlik oranı, TDY2007 - madde 4.6.1.2.'de sınırlandırılmıştır. Bu narinlik sınır değeri Denklem 6.46.'da verilmiştir.

Bu denklemlerde ki K, profil kesiti efektif burkulma boyu katsayısını göstermektedir ve kare kutu kesitli profiller için her iki yöndeki efektif burkulma boyu da 1'dir. L simgesi, basınç elemanı boyunu, r ise atalet yarıçapını simgeler.  $\lambda$  simgesi, narinlik oranını temsil etmektedir. Es, çelik malzeme elastisite modülünü simgeler. Tasarım uygulaması hesap modelimizde çapraz eleman malzemesi ASTM A500 Gr B olarak, yani Fe42 çeliği olarak seçilmiştir.  $\sigma_a$  ise çelik akma gerilmesidir.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (6.45.)$$

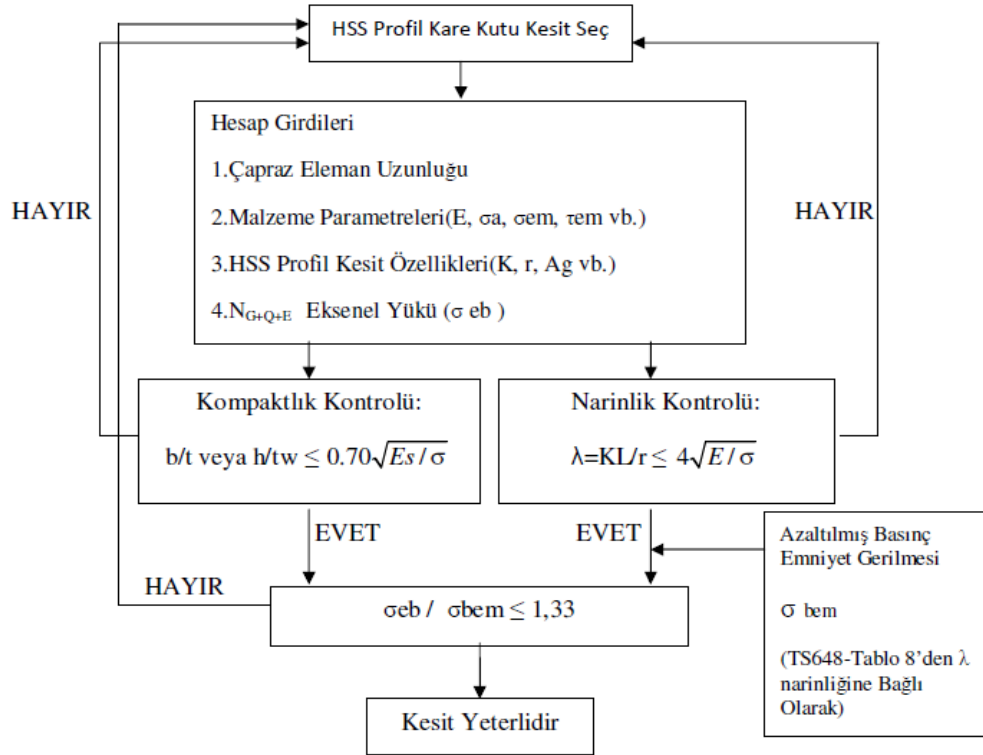
$$4.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (6.46.)$$

TDY2007'ye göre çapraz eleman tasarımının temel ilkesi, basınç elemanı narinlik oranına bağlı olarak azaltılmış basınç emniyet gerilmesinin bulunarak, emniyet gerilmesinin, azaltılmış basınç emniyet gerilmesine bölünmesi sonucu elde edilen sayının 1,33'den küçük olmamasıdır. Narinlik oranına bağlı basınç emniyeti azaltması, TS648 Çelik Yapılar Standardı, Çizelge 8'den alınır. Temel tasarım şartını gösteren ifade, Denklem 6.47.'de verilmiştir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 1.33 \quad (6.47.)$$

Bu denklemde  $\sigma_{eb}$ , eksenel basınç kuvvetinin newton cinsinden değerini,  $\sigma_{bem}$  ise çizelgeden alınan azaltılmış basınç emniyet gerilmesi değerini göstermektedir.

Şekil 6.15.'de, çapraz elemanlarının TDY2007'ye göre boyutlandırılmasında kullanılacak hesap algoritması verilmiştir.



Şekil 6.15. TDY2007 Çapraz Elemanların Tasarımı Hesap Algoritması

### 6.6.2. AISC'ye Göre Merkezi Çapraz Elemanlarının Tasarımı

AISC Amerikan Çelik Yönetmeliklerine göre çapraz elemanların boyutlandırılması için, kritik burkulma yüklerinden yola çıkılarak hesap yapılır. Ancak bu kritik burkulma yükü ve nominal eksenel kuvvetlerin hesabından önce, lokal burkulmanın önüne geçilmesi için kompaktlık kontrolü ve narinlik kontrolü yapılması gereklidir. AISC'nin HSS kare kutu kesitli profiller için öngördüğü narinlik sınırları TDY2007' ile aynıdır lakin lokal burkulmaya karşı kompaktlık şartı için öngörülen sınırlar farklıdır. AISC'de öngörülen kompaktlık şartı, AISC 341-05'de, Denklem 6.48'de, narinlik şartı ise Denklem 6.49'da görülmektedir.

$$\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.48.)$$

$$4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.49.)$$

ASD'ye göre çapraz elemana gelen aksenal yük  $P_a$ , LRFD'ye göre ise  $P_u$ 'dur. ASD için  $\Omega_o$  emniyet katsayısı 1,67 olarak, LRFD'ye göre emniyet katsayısı  $\Phi$  ise 0,9 olarak alınmıştır. Çapraz elemanların yatay eksen ile yaptığı açı  $\beta$ 'dir. AISC'ye göre çapraz eleman hesabı için,  $P_n$  nominal aksenal yük,  $A_g$  basınç elemanı kesit alanı ve kritik burkulma yükü  $F_{cr}$  arasında ki ilişkiyi gösteren temel denklem, Denklem 6.50.'de görülmektedir.

$$P_n = (F_{cr})(A_g) \quad (6.50.)$$

Kritik burkulma yükünü bulabilmek için evvela "Euler Kritik Yüğü" nü elde etmek gereklidir.  $F_e$ , euler kritik yükü, Denklem 6.51.'de ki bağıntı ile elde edilir.

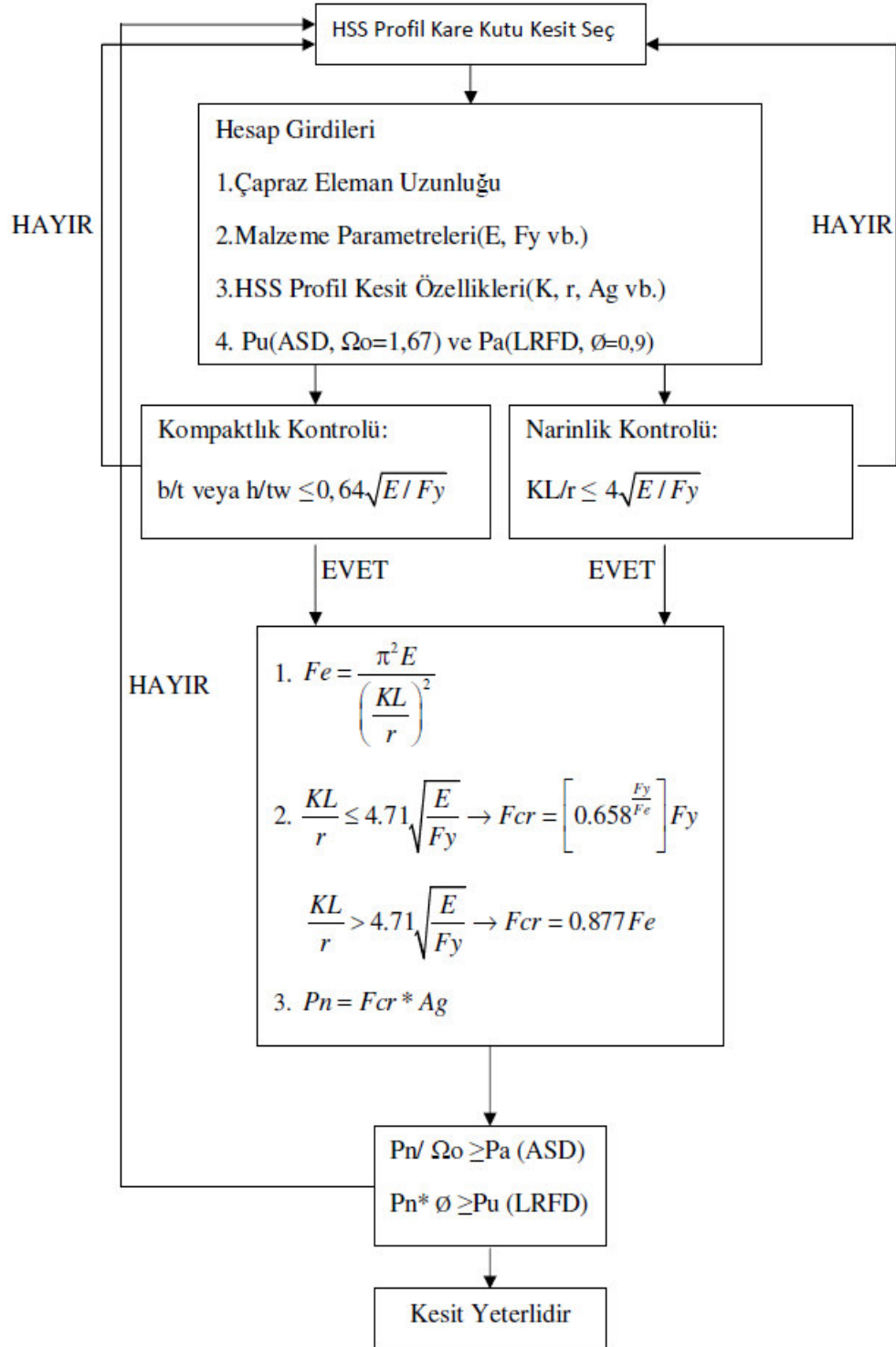
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (6.51.)$$

Narinlik oranına bağlı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53.'de ki şartlara bağlı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesaplanır.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (6.52.)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (6.53.)$$

AISC'ye göre çapraz elemanların hesabını içeren algoritma Şekil 6.16.'da görülmektedir.



Şekil 6.16. AISC Çapraz Elemanların Tasarımı Hesap Algoritması

Kritik burkulma yükü kullanılarak hesaplanan nominal mukavemet, basınç çubuğuna etkiyen kuvvet ile mukayese edilerek kesitin yeterli olup olmadığı kontrol edilir. ASD'ye göre yeterlilik kontrollü, Denklem 6.54.'de, LRFD'ye göre yeterlilik kontrollü, Denklem 6.55.'de verilmiştir.

$$\frac{P_n}{\Omega} \geq P_a \quad (6.54.)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (6.55.)$$

## 6.7. Ana Çerçeve Kirişlerinin Tasarımı

### 6.7.1. TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarımı

TDY2007'ye göre çaprazlı açıklıktaki kirişlerin ve çaprazsız açıklıktaki kirişlerin tasarımında hesap algoritması açısından bir fark bulunmamaktadır. Çaprazlı ve çaprazsız açıklıktaki ana çerçeve kirişlerinin boyutlandırılmasında kullanılan yük kombinasyonları açısından bir fark vardır.

Sistemde ki yatay deprem yükleri çaprazlı açıklıkta ki yapı elemanları tarafından taşınır. Bu kaideye istinaden, çaprazlı açıklıkta ki ana çerçeve kirişlerinin tasarımı için %5 eksantrik yatay deprem yükleme durumunu içeren yük kombinasyonlarından en elverişsizi kullanılarak çaprazlı açıklık kirişlerinin kesit zorları elde edilir ve bu kesit zorları boyutlandırmada kullanılır.

Çaprazsız açıklıkta ki ana çerçeve kirişlerinin boyutlandırmasında ise yalnızca düşey ölü ve hareketli yüklerden gelen kesit zorları kullanılır.

Bu, TDY2007'de salık verilen ana çerçeve kirişi boyutlandırma algoritmalarının, AISC Amerikan yönetmeliklerinde öngörülen boyutlandırma hesap adımlarından en büyük farkıdır. AISC, diagonal çapraz elemanlarının çekme ve basınç durumlarında oluşan ve çaprazlı açıklık kirişlerinin çapraz elemanlarla

düğümlendiği noktada oluşan ciddi ve ihmal edilemez bir dengelenmemiş kuvvetin dikkate alınmasını salık verirken, TDY2007’de bu dengelenmemiş çapraz eleman kuvvetine dair herhangi bir hesap içermemektedir.

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçevelerin kirişleri için TDY2007 – Madde 4.6.1.1’de verilen en kesit koşulları uyarınca, kiriş en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY2007 - Tablo 4.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kiriş en kesitinde lokal burkulmanın engellenmesini amaçlayan bu koşullar Denklem 6.56. ve Denklem 6.57.’de verilmiştir.

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (6.56.)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (6.57.)$$

Denklem 6.56. kesit başlığında ki lokal burkulma kontrolünü, Denklem 6.57. ise kesit gövdesinde ki lokal burkulma kontrolünü içermektedir.

Kiriş alt ve üst başlıklarında yanal doğrultuda mesnetlenme kontrolü, elemanın yanal burulmalı burkulma yapmaması için gerekli yanal mesnet aralıklarının kontrolü için yapılan bir hesap adımıdır. Kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesinde ki temel amaç, yanal burkulmanın sünek davranışa olumsuz etkisini azaltmaktır. AISC’de Lateral Torsional Buckling(Yanal Burulma Burkulması)’na denk gelen bu kontrol, TDY2007 - Madde 4.6.4.1.(c), Madde 4.3.6.1. ve Madde 4.3.6.3.’de belirtilmiştir. Buna göre ana çerçeve kirişi yanal destek aralıkları, Denklem 6.58’de verilen  $l_b$  yanal destek mesafesinden fazla olamaz.

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (6.58.)$$

TS648 - Madde 3.3.4.2.'de verilmiş olan, negatif moment etkisiyle kiriş alt başlığında oluşan yanal burkulmanın kontrolü için Denklem 6.59. kullanılır. Denklem 6.59.'da bulunan  $C_b$  katsayısının elde edilmesi için Denklem 6.60. kullanılmalıdır.

$$\sigma_B = \frac{840000C_b}{s \frac{d}{F_b}} \leq 0.6\sigma_a \quad (6.59.)$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.60.)$$

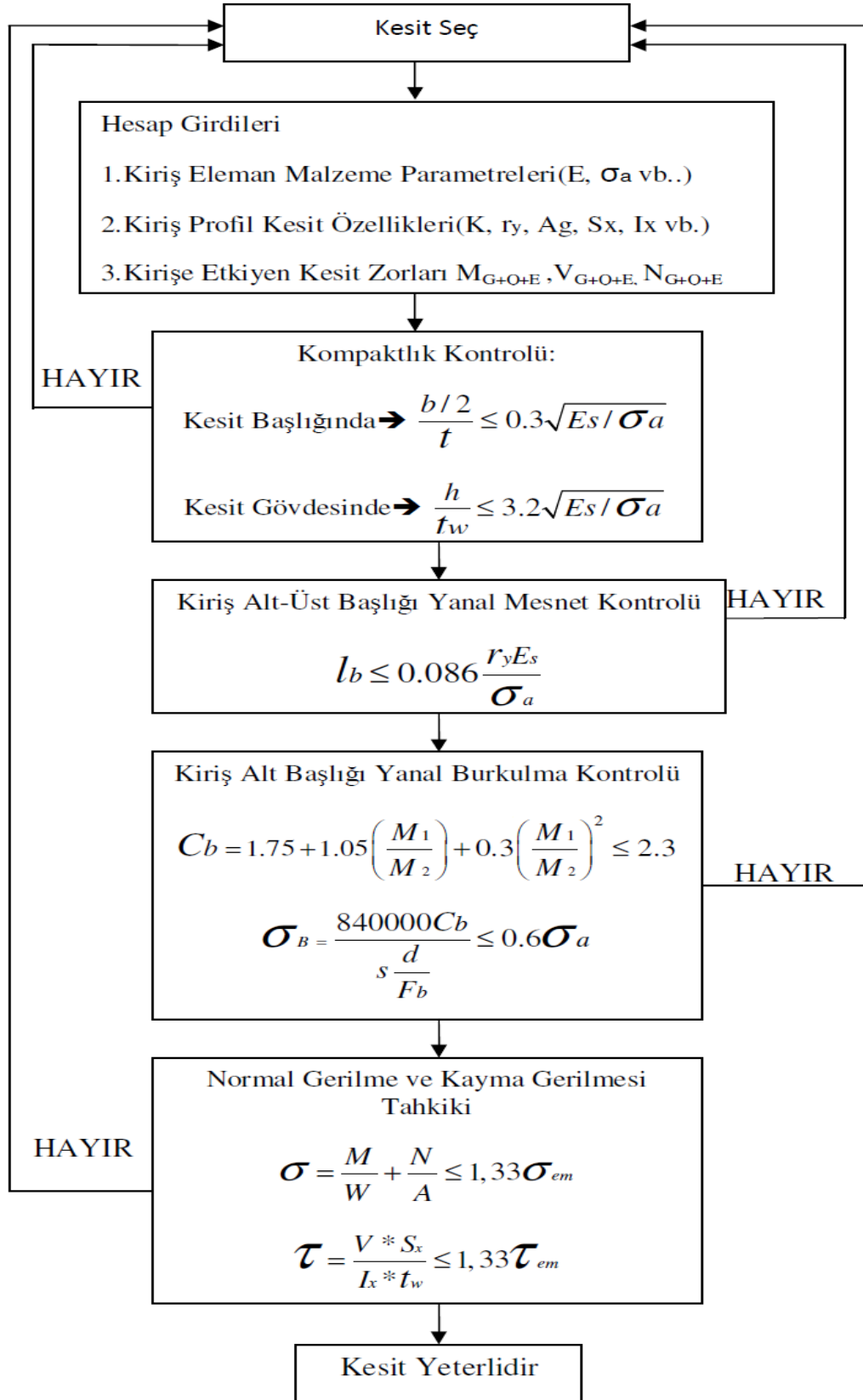
Burada ki  $M_1$ , kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin küçüğü;  $M_2$  ise kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin büyüğüdür.

$M_1/M_2$  moment oranı,  $M_1$  ve  $M_2$  'nin aynı işarete sahip olduğu iki yönlü eğilme durumunda pozitif işaretlidir.  $M_1/M_2$  moment oranı,  $M_1$  ve  $M_2$  'nin farklı işarete sahip olduğu tek yönlü eğilme durumunda negatif işaretlidir. Yanal destekler arasında ki herhangi bir noktadaki moment, uç momentlerden daha büyükse  $C_b=1,0$  olarak alınabilir.

Normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkiki, Denklem 6.61. ve Denklem 6.62.'de ki bağıntılar kullanılarak yapılır. Şekil 6.17.'de ise, TDY2007'ye göre kiriş hesabı için hesap algoritması verilmiştir.

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq 1.33\sigma_{em} \quad (6.61.)$$

$$\tau = \frac{VS_x}{I_x t_w} \leq 1.33\tau_{em} \quad (6.62.)$$



Şekil 6.17. TDY2007'ye Göre Kiriş Tasarımı Hesap Algoritması

## 6.7.2. AISC'ye Göre Kiriş Tasarımı

### 6.7.3. Çaprazlı Açıklıkta Kirişlerin Tasarımı

Çaprazlı açıklıkta ki kirişlerin tasarımına, kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. AISC 341-05 – Tablo I8-1'de bulunan denklemler yardımı ile, kiriş kesiti gövdesi ve başlığında ayrı ayrı lokal burkulma kontrolleri yapılır. Denklem 6.63.'te başlıkta lokal burkulma kontrolü, Denklem 6.64.'te ise kesit gövdesinde lokal burkulma kontrolü bağıntıları görülmektedir.

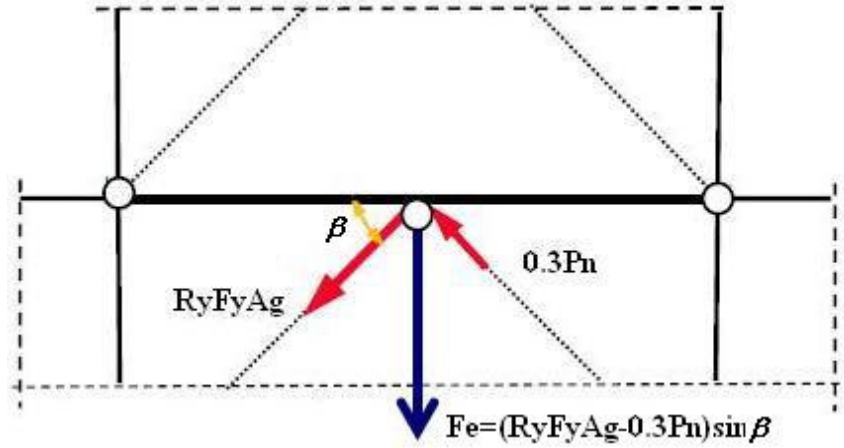
$$\lambda_f = \frac{b}{2t} < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.63.)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.64.)$$

Çaprazlı açıklıkta ki kirişlerin tasarımında, yatay deprem yükünün çevrimsel etkisinin çaprazlarda oluşturduğu çekme ve basınç kuvvetlerinden ileri gelen ve kiriş açıklığı ortasında oluşan dengelenmemiş kuvvet hakimdir. Bu dengelenmemiş kuvvetin hesaplanmasında Denklem 6.65.'te ki bağıntıdan yararlanılır.

$$F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta \quad (6.65.)$$

Denklem 6.63.'teki ifade, çapraz elemanların kirişe düğümlendiği noktada  $F_e$  dengelenmemiş kuvveti oluşturmaktadır. Bu dengelenmemiş kuvvet, kirişe etkiyen dengelenmemiş bir moment oluşturmaktadır. Şekil 6.18.'de çaprazlı açıklık kirişi orta noktasında oluşan dengelenmemiş kuvvet görülmektedir.



**Şekil 6.18.** Çaprazlı Açıklıkta Dengelenmemiş Kuvvet

Çalışmamızda HÇP'nin uygulanacağı hesap modelinde L açıklıklı kirişin tam ortasında düğümlenen simetrik iki çapraz söz konusu olduğundan, dengelenmemiş kiriş momenti  $M_e$ , Denklem 6.66.'da ki bağıntı ile hesaplanır.

$$M_e = \frac{1}{4} F_e L \quad (6.66.)$$

Denklem 6.63.'de ki  $R_y$  simgesi, akma gerilmesi artırma katsayısı,  $R_t$  ise çekme gerilmesi artırma katsayısıdır ve ASCE/SEI 7-05'den çapraz elemanın malzemesine, kesit çeşidine bağlı olarak alınır.

Böyle bir katsayının kullanılmasında ki temel amaç, çeliğin beklenen akma dayanımının yani artırılmış akma gerilmesinin çelik malzemesinin gerçek akma dayanımını yakalamasına imkan sağlanmaya çalışılması ve akma kapasitesinden daha çok faydalanılmaya çalışılmasıdır.

Çaprazlı çerçeve sistemlerde, deprem esnasında çapraz sigorta elemanlarının akması beklenir. Sünek davranışın sağlanabilmesi için birleşim elemanları göçmeksizin çapraz elemanların çekme kuvveti altında akması elzemdir. Dolayısı ile çapraz elemanlar artırılmış çekme kuvvetlerine göre tasarlanırlar.

Akma gerilmesi artırma katsayısı ve çekme gerilmesi artırma katsayısı  $R_y$  ve  $R_t$ , bazı istatistiksel analizlere dayanır ve ortalama değerlerdir. Bu sebeple, beklenen akma dayanımı herhangi bir çelik sınıfı için bir üst sınır göstermez. Beklenen akma dayanımı ve beklenen çekme dayanımı sırası ile Denklem 6.67. ve Denklem 6.68'de verilmiştir.

$$R_y F_y \quad (6.67.)$$

$$R_t F_u \quad (6.68.)$$

Şekil 6.19.'da, malzeme çeşidine ve çelik yapı elemanı kesit özelliğine bağlı olarak değişen, ASCE/SEI 7-05'te gerilme artırma katsayıları verilmiştir.

Türü	$R_y$	$R_t$
Sıcakta çekilmiş elemanlar:		
ASTMA36 (Fe37)	1.5	1.2
ASTMA572 Gr 42	1.1	1.1
ASTMA992; A572 Gr 50 (Fe52) or Gr 55; ASTMA913 Gr 50, 60 or 65; ASTM A588; A1011 HSLAS Gr 50	1.1	1.1
ASTMA529 Gr 50	1.2	1.2
ASTMA529 Gr 55	1.1	1.2
Tüp Kesitler (HSS):		
ASTMA500 Gr B or Gr C; ASTM A501	1.4	1.3
Borular:		
ASTMA53	1.6	1.2
Levhalar:		
ASTMA36	1.3	1.2
ASTMA572 Gr50; ASTM A588	1.1	1.2

**Şekil 6.19.** ASCE/SEI 7-05'te Gerilme Artırma Katsayıları

Ma kiriş etkiyen toplam eğilme momentini temsil etmektedir. Bu moment, ölü ve hareketli yüklerden gelen moment ile dengelenmemiş kuvvetin oluşturduğu  $M_e$  momentinin toplanması ile bulunur. Ma momenti, Denklem 6.69.'da görülmektedir.

$$M_a = M_e + M_{G+Q} \quad (6.69.)$$

$$M_n = F_y Z_x \quad (6.70.)$$

$M_n$  ise kirişin taşıma gücü momentidir ve Denklem 6.70.'de ki bağıntı ile bulunur. Bu moment ASD ve LRFD'nin ön gördüğü güvenlik katsayıları ile küçültülür ve Ma-Mu momenti ile mukayese edilerek tahkik yapılır. ASD ve LRFD'ye göre tahkik, Denklem 6.71. ve Denklem 6.72.'de verilmiştir. ASD için güvenlik katsayısı 1.67, LRFD için ise 0.9'dur.

$$\frac{M_n}{\Omega} > M_a \quad (6.71.)$$

$$\phi M_n > M_u \quad (6.72.)$$

Çaprazlı ana çerçeve kiriş açıklığında, kiriş elemanlarının LTB (Lateral Torsional Buckling) yani yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için  $L_b$  kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü gereklidir. Bu kontrol için, kiriş yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır. Denklem 6.73.'da minimum kiriş yanal mesnet aralığı, Denklem 6.74.'de ise maksimum kiriş yanal destek aralığı bağıntıları verilmiştir.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad (6.73.)$$

$$L_p = 1.76r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6.74.)$$

Yanal burulmaya maruz kirişte akma gerilmesine ulaşmadan burkulmalar meydana gelebilir. Bu burkulmalar hakkında bir fikir verecek olan kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı vasıtası ile bulunur.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (6.75.)$$

Denklem 6.71.'de  $r_{ts}$  olarak simgelenen (Effective Radius of Gyration) etkin dönme yarıçapı, Denklem 6.76. bağıntısı ile bulunur. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısının hesabı için bağıntı ise Denklem 6.77.'de verilmiştir.

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (6.76.)$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad (6.77.)$$

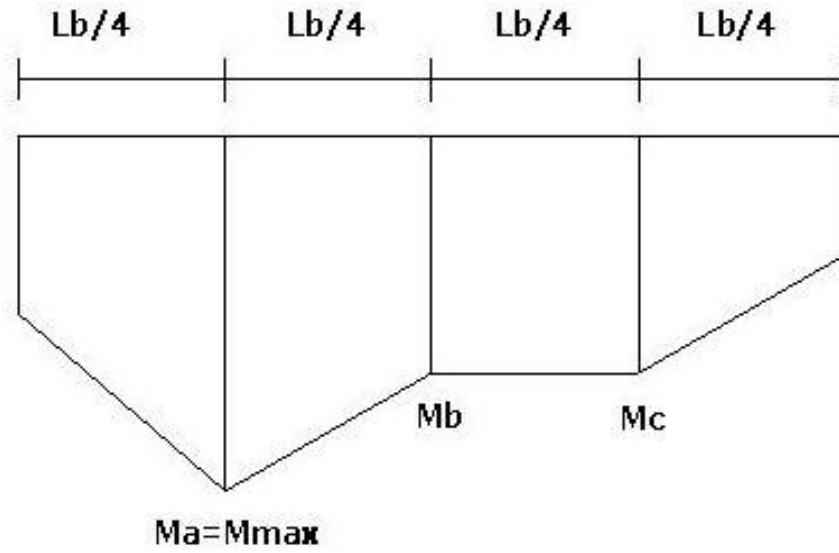
LTB tahkikinde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da gösterilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir.

$$L_p > L_b \quad (6.78.)$$

$$L_p < L_b < L_r \Rightarrow M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (6.79.)$$

$$L_b > L_r \Rightarrow M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6.80.)$$

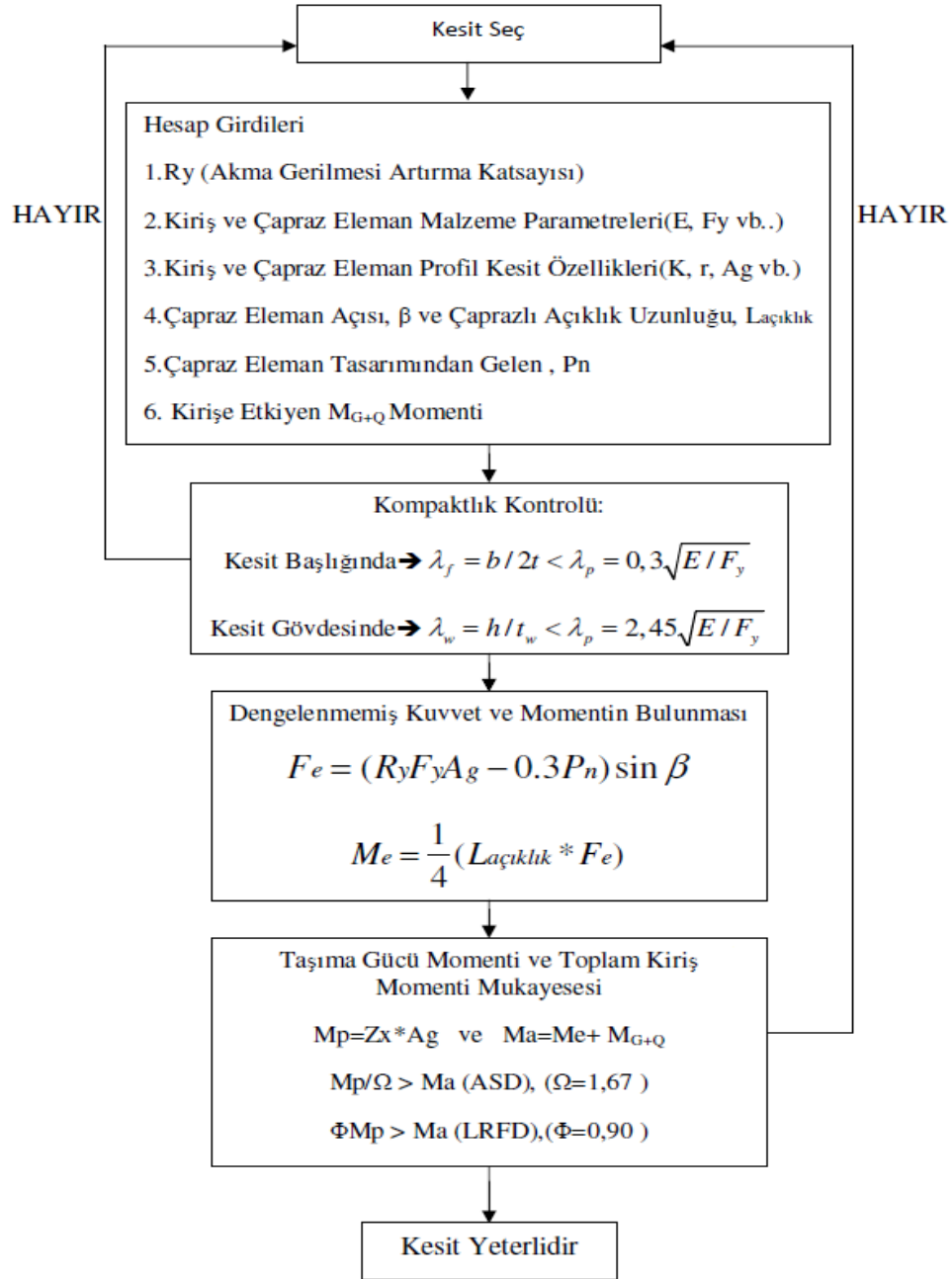
Denklem 6.79.'da  $C_b$  olarak ifade edilen katsayı, aşağıda ki Denklem 6.81. bağıntısı ile hesaplanır ve LTB tahkiki yapılacak kirişte ki açıklığın mesnet noktasına  $0.25L$  uzaklığında ki moment,  $0.50L$  uzaklığında ki moment ve  $0.75L$  uzaklığında ki momentler ile, açıklıkta ki maksimum moment kullanılarak elde edilir. Bu momentlerin elde edilebileceği noktalar Şekil 6.20.'de verilmiştir.



Şekil 6.20. ASCE/SEI 7-05'te Gerilme Artırma Katsayıları

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad (6.81.)$$

Şekil 6.21.'de AISC'ye göre çaprazlı açıklıkta ki kirişlerin hesabı için izlenmesi gereken hesap algoritması verilmiştir.



Şekil 6.21. AISC Göre Çaprazlı Açıklıkta Kiriş Tasarımı Hesap Algoritması

#### 6.7.4. Çaprazsız Açıklıkta Kirişlerin Tasarımı

Çaprazsız açıklıkta AISC'ye göre kiriş tasarımı yapılırken evvela kompaktlık kontrolü ile iş başlanır. Kesit kompaktlık kontrolü kiriş gövdesinde ve flanşında ayrı ayrı yapılır ve burada ki formülasyonlar Denklem 6.63. ve Denklem 6.64.'te verilmiştir.

Zati ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kiriş eğilme momentleri, ASD için  $M_a$ , LRFD için  $M_u$  ile simgelenir. Kiriş yanal destek aralığı  $L_b$ 'dir. Kirişe ölü ve hareketli yükler münasebeti ile etkiyen kesme kuvvetleri ise ASD için  $V_a$ , LRFD için ise  $V_u$  simgesi ile ifade edilir.

Tasarım için öncelikle  $L_b \leq L_p$  olduğu farz edilir. Yani ilk seçtiğimiz kesit tam kapasite ile kullanılıyormuş ve plastikleşene kadar servis veriyormuş gibi düşünülür. Kesite ait nominal momenti ifade eden ve moment kapasitesini simgeleyen taşıma gücü momenti Denklem 6.70.'de verilen bağıntı ile hesaplanır ve Denklem 6.71. ve Denklem 6.72. bağıntılarıyla tahkikat yapılır. Bu tahkik esnasında  $\Phi=0.9$ ,  $\Omega=1.67$ 'dir.

Eğer seçilen kiriş kesiti nominal momenti yeterli ise ve  $L_b < L_p$  şartı sağlanıyor ise, kiriş gövdesinde kesme kuvveti tahkiki yapılır. Kesite ait nominal kesme kuvvetini ifade eden ve kesme kuvveti kapasitesini simgeleyen taşıma gücü kesme kuvveti aşağıda gösterilen Denklem 6.82. ve Denklem 6.83. bağıntıları ile elde edilir.

Burada ki  $A_w$ , kesitin gövdesinin alanıdır ve kesme kuvvetinin kesit gövde alanı tarafından kayma gerilmeleri ile karşılanmasından ötürü  $V_n$  kesme kuvvetinin elde edilmesinde kullanılır.

$$V_n = 0.6F_y A_w \quad (6.82.)$$

$$A_w = ht_w \quad (6.83.)$$

Bulunan nominal taşıma gücü kesme kuvveti ile ilgili Denklem 6.84.'te ve Denklem 6.85.'de verilen mukayese tahkikleri yapılmalıdır. Bu tahkiklerde ki emniyet katsayıları sırası ile LRFD ve ASD için  $\Phi_v=1.00$  ve  $\Omega_v= 1.50$ 'dir.

$$\frac{V_n}{\Omega_v} \geq V_a \quad (6.84.)$$

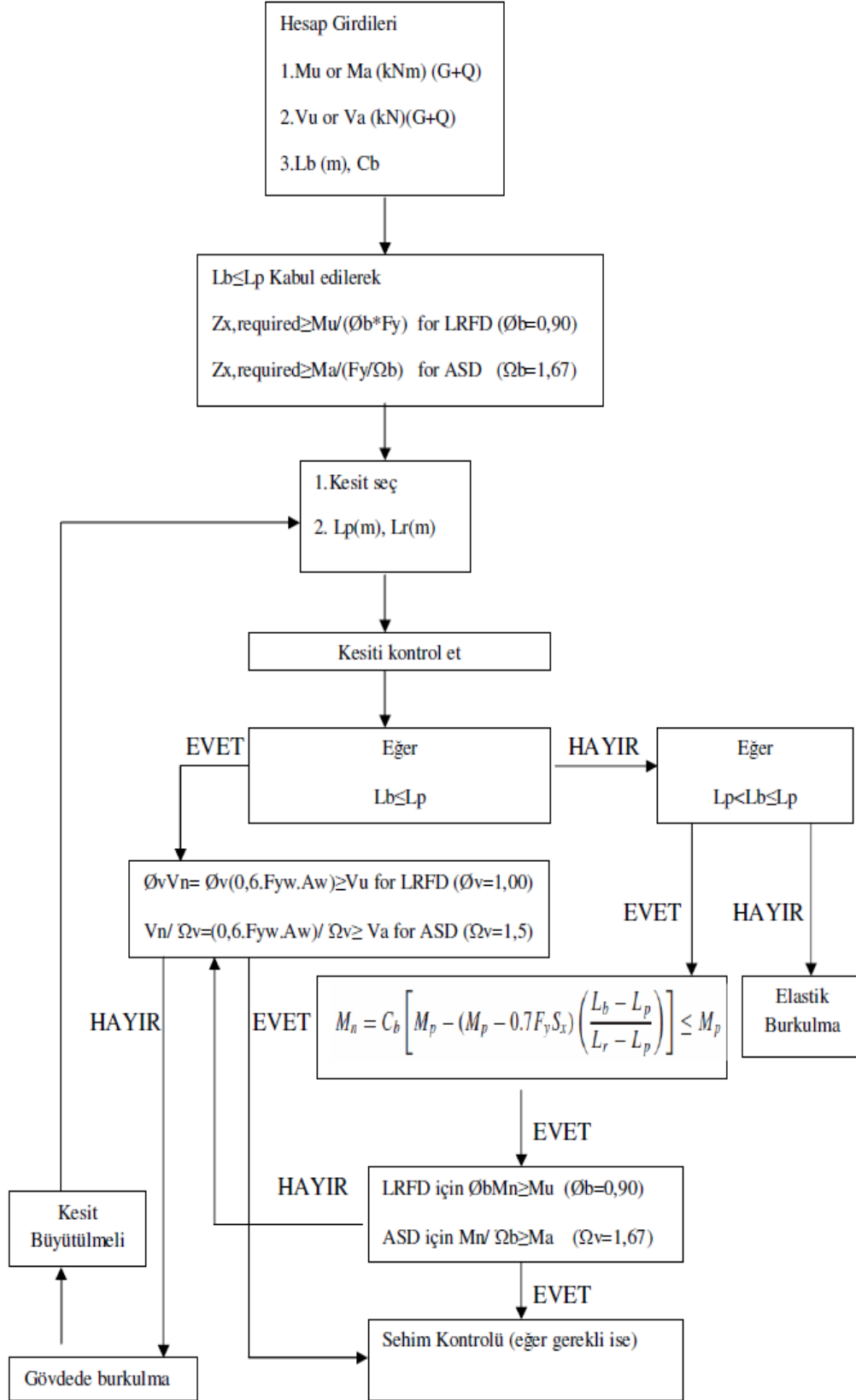
$$\phi_v V_n \geq V_u \quad (6.85.)$$

Bu kesme kuvveti tahkikleri sonucu kesitin kesme kuvvetine mukavemetinin yetersiz olduğu sonucuna varılırsa bu, kesit gövdesinde lokal burkulma olabileceğine delalet eder ve böyle bir durumda kesitin büyütülmesi gerekir. Bu tahkik sonucu kirişin kesme kuvveti mukavemetinin yeterli olduğu sonucuna varılırsa, kiriş sehim tahkiki yapılarak tasarım sonuçlandırılır.

Kirişte LTB şartlarından  $L_b \leq L_p$  şartı sağlanmıyor ise, Denklem 6.79.'da ki yanal mesnet şartlarının sağlanıp sağlanmadığı araştırılmalıdır.  $L_p < L_b < L_r$  şartı sağlanıyor ise ve  $M_n \leq M_p$  ise, sehim kontrolü ile tasarım sonlandırılır.

Denklem 6.79. şartı sağlanmıyor ise ve  $L_p < L_b < L_r$  şartına uygun bir yanal mesnet durumu yok ise, kesitte ki meydana gelebilecek burkulma şekli elastiktir. Bu nedenle kesitte ki kapasite plastik burkulma kapasitesine erişmemektedir ve kesitten tam olarak yararlanılamamaktadır. Bu durumda da yanal mesnet aralıkları yeniden düzenlenmelidir.

Şekil 6.21.'de, AISC'ye göre çaprazsız açıklıkta kiriş tasarımı hesap algoritması verilmiştir.



Şekil 6.22. AISC'ye Göre Çaprazsız Açıklıkta Kiriş Tasarımı Algoritması

## 6.8. Kolonların Tasarımı

### 6.8.1. TDY2007'ye Göre Kolonların Tasarımı

TDY2007'ye göre kolon tasarımı yapılırken, artırılmış deprem yüklerinden yararlanır. TDY2007 – madde 4.2.4. – tablo 4.2.'de belirtilen deprem yükü büyütme katsayıları  $\Omega_0$ , taşıyıcı sistem cinsine göre seçilir ve en elverişsiz  $N_{G+Q+\Omega_0E}$  eksenel basınç kuvveti ve  $N_{0.9G+\Omega_0E}$  eksenel çekme kuvveti değerleri elde edilir. Tasarımını yapacağımız SDYMÇÇ sistem için  $\Omega_0=2.0$ 'dir.

Kolon kesitinin kompaktlığı, kesit gövdesinde ve flanşında TDY2007 – tablo 4.3.'te verilen bağıntılara göre kontrol edilir. Kesit gövdesinde ki kompaktlık kontrolü Denklem 6.86. ve Denklem 6.87.'de, kesit başlığında ki kompaktlık kontrolü ise Denklem 6.88.'de verilmiştir.

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \leq 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (6.86.)$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (6.87.)$$

$$\frac{b}{2t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (6.88.)$$

Kolon burkulma boylarının bulunması için Denklem 6.89. kullanılır. Kolonun x ve y yönündeki burkulma boyları bulunarak, bu burkulma boyları, x ve y yönünde ki narinliklerin hesabında kullanılır. Denklem 6.89. kolon burkulma boyunu veren bağıntıdır. Bu bağıntıda ki k, efektif burkulma boyunu gösterir ve kolon mesnet şartlarına göre belirlenir. H ise, kolon yüksekliğini göstermektedir.

$$S_k = kH \quad (6.89.)$$

Kolonun x ve y yönündeki narinlikleri bulunarak, bu narinliklerin en büyüğü ve dolayısı ile en elverişsiz olanı elde edilir. Denklem 6.90. kolon narinliğini veren bağıntıdır.

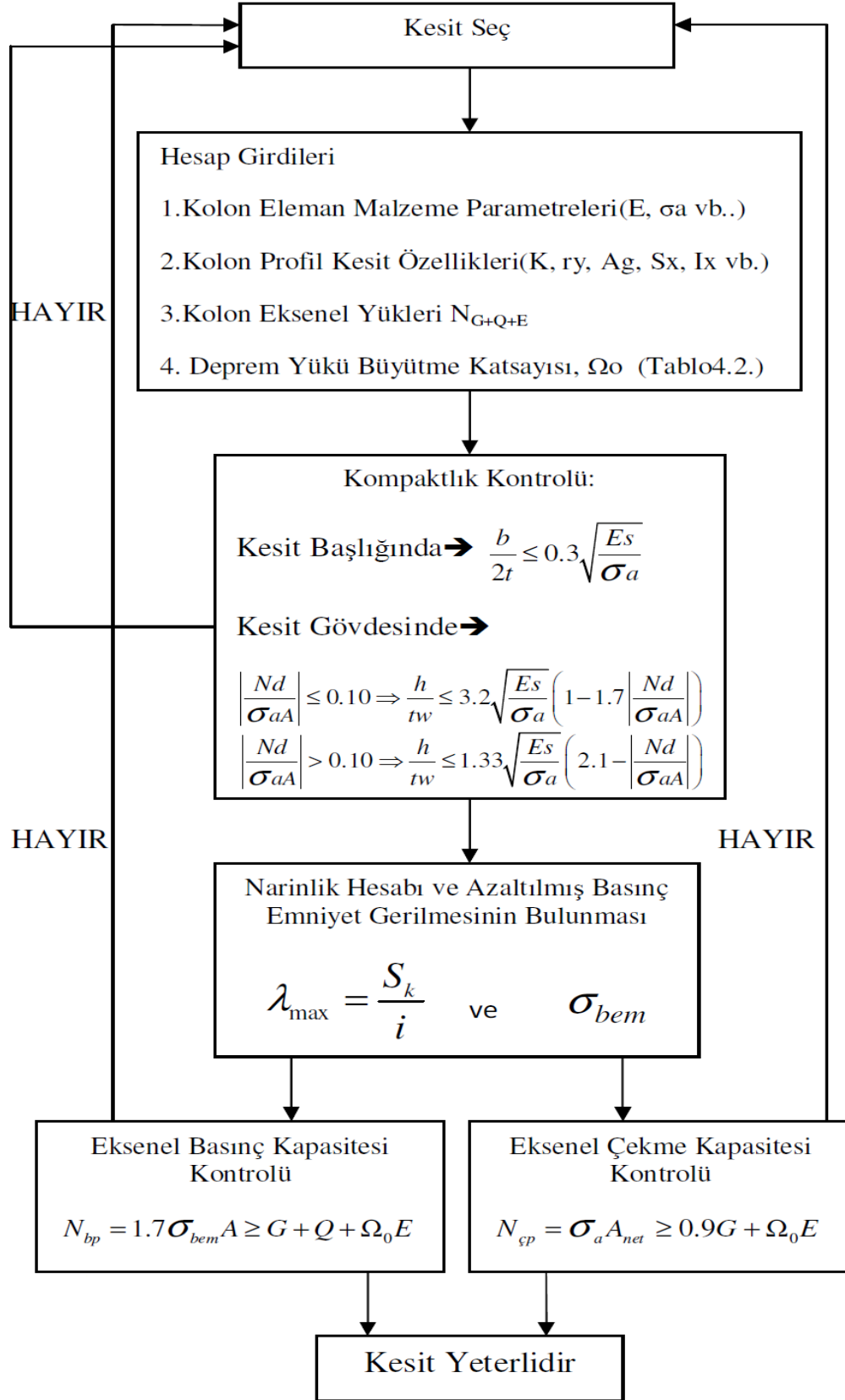
$$\lambda = \frac{S_k}{i} \quad (6.90.)$$

Bulunan narinlik oranına göre, TS648 – tablo 8'den, azaltılmış basınç emniyet gerilmesi,  $\sigma_{bem}$  okunur. Bu gerilme kullanılarak kolon iç kuvvet kapasiteleri ve gerilme sınır değerleri için tahkikat yapılır.

Kolon iç kuvvet kapasiteleri ve gerilme sınır değerleri TDY2007 – madde 4.2.5.'te ki bağıntılar vasıtası ile elde edilir. Kolon aksenal basınç kapasitesini veren eşitlik, Denklem 6.91.'de verilmiştir. Kolon aksenal çekme kapasitesi ise Denklem 6.92.'de görülmektedir. Şekil 6.23.'te TDY2007'ye göre kolon tasarımı hesap algoritması verilmiştir.

$$N_{bp} = 1.7\sigma_{bem}A \quad (6.91.)$$

$$N_{\zeta p} = \sigma_a A_{net} \quad (6.92.)$$



Şekil 6.23. TDY2007'ye Göre Kolon Tasarımı Hesap Algoritması

## 6.8.2. AISC'ye Göre Kolonların Tasarımı

AISC'ye göre kolon tasarımı için öncelikle lokal burkulmaya karşı kompaktlık şartları irdelenir. AISC341-05'te, tablo I-8-1'de, lokal burkulma kontrolü ile ilgili tahkik bağıntıları bulunmaktadır.

$$C_a \leq 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = 3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54C_a) > \frac{h}{t_w} \quad (6.93.)$$

$$C_a > 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) > \frac{h}{t_w} \quad (6.94.)$$

Denklem 6.94.'te bulunan  $\lambda_{ps}$  ifadesi, Denklem 6.95.'te ki ifadeden büyük veya bu ifadeye eşit olmalıdır.

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.95.)$$

AISC 341-05'te  $C_a$  simgesi, gerekli basınç elemanı dayanımının mevcut olan basınç elemanı dayanımına oranı olarak tanımlanmıştır. Denklem 6.93. ve Denklem 6.94.'te ki bağıntılarda bulunan  $C_a$  simgesi, ASD'ye göre Denklem 6.96.'te ki bağıntı ile, LRFD'ye göre ise Denklem 6.97.'da ki bağıntılar ile hesaplanır.  $\Omega_b=1.67$  ve  $\Phi_b=0.9$ 'dur.

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} \quad (6.96.)$$

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_b P_y} \quad (6.97.)$$

Denklem 6.96. ve Denklem 6.97. bağıntılarında bulunan Pa ve Pu değerleri, sırası ile, ASD ve LRFD için gerekli basınç dayanımıdır. Py ise basınç elemanı eksenel akma dayanımıdır.

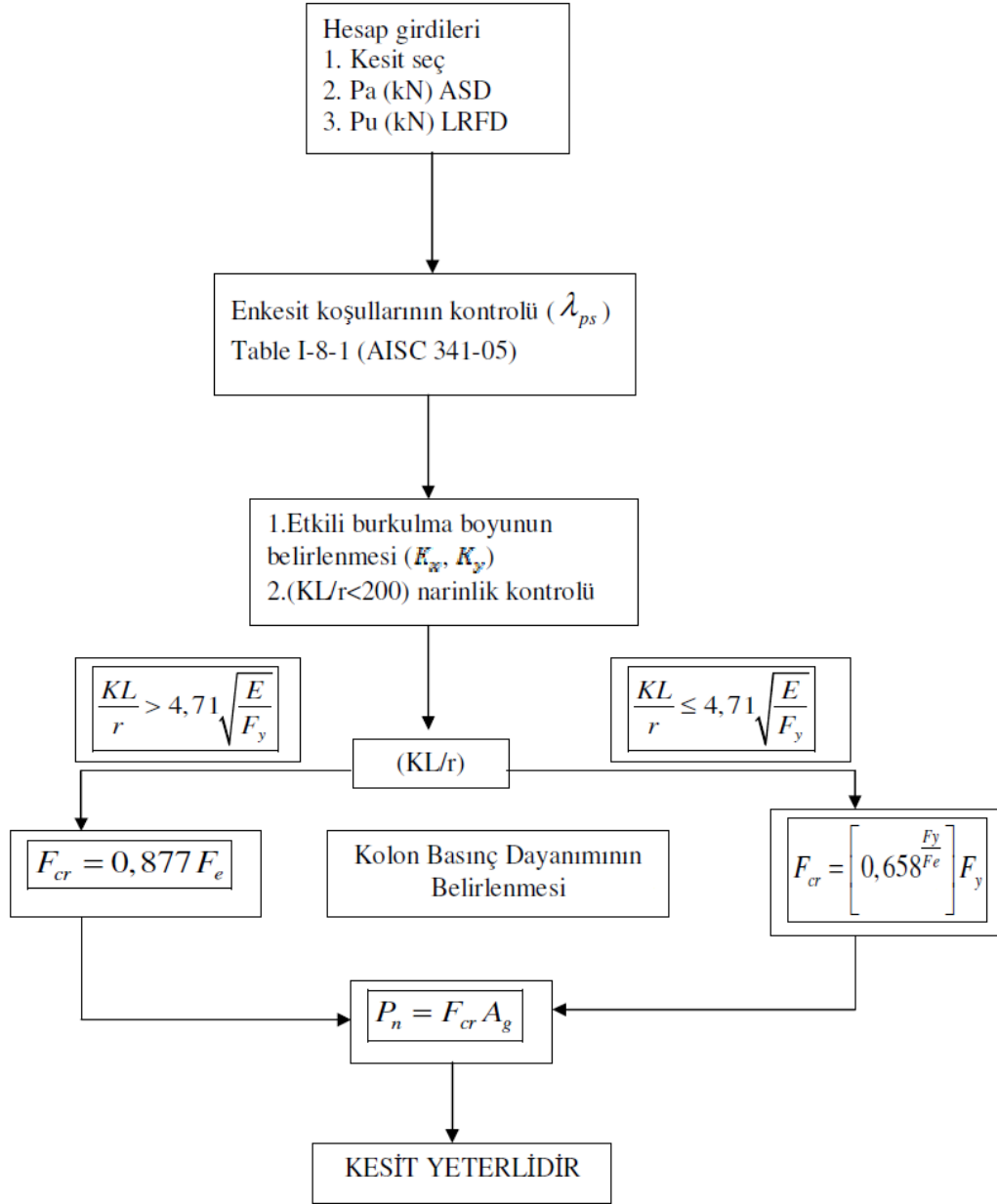
Kolonda ki yanal burulma burkulması tahkikleri, Denklem 6.70. ve Denklem 6.81. bağıntıları arasında verilmiş olan LTB hesap bağıntıları ile, kirişlerde LTB hesabına benzer şekilde yapılır.

Kolon basınç dayanımının belirlenmesi için, kolonun kesitinin x ve y yönlerinde ki narinlikleri hesaplanır ve en büyük narinlik oranı, kolonun narinliği olarak ele alınır. Bu narinlik değeri 200'den küçük olmak zorundadır. Narinlik ile ilgili bağıntı ve şart, Denklem 6.98.'de verilmiştir.

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_{\max} < 200 \quad (6.98.)$$

Narinlik şartı sağlanıyor ise, kesit tasarımın kritik burkulma yükleri ve nominal eksenel yük bulunarak devam edilir. Nominal eksenel basınç yükü, Denklem 6.50. kullanılarak elde edilir.

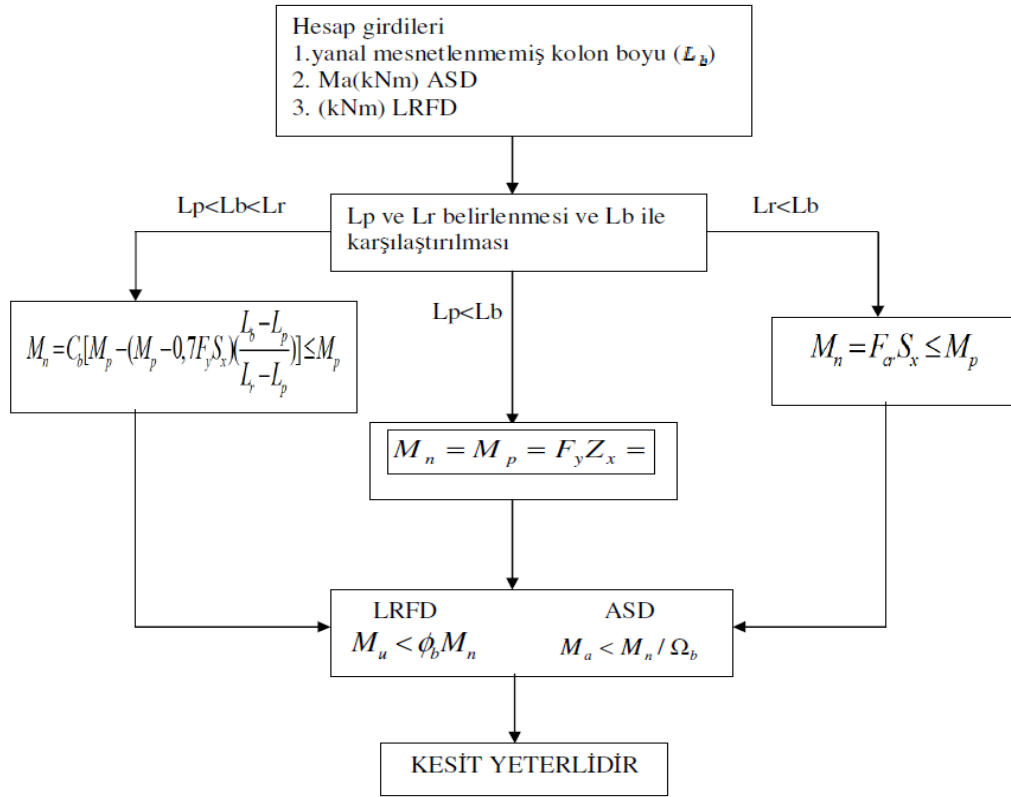
Kritik burkulma yükünün elde edilmesi için öncelikle euler kritik yükü, Denklem 6.51. yardımı ile hesaplanır. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53. bağıntıları yardımı ile, basınç elemanı kritik burkulma yükü hesaplanmış olur.



**Şekil 6.24.** AISC'ye Göre Kolon Eksenel Yük Kontrolü Hesap Algoritması

Kolon eğilme dayanımının kontrolü için, LTB tahkiklerinden elde edilen nominal moment taşıma kapasitesi  $M_n$  değeri, kirişe etkiyen eğilme momentleri  $M_a$  ve  $M_u$  ile mukayese edilmelidir. Denklem 6.71. ve Denklem 6.72.'de bulunan bağıntılar ile gerekli mukayese tahkikleri yapılır.

Şekil 6.25.'te AISC'ye göre kolon LTB kontrolü hesap algoritması verilmiştir.



Şekil 6.25. AISC'ye Göre Kolon LTB Kontrolü Hesap Algoritması

AISC 360-05 – bölüm G'de belirtildiği gibi, kesme kuvveti tahkikinde kullanılacak emniyet katsayılarını belirleyen bağıntı Denklem 6.99.'da verilmiştir. Bu denklem sağlanıyor ise,  $\Omega_v=1.50$ ,  $\Phi_v=1.0$  alınır. Eğer Denklem 6.99. şartı sağlanmıyor ise,  $\Omega_v=1.67$ ,  $\Phi_v=0.9$  alınır.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6.99.)$$

Kesme kuvveti kontrolü için, nominal kesme kuvveti veya taşıma gücü kesme kuvveti şeklinde ifade edebileceğimiz  $V_n$  değeri bulunmalıdır. Bu kesme kuvveti değeri AISC360-05 yönetmeliği G2-1 maddesinde belirtilmiştir ve Denklem 6.100'de görülebilir.

$$V_n = 0.6F_{yw}A_wC_v \quad (6.100.)$$

Denklem 6.99.'da ki  $C_v$  katsayısı AISC 360-05 – G2-2 maddesinden alınan bir katsayıdır. Bulunan  $V_n$  nominal kesme kuvveti, Denklem 6.84 ve Denklem 6.85'teki bağıntılar yardımı ile tahkik edilir.

AISC 360-05 – bölüm C, kolonlarda ki ikinci mertebe etkileri analizini içermektedir. İkinci mertebe etkileri analizi için öncelikler HÇP'nda zati ve hareketli yüklemekten dolayı oluşan aksenal kuvvet,  $P_{nt}$  ve yatay deprem yüklerinden ötürü oluşan aksenal kuvvet  $P_{lt}$  veri girişi yapılır. Kolonda ikinci mertebe etkileri ile birinci mertebe etkilerinin süperpozisyonundan oluşan, kolon için gerekli aksenal basınç yükü dayanımı  $P_r$ 'nin hesabı AISC 360-05 – madde C2-1b'de, Denklem 6.101'de ki şekliyle verilmiştir.

Burada ki  $\beta_2$  büyütme katsayısının hesabı AISC 360-05 – madde C2-3'te ki şekli ile Denklem 6.102.'de verilmiştir. Denklem 6.102.'nin hesabında kullanılan  $\alpha$  katsayısı, ASD için 1.60, LRFD hesap metodu için ise 1.00'dır. Bu bölümde ki "lt" indisi daima yatay deprem yükünü temsil eden simgelerde, "nt" indisi ise ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesit zorlarını temsil eden simgelerde kullanılmıştır.

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt} \quad (6.101.)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} \geq 1 \quad (6.102.)$$

$\Sigma P_{e2}$  şeklinde ifade edilen kritik elastik burkulma dayanımı Denklem 6.103.'te verilmiştir ve AISC 360-05'in C2-6b maddesinden görülebilir.

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H} \quad (6.103.)$$

Denklem 6.103. bağıntısında bulunan  $R_M$  katsayısı, çaprazlı çerçeveler için 1.0'dır. Moment aktaran çerçeve sistemleri için ise 0.85'tir.  $L$ , kat yüksekliğini temsil etmektedir.  $\Delta_H$ , elastik görelî kat ötelenmesini simgeler.  $\Sigma H$  ise kat kesme kuvvetini ifade etmektedir. Kolon için gereken eğilme momenti dayanımı  $M_r$ 'nin hesaplanması için, AISC 360-05 – madde C2-1a'da bulunan bağıntı, Denklem 6.104.'te görülmektedir.

$$M_r = \beta_1 M_{nt} + \beta_2 M_{lt} \quad (6.104.)$$

Denklem 6.104.'te bulunan bağıntıda ki  $M_{nt}$  zati ve hareketli yüklerden dolayı kolon ucunda oluşan eğilme momentini simgeler.  $M_{lt}$  ise yatay deprem yükünden ötürü kolon ucunda oluşan eğilme momentini temsil etmektedir.  $\beta_1$  katsayısı Denklem 6.105.'te ki bağıntı ile hesaplanır. Denklem 6.105.'te ki bağıntıda bulunan  $P_{e1}$  kritik burkulma dayanımının elde edilmesi için Denklem 6.106.'dan yararlanılır.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \quad (6.105.)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (6.106.)$$

İkinci mertebeye etkilerini de içeren kolon gerekli eğilme momenti  $M_r$  ve gerekli kolon aksenal basınç dayanımı  $P_r$  kullanılarak, kolon karşılıklı etkileşim

diyagramları çizilir. Bu etkileşim diyagramı, kolonun eğilme ve basınç etkilerinin karşılıklı etkileşimini içermektedir. Karşılıklı etkileşim diyagramı için  $P_c$  tasarım basınç dayanımı ve  $M_c$  tasarım eğilme momentlerinin bulunması gerekmektedir. Denklem 6.107. ve Denklem 6.108., ASD ve LRFD'ye göre tasarım basınç dayanımının elde edilebileceği bağıntıları vermektedir.

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} \quad (6.107.)$$

$$P_c = \Phi_c P_n \quad (6.108.)$$

Denklem 6.109. ve Denklem 6.110., ASD ve LRFD'ye göre tasarım eğilme momentinin elde edilebileceği bağıntıları vermektedir.

$$M_c = \frac{M_n}{\Omega_b} \quad (6.109.)$$

$$M_c = \Phi_b M_n \quad (6.110.)$$

AISC 360-05 – madde H1-1a'da ve H1-1b'de, kolon karşılıklı etkileşimini veren tahkikler belirtilmiştir. Denklem 6.111. ve Denklem 6.112.'de bu bağıntılar verilmiştir.

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (6.111.)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (6.112.)$$

## 7.SDYMÇÇ YAPI MODELİ VE HESAP UYGULAMASI

### 7.1. Bilgisayar Yapı Hesap Modeli ve Malzeme Özellikleri

Bu bölümde, 6. bölümde hazırlanışı ve algoritmaları anlatılan HÇP, her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek ters V merkezi çaprazlı çelik çerçeve elemanlarından oluşan yedi katlı bir çelik yapının A numaralı aksı üzerinde uygulanarak kolonlar, ana çerçeve kirişleri, diagonal çelik çapraz elemanları Türk ve Amerikan yönetmeliklerine göre boyutlandırılacaktır.

Bu bölümde ele alacağımız uygulama modeli, Prof. Dr. Erkan Özer' in Çelik Yapı Sistemlerinin 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine Uygun Olarak Tasarımı isimli çalışmasında bulunan, süneklik düzeyi yüksek merkezi 2 kat X çaprazlı yapı modelinin modifiye edilerek süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı ters V çelik çerçeve yapı modeli haline getirilmesi ile elde edilen yapı modelidir.

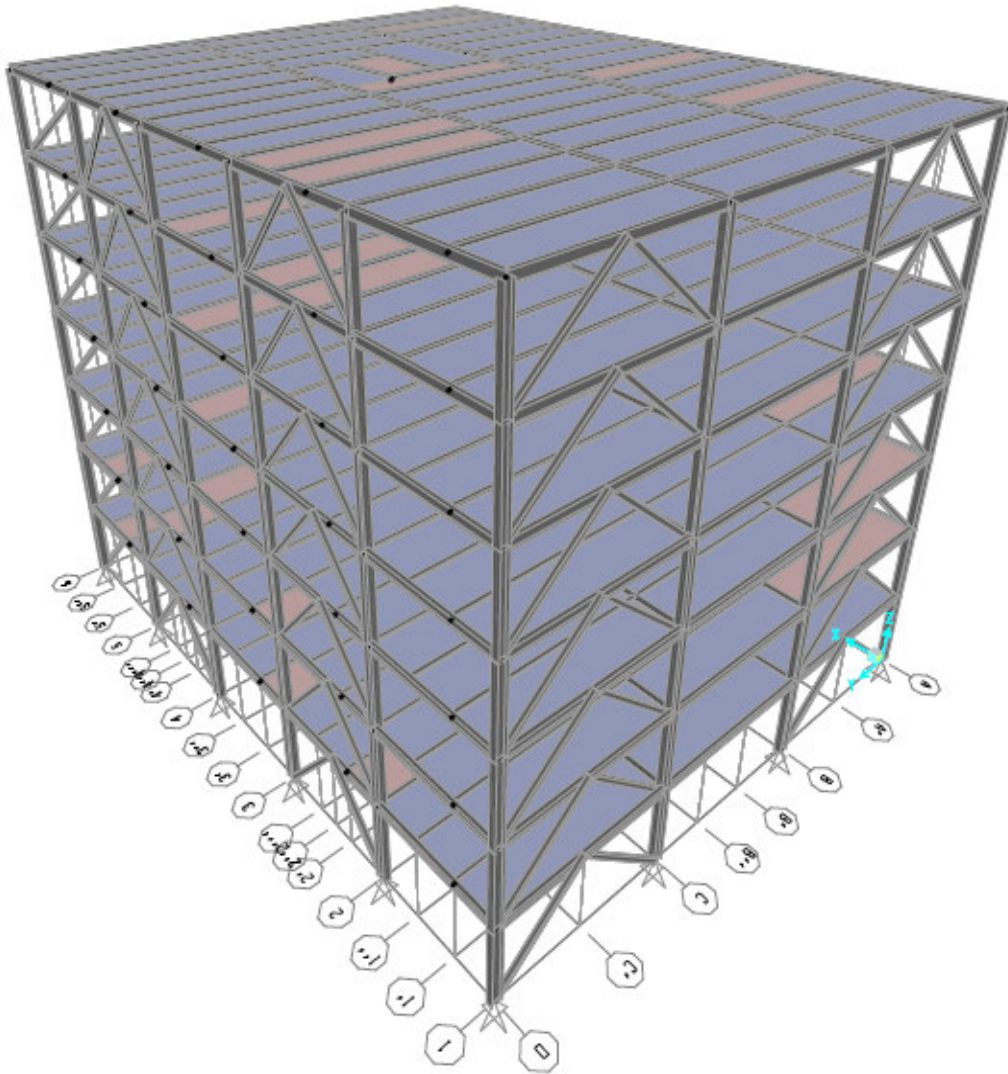
Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 7.1.1'de, normal kat sistem planı Şekil 7.1.2.'de, tipik sistem en kesiti Şekil 7.1.3.'te verilen yedi katlı çelik binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi yüksek süneklikli merkezi çaprazlı ters V çelik çerçevedir.

Yapının kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir.

Yapı sisteminde bulunan kolon – kiriş birleşim bölgeleri mafsallı birleşimdir. Kolonların  $\pm 0.00$  kotunda, temele mafsallı olarak mesnetlendiği göz önünde tutulacaktır. 2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler (döşeme kirişleri) IPE330 profilinden müteşekkildir ve ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Benzer şekilde, akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantıları da mafsallı

olacaktır. Bu birleşim detayları ile moment aktarmayan yapı sistemimiz de, elaman uç noktalarında dönmeler serbest bırakılarak ekonomik bir çözüm elde edilmiş olmaktadır.

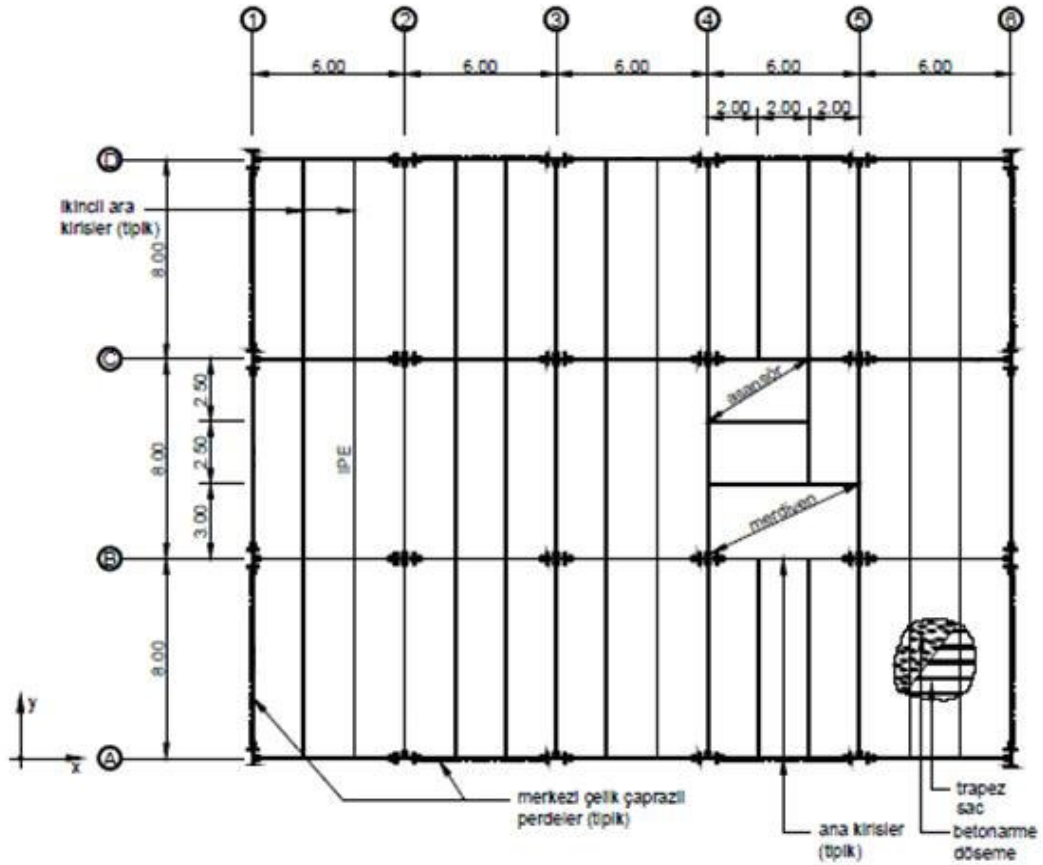
Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları, ülkemizde kolaylıkla bulunan Avrupa norm profillerinden teşkil edilecektir. Kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEB profilleri) kullanılarak yapı boyutlandırılacaktır. Düşey düzlem çaprazları ise kare kesitli kutu HSS profillerle teşkil edilecektir.



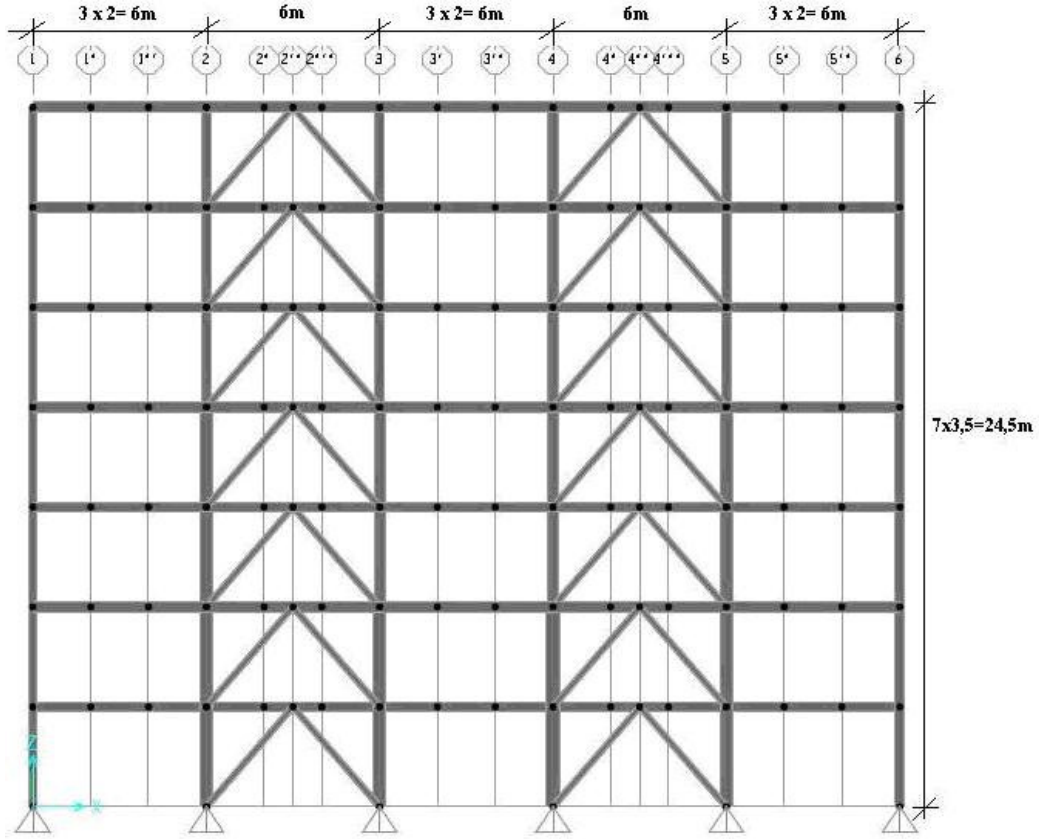
**Şekil 7.1.** Genel Sistem Görünüşü ve Sap2000 Programı Hesap Modeli

Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanıldığı varsayılmaktadır. Ancak bu kayma çivilerinin ve yapı düğüm noktaları birleşim hesapları, bu çalışmanın konuları arasında yer almamaktadır.

Sistemin tasarımında şu malzeme sınıfları kullanılmıştır; kolonların tasarımında A572Gr50 (Fe52) malzeme, çapraz elemanların tasarımında A500GrB46-1(Fe42) kalitesinde malzeme, kirişlerin tasarımında ise A36(Fe37) malzeme kullanılmıştır. Çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, TDY2007 - Madde 4.2.3.1 bazı atıflarda bulunmuş ve kurallar öngörmüştür. TDY2007'ye göre tasarımda bu yönetmelik maddesi göz önünde bulundurulmuştur. Ayrıca TS648 Çelik yapılar yönetmeliği de malzemeye dair bazı kurallar içermektedir. Bu yönetmelik kuralları da göz önüne alınmıştır.



Şekil 7.2. Normal Katlar Sistem Planı



**Şekil 7.3.** Tasarıma Konu A Aksı Çelik Çerçevesi Sistem Görünüşü

TS648' e göre Fe37 sınıfı çelik malzeme için akma sınır gerilmesi  $\sigma_a = 235$  N/mm<sup>2</sup>, elastisite modülü  $E=200000$  N/mm<sup>2</sup> ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için  $\sigma_{em} = 141$  N/mm<sup>2</sup>, kayma gerilmesi için  $\tau_{em} = 82$  N/mm<sup>2</sup> değerlerini almaktadır. Fe37 çelik malzeme için maksimum çekme gerilmesi  $\sigma_B = 363$  N/mm<sup>2</sup> dir.

## 7.2. Yapı Düzensizliklerinin Kontrolü

TDY2007, Madde 2.3.'te belirtilen yapı düzensizlik kontrolleri incelendiğinde, bina kat planlarında çıkıntılarının 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.

### 7.3. Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan yedi katlı çelik bina, birinci derece deprem bölgesinde ve B grubu, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edileceği ve konut veya işyeri olarak kullanılacağı varsayılmıştır. Yapı taşıyıcı sisteminin her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşturulması ön görülmektedir.

Bu parametreler esas alınarak belirlenen TDY2007' ye göre deprem karakteristikleri ve ilgili yönetmelik maddeleri aşağıda verilmiştir.

a) Etkin yer ivmesi katsayısı TDY2007- Madde 2.4.1' ye göre birinci derece deprem bölgesi için  $A_0 = 0.40$ 'dır.

b) Taşıyıcı sistem davranış katsayısı, TDY2007 - Tablo 2.5.'dan, deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerle taşındığı çelik binalar için  $R = 5$  olarak alınmıştır.

c) Bina önem katsayısı, TDY2007- Madde 2.4.2.'den konutlar ve iş yerleri için  $I = 1.00$  alınmıştır.

d) Spektrum karakteristik periyotları, TDY2007 - Tablo 2.4'den yerel zemin sınıfı Z2 zemin için,  $T_a = 0.15$  saniye ve  $T_b = 0.40$  saniye olarak alınmıştır.

e) Hareketli yük katılım katsayısı, TDY2007 - Tablo 2.7'den konutlar ve iş yerleri için  $n = 0.30$  alınmıştır.

## 7.4. Yapı Yük Analizi

Yapı yük analizinde, döşemelerde birim alanda bulunan sabit(ölü) ve hareketli yükler SAP2000 programı yapı modelinde tanımlanmış ve döşemelerin kenar boyutları göz önüne alınarak tek yönlü ve çift yönlü çalışan döşemelerden kirişlere yük aktarımının otomatik olarak yapılması sağlanmıştır.

Yapı dış duvar yükleri ise, normal katlarda dış aks kirişlerine yayılı olarak etki ettirilmiştir. Dış aks kirişlerindeki bu yayılı yük değeri, 3 kN/m' dir. Normal katlarda ara bölme duvar yükleri ise döşemelere 1 kN/m<sup>2</sup>' lik yayılı yükler olarak etki ettirilmiştir. Merdiven ve asansör bölgesindeki sabit ve hareketli yüklerin döşemenin diğer bölgelerindeki sabit ve hareketli yüklere eşit olduğu varsayılmıştır.

Tablo 7.4.1.' de normal katların döşeme ölü yük analizleri görülmektedir. Normal katlarda döşemelere 2 kN/m<sup>2</sup>' lik bir birim hareketli yük bulunmaktadır.

**Tablo 7.1** Normal Kat Döşemeleri Ölü Yük Analizi

Döşeme Kaplaması	0.5 kN/m <sup>2</sup>
Trapez Sac + Betonarme Döşeme	2.1 kN/m <sup>2</sup>
Asma Tavan + Tesisat	0.5 kN/m <sup>2</sup>
Bölme Duvarları	1.0 kN/m <sup>2</sup>
TOPLAM ÖLÜ YÜK (g)	4.1 kN/m <sup>2</sup>

Tablo 7.4.2.' de çatı katı döşeme ölü yük analizleri görülmektedir. Çatı katında döşemelere 1 kN/m<sup>2</sup>' lik bir birim hareketli yük bulunmaktadır.

Yük analizinde, yapı elemanlarının çelik konstrüksiyon ağırlıklarının bilgisayar programı tarafından otomatik olarak hesaplanmasına olanak sağlanarak, daha hassas bir yük analizi amaçlanmıştır.

**Tablo 7.2** Çatı Katı Döşemeleri Ölü Yük Analizi

Çatı Kaplaması	1.0 kN/m <sup>2</sup>
İzolasyon	0.2 kN/m <sup>2</sup>
Trapez Sac + Betonarme Döşeme	2.1 kN/m <sup>2</sup>
Asma Tavan + Tesisat	0.5 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOPLAM ÖLÜ YÜK (g)</b>	<b>3.8 kN/m<sup>2</sup></b>

Yapının Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapılan deprem hesabında SAP2000 programında tanımlanan ve hareketli yük azaltma katsayısını da içeren yük kombinasyonu sonucunda bulunmuş kat ağırlıkları ve yapı toplam ağırlığı kullanılmıştır. Bu yük kombinasyonu Denklem 7.1.' de gösterilmiştir.

$$G+n.Q \quad (7.1)$$

G: Ölü Yük

Bu kombinasyonda ki G ölü yükleri, n hareketli yük azaltma katsayısını, Q ise hareketli yükleri simgelemektedir.

## 7.5. Yük Kombinasyonları

### 7.5.1. TDY2007 Yük Kombinasyonları

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, TDY2007, Madde 2.7.5'e ve TS648 çelik yapılar standardına uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirileceklerdir.

a) Düşey yük birleşimleri:  $G + Q$  ( 1 yükleme)

b) Düşey yük + deprem birleşimleri:  $G + Q \pm Ex1 \pm 0.3Ey$  (32 yükleme)

$$G + Q \pm Ex2 \pm 0.3Ey$$

$$G + Q \pm 0.3Ex \pm Ey1$$

$$G + Q \pm 0.3Ex \pm Ey2$$

$$0.9G \pm Ex1 \pm 0.3Ey$$

$$0.9G \pm Ex2 \pm 0.3Ey$$

$$0.9G \pm 0.3Ex \pm Ey1$$

$$0.9G \pm 0.3Ex \pm Ey2$$

c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri:  $G + Q \pm Wx$  ( 8 yükleme)

$$G + Q \pm Wy$$

$$0.9G \pm Wx$$

$$0.9G \pm Wy$$

### 7.5.2. ASD Yük Kombinasyonları

Yapı sisteminin tasarımında kullanılacak olan ASD ve LRFD temel yük kombinasyonları aşağıdadır. Bu kombinasyonlar ASCE/SEI 7-05 – madde 2.4.1.'de verilmiştir.

Kombinasyonlarda ki D simgesi, TDY2007 kombinasyonlarında ki G simgesine karşılık gelmektedir ve ölü yükü ifade eder. L simgesi ise hareketli yükü simgeler ve TDY2007 yük kombinasyonlarında ki Q'ya karşılık gelir. Lr, çatı yükünü, S, kar yükünü, W, rüzgar yükünü simgeler. R, yağmur yükünü, E ise deprem yükünü ifade eder.

$$D + F$$

$$D + H + F + L + T$$

$$D + H + F + (Lr \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(Lr \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$D + H + F + (W \text{ veya } 0.7E)$$

$$D + H + F + 0.75(W \text{ veya } 0.7E) + 0.75L$$

$$0.75(Lr \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$0.6D + W + H$$

$$0.6D + 0.7E + H$$

ASD temel yük kombinasyonlarında, düşey deprem yüklerinin katkısı ile belli bir modifikasyon yapılmış ve kombinasyonlarda ki ölü yük bileşenine deprem yüklerinin belli oranda düşey katkısı olmuştur. Amerikan yönetmeliklerinin, TDY2007'den en büyük farkı bu düşey deprem yükü bileşenidir.

### 7.5.3.LRFD Yük Kombinasyonları

Yapı sisteminin tasarımında kullanılacak olan ASD ve LRFD temel yük kombinasyonları aşağıdadır. Bu kombinasyonlar ASCE/SEI 7-05 – madde 2.3.2.'de verilmiştir.

$$1.4(D + F)$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$1.2D + 1.6(Lr \text{ veya } S \text{ veya } R) + (L \text{ veya } 0.8W)$$

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

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

$$0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H$$

LRFD temel yük kombinasyonlarında, düşey deprem yüklerinin katkısı ile belli bir modifikasyon yapılmış ve kombinasyonlarda ki ölü yük bileşenine deprem yüklerinin belli oranda düşey katkısı olmuştur. Amerikan yönetmeliklerinin, TDY2007'den en büyük farkı bu düşey deprem yükü bileşenidir.

## 7.6. Yapı Modelinin ASD'ye Göre Tasarımı

### 7.6.1. Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi

D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için 2008 yılında yayınlanan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği haritalarından 19.bölge Maltepe örneklem zemini için spektral ivme değerleri alınmış ve İYBDY2008 – madde 2.2.2 – tablo 2.1 ve tablo 2.2.'de bulunan tablolardan zemin etkisi modifikasyon katsayıları elde edilerek Denklem 6.15. ve Denklem 6.16.'da ki bağıntularla modifiye edilmiştir. Örneklem zemin B grubu Z2 sınıfı zemindir.

$$S_{MS} = F_a S_s \Rightarrow S_{MS} = 1(1.1) = 1.1g$$

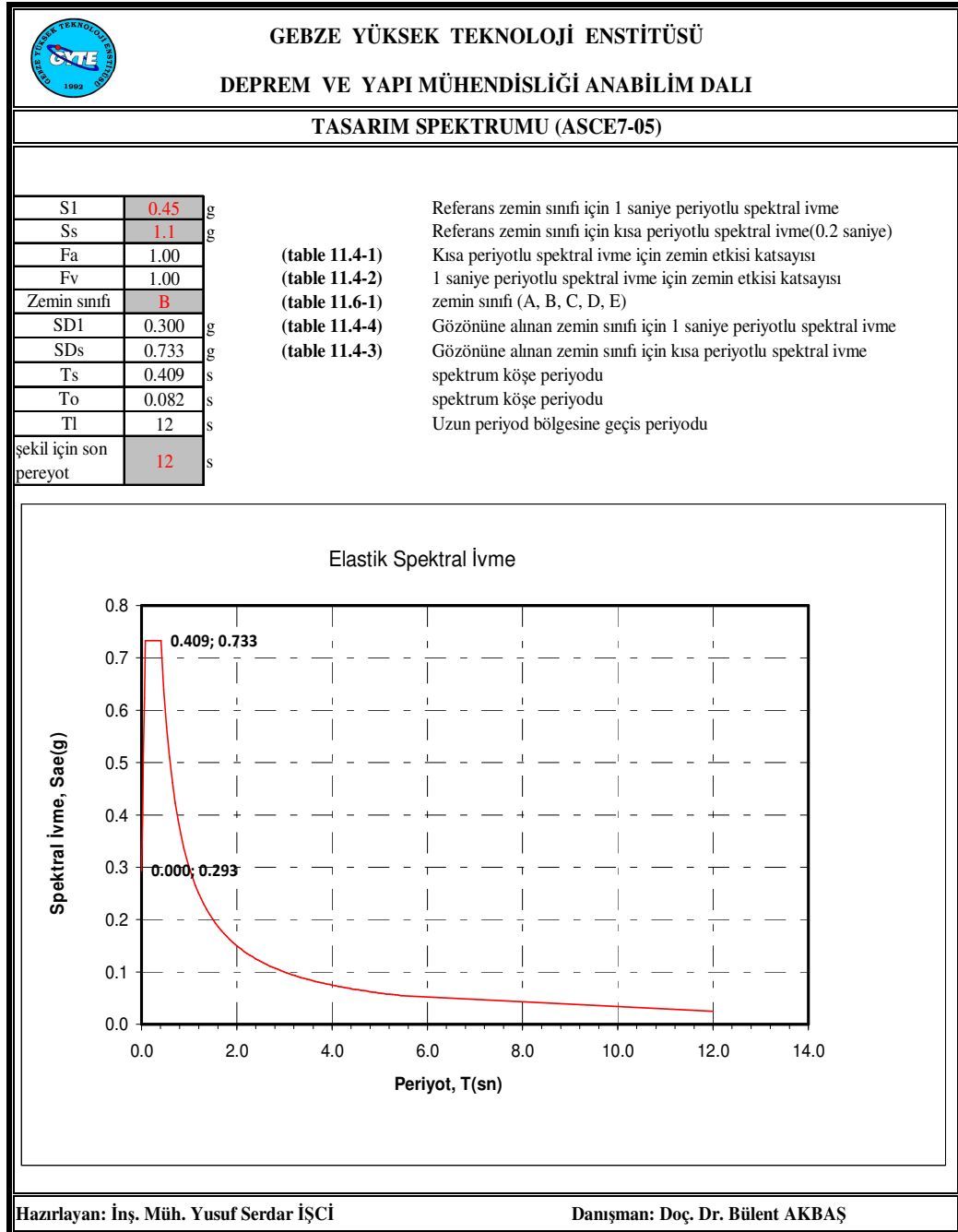
$$S_{M1} = F_v S_1 \Rightarrow S_{M1} = 1(0.45) = 0.45g$$

Bulunan modifiye edilmiş ivme değerlerinden spektral ivme değerlerini elde etmek için Denklem 6.17. ve Denklem 6.18. kullanılır.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \Rightarrow S_{DS} = \frac{2}{3} 1.1 = 0.7333g$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \Rightarrow S_{D1} = \frac{2}{3} 0.45 = 0.3g$$

Şekil 6.7.'de bulunan tasarım mukabele spektrumunun çizilmesi için Denklem 6.19.'dan Denklem 6.24.'e kadar verilmiş bağıntılar kullanılır. Uzun periyot  $T_L=12$  sn 'dir. Yani spektrum eğrisi 12 sn 'ye kadar devam etmektedir. Excel tasarım mukabele spektrumu HÇP görünümü Şekil 7.4.'de verilmiştir. HÇP tablosunda yalnız gri boyalı hücrelere giriş yapılmalıdır.



Şekil 7.4. ASCE/SEI 7-05 Tasarım Mukabele Spektrumu HÇP

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \Rightarrow T_0 = 0.2 \frac{0.3}{0.733} = 0.0818sn$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \Rightarrow T_S = \frac{0.3}{0.733} = 0.4091sn$$

Ta yapı periyodu şu şekilde bulunur;

$$T_a = C_t (h_n)^x \Rightarrow T_a = 0.0488(24.5)^{0.75} = 0.5373sn$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_a} \Rightarrow S_a = \frac{0.3}{0.5373} = 0.5583g$$

## 7.6.2. Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Yapının taban kesme kuvvetini bulmak için  $C_s$  katsayısını elde etmek gerekmektedir.  $T_a \leq T_L$  olduğundan ötürü  $C_s$  katsayısı Denklem 6.27.'de ki bağıntı ile şu şekilde hesaplanır;

$$T_a \leq T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I} \right)} \Rightarrow C_s = \frac{0.3}{0.5373 \left( \frac{6}{1} \right)} = 0.093$$

$$V = C_s W \Rightarrow V = 2806.2kN$$

ASCE/SEI 7-05 – madde 12.8.3.'e göre taban kesme kuvveti katlara  $C_{vx}$  düşey dağıtma katsayısı ile orantılı olarak dağıtılır. Düşey dağıtma katsayısı  $C_{vx}$ , 7. kat için Denklem 6.29'daki bağıntı ile aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$C_{vx} = \frac{w_x (h_x)^k}{\sum_{i=1}^n w_i (h_i)^k} = \frac{102437.86}{439897} = 0.233$$

Kat yükleri belli bir büyütme katsayısı ile büyütülerek deprem yüküne dönüştürülür.

$$F_x = C_{vx} V \Rightarrow F_x = 0.233(2806.2) = 653.47 kN$$

$$E_h = \rho Q_e \Rightarrow E_h = 1.3(653.47) = 849.52 kN$$

Kat yüklerinin artırımında kullanılacak  $\rho$  deprem yükü artırma katsayısı, ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.3-4'den, “sismik tasarım kategorisi” tablosundan alınır.

Yapı birinci doğal titreşim periyodu ve taban kesme kuvvetinin hesaplandığı HÇP görünümü Şekil 7.5.'te verilmiştir. Gri boyalı hücelere veri girişi yapılarak, taban kesme kuvveti ile yapı doğal titreşim periyodu elde edilir.

Yatay deprem yüklerinin elde edildiği HÇP tablosu, Şekil 7.5.'de verilmiştir. HÇP'de bulunan gri boyalı hücelere giriş yapıldığında, katlara etkiyen yatay deprem yükleri program tarafından hesaplanmaktadır.



### 7.6.3.ASD'ye Göre Düşey Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yük Kombinasyonlarının Modifikasyonu

ASCE/SEI 7-05'e göre sismik yükler, yatay ve düşey deprem yüklerinin birleşimi olarak tanımlanır. Yatay deprem yükü 7.6.4. başlığı altında incelenmiş ve yükler elde edilmiştir.

Düşey yükler ise, bu çalışmanın 7.5.2. başlığı altında ki yük kombinasyonlarının ölü yük bileşeninde bir artış olarak kendini gösterir. Düşey deprem yüklerinin bulunması için Denklem 6.35.'te verilen bağıntı kullanılır. Denklem 6.36.'da hesap bağıntısı verilen toplam deprem yükünün düşey bileşeni  $E_v$ 'nin hesabı ise aşağıdadır.

$$S_{DS} = 0.733g$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D \Rightarrow E_v = (0.2)(0.733)D \Rightarrow E_v = 0.1466D$$

ASCE/SEI 7-05 – madde 2.4.1.'de verilen ASD yük kombinasyonlarından kullanılacak olan basit kombinasyonlar aşağıdadır.

- a) D
- b) D±L
- c) D±0.75L
- d) D±0.7E
- e) D±0.75(0.7E) ±0.75L → D±0.525E ±0.75L
- f) 0.6D±W
- g) 0.6D±0.7E

Kombinasyonlardaki  $E_v=0.1466D$  olduğuna göre ve  $E=E_v+E_h$  ise, bu E değeri kombinasyonlarda yerine konularak düşey deprem yükü katkısı dikkate alınır ve kombinasyonlar modifiye edilir. Aşağıda modifiye edilmiş kombinasyonlar verilmiştir.

- a) D
- b)  $D \pm L$
- c)  $D \pm 0.75L$
- d)  $D \pm 0.7(0.1466D + E_h) \rightarrow 1.103D \pm 0.7E_h$
- e)  $D \pm 0.525(0.1466D + E_h) \pm 0.75L \rightarrow 1.077D \pm 0.525E_h \pm 0.75L$
- f)  $0.6D \pm W$
- g)  $0.6D \pm 0.7(0.1466D + E_h) \rightarrow 0.703D \pm 0.7E_h$

SAP2000 programı yapı modelinde tanımlanan yük kombinasyonlarında ki deprem yükleri, kombinasyona girilen deprem doğrultusunda ki yük ve deprem doğrultusuna dik yönde ki diğer eksene etki eden deprem yükünün %30'unun toplamı şeklinde tanımlanmıştır.

$E_{hx}$ ,  $E_{hy}$  : x ve y doğrultusunda, kat kütle merkez noktalarına uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetleri simgelemektedir.

$E_{hx1}$ ,  $E_{hx2}$  : x doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetleri simgelemektedir.

$E_{hy1}$ ,  $E_{hy2}$  : y doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetleri simgelemektedir.

ASD için %5 deprem yükü eksantirisitesi dikkate alınan ve alınmayan modifiye edilmiş SAP2000 yük kombinasyonları aşağıdadır.

- a) D
- b)  $D \pm L$
- c)  $D \pm 0.75L$
- d)  $1.103 D \pm 0.21 E_{hx1} \pm 0.70 E_{hy}$   
 $1.103 D \pm 0.70 E_{hx} \pm 0.21 E_{hy2}$   
 $1.103 D \pm 0.70 E_{hx} \pm 0.21 E_{hy1}$

- 1.103 D±0.21 E<sub>hx2</sub> ±0.70 E<sub>hy</sub>
- e) 1.077 D±0.525 E<sub>hx</sub> ±0.1575 E<sub>hy1</sub>±0.75 L  
 1.077 D±0.525 E<sub>hx1</sub> ±0.1575 E<sub>hy</sub>±0.75 L  
 1.077 D±0.525 E<sub>hx</sub> ±0.1575 E<sub>hy2</sub>±0.75 L  
 1.077 D±0.525 E<sub>hx2</sub>±0.1575 E<sub>hy</sub>±0.75 L
- f) 0.6 D±W<sub>x</sub>  
 0.6 D±W<sub>y</sub>
- g) 0.703 D±0.21 E<sub>hx1</sub> ±0.70 E<sub>hy</sub>  
 0.703 D±0.21 E<sub>hx</sub> ±0.70 E<sub>hy2</sub>  
 0.703 D±0.21 E<sub>hx</sub> ±0.70 E<sub>hy1</sub>  
 0.703 D±0.21 E<sub>hx2</sub> ±0.70 E<sub>hy</sub>

#### 7.6.4. Göreli Kat Ötelenmesi Kontrolü

ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.12.’de, TDY2007’ye benzer olarak %2’lik bir maksimum ötelemeye izin verilmiştir. Örnek bir hesaplama olarak Denklem 6.40.’ta verilen bağıntı kullanılarak 7. ve 6. kat arasında ki göreli kat ötelenmesi şu şekilde bulunur;

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \Rightarrow \delta_x = \frac{5(4.68 - 3.99)}{1} = 3.45 \text{ cm} \Rightarrow \frac{3.45}{350} = 0.0098 \leq 0.02$$

Şekil 7.6.’da göreli kat ötelenmesi kontrolü HÇP görünümü görülmektedir.

X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü							
(Table 12.2-1 (11.5.1))		(12.8-15)		(Table 12.12-1)			
Story	$h_i$ (cm)	$\delta_{ei}$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\Delta ix=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})Cd/I$	$\Delta ix/h_i$	$\Delta_y/h_i \leq 0.02$
7(i)	350.0	5.9600	5.0	1.0	4.400	0.013	OK
6	350.0	5.0800	5.0	1.0	4.800	0.014	OK
5	350.0	4.1200	5.0	1.0	5.050	0.014	OK
4	350.0	3.1100	5.0	1.0	4.900	0.014	OK
3	350.0	2.1300	5.0	1.0	4.500	0.013	OK
2	350.0	1.2300	5.0	1.0	3.650	0.010	OK
1	350.0	0.5000	5.0	1.0	2.500	0.007	OK

Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü							
Kat	$h_i$ (cm)	$\delta_{ei}$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\Delta iy=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})Cd/I$	$\Delta iy/h_i$	$\Delta_y/h_i \leq 0.02$
7(i)	350.0	4.3100	5.0	1.0	2.850	0.008	OK
6	350.0	3.7400	5.0	1.0	3.200	0.009	OK
5	350.0	3.1000	5.0	1.0	3.500	0.010	OK
4	350.0	2.4000	5.0	1.0	3.550	0.010	OK
3	350.0	1.6900	5.0	1.0	3.350	0.010	OK
2	350.0	1.0200	5.0	1.0	2.900	0.008	OK
1	350.0	0.4400	5.0	1.0	2.200	0.006	OK

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.6. ASD Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP

### 7.6.5. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Yatay yükler altındaki yapılar düşey yüklerin uygulandığı noktaların hareket etmesinden dolayı ikinci mertebe kuvvetlere maruz kalırlar. Bu etkiler kabaca şu şekilde tarif edilebilir; aksel basınca maruz basit bir ucu ankastre, diğer ucu boş

olan bir kolon sisteminde basınç etkisi nedeni ile kolon serbest ucunda kolon eksenine dik eksen yönünde bir yer değiştirme oluşur. Bu yer değiştirme sonucu, kolonda ki eksenel basınca ek olarak, kolon mesnedinde dengelenmesi gereken bir ikinci merteye momenti de oluşur. İşte ikinci merteye etkisinin kabaca tanımı budur. Bu ikinci merteye etkileri, P-Delta etkileri olarak bilinir ve yapının analizinde önemli bir rol oynar.

ASCE/SEI 7-05’de öngörülen ikinci merteye etkileri kontrolünün TDY2007’den en önemli farkı, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci merteye gösterge değeri olarak nitelendirilen  $\theta_i$ ’nin TDY2007’de %12 ile sınırlandırılmış olması, ASCE/SEI 7-05’de ise bu değer %10 ile sınırlandırılmış olmasıdır. Denklem 6.42., ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.8.7.’de bulunan ikinci merteye etkisi kontrolü ile ilgili bağıntıyı ve sınırlandırmayı göstermektedir.

HÇP’de gri boyalı veri girişi hücrelerine,  $E_h$ ,  $E_{h1}$  ve  $E_{h2}$  deprem yükü kombinasyonları etkisinde oluşan en el verişi kat içi ortalama deplasman değeri girilir. Ayrıca ASCE/SEI 7.05’de “Deflection Amplification Factor” olarak nitelendirilen ve deplasman büyütme katsayısı olarak tercüme edilebilecek bir  $C_d$  katsayısı değeri taşıyıcı sistem türüne göre yönetmelikten seçilerek programa girilir.  $I_E$  yapı önem katsayısı da yine ASCE/SEI 7.05’den okunarak programda ki ilgili hücrelere girilir. Program otomatik olarak tahkiki yapar ve sınır değer aşılması durumunda uyarı verir.

Örnek bir çözüm olarak 6. katında ki deplasmanı 5.08cm, 7.katındaki deplasmanı 5.96cm olan ve 7. katına 807.44kN deprem yükü etki eden bir yapının 6. ve 7. katları arasında P-Delta etkilerini analiz edelim. Yapının 7. katının ağırlığı 3741.326kN’dir. Kat yüksekliği ise 350 cm’dir. P-Delta hesabı ile ilgili HÇP, Şekil 7.7.’de verilmiştir.

$$\Delta_{i7} = \delta_{ei7} - \delta_{ei6} = 5.96 - 5.08 = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\theta_7 = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} = \frac{(3741.33)(0.88)}{(807.44)(350)(5)} = 0.0023 \leq 0.10$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**12.8.7 P-DELTA ETKİLERİ HESABI (ASCE 7-05)**

X Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

İ. Kat	$W_j$ (kN)	$V_{ix}$ (kN)	$h_i$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\delta_{eix}$ (cm)	$\Delta_{ix}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})$	$\theta_i$	$\theta_i \leq 0,10$
7(i)	3741.33	807.44	350	5.0	1.0	5.9600	0.880000	0.0023	OK
6	7914.65	1577.21	350	5.0	1.0	5.0800	0.960000	0.0028	OK
5	12087.98	2216.51	350	5.0	1.0	4.1200	1.010000	0.0031	OK
4	16261.30	2725.82	350	5.0	1.0	3.1100	0.980000	0.0033	OK
3	20434.63	3105.76	350	5.0	1.0	2.1300	0.900000	0.0034	OK
2	24607.96	3357.13	350	5.0	1.0	1.2300	0.730000	0.0031	OK
1	28781.28	3481.20	350	5.0	1.0	0.5000	0.500000	0.0024	OK

(12.2-1)(11.5-1)

(12.8-15)

(12.8-16)

Y Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

İ. Kat	$W_j$ (kN)	$V_{iy}$ (kN)	$h_i$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\delta_{eiy}$ (cm)	$\Delta_{iy}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})$	$\theta_i$	$\theta_i \leq 0,10$
7(i)	3741.33	807.44	350	5.0	1.0	4.3100	0.570000	0.0015	OK
6	7914.65	1577.21	350	5.0	1.0	3.7400	0.640000	0.0018	OK
5	12087.98	2216.51	350	5.0	1.0	3.1000	0.700000	0.0022	OK
4	16261.30	2725.82	350	5.0	1.0	2.4000	0.710000	0.0024	OK
3	20434.63	3105.76	350	5.0	1.0	1.6900	0.670000	0.0025	OK
2	24607.96	3357.13	350	5.0	1.0	1.0200	0.580000	0.0024	OK
1	28781.28	3481.20	350	5.0	1.0	0.4400	0.440000	0.0021	OK


Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.7. ASD İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü HÇP

## 7.6.6. Rüzgar Yüğü Hesabı

Bu çalışmada rüzgar yükleri, yapı elemanlarında en elverişsiz iç kuvvetlerin hesabında etkin değildir. Bu nedenle yapının cephesine etki eden rüzgar yüklerinin hesabında TS648’de öngörülen basit hesap metotları esas alınmıştır. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statik eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılır. Bir kat döşemesine etkiyen  $W_i$  eşdeğer rüzgar kuvvetlerinin hesabını içeren HÇP, Şekil 7.8.’de verilmiştir.

 <b>GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ</b> <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b>							
<b>YATAY RÜZGAR YÜKLERİ HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (TS648)</b>							
KAT	H <sub>j</sub> (m)	H <sub>i</sub> (m)	C <sub>f</sub>	D <sub>x</sub> (m)	D <sub>y</sub> (m)	W <sub>ix</sub> (kN)	W <sub>iy</sub> (kN)
7(N)	24.50	3.50	1.2	30	24	55.440	69.300
6	21.00	3.50		104.400	130.500		
5	17.50	3.50		80.640	100.800		
4	14.00	3.50		80.640	100.800		
3	10.50	3.50		80.640	100.800		
2	7.00	3.50		56.880	71.100		
1	3.50	3.50		50.400	63.000		

D<sub>x</sub>: Yapının x doğrultusundaki etkili yüzey uzunluğu  
D<sub>y</sub>: Yapının y doğrultusundaki etkili yüzey uzunluğu

$W=C_f \cdot q \cdot A$  (11.2.1)

C<sub>f</sub>: Aerodinamik Yük Katsayısı  
q: Emme ( Hız basıncı) kN/m<sup>2</sup>  
A: Etkilenen Yüzey Alanı m<sup>2</sup>

**ÇİZELGE 5 - Yüksekliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve Emme**

Zeminden Yükseklik m	Rüzgar Hızı v m/s	Emme q (kN/m <sup>2</sup> )
0 - 8	28	0,5
9 - 20	36	0,8
21 - 100	42	1,1
> 100	46	1,3

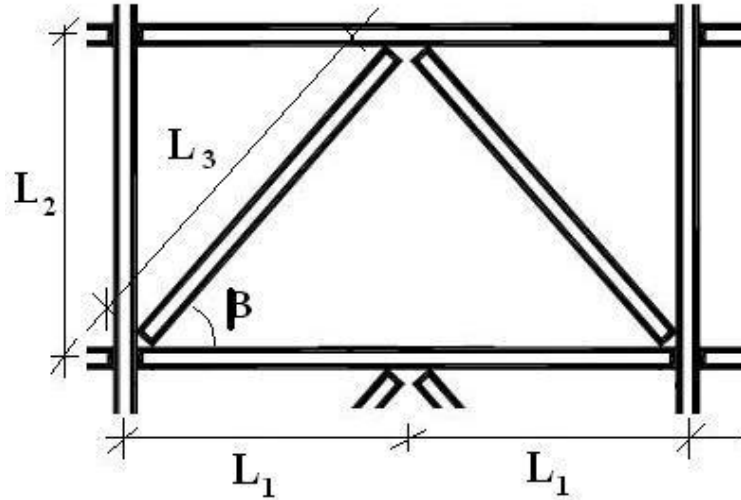
Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar IŞCI Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.8. TS648 Yatay Rüzgar Yüğü Hesabı HÇP

### 7.6.7. Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çapraz elemanlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanda oluşan en elverişsiz eksenel çekme ve basınç yüklerine göre yapılmıştır. ASD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVASD yük kombinasyonu kullanılarak hesap yapılmıştır.

Hazırlanan HÇP'nda gri boyalı hücrelere istenilen veriler girildiğinde ve bir çapraz eleman kesiti seçildiğinde, boyutlandırma işlemi saniyeler içerisinde gerçekleşebilmektedir. Programda, kat yüksekliği  $L_2$  ve çaprazlı kiriş açıklığının yarısını simgeleyen  $L_1$  değerleri girildiğinde, dengelenmemiş kuvvet hesabında önem kazanan  $\beta$  açısı otomatik olarak hesaplanmakta ve algoritmaya girmektedir.



Şekil 7.9. Çapraz Eleman HÇP Uzunluk ve Açılı Parametreleri

Çapraz eleman ön boyutu olarak, her iki yönde ki burkulma boyları ve narinlikleri eşit olan kare kutu kesitli Avrupa profili, kesit alanı  $6680 \text{ mm}^2$  olan HSS  $152.4 \times 152.4 \times 12.7$  kesiti kullanılmıştır. SAP2000 analizi sonucu boyutlandırmaya esas eksenel çubuk kuvveti ise aşağıdaki gibidir;

$$P_a = 603.63 \text{ kN}$$

AISC’de öngörülen kompaktlık şartı, Denklem 6.48’de, narinlik şartı ise Denklem 6.49’da verilmiştir. AISC’nin HSS kare kutu kesitli profiller için öngördüğü narinlik sınırları TDY2007’ ile aynıdır lakin lokal burkulmaya karşı kompaktlık şartı için öngörülen sınırlar farklıdır. Kompaktlıklar kontrol edilecek olursa;

$$\frac{b}{t} = \frac{[152 - (2)(12.7)]}{12.7} = 9.97 \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 17.92$$

AISC’ye göre narinlik kontrolü ise aşağıdadır;

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(10)(460.98)}{55.80} = 82.61 \leq 4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.0 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 112.022$$

ASD için  $\Omega_0$  emniyet katsayısı 1,67 olarak alınmıştır. Çapraz elemanların yatay eksen ile yaptığı açı  $\beta'$ ’dir. AISC’ye göre çapraz eleman hesabı için,  $P_n$  nominal eksenel yükün elde edilebilmesi için, kritik burkulma yükünün elde edilmesi gerekir.

Kritik burkulma yükünü bulabilmek için evvela “Euler Kritik Yüğü” nü elde etmek gereklidir.  $F_e$ , euler kritik yüğü, Denklem 6.51.’de verilen bağıntı ile bulunmuştur.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(82.61)^2} = 289.23 \text{ N / mm}^2$$

Narinlik oranına bağlı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53.’de ki şartlara bağlı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesaplanır.

$$\frac{KL}{r} = 82.61 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 131.906 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{255}{289.23} \right] 255 = 176.310 \text{ N / mm}^2$$

Kritik burkulma yükü kullanılarak hesaplanan nominal mukavemet, basınç çubuğuna etkiyen kuvvet ile mukayese edilerek kesitin yeterli olup olmadığı kontrol edilir. ASD'ye göre yeterlilik kontrollü, Denklem 6.54.'de verilmiştir. SDYMÇÇ sistemler için ASD'ye göre diyagonal çapraz eleman tasarımı içeren HÇP, Şekil 7.10.'da verilmiştir.

$$P_n = (F_{cr})(A_g) = \frac{(176.310)(6680)}{1000} = 1177.752 \text{ kN}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} \geq P_a \Rightarrow \frac{1177.752}{1.67} = 705.24 \text{ kN} \geq 603.63 \text{ kN}$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC&TDY2007)**

MALZEME HSS152X152X12.7 ▼

Fe42 KARE KUTU KESİT

Çelik Malzeme: Fe42  $\sigma_a = F_y =$  255 Mpa HSS152X152X12.7

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	52.40	I	$\times 10^6 \text{ mm}^4$	20.80	A	$\text{mm}^2$	6680.00
h+2t	mm	152.00	$W_d = S$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	274.00	KOMPAKTLIK KONTROLÜ		
b+2t	mm	152.00	$W_{pl} = Z$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	340.00			
t	mm	12.70	i=r	mm	55.80	E	Mpa	200000
ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ			$I_t = J$	$\times 10^3 \text{ mm}^4$	35300.00	$0.64 \sqrt{E / F_y}$	AISC	17.92
$L_1$	cm	300.00	NARİNLİK HESABI			$0.70 \sqrt{E_s / \sigma}$	TDY2007	19.60
$L_2$	cm	350.00				Kx=Ky		1
$\beta$	deg.	49.40	(KL)/r		82.61	AISC 431-05	Kesit Kompakt	
$L_3$	cm	460.98	$4\sqrt{E / \sigma}$	TDY2007	112.02241	TDY2007	Kesit Kompakt	
			$4\sqrt{E / F_y}$	AISC	112.02241			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E / \sigma}$			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E / F_y}$			
			TDY2007	NARİNLİK UYGUN				
			AISC 431-05	NARİNLİK UYGUN				

ASD DESIGN		
$\Omega_o$		1.67
$P_a$	kN	603.63
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	N/mm <sup>2</sup>	289.23
$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		131.906384
$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$		
$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$		
$F_{cr}$	N/mm <sup>2</sup>	176.310
$P_n = F_{cr} * A_g$	kN	1177.75171
$P_n / \Omega$	kN	705.241
$P_n / \Omega \geq P_a$	KESİT YETERLİ	

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.10. ASD Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP

### 7.6.8. Çaprazlı Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çaprazlı açıklıkta ki kirişlerin tasarımına, kirişle çapraz elemanların düğümlendiği kiriş açıklığı ortasında oluşan dengelenmemiş kuvvet ve dengelenmemiş moment hakimdir. ASD ve LRFD'ye göre çaprazlı açıklık kirişleri tasarımının TDY2007 çaprazlı açıklık kirişleri tasarımından en büyük farkı budur.

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çaprazlı açıklıklardaki kirişler boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan  $M_{G+Q}$  momentleri ile, deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanların kirişlerle düğümlendiği noktalarda oluşan ve çapraz elemanlarda ki eksenel çekme basınç gerilmeleri nedeni ile kirişe aktarılan dengelenmemiş kuvvetlerden doğan dengelenmemiş moment  $M_e$ 'nin toplanması sonucu elde edilen  $M_a$  momenti esas alınarak yapılmıştır.


$$M_a = M_{G+Q} + M_e$$

Düşey ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan  $M_{G+Q}$  momentleri, ASD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVASD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Tasarıma kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. Kiriş profili olarak HE1000M profili seçilmiştir. Çaprazsız açıklık kirişlerine nazaran bu denli büyük boyutlu bir profilin seçilmiş olmasının nedeni, dengelenmemiş kuvvetlerdir. Kompaktlık tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.11.'de verilmiştir. Lokal burkulmaya karşı kompaktlık kontrolü aşağıdadır;

$$\text{Başlıkta} \Rightarrow \lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{302}{2(40)} = 3.78 < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8.485$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{928}{21} = 44.19 < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.296$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)**

ÇELİK MALZEME  
A36

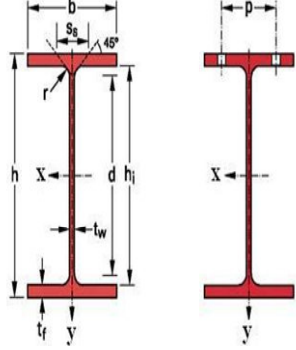
Çelik Malzeme: **A36**

$\sigma_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)  
 $E = 200000$

$\sigma_a = F_y = 250$  Mpa  
 $\tau_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

HE 1000 M

SECTION  
**HE 1000 M**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	349	$I_x$	cm <sup>4</sup>	722300	$A_L$	m <sup>2</sup> /m	3.13
h	mm	1008	$S_x$	cm <sup>3</sup>	14330	$A_G$	m <sup>2</sup> /t	8.978
b	mm	302	$Z_x$	cm <sup>3</sup>	16570			
$t_w$	mm	21	$r_x$	cm	40.32			
$t_f$	mm	40	$A_{vz}$	cm <sup>2</sup>	235			
r	mm	30	$I_y$	cm <sup>4</sup>	18460			
A	cm <sup>2</sup>	444.2	$S_y$	cm <sup>3</sup>	1222			
$h_i$	mm	928	$Z_y$	cm <sup>3</sup>	1940			
d	mm	868	$r_y$	cm	6.45			
Ø		M27	$s_s$	mm	136.1			
p <sub>min</sub>	mm	138	J	cm <sup>4</sup>	1701			
p <sub>max</sub>	mm	198	$C_w \times 10^{-3}$	cm <sup>6</sup>	43020			

$$M_n = F_y Z_x$$

$$M_n = 1142.5 \text{ kNm}$$

$$A_w = h \cdot t_w$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w$$

$$A_w = 21168 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 3175.2 \text{ kN}$$

**Lokal Burkulma (Local Buckling)**

AISC 341-05 Table I8-1

$$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0,3 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_w = h / t_w < \lambda_p = 2,45 \sqrt{E / F_y}$$

Başlıkta	3.78	<	8.485	<b>Kesit Kompakt</b>
Gövdede	44.19	<	69.296	<b>Kesit Kompakt</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.11. ASD Çaprazlı Açıklık Kirişi Kompaktlık Kontrolü HÇP**

Çalışmamızda HÇP'nin uygulanacağı hesap modelinde L açıklıklı kirişin tam ortasında düğümlenen simetrik iki çapraz söz konusu olduğundan, dengelenmemiş kiriş momenti  $M_e$ , Denklem 6.66.'da ki bağıntı ile hesaplanır. Denklem 6.65.bağıntısındaki  $R_y$  ifadesi, akma gerilmesi artırma katsayısıdır ve kare kutu kesitli ve Fe42 malzemeden müteşekkil çapraz elemanlar için ASCE/SEI 7-05'den  $R_y=1.4$  olarak okunur.

Denklem 6.65.'te ki dengelenmemiş kuvveti ve dengelenmemiş momenti yapının 1. katında ki çaprazlı açıklıklardan biri için hesaplayalım;

$$F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta = \frac{[(1.4)(255)(6680)]}{1000} - 0.3(1177.752)(0.76) \Rightarrow$$

$$F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta = 1548.454 kN$$

$$M_e = \frac{1}{4} F_e L = \frac{[(0.25)(1548.454)(300)]}{100} = 2322.682 kN.m$$

$$M_{G+Q} = 157 kN.m \text{ dir.}$$

$$M_a = M_{G+Q} + M_e$$

$$M_a = 157 + 2322.682 = 2479.681 kN.m$$

$M_a$  momenti, kirişin taşıma gücü momenti yani nominal momentinin emniyet katsayısı nispetinde küçültülmesi ile bulunan değerle mukayese edilecektir. Dengelenmemiş kuvvet kontrolü HÇP, Şekil 7.12.'de verilmiştir.

$$\frac{M_n}{\Omega} = \frac{F_y Z_x}{1.67} = \frac{[250(16570)]}{1.67} = 2480.54 kNm > M_a = 2479.68 kNm$$

		ASD 'YE GÖRE TASARIM							Ry=	1.40
Kat Seviyesi		1.KAT	2.KAT	3.KAT	4.KAT	5.KAT	6.KAT	7.KAT		
Kiriş Kesiti		HE 1000 M	HE 1000 M	HE 1000 M	HE 1000 M	HE 1000 M	HE 1000 M	HE 1000 M		
Çapraz β Açısı	Derece	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40		
sin β		0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76		
Ry*Fy*Ag	kN	2384.760	2384.760	2384.760	2384.760	2384.760	2384.760	2384.760		
0,3*Pn	kN	353.326	353.326	353.326	353.326	353.326	353.326	353.326		
Fe	kN	1548.454	1548.454	1548.454	1548.454	1548.454	1548.454	1548.454		
Me	kN.m	2322.682	2322.682	2322.682	2322.682	2322.682	2322.682	2322.682		
M <sub>G+Q</sub>	kN.m	157.00	141.29	108.44	75.60	55.63	28.29	41.27		
Ma	kN.m	2479.682	2463.9715	2431.1215	2398.2815	2378.31154	2350.97154	2363.9515		
Mp	kN.m	4142.500	4142.500	4142.500	4142.500	4142.500	4142.500	4142.500		
Ω		1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67	1.67		
Mp/Ω		2480.539	2480.539	2480.539	2480.539	2480.539	2480.539	2480.539		
		<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>		

**NOT: Kirişlerde dengelenmemiş kuvvetin yatay bileşeninin bulunması durumunda, seçilen kiriş elemanı kolon elemanıymış gibi düşünülerek gerekli kolon hesap ve tahkikleri yapılmalıdır.**

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.12. ASD Çaprazlı Açıklık Dengelenmemiş Kuvvet Kontrolü HÇP**

Çaprazlı ana çerçeve kiriş açıklığında, kiriş elemanlarının yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için  $L_b$  kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü yapılmıştır.

Bu kontrol için, kiriş yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = \frac{12.5(157)}{2.5(157) + 3(124.19) + 4(157) + 3(124.19)} = 1.11$$

Bu çalışmada Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 4.302 \times 10^{13} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = \sqrt{\frac{\sqrt{(18460)(10000)(4.302 \times 10^{13})}}{(14330)(1000)}} = 78.86 \text{ mm}$$

Kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı ile hesaplanırsa;

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

$$F_{cr} = \frac{(1.1) \pi^2 (200000)}{\left(\frac{2(1000)}{78.86}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{(1701)(10000)}{(14330)(1000)928} \left(\frac{2(1000)}{78.86}\right)^2} = 3515.18 \text{ MPa}$$

LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c}\right)^2}} \Rightarrow$$


$$L_r = 1.95(70.86) \frac{2 \times 10^5}{175} \sqrt{\frac{1701 \times 10^4}{1433 \times 10^4 (968)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[ \frac{175(14332 \times 10^4)(968)}{2 \times 10^5 (17012 \times 10^4)} \right]^2}} \Rightarrow$$

$$L_r = 10.85 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 1.76(6.45) \left( \frac{200000}{250} \right)^{\frac{1}{2}} = 321 \text{ cm} = 3.21 \text{ m}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.13.'de verilmiştir.



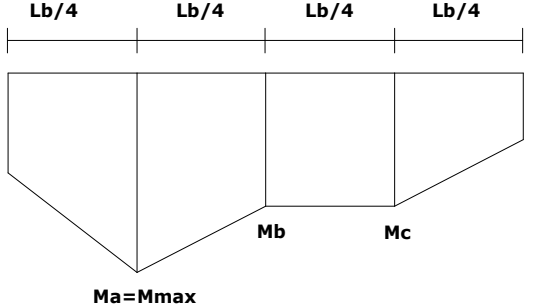
**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)**

---

**Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)**



**Ma=Mmax**

Mmax	Ma	Mb	Mc
<b>157</b>	<b>124.19</b>	<b>157</b>	<b>124.19</b>
kNm	kNm	kNm	kNm

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$M_{\max}$  : Absolute value of maximum moment in the unbraced segment  
 $M_a$  : Absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment  
 $M_b$  : Absolute value of moment at centerline of unbraced segment  
 $M_c$  : Absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment

$C_b = 1.11$

---

$C_w = I_y h_o^2 / 4$ $r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$ $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$ $L_p = 1,76 r_y \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2}$ $L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \left[1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c}\right)^2}\right]}$	$C_w = 4.302E+13 \text{ mm}^6$ $r_{ts} = 78.86 \text{ mm}$ $F_{cr} = 3515.18 \text{ mpa}$ $L_p = 3.21 \text{ m}$ $L_r = 10.85 \text{ m}$
--	--

$L_b = 2 \text{ m}$

$L_p > L_b$       the limit state of LTB does not apply

$L_p < L_b < L_r$        $M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$

$L_b > L_r$        $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

$M_p = 4142.5 \text{ kNm}$

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ      Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.13. ASD Çaprazlı Açıklık LTB Kontrolü HÇP**

### 7.6.9.Çaprazsız Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çaprazsız açıklıklardaki kirişler boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden ve deprem yüklerinden dolayı oluşan, ASD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVASD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Tasarıma kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. Kiriş profili olarak HE180M profili seçilmiştir. Çaprazlı açıklık kirişlerine nazaran bu denli küçük boyutlu bir profilin seçilmiş olmasının nedeni, çaprazlı açıklık kirişlerine etki eden dengelenmemiş kuvvetlerin olmamasıdır. Kompaktlık, moment ve kesme kuvveti tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.14.'de verilmiştir. Lokal burkulmaya karşı kompaktlık kontrolü aşağıdadır;

$$\text{Başlıkta} \Rightarrow \lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{186}{2(24)} = 3.88 < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8.485$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{14.5} = 10.48 < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.296$$

ENVASD sonucu çaprazsız açıklık kirişinde oluşan en elverişsiz eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri aşağıdadır.


$$M_a = 117.135 \text{ kN.m}$$

$$V_a = 61.175 \text{ kN}$$

Bu değerlerin emniyet katsayıları ile küçültülmüş nominal mukavemetlerle mukayeseleri aşağıdadır. Nominal momentler için emniyet katsayısı değeri  $\Omega_b = 1.67$  ve nominal kesme kuvveti için  $\Omega_v = 1.50$ 'dir.

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_y Z_x}{\Omega_b} = \left[ \frac{(250)(883.4)}{1000} \right] = 220.9 \text{ kNm} \geq M_a = 117.135 \text{ kNm}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{0.6 F_y h t_w}{\Omega_v} = \left[ \frac{0.6(250)(200)(14.5)}{1000} \right] = 260.5 \text{ kN} \geq V_a = 61.175 \text{ kN}$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

ÇELİK

A36

Çelik Malzeme: **A36**

$\sigma_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

$E = 200000$  (N/mm<sup>2</sup>)

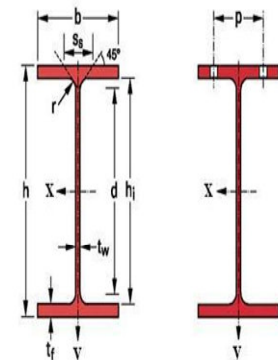
$\sigma_a = F_y = 250$  Mpa

$\tau_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>) (TS648)

HE 180 M

KESİT

**HE 180 M**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	88.9	I <sub>x</sub>	cm <sup>4</sup>	7483	A <sub>L</sub>	m <sup>2</sup> /m	1.089
h	mm	200	S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	748.3	A <sub>G</sub>	m <sup>2</sup> /t	12.25
b	mm	186	Z <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	883.4			
t <sub>w</sub>	mm	14.5	r <sub>x</sub>	cm	8.13			
t <sub>f</sub>	mm	24	A <sub>vz</sub>	cm <sup>2</sup>	34.65			
r	mm	15	I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	2580			
A	cm <sup>2</sup>	113.3	S <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	277.4			
h <sub>i</sub>	mm	152	Z <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	425.2			
d	mm	122	r <sub>y</sub>	cm	4.77			
Ø		M24	s <sub>s</sub>	mm	80.07			
p <sub>min</sub>	mm	94	J	cm <sup>4</sup>	203.3			
p <sub>max</sub>	mm	98	C <sub>w</sub> × 10 <sup>-3</sup>	cm <sup>6</sup>	199.3			
			S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	441.70			

$$M_p = F_y Z_x$$

$M_p = 220.9$  kNm

$$A_w = h \cdot t_w$$

$$V_p = 0.6 F_y A_w$$

$A_w = 2900$  mm<sup>2</sup>

$V_p = 435.0$  kN

(ASD)

$M_a = 117.135$  kNm

$\Omega_b = 1.67$

$M_p / \Omega_b = 132.2$  kNm

$M_a < M_p / \Omega_b$  **OK**

(ASD)

$V_a = 61.17$  kN

$\Omega_b = 1.50$

$V_p / \Omega_b = 260.5$  kN

$V_a < V_p / \Omega_b$  **OK**

**Lokal Burkulma (Local Buckling)**

AISC 341-05 Table I8-1

$$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0.3 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_w = h / t_w < \lambda_p = 2.45 \sqrt{E / F_y}$$

Başlıkta	3.88	<	8.485	<b>Kesit Kompakt</b>
Gövdede	10.48	<	69.296	<b>Kesit Kompakt</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.14. ASD Çaprazsız Açıklık Kirişi Tasarımı HÇP**

Çaprazsız açıklık ana çerçeve kiriş elemanlarının yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için  $L_b$  kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü yapılmıştır. Yanal burulma burkulması kontrolü, çaprazlı açıklıkta bulunan ana çerçeve kirişlerinde ki LTB kontrolü ile aynı hesap adımlarını içermektedir.

Bu kontrol için, kiriş yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = \frac{12.5(48.2)}{2.5(48.2) + 3(47.93) + 4(48.2) + 3(47.93)} = 1$$

Bu çalışmada Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 1.99 \times 10^{11} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 55.05 \text{ mm}$$

Kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı ile hesaplanırsa;

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

$$F_{cr} = 2524.45 \text{ MPa}$$

LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;


$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \Rightarrow$$

$$L_r = 21.61 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.37 \text{ metre}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.15.'de verilmiştir



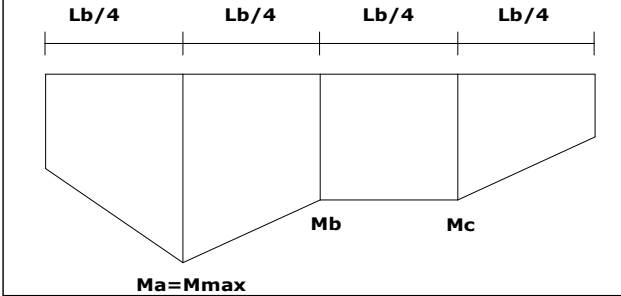
**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

---

**Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)**



**Ma=Mmax**

Mmax	Ma	Mb	Mc
48.2	47.93	48.2	47.93
kNm	kNm	kNm	kNm

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$M_{\max}$  : Absolute value of maximum moment in the unbraced segment  
 $M_a$  : Absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment  
 $M_b$  : Absolute value of moment at centerline of unbraced segment  
 $M_c$  : Absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment

$C_b = 1.00$

---

$C_w = I_y h_o^2 / 4$	<b>1.993E+11</b> mm <sup>6</sup>
$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$	$r_{ts} = 55.05$ mm
$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$	$F_{cr} = 2524.45$ mpa
$L_p = 1,76 r_{ts} \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2}$	$L_p = 2.37$ m
$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \left[1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c}\right)^2}\right]}$	$L_r = 21.61$ m

$L_b = 2$  m

**the limit state of LTB does not apply**

$L_p > L_b$   
 $L_p < L_b < L_r$   
 $L_b > L_r$

$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$

$M_n = F_y S_x \leq M_p$

$M_p = 220.9$  kNm

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ
Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.15. ASD Çaprazsız Açıklık LTB Kontrolü HÇP**

### 7.6.10. Kolonların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan kolonlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden ve deprem yüklerinden dolayı oluşan, ASD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVASD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Kolon tasarımı için öncelikle lokal burkulmaya karşı kompaktlık şartları tahkik edilmiştir. Kolon profili olarak HE400B profili seçilmiştir. AISC341-05'te, tablo I-8-1'de, lokal burkulma kontrolü ile ilgili tahkik bağıntıları bulunmaktadır. Kompaktlık kontrolü ile ilgili HÇP, Şekil 7.16.'da verilmiştir.

Gerekli basınç elemanı dayanımının, mevcut olan basınç elemanı dayanımına oranı  $C_a$  hesabı aşağıdadır. Bu hesapta ki emniyet katsayısı  $\Omega_b=1.67$  'dir. ENVASD yük kombinasyonundan elde edilen en elverişsiz eksenel yük;


$$P_a = 2382.33kN$$

$$P_y = F_y A = 345(197.8) = 6824.1kN$$

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} = \frac{1.67(2382.33)}{6824.1} = 0.583$$

$$C_a = 0.583 > 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = \lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) > \frac{h}{t_w} \Rightarrow$$

$$\lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) = 47.11 > \frac{h}{t_w} = 22.07$$



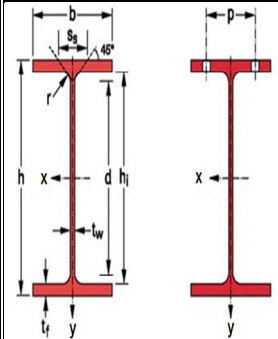
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

---

**ÇELİK MALZEME**

A572 grade 50 HE 400 B

Steel: **A572 grade 50**  $F_y =$  **345** mpa Section: **HE 400 B**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	155	$I_x$	cm <sup>4</sup>	57680	$A_L$	m <sup>2</sup> /m	1.927
h	mm	400	$S_x$	cm <sup>3</sup>	2884	$A_G$	m <sup>2</sup> /t	12.41
b	mm	300	$Z_x$	cm <sup>3</sup>	3232			
$t_w$	mm	13.5	$r_x$	cm	17.08			
$t_f$	mm	24	$A_{vz}$	cm <sup>2</sup>	69.98			
r	mm	27	$I_y$	cm <sup>4</sup>	10820			
A	cm <sup>2</sup>	197.8	$S_y$	cm <sup>3</sup>	721.3			
$h_i$	mm	352	$Z_y$	cm <sup>3</sup>	1104			
d	mm	298	$r_y$	cm	7.4			
Ø		M27	$s_s$	mm	93.13			
p <sub>min</sub>	mm	124	J	cm <sup>4</sup>	355.7			
p <sub>max</sub>	mm	198	$C_w \times 10^{-3}$	cm <sup>6</sup>	3817			

**Local Buckling**  
Table I-8-1 (AISC 341-05)

Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios	
	$\lambda_{ps}$ Seismically compact	
$h/t_w$	$C_a \leq 0,125$	$3,14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1,54C_a)$
	$C_a > 0,125$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33 - C_a) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

**ASD**

$P_a =$  **2382.33** kN  
 $P_y =$  6824.1 kN

$P_a =$  required compressive strength  
 $P_y =$  axial yield strength

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y}$$

$\Omega_b =$  1.67  
 $C_a =$  0.583

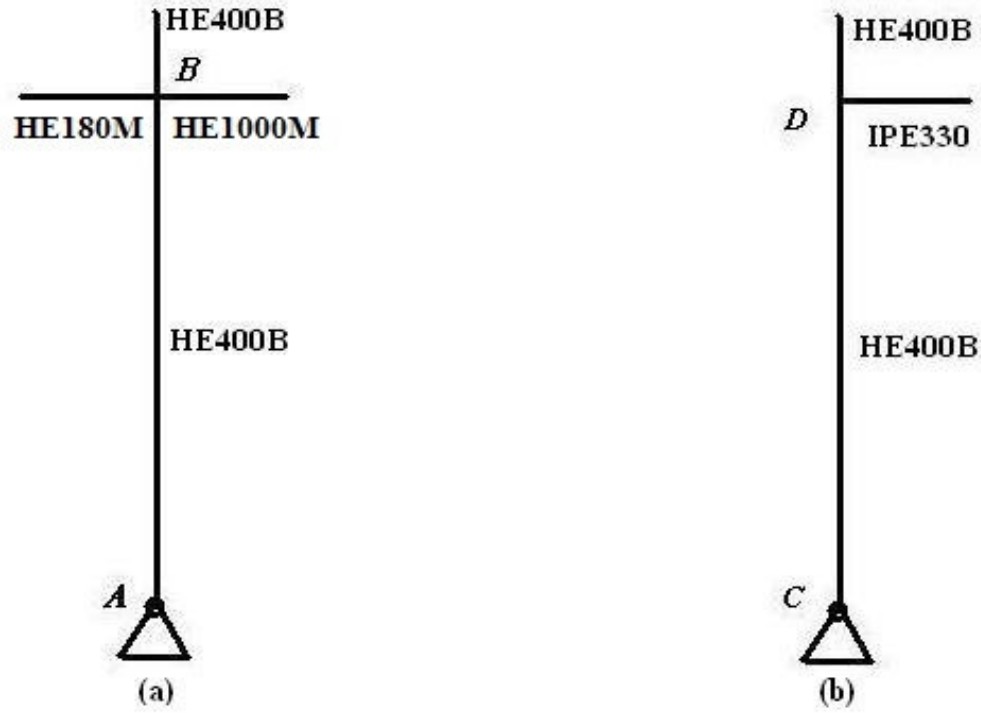
$h/t_w = .07 < \lambda_p = 47.11$   
**Kompakt**

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAS

Şekil 7.16. ASD Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP

Kolon basınç dayanımının belirlenmesi için, kolonun kesitinin x ve y yönlerinde ki narinlikleri hesaplanmıştır. Bu narinlik değeri 200'den küçük olmak zorundadır. Kolon narinliklerinin hesabı için, x ve y yönünde ki efektif burkulma katsayıları hesaplanmıştır. Bu katsayıların hesabı aşağıdadır;



Şekil 7.17. ASD Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu

Kolon x yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.17. (a)'da bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_A$ ,  $G_B$ ,  $G_C$ ,  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$G_A = 10$  (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)

$$G_B = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_B = \frac{329.6}{1528.805} = 0.215$$

$G_A=10$  ve  $G_B=0.215$  için AISC 360-05 yönetmeliğinden şekil C-C2.3.'den alınabilecek abaktan  $K_x=0.75$  bulunur.

Kolon y yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.17. (b)'de bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_D$  ve  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$G_C=10$  (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)

$$G_D = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_D = \frac{329.6}{14.71} = 22.4$$

$G_C=10$  ve  $G_D=22.402$  için AISC 360-05 yönetmeliği, şekil C-C2.3'den alınabilecek abaktan  $K_y=0.96$  bulunur.

Kolon narinliklerinin x ve y yönünde hesabı şöyledir;

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_x = \left( \frac{0.75(350)}{17.08} \right)_x = 15.4$$

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_y = \left( \frac{0.97(350)}{7.4} \right)_y = 45.9$$

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_{\max} = 45.9 < 200$$

Kritik burkulma yükünün elde edilmesi için öncelikle euler kritik yükü, Denklem 6.51. yardımı ile hesaplanır. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53. bağıntıları yardımı ile, basınç elemanı kritik burkulma yükü hesabı aşağıdadır;

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(45.90)^2} = 935.974 N / mm^2$$

Narinlik oranına bağlı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53.'de ki şartlara bağlı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesabı şöyledir,;

$$\frac{KL}{r} = 45.90 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 113.403 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$


$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{345}{935.974} \right] 345 = 295.77 N / mm^2$$

Nominal aksenal basınç yükü tahkiki aşağıdadır;

$$P_n = (F_{cr})(A_g) = \frac{(295.77)(197.8)}{10} = 5850.25 kN$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} \geq P_a \Rightarrow \frac{5850.25}{1.67} = 3503.14 kN \geq 2382.33 kN$$

Kolon narinlik hesabı, kritik burkulma yükü hesabı ve nominal aksenal basınç yükü mukayeselerini içeren HÇP, Şekil 7.18.'de verilmiştir.



## DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

### KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

#### Kolon Basınç Dayanımının Belirlenmesi

$K_x = 0.75$                        $K_y = 0.97$   
 $r_x = 17.08$  cm                       $r_y = 7.4$  cm  
  
 $L = 350$  cm  
  
 $(KL/r)_x = 15.4$                        $(KL/r)_y = 45.9$   
  

$KL/r < 200$

(E2)  
  
 $(KL/r)_{max} = 45.9 < 200$       **OK**

(AISC 360-05)                       $P_n = F_{cr} A_g$                       (E3-1)

$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $(F_e \geq 0,44F_y)$                        $F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$                       (E3-2)

$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $(F_e < 0,44F_y)$                        $F_{cr} = 0,877 F_e$                       (E3-3)

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$                       (E3-4)

$A_g = 197.8$  cm<sup>2</sup>                       $F_{cr} = 295.77$  mpa  
 $P_n = 5850.25$  kN

ASD	
$P_a =$	2382.33 kN
$\Omega_c =$	1.67
$P_n / \Omega_c =$	3503.14 kN
$P_a \leq P_n / \Omega_c$	<b>OK</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ                      Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.18. ASD Kolon Narinlik Kontrolü ve Basınç Dayanımı HÇP

Kolonda ki yanal burulma burkulması tahkikleri, Denklem 6.70. ve Denklem 6.81. bağıntıları arasında verilmiş olan LTB hesap bağıntıları kullanılarak yapılmıştır.. Kolonlarda LTB tahkiki, kirişler için geçerli olan LTB hesabına benzer şekilde yapılır. LTB kontrolü için kullanılan HÇP, Şekil 7.19.'da verilmiştir.

Bu kontrol için, kolon yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = \frac{12.5(14.95)}{2.5(14.95) + 3(11.21) + 4(7.48) + 3(2.74)} = 1.71$$

Bu çalışmada Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 3.817 \times 10^{12} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 83.94 \text{ mm}$$

Kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı ile hesaplanırsa;

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

$$F_{cr} = 2358.81 \text{ MPa}$$

LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \Rightarrow$$

$$L_r = 11.99 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 3.14 \text{ metre}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

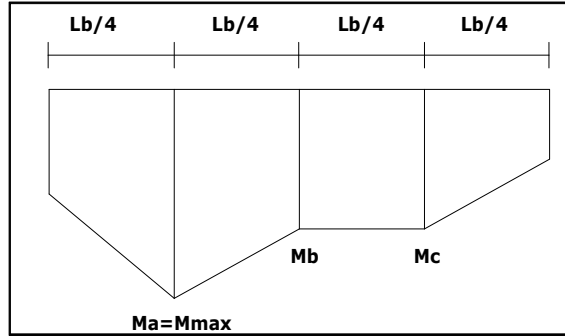
Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.19.'da verilmiştir



**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

**Kolon Eğilme Dayanımının Bulunması ve Kesme Dayanımının Kontrolü**

**Lateral Torsional Buckling**



Mmax	Ma	Mb	Mc
kNm	kNm	kNm	kNm
<b>14,95</b>	<b>11,21</b>	<b>7,48</b>	<b>2,74</b>

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$C_b = 1,71$$

$$C_w = I_y h_o^2 / 4$$

$$C_w = 3,817E+12 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} = 83,94 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 2358,81 \text{ mpa}$$

$$L_p = 1,76 r_{ts} \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2}$$

$$L_p = 3,14 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \left[1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c}\right)^2}\right]}$$

$$L_r = 11,99 \text{ m}$$

$$L_b = 3,5 \text{ m}$$

$$L_p > L_b$$

the limit state of LTB does not apply

$$L_p < L_b < L_r$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$$

$$L_b > L_r$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$M_n = 1115,0 \text{ kNm}$$

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.19. ASD Kolon LTB Kontrolü HÇP**

Kolon eğilme dayanımının bulunması ve kesme dayanımının tahkiki için, AISC 360-05'de bulunan madde F2-1'deki eğilme dayanımı bağıntısı kullanılmıştır.

$$M_p = F_y Z_x = \frac{345}{1000} (3232) = 1115 kNm$$

AISC 360-05 – bölüm G'de belirtildiği gibi, kesme kuvveti tahkikinde kullanılacak emniyet katsayılarını belirleyen bağıntı Denklem 6.99.'da verilmiştir. Bu denklem sağlanıyor ise,  $\Omega_v=1.50$ ,  $\Phi_v=1.0$  alınır. Eğer Denklem 6.99. şartı sağlanmıyor ise,  $\Omega_v=1.67$ ,  $\Phi_v=0.9$  alınır.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{298}{13.5} = 22.07 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 53.59 \Rightarrow$$

$$\Omega_v = 1.50$$


$$\phi_v = 1.00$$

$$V_a = 4.27 kN$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w C_v = \frac{0.6(345)(40.2)(1)}{10} = 832.8 kN$$

$$\frac{V_n}{\Omega_c} = \frac{832.8}{1.50} = 555.174 kN > 4.27 kN$$

Buradaki  $C_v$  katsayısı AISC 360-05 – G2-2 maddesinden alınan bir katsayıdır. Kolon eğilme dayanımının bulunması ve kesme kuvveti tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.20'de verilmiştir.



**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

**Kolon Eğilme Dayanımının Bulunması ve Kesme Dayanımının Kontrolü**

(AISC 360-05)

$$M_n = M_p = F_y Z_x =$$

$M_p = 1115.0 \text{ kNm} \quad (F2-1)$ 
 $M_n = 1115.0 \text{ kNm}$

ASD

$M_a = 15.95 \text{ kNm}$ 
 $\Omega_b = 1.67$ 
 $M_n / \Omega_b = 667.69 \text{ kNm}$

$M_a < M_n / \Omega_b \quad \text{OK}$

(AISC 360-05 G)

Eğer  $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$

$\phi_v = 1$

$\Omega_v = 1.5$

$C_v = 1 \quad (G2-2)$

$h/t_w = 22.07$

$\leq$

$53.93$

$V_n = 0,6F_{yw}A_wC_v \quad (G2-1)$

$A_w = 40.2 \text{ cm}^2$ 
 $V_n = 832.8 \text{ kN}$

ASD

$V_a = 4.27 \text{ kN}$ 
 $\Omega_v = 1.5$ 
 $V_n / \Omega_v = 555.174 \text{ kN}$

$V_a < V_n / \Omega_v \quad \text{OK}$

**Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ**

**Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ**

**Şekil 7.20.** ASD Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımı Kontrolü HÇP

AISC 360-05 – bölüm C, kolonlarda ki ikinci merteye etkileri analizini içermektedir. Bu analiz için öncelikle tasarımı yapılacak kolonda ki gereken aksenal basınç dayanımı  $P_r$  'nin hesabı yapılmıştır. Bu hesap için G+Q yüklemesinden dolayı kolonda oluşan  $P_{nt}$  aksenal yükü ve deprem yüklerinden dolayı oluşan  $P_{lt}$  aksenal yükü aşağıdadır.

$$P_{nt} = 1161.99kN$$

$$P_{lt} = 2056.88kN$$

$\Sigma P_{e2}$  şeklinde ifade edilen kritik elastik burkulma dayanımı Denklem 6.103.'te verilen bağıntıya göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır;

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H} = 1 \frac{\Sigma 124.07(350)}{5.96} = 7285.99kN$$

AISC 360-05 – C2-6b maddesine istinaden ASD metodu için  $\alpha=1.60$ 'dır. SAP2000 programından G+Q kombinasyonu altında bina toplam ağırlığı aşağıdaki gibi alınır;

$$\Sigma P_{nt} = 35333.28kN$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.6(35333.28)}{7285.99}} \geq 1 \Rightarrow \beta_2 = 1$$

$$P_r = 1161.99 + 1(2056.88) = 3218.87kN$$

Kolon için gereken eğilme momenti dayanımı  $M_r$ 'nin hesaplanması için, AISC 360-05 – madde C2-1a'da bulunan bağıntı, Denklem 6.104.'te verilmiştir. Bu bağıntı kullanılarak kolon için gereken eğilme momenti dayanımı hesaplanırsa;

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 (200000)(57680)}{[(0.97)(350)]^2} = 98781.46 kN$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left( \frac{1}{-1} \right) = 1$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = 1.06$$


SAP2000 analizi sonucu elde edilen ve kolonda G+Q yüklemesinden dolayı oluşan moment  $M_{nt}$  ve deprem yüklemesinden dolayı oluşan moment  $M_{lt}$  aşağıdadır.

$$M_{nt} = 0.01 kNm$$

$$M_{lt} = 20.48 kNm$$

$$M_r = 1.06(0.01) + 1(20.48) = 20.49 kNm$$

Kolon ikinci mertebe etkileri kontrolü ile ilgili yazılmış olan hesap çizelgesi programı Şekil 7.21.'de verilmiştir.

 <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b> <b>KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)</b>	
<b>(AISC 360-05 C) Second-Order Analysis</b>	
C2-1b $P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt}$	$P_{nt} = 1162$ kN $P_{lt} = 2056.9$ kN $P_r = 3218.87$ kN
C2-4 $C_m = 0,6 - 0,4(M_1 / M_2)$	$M_1 = 1$ kNm $M_2 = -1$ kNm $C_m = 1.00$
C2-5 $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$	$K_1 = 0.97$ $L = 350$ cm $I = 57680$ cm <sup>4</sup> $P_{e1} = 98781.46$ kN
C2-6b $\sum P_{e2} = R_M \frac{\sum HL}{\Delta_H}$	braced-frame <input type="checkbox"/> $R_M = 1$ $\Delta_H = 5.96$ cm $H = 124.07$ kN $\sum P_{e2} = 7285.99$ kN
C2-2 $B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1$	ASD <input type="checkbox"/> $\alpha = 1.6$ $P_r = 3218.87$ kN $B_1 = 1.06$
C2-3 $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1$	$\sum P_{nt} = 35333.3$ kN $B_2 = 1.00$
C2-1a $M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$	$M_{nt} = 0.01$ kNm $M_{lt} = 20.48$ kNm $M_r = 20.49$ kNm
<b>Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ</b> <b>Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ</b>	

Şekil 7.21. ASD Kolon İkinci Mertebe Analizi HÇP

İkinci mertebe etkilerini de içeren kolon gerekli eğilme momenti  $M_r$  ve gerekli kolon aksenal basınç dayanımı  $P_r$  kullanılarak, kolon karşılıklı etkileşim diyagramları elde edilmiştir. Bu etkileşim diyagramı, kolonun eğilme ve basınç etkilerinin karşılıklı etkileşimini içermektedir.

$$P_c = \frac{2382.33}{\Omega_c} = 3503.14kN$$

ASD'ye göre tasarım eğilme momentinin elde edilebileceği bağıntı ve ilgili hesap aşağıdadır;


$$M_c = \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{1115}{1.67} = 667.69kNm$$

$$P_r = 3218.87kN$$

AISC 360-05 – madde H1-1a'da ve H1-1b'de, kolon karşılıklı etkileşimini veren tahkikler belirtilmiştir. Aşağıda ilgili hesap görülmektedir;

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.92 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) = 0.95 \leq 1.0$$

Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı tahkikleri için kullanılan hesap çizelgesi programı, Şekil 7.22.'de verilmiştir.



**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

**(AISC 360-05 H) The Interaction of Flexure and Compression**

ASD

$M_c = M_n / \Omega_b$

$M_c = 667.69$  kNm

$M_r = 20.49$  kNm

$P_c = P_n / \Omega_c$

$P_c = 3503.14$  kN

$P_r = 3218.87$  kN

$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$

(H1-1a)

$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$

(H1-1b)

ASD

$\frac{P_r}{P_c} = 0.92$

$0.95$

$\leq$

$1.0$

OK

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.22. ASD Kolon Karşılıklı Etkileşim Diyagramı HÇP

## 7.7. Yapı Modelinin LRFD'ye Göre Tasarımı

### 7.7.1. Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi

LRFD'ye göre tasarım ivme spektrumu, bu çalışmanın 7.6.1. bölümünde ASD'ye göre tasarım ivme spektrumunun elde edildiği gibi elde edilir.

### **7.7.2. Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi**

LRFD'ye göre elde edilen yatay deprem yükleri, bu çalışmanın 7.6.2. bölümünde ASD'ye göre elde edilen yatay deprem yükleri ile aynı Şekilde elde edilir.

LRFD'ye göre elde edilen yapı elemanı kesitleri farklı olduğundan, dolayısı ile zati ağırlıklar farklı olduğundan, LRFD'ye göre elde edilen yapı kat ağırlıkları ve toplam ağırlıkları arasında az da olsa farklar oluştuğu gözlemlenmiştir. Dolayısı ile yapıya etkiyen deprem yükleri arasında da farklar mevcuttur.

Şekil 7.23.'de, LRFD'ye göre elde edilen deprem yükleri HP verilmiştir.



### 7.7.3.LRFD'ye Göre Düşey Deprem Yüklerinin Belirlenmesi ve Yük Kombinasyonlarının Modifikasyonu

ASCE/SEI 7-05'e göre sismik yükler, yatay ve düşey deprem yüklerinin birleşimi olarak tanımlanır. Yatay deprem yükü 7.6.4. başlığı altında incelenmiş ve yükler elde edilmiştir. Düşey yükler ise, bu çalışmanın 7.5.2. başlığı altında ki yük kombinasyonlarının ölü yük bileşeninde bir artış olarak kendini gösterir. Düşey deprem yüklerinin bulunması için Denklem 6.35.'te verilen bağıntı kullanılır. Denklem 6.36.'da hesap bağıntısı verilen toplam deprem yükünün düşey bileşeni  $E_v$ 'nin hesabı ise aşağıdadır.

$$S_{DS} = 0.733g$$

$$E_v = 0.2S_{DS}D \Rightarrow E_v = (0.2)(0.733)D \Rightarrow E_v = 0.1466D$$

ASCE/SEI 7-05 – madde 2.4.1.'de verilen LRFD yük kombinasyonlarından kullanılacak olan basit kombinasyonlar aşağıdadır.

- a) 1.4 D
- b) 1.2 D±1.6 L
- c) 1.2 D±0.8 W
- d) 1.2 D±1.6 W±L
- e) 1.2 D± E± L
- f) 0.9 D± 1.6 W
- g) 0.9 D± E

Kombinasyonlardaki  $E_v=0.1466D$  olduğuna göre ve  $E=E_v+E_h$  ise, bu E değeri kombinasyonlarda yerine konularak düşey deprem yükü katkısı dikkate alınır ve kombinasyonlar modifiye edilir. LRFD için %5 deprem yükü eksantirisitesi dikkate alınan ve alınmayan modifiye edilmiş SAP2000 yük kombinasyonları aşağıdadır.

- a) 1.4 D
- b) 1.2 D±1.6 L
- c) 1.2 D±0.8 W<sub>x</sub>  
1.2 D±0.8 W<sub>y</sub>
- d) 1.2 D±1.6 W<sub>x</sub>±L  
1.2 D±1.6 W<sub>y</sub>±L
- e) 1.347 D±0.30 E<sub>hx1</sub> ±E<sub>hy</sub>±L  
1.347 D±0.30 E<sub>hx</sub> ±E<sub>hy2</sub>±L  
1.347 D±E<sub>hx</sub> ±0.3E<sub>hy1</sub>±L  
1.347 D±0.30 E<sub>hx2</sub>±E<sub>hy</sub>±L
- f) 0.9 D± 1.6 W<sub>x</sub>  
0.9 D± 1.6 W<sub>y</sub>
- g) 1.047 D±0.30 E<sub>hx1</sub> ±E<sub>hy</sub>  
1.047 D±E<sub>hx</sub> ±0.30 E<sub>hy2</sub>  
1.047 D±E<sub>hx</sub> ±0.30 E<sub>hy1</sub>  
1.047 D±0.30 E<sub>hx2</sub> ±E<sub>hy</sub>

#### 7.7.4. Göreli Kat Ötelenmesi Kontrolü

ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.12.’de, TDY2007’ye benzer olarak %2’lik bir maksimum ötelemeye izin verilmiştir.

Örnek bir hesaplama olarak Denklem 6.40.’ta verilen bağıntı kullanılarak 7. ve 6. kat arasında ki göreli kat ötelenmesi şu şekilde bulunur;

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \Rightarrow \delta_x = \frac{5(7.00 - 6.00)}{1} = 5.00 \text{ cm} \Rightarrow \frac{5}{350} = 0.014 \leq 0.02$$

Şekil 7.24.’de LRFD’ye göre göreli kat ötelenmesi kontrolü HÇP görünümü görülmektedir.



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**12.8.6 GÖRELİ KAT ÖTELEMELERİNİN KONTROLÜ (ASCE 7-05)**

**X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü**

(Table 12.2-1 (11.5.1))

(12.8-15)

(Table 12.12-1)

Story	$h_i$ (cm)	$\delta_{ei}$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\Delta_{ix}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})C_d/I$	$\Delta_{ix}/h_i$	$\Delta_{ix}/h_i \leq 0.02$
<u>7(i)</u>	350.0	7.0000	5.0	1.0	5.000	0.014	OK
<u>6</u>	350.0	6.0000	5.0	1.0	5.500	0.016	OK
<u>5</u>	350.0	4.9000	5.0	1.0	5.800	0.017	OK
<u>4</u>	350.0	3.7400	5.0	1.0	5.700	0.016	OK
<u>3</u>	350.0	2.6000	5.0	1.0	5.300	0.015	OK
<u>2</u>	350.0	1.5400	5.0	1.0	4.400	0.013	OK
<u>1</u>	350.0	0.6600	5.0	1.0	3.300	0.009	OK

**Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü**

Kat	$h_i$ (cm)	$\delta_{ei}$ (cm)	$C_d$	$I_E$	$\Delta_{iy}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})C_d/I$	$\Delta_{iy}/h_i$	$\Delta_{iy}/h_i \leq 0.02$
<u>7(i)</u>	350.0	4.9700	5.0	1.0	3.050	0.009	OK
<u>6</u>	350.0	4.3600	5.0	1.0	3.600	0.010	OK
<u>5</u>	350.0	3.6400	5.0	1.0	3.850	0.011	OK
<u>4</u>	350.0	2.8700	5.0	1.0	4.050	0.012	OK
<u>3</u>	350.0	2.0600	5.0	1.0	3.900	0.011	OK
<u>2</u>	350.0	1.2800	5.0	1.0	3.550	0.010	OK
<u>1</u>	350.0	0.5700	5.0	1.0	2.850	0.008	OK

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAS

Şekil 7.24. LRFD Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP

### 7.7.5. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Yatay yükler altındaki yapılar düşey yüklerin uygulandığı noktaların hareket etmesinden dolayı ikinci mertebe kuvvetlere maruz kalırlar. Bu etkiler kabaca şu şekilde tarif edilebilir; aksenal basınca maruz basit bir ucu ankastre, diğer ucu boş olan bir kolon sisteminde basınç etkisi nedeni ile kolon serbest ucunda kolon eksenine dik eksen yönünde bir yer değiştirme oluşur. Bu yer değiştirme sonucu, kolonda ki aksenal basınca ek olarak, kolon mesnedinde dengelenmesi gereken bir ikinci mertebe momenti de oluşur. İşte ikinci mertebe etkisinin kabaca tanımı budur. Bu ikinci mertebe etkileri, P-Delta etkileri olarak bilinir ve yapının analizinde önemli bir rol oynar.

ASCE/SEI 7-05’de öngörülen ikinci mertebe etkileri kontrolünün TDY2007’den en önemli farkı, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci mertebe gösterge değeri olarak nitelendirilen  $\theta_i$ ’nin TDY2007’de %12 ile sınırlandırılmış olması, ASCE/SEI 7-05’de ise bu değer %10 ile sınırlandırılmış olmasıdır. Denklem 6.42., ASCE/SEI 7-05 – bölüm 12 – madde 12.8.7.’de bulunan ikinci mertebe etkisi kontrolü ile ilgili bağıntıyı ve sınırlandırmayı göstermektedir.

HÇP’de gri boyalı veri girişi hücrelerine,  $E_h$ ,  $E_{h1}$  ve  $E_{h2}$  deprem yükü kombinasyonları etkisinde oluşan en el verişi kat içi ortalama deplasman değeri girilir. Ayrıca ASCE/SEI 7.05’de “Deflection Amplification Factor” olarak nitelendirilen ve deplasman büyütme katsayısı olarak tercüme edilebilecek bir  $C_d$  katsayısı değeri taşıyıcı sistem türüne göre yönetmelikten seçilerek programa girilir.  $I_E$  yapı önem katsayısı da yine ASCE/SEI 7.05’den okunarak programda ki ilgili hücrelere girilir. Program otomatik olarak tahkiki yapar ve sınır değer aşılması durumunda uyarı verir.

Örnek bir çözüm olarak 6. katında ki deplasmanı 6.0cm, 7.katındaki deplasmanı 7.0cm olan ve 7. katına 819.75kN deprem yükü etki eden bir yapının 6. ve 7. katları arasında P-Delta etkilerini analiz edelim. Yapının 7. katının ağırlığı 3799.00kN’dır. Kat yüksekliği ise 350 cm’dır. P-Delta hesabı ile ilgili HÇP, Şekil 7.25.’de verilmiştir.



### 7.7.6. Rüzgar Yükü Hesabı

LRFD'ye göre elde edilen yatay rüzgar yükleri, bu çalışmanın 7.6.6. bölümünde ASD'ye göre elde edilen yatay deprem yükleri ile aynıdır. Şekil 7.8.'de, rüzgar yükü hesabı HÇP görünümü verilmiştir.

### 7.7.7. Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çapraz elemanlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanda oluşan en elverişsiz eksenel çekme ve basınç yüklerine göre yapılmıştır. LRFD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVLRFD yük kombinasyonu kullanılarak hesap yapılmıştır.

Hazırlanan HÇP'nda gri boyalı hücrelere istenilen veriler girildiğinde ve bir çapraz eleman kesiti seçildiğinde, boyutlandırma işlemi saniyeler içerisinde gerçekleşebilmektedir. Programda, kat yüksekliği L2 ve çaprazlı kiriş açıklığının yarısını simgeleyen L1 değerleri girildiğinde, dengelenmemiş kuvvet hesabında önem kazanan  $\beta$  açısı otomatik olarak hesaplanmakta ve algoritmaya girmektedir.

Çapraz eleman ön boyutu olarak, her iki yönde ki burkulma boyları ve narinlikleri eşit olan kare kutu kesitli Avrupa profili, kesit alanı  $5210 \text{ mm}^2$  olan HSS 152.4x152.4x9.5 kesiti kullanılmıştır. SAP2000 analizi sonucu boyutlandırmaya esas eksenel çubuk kuvveti ise aşağıdaki gibidir;

$$P_u = 851.82 \text{ kN}$$

AISC'de öngörülen kompaktlık şartı, Denklem 6.48'de, narinlik şartı ise Denklem 6.49'da verilmiştir. AISC'nin HSS kare kutu kesitli profiller için öngördüğü narinlik sınırları TDY2007' ile aynıdır lakin lokal burkulmaya karşı

kompaktlık şartı için öngörülen sınırlar farklıdır. Kompaktlıklar kontrol edilecek olursa;

$$\frac{b}{t} = \frac{[152 - (2)(9.5)]}{9.5} = 14.00 \leq 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.64 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 17.92$$

AISC'ye göre narinlik kontrolü ise aşağıdadır;

$$\frac{KL}{r} = \frac{1(10)(460.98)}{57.50} = 80.17 \leq 4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.0 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 112.022$$

LRFD için  $\Phi$  emniyet katsayısı 0.9 olarak alınmıştır. Çapraz elemanların yatay eksen ile yaptığı açı  $\beta$ 'dir. AISC'ye göre çapraz eleman hesabı için,  $P_n$  nominal eksenel yükün elde edilebilmesi için, kritik burkulma yükünün elde edilmesi gerekir.

Kritik burkulma yükünü bulabilmek için evvela "Euler Kritik Yüğü" nü elde etmek gereklidir.  $F_e$ , euler kritik yükü, Denklem 6.51.'de verilen bağıntı ile bulunmuştur.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(80.17)^2} = 307.12 \text{ N / mm}^2$$

Narinlik oranına bağlı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53.'de ki şartlara bağlı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesaplanır.


$$\frac{KL}{r} = 80.17 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 131.906 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_c}} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{255}{307.12}} \right] 255 = 180.141 N / mm^2$$

Kritik burkulma yükü kullanılarak hesaplanan nominal mukavemet, basınç çubuğuna etkiyen kuvvet ile mukayese edilerek kesitin yeterli olup olmadığı kontrol edilir. SDYMÇÇ sistemler için ASD'ye göre diyagonal çapraz eleman tasarımını içeren HÇP, Şekil 7.26.'da verilmiştir.

$$P_n = (F_{cr})(A_g) = \frac{(180.141)(5210)}{1000} = 938.597 kN$$

$$\phi P_n \geq P_a \Rightarrow 0.9(938.597) = 1042.819 kN \geq 851.82 kN$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC&TDY2007)**

---

**MALZEME**

Fe42

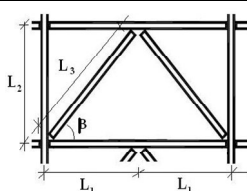
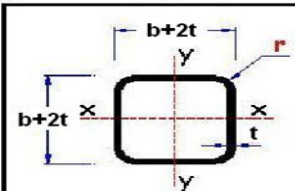
Çelik Malzeme:

HSS152X152X9.5

KARE KUTU KESİT

σa=Fy=  Mpa

---

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	40.90	I	x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	17.20	A	mm <sup>2</sup>	5210.00
h+2t	mm	152.00	W <sub>d</sub> =S	x10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	226.00	<b>KOMPAKTLIK KONTROLÜ</b>		
b+2t	mm	152.00	W <sub>pl</sub> =Z	x10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	273.00			
t	mm	9.50	i=r	mm	57.50	E	Mpa	200000
<b>ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ</b>			I <sub>t</sub> =J	x10 <sup>3</sup> mm <sup>4</sup>	28300.00	0,64√E/Fy	AISC	17.92
L <sub>1</sub>	cm	300.00	<b>NARİNLİK HESABI</b>			0.70√Es/σ	TDY2007	19.60
L <sub>2</sub>	cm	350.00				b/t	w-t ratio	14.00
β	deg.	49.40	Kx=Ky		1	AISC 431-05	<b>Kesit Kompakt</b>	
L <sub>3</sub>	cm	460.98	(KL)/r		80.17	TDY2007	<b>Kesit Kompakt</b>	
			4√E/σ	TDY2007	112.02241			
			4√E/Fy	AISC	112.02241			
			(KL)/r	≤	4√E/σ			
			(KL)/r	≤	4√E/Fy			
			TDY2007	<b>NARİNLİK UYGUN</b>				
			AISC 431-05	<b>NARİNLİK UYGUN</b>				

---

**LRFD DESIGN**

Φ	<b>0.9</b>	
P <sub>u</sub>	kN	<b>851.82</b>
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>307.12</b>
$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<b>131.906384</b>
$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$		
$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e$		
F <sub>cr</sub>	N/mm <sup>2</sup>	<b>180.141</b>
P <sub>n</sub> = F <sub>cr</sub> * A <sub>g</sub>	kN	<b>938.537</b>
Φ P <sub>n</sub>	kN	<b>1042.819</b>
Φ P <sub>n</sub> ≥ P <sub>u</sub>	<b>KESİT YETERLİ</b>	

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAS

Şekil 7.26. LRFD Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP

### 7.7.8.Çaprazlı Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çaprazlı açıklıkta ki kirişlerin tasarımına, kirişle çapraz elemanların düğümlendiği kiriş açıklığı ortasında oluşan dengelenmemiş kuvvet ve dengelenmemiş moment hakimdir. ASD ve LRFD'ye göre çaprazlı açıklık kirişleri tasarımının TDY2007 çaprazlı açıklık kirişleri tasarımından en büyük farkı budur.

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çaprazlı açıklıklardaki kirişler boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan  $M_{G+Q}$  momentleri ile, deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanların kirişlerle düğümlendiği noktalarda oluşan ve çapraz elemanlarda ki eksenel çekme basınç gerilmeleri nedeni ile kirişe aktarılan dengelenmemiş kuvvetlerden doğan dengelenmemiş moment  $M_e$ 'nin toplanması sonucu elde edilen  $M_a$  momenti esas alınarak yapılmıştır.


$$M_a = M_{G+Q} + M_e$$

Düşey ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan  $M_{G+Q}$  momentleri, LRFD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVLRFD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Tasarıma kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. Kiriş profili olarak HE650M profili seçilmiştir. Çaprazsız açıklık kirişlerine nazaran bu denli büyük boyutlu bir profilin seçilmiş olmasının nedeni, dengelenmemiş kuvvetlerdir. Kompaktlık tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.27.'de verilmiştir. Lokal burkulmaya karşı kompaktlık kontrolü aşağıdadır;

$$\text{Başlıkta} \Rightarrow \lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{305}{2(40)} = 3.81 < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8.485$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{588}{21} = 28.00 < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.296$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-4)**

ÇELİK MALZEME

Çelik Malzeme: **A36**

$\sigma_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

$E = 200000$

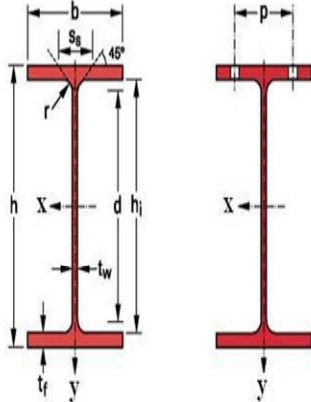
$\sigma_a = F_y = 250$  Mpa

$\tau_{em} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

HE 650 M

SECTION

**HE 650 M**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	293	$I_x$	cm <sup>4</sup>	281700	$A_L$	m <sup>2</sup> /m	2.468
h	mm	668	$S_x$	cm <sup>3</sup>	8433	$A_G$	m <sup>2</sup> /t	8.411
b	mm	305	$Z_x$	cm <sup>3</sup>	9657			
$t_w$	mm	21	$r_x$	cm	27.45			
$t_f$	mm	40	$A_{vz}$	cm <sup>2</sup>	159.7			
r	mm	27	$I_y$	cm <sup>4</sup>	18980			
A	cm <sup>2</sup>	373.7	$S_y$	cm <sup>3</sup>	1245			
$h_i$	mm	588	$Z_y$	cm <sup>3</sup>	1936			
d	mm	534	$r_y$	cm	7.13			
Ø		M27	$s_s$	mm	132.6			
$p_{min}$	mm	132	J	cm <sup>4</sup>	1579			
$p_{max}$	mm	200	$C_w \cdot 10^{-3}$	cm <sup>6</sup>	18650			

$$M_n = F_y Z_x$$

$M_n = 414.3$  kNm

$$A_w = h \cdot t_w$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w$$

$A_w = 14028$  mm<sup>2</sup>  
 $V_n = 2104.2$  kN

**Lokal Burkulma (Local Buckling)**

AISC 341-05 Table I8-1

$$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0,3 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_w = h / t_w < \lambda_p = 2,45 \sqrt{E / F_y}$$

Başlıkta	3.81	<	8.485	<b>Kesit Kompakt</b>
Gövdede	28.00	<	69.296	<b>Kesit Kompakt</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAS

Şekil 7.27. LRFD Çaprazlı Açıklık Kirişi Kompaktlık Kontrolü HÇP

Çalışmamızda HÇP'nin uygulanacağı hesap modelinde L açıklıklı kirişin tam ortasında düğümlenen simetrik iki çapraz söz konusu olduğundan, dengelenmemiş kiriş momenti  $M_e$ , Denklem 6.66.'da ki bağıntı ile hesaplanır. Denklem 6.65.bağıntısındaki  $R_y$  ifadesi, akma gerilmesi artırma katsayısıdır ve kare kutu kesitli ve Fe42 malzemeden müteşekkil çapraz elemanlar için ASCE/SEI 7-05'den  $R_y=1.4$  olarak okunur.

Denklem 6.65.'te ki dengelenmemiş kuvveti ve dengelenmemiş momenti yapının 1. katında ki çaprazlı açıklıklardan en elverişsiz iç kuvvete maruz olanı için hesaplayalım;

$$F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta = \frac{[(1.4)(255)(5210)]}{1000} - 0.3(938.537)(0.76) \Rightarrow$$

$$F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta = 1175.338 kN$$

$$M_e = \frac{1}{4} F_e L = \frac{[(0.25)(1175.338)(300)]}{100} = 1763.007 kN.m$$

$$M_{G+Q} = 117.89 kN.m \text{ dir.}$$

$$M_a = M_{G+Q} + M_e$$

$$M_a = 117.89 + 1763.007 = 1880.896 kN.m$$

$M_a$  momenti, kirişin taşıma gücü momenti yani nominal momentinin emniyet katsayısı nispetinde küçültülmesi ile bulunan değerle mukayese edilecektir. Dengelenmemiş kuvvet kontrolü HÇP, Şekil 7.28.'de verilmiştir.

$$\Phi M_n = \Phi F_y Z_x = 2414.25 kNm > M_a = 1880.896 kNm$$

		GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ						
		DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI						
		ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)						
		LRFD 'YE GÖRE TASARIM					Ry=	1.40
Kat Seviyesi		1.KAT	2.KAT	3.KAT	4.KAT	5.KAT	6.KAT	7.KAT
Kiriş Kesiti		HE 650 M	HE 650 M	HE 650 M	HE 650 M	HE 650 M	HE 650 M	HE 650 M
Çapraz β Açısı	Derece	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40
sin β		0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
Ry*Fy*Ag	kN	1823.500	1823.500	1823.500	1823.500	1823.500	1823.500	1823.500
0,3*Pn	kN	281.561	281.561	281.561	281.561	281.561	281.561	281.561
Fe	kN	1175.338	1175.338	1175.338	1175.338	1175.338	1175.338	1175.338
Me	kN.m	1763.007	1763.007	1763.007	1763.007	1763.007	1763.007	1763.007
M <sub>G+Q</sub>	kN.m	117.89	97.36	76.83	56.31	43.33	26.79	33.34
Ma	kN.m	1880.8969	1860.3669	1839.837	1819.3169	1806.3369	1789.7969	1796.3469
Mp	kN.m	2414.250	2414.250	2414.250	2414.250	2414.250	2414.250	2414.250
Φ		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Φ*Mp		2172.825	2172.825	2172.825	2172.825	2172.825	2172.825	2172.825
		<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>	<b>YETERLİ</b>
<u>NOT: Kirişlerde dengelenmemiş kuvvetin yatay bileşeninin bulunması durumunda, seçilen kiriş elemanı kolon elemanıymış gibi düşünülerek gerekli kolon hesap ve tahkikleri yapılmalıdır.</u>								
Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar IŞCI					Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ			

Şekil 7.28. LRFD Çaprazlı Açıklık Dengelenmemiş Kuvvet Kontrolü HÇP

Çaprazlı ana çerçeve kiriş açıklığında, kiriş elemanlarının yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için  $L_b$  kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü yapılmıştır.

Bu kontrol için, kiriş yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = \frac{12.5(153.22)}{2.5(153.22) + 3(100.84) + 4(153.22) + 3(100.84)} = 1.2$$

Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 1.860 \times 10^{13} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 83.99 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 4444.12 \text{ MPa}$$


LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c}\right)^2}} = 15.36 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76 r_y \left(\frac{E}{F_y}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.76(7.13) \left(\frac{200000}{250}\right)^{\frac{1}{2}} = 355 \text{ cm} = 3.55 \text{ m}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.29.'da verilmiştir.



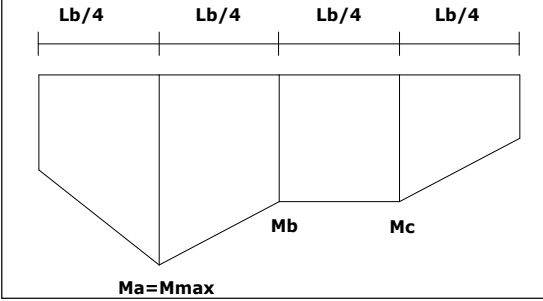
**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)**

---

**Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)**



**Ma=Mmax**

Mmax	Ma	Mb	Mc
153.22	100.84	153.22	100.84
kNm	kNm	kNm	kNm

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$M_{\max}$  : Absolute value of maximum moment in the unbraced segment  
 $M_a$  : Absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment  
 $M_b$  : Absolute value of moment at centerline of unbraced segment  
 $M_c$  : Absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment

$C_b = 1.20$

---

$C_w = I_y h_o^2 / 4$	$C_w = 1.865E+13 \text{ mm}^6$
$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$	$r_{ts} = 83.99 \text{ mm}$
$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$	$F_{cr} = 4444.12 \text{ mpa}$
$L_p = 1,76 r_{ts} \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2}$	$L_p = 3.55 \text{ m}$
$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \left[1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c}\right)^2}\right]}$	$L_r = 15.36 \text{ m}$

$L_b = 2 \text{ m}$

the limit state of LTB does not apply

$L_p > L_b$      $L_p < L_b < L_r$      $L_b > L_r$

$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$

$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

$M_p = 2414.3 \text{ kNm}$

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.29.** LRFD Çaprazlı Açıklık LTB Kontrolü HÇP

### 7.7.9.Çaprazsız Açıklık Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çaprazsız açıklıklardaki kirişler boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden ve deprem yüklerinden dolayı oluşan, LRFD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVLRFD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Tasarıma kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. Kiriş profili olarak HE180M profili seçilmiştir. Çaprazlı açıklık kirişlerine nazaran bu denli küçük boyutlu bir profilin seçilmiş olmasının nedeni, çaprazlı açıklık kirişlerine etki eden dengelenmemiş kuvvetlerin olmamasıdır. Lokal burkulmaya karşı kompaktlık kontrolü aşağıdadır;

$$\text{Başlıkta} \Rightarrow \lambda_f = \frac{b}{2t} = \frac{186}{2(24)} = 3.88 < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8.485$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{14.5} = 10.48 < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.296$$

ENVLRFD sonucu çaprazsız açıklık kirişinde oluşan en elverişsiz eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri aşağıdadır.

$$M_a = 155.45 kN.m$$


$$V_a = 81.21 kN$$

Bu değerlerin emniyet katsayıları ile küçültülmüş nominal mukavemetlerle mukayeseleri aşağıdadır. Nominal momentler için emniyet katsayısı değeri  $\Phi_b = 0.9$  ve nominal kesme kuvveti için  $\Phi_v = 1.0$ 'dir.

$$\Phi_b M_n = 0.9 F_y Z_x = 198.8 kNm \geq M_a = 155.45 kNm$$

$$\Phi_v V_n = (1)(0.6 F_y A_w) = 435 kN \geq V_a = 81.21 kN$$

Kompaktlık, moment ve kesme kuvveti tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.30.'da verilmiştir.



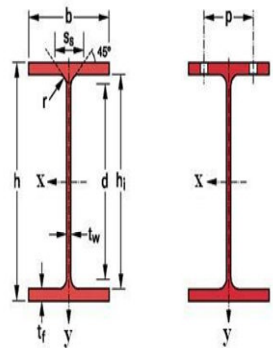
**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

ÇELİK  
A36  
Çelik Malzeme: **A36**

$\sigma_{cm} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)  
 $E = 200000$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a = F_y = 250$  Mpa  
 $\tau_{cm} = 0$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

HE 180 M  
**KESİT**  
**HE 180 M**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	88.9	I <sub>x</sub>	cm <sup>4</sup>	7483	A <sub>L</sub>	m <sup>2</sup> /m	1.089
h	mm	200	S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	748.3	A <sub>G</sub>	m <sup>2</sup> /t	12.25
b	mm	186	Z <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	883.4			
t <sub>w</sub>	mm	14.5	r <sub>x</sub>	cm	8.13			
t <sub>f</sub>	mm	24	A <sub>vz</sub>	cm <sup>2</sup>	34.65			
r	mm	15	I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	2580			
A	cm <sup>2</sup>	113.3	S <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	277.4			
h <sub>i</sub>	mm	152	Z <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	425.2			
d	mm	122	r <sub>y</sub>	cm	4.77			
Ø		M24	s <sub>s</sub>	mm	80.07			
p <sub>min</sub>	mm	94	J	cm <sup>4</sup>	203.3			
p <sub>max</sub>	mm	98	C <sub>w</sub> × 10 <sup>-3</sup>	cm <sup>6</sup>	199.3			
			S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	441.70			

$$M_p = F_y Z_x$$

$M_p = 220.9$  kNm

$$A_w = h \cdot t_w$$

$$V_p = 0.6 F_y A_w$$

$A_w = 2900$  mm<sup>2</sup>  
 $V_p = 435.0$  kN

(LRFD)

$$M_a = 155.45$$
 kNm  

$$\Phi = 0.90$$
  

$$\Phi M_p = 198.8$$
 kNm  

$$M_a < \Phi M_p$$
 **OK**

(LRFD)

$$V_a = 81.21$$
 kN  

$$\Phi = 1.00$$
  

$$\Phi V_p = 435.0$$
 kN  

$$V_a < \Phi V$$
 **OK**

**Lokal Burkulma (Local Buckling)**

AISC 341-05 Table I8-1

$$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0,3 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_w = h / t_w < \lambda_p = 2,45 \sqrt{E / F_y}$$

Başlıkta	3.88	<	8.485	<b>Kesit Kompakt</b>
Gövdede	10.48	<	69.296	<b>Kesit Kompakt</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.30. LRFD Çaprazsız Açıklık Kirişi Tasarımı HÇP

Çaprazsız açıklık ana çerçeve kiriş elemanlarının yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için  $L_b$  kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü yapılmıştır. Yanal burulma burkulması kontrolü, çaprazlı açıklıkta bulunan ana çerçeve kirişlerinde ki LTB kontrolü ile aynı hesap adımlarını içermektedir.

Bu kontrol için, kiriş yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \Rightarrow$$

$$C_b = \frac{12.5(155.45)}{2.5(155.45) + 3(71.67) + 4(72.25) + 3(71.67)} = 1.75$$

Bu çalışmada Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 1.99 \times 10^{11} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 55.05 \text{ mm}$$

Kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı ile hesaplanırsa;

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

$$F_{cr} = 4416.17 \text{ MPa}$$

LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;


$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \Rightarrow$$

$$L_r = 21.61 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.37 \text{ metre}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.31.'de verilmiştir



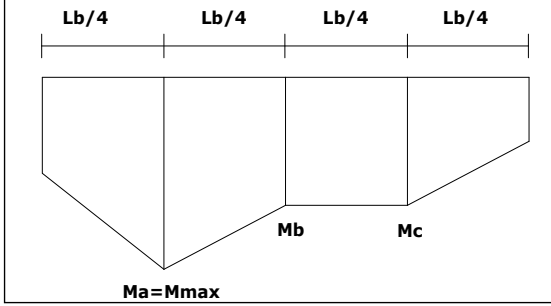
**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

---

**Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)**



**Ma = Mmax**

Mmax	Ma	Mb	Mc
<b>155.45</b>	<b>71.67</b>	<b>72.25</b>	<b>71.67</b>
kNm	kNm	kNm	kNm

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$M_{\max}$  : Absolute value of maximum moment in the unbraced segment  
 $M_a$  : Absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment  
 $M_b$  : Absolute value of moment at centerline of unbraced segment  
 $M_c$  : Absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment

$C_b = 1.75$

---

$C_w = I_y h_o^2 / 4$	<b>1.993E+11</b> mm <sup>6</sup>
$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$	$r_{ts} = 55.05$ mm
$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(\frac{L_b}{r_{ts}})^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} (\frac{L_b}{r_{ts}})^2}$	$F_{cr} = 4416.70$ mpa
$L_p = 1,76 r_y (\frac{E}{F_y})^{1/2}$	$L_p = 2.37$ m
$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \left[ 1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2} \right]}$	$L_r = 21.61$ m

$L_b = \mathbf{2}$  m

$L_p > L_b$       **the limit state of LTB does not apply**

$L_p < L_b < L_r$        $M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) (\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p})] \leq M_p$

$L_b > L_r$        $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

$M_p = 220.9$  kNm

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ      Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.31. LRFD Çaprazsız Açıklık LTB Kontrolü HÇP**

### 7.7.10. Kolonların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan kolonlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yüklerden ve deprem yüklerinden dolayı oluşan, LRFD yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVLRFD yük kombinasyonu kullanılarak elde edilmiştir.

Kolon tasarımı için öncelikle lokal burkulmaya karşı kompaktlık şartları tahkik edilmiştir. Kolon profili olarak HE340B profili seçilmiştir. AISC341-05'te, tablo I-8-1'de, lokal burkulma kontrolü ile ilgili tahkik bağıntıları bulunmaktadır.

Gerekli basınç elemanı dayanımının, mevcut olan basınç elemanı dayanımına oranı  $C_a$  hesabı aşağıdadır. Bu hesapta ki emniyet katsayısı  $\Phi_b=0.90$ 'dır. ENVLRFD yük kombinasyonundan elde edilen en elverişsiz eksenel yük;

$$P_u = 3488.57 kN$$


$$P_y = F_y A = 345(170) = 5896.05 kN$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{3488.57}{(0.9)5896.05} = 0.657$$

$$C_a = 0.583 > 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) > \frac{h}{t_w} \Rightarrow$$

$$\lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) = 45.10 > \frac{h}{t_w} = 20.25$$

Kompaktlık kontrolü ile ilgili HÇP, Şekil 7.32.'de verilmiştir.

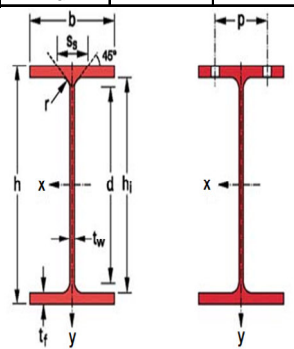


**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

**ÇELİK MALZEME**

A572 grade 50 HE 340 B

**A572 grade 50**  $F_y =$  **345** mpa Section: **HE 340 B**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	134	$I_x$	cm <sup>4</sup>	36660	$A_L$	m <sup>2</sup> /m	1.81
h	mm	340	$S_x$	cm <sup>3</sup>	2156	$A_G$	m <sup>2</sup> /t	13.49
b	mm	300	$Z_x$	cm <sup>3</sup>	2408			
$t_w$	mm	12	$r_x$	cm	14.65			
$t_f$	mm	21.5	$A_{vz}$	cm <sup>2</sup>	56.09			
r	mm	27	$I_y$	cm <sup>4</sup>	9690			
A	cm <sup>2</sup>	170.9	$S_y$	cm <sup>3</sup>	646			
$h_f$	mm	297	$Z_y$	cm <sup>3</sup>	985.7			
d	mm	243	$r_y$	cm	7.53			
Ø		M27	$s_s$	mm	86.63			
p <sub>min</sub>	mm	122	J	cm <sup>4</sup>	257.2			
p <sub>max</sub>	mm	198	$C_w \times 10^{-3}$	cm <sup>6</sup>	2454			

**Local Buckling**

Table I-8-1 (AISC 341-05)

Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios	
	$\lambda_{ps}$	Seismically compact
$h/t_w$	$C_a \leq 0,125$	
	$3,14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1,54C_a)$	
	$C_a > 0,125$	
	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33 - C_a) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

**LRFD**

$P_u =$  **3488.57** kN  
 $P_y =$  5896.05 kN

$P_u =$  required compressive strength  
 $P_y =$  axial yield strength

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$$

$\phi_b =$  0.90  
 $C_a =$  0.657

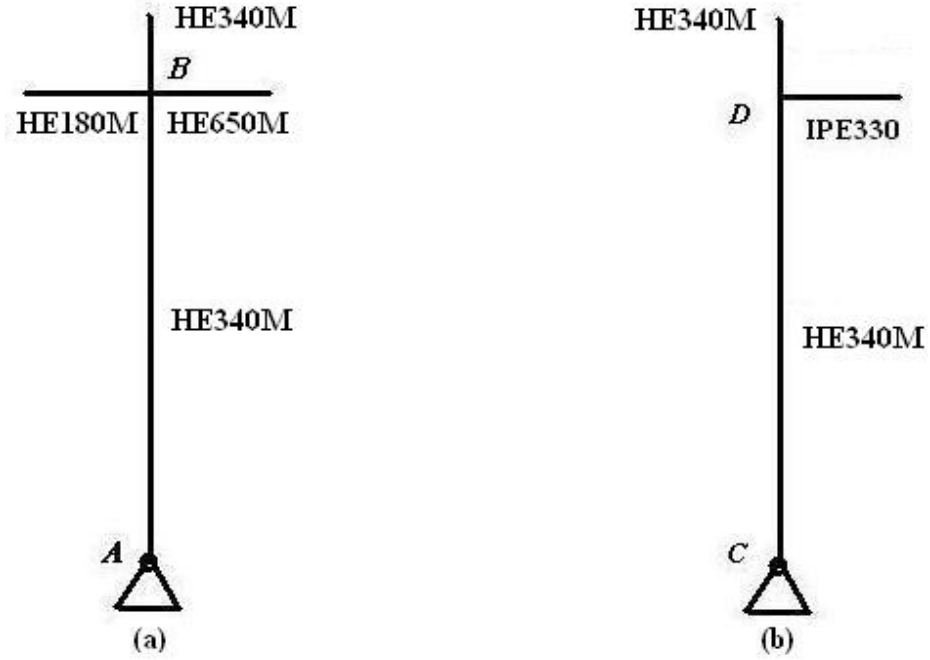
$h/t_w =$  20.25  $< \lambda_p =$  45.10

**Kompakt**

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.32. LRFD Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP

Kolon basınç dayanımının belirlenmesi için, kolonun kesitinin x ve y yönlerinde ki narinlikleri hesaplanmıştır. Bu narinlik değeri 200'den küçük olmak zorundadır. Kolon narinliklerinin hesabı için, x ve y yönünde ki efektif burkulma katsayıları hesaplanmıştır. Bu katsayıların hesabı aşağıdadır;



Şekil 7.33. LRFD Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu

Kolon x yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.33. (a)'da bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_A$ ,  $G_B$ ,  $G_C$ ,  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$G_A = 10$  (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)

$$G_B = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_B = \frac{209.485}{481.971} = 0.434$$

$G_A=10$  ve  $G_B=0.434$  için AISC 360-05 yönetmeliğinden şekil C-C2.3.'den alınabilecek abaktan  $K_x=0.84$  bulunur.

Kolon y yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.33. (b)'de bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_D$  ve  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$G_C=10$  (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)

$$G_D = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_D = \frac{209.485}{14.71} = 14.238$$

$G_C=10$  ve  $G_D=14.238$  için AISC 360-05 yönetmeliği, şekil C-C2.3'den alınabilecek abaktan  $K_y=0.96$  bulunur.

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_x = \left( \frac{0.84(350)}{14.65} \right)_x = 20.1$$

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_y = \left( \frac{0.96(350)}{7.53} \right)_y = 43.7$$

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_{\max} = 43.7 < 200$$

Narinlik oranına bağlı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denklem 6.52. ve Denklem 6.53.'de ki şartlara bağlı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesabı şöyledir;.

$$\frac{KL}{r} = 43.70 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 113.403 \Rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_c} \right] F_y$$


$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_c} \right] F_y \Rightarrow F_{cr} = 300.03 \text{ MPa}$$

Nominal aksel basınc yükü tahkiki aşağıdadır;

$$P_n = (F_{cr})(A_g) = \frac{(303.03)(170.9)}{10} = 5127.58 \text{ kN}$$

$$\Phi_c P_n = 0.9(5127.58) = 4614.82 \text{ kN} \geq P_u = 3488.57 \text{ kN}$$

Kolon narinlik hesabı, kritik burkulma yükü hesabı ve nominal aksel basınc yükü mukayeselerini içeren HÇP, Şekil 7.34.'de verilmiştir.



## DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

### KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

---

**Kolon Basınç Dayanımının Belirlenmesi**

$K_x = 0.84$                        $K_y = 0.94$   
 $r_x = 14.65 \text{ cm}$                  $r_y = 7.53 \text{ cm}$

$L = 350 \text{ cm}$

$(KL/r)_x = 20.1$                        $(KL/r)_y = 43.7$

$KL/r < 200$                       (E2)

$(KL/r)_{\max} = 43.7 < 200$                       **OK**

(AISC 360-05)                       $P_n = F_{cr} A_g$                       (E3-1)

$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $(F_e \geq 0,44F_y)$                        $F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$                       (E3-2)

$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  or  $(F_e < 0,44F_y)$                        $F_{cr} = 0,877 F_e$                       (E3-3)

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$                       (E3-4)

$A_g = 170.9 \text{ cm}^2$                        $F_{cr} = 300.03 \text{ mpa}$

$P_n = 5127.58 \text{ kN}$

ASD	LRFD
$P_a = 0 \text{ kN}$	$P_u = 3488.57 \text{ kN}$
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.9$
$P_n / \Omega_c = 3070.41 \text{ kN}$	$\phi_c P_n = 4614.82 \text{ kN}$
$P_a \leq P_n / \Omega_c$ <b>OK</b>	$P_u \leq \phi_c P_n$ <b>OK</b>

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.34. LRFD Kolon Narinlik Kontrolü ve Basınç Dayanımı HÇP

Kolonda ki yanal burulma burkulması tahkikleri, Denklem 6.70. ve Denklem 6.81. bağıntıları arasında verilmiş olan LTB hesap bağıntıları kullanılarak yapılmıştır.. Kolonlarda LTB tahkiki, kirişler için geçerli olan LTB hesabına benzer şekilde yapılır.

Bu kontrol için, kolon yanal mesnet aralıklarının maksimum değeri olan  $L_p$  ve minimum değeri olan  $L_r$  değerleri ile, mevcut  $L_b$  mesafesi mukayese edilerek tahkikat yapılır.  $C_b$  kat sayısı hesaplanırsa;

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} = \frac{12.5(18.21)}{2.5(18.21) + 3(13.66) + 4(9.11) + 3(4.56)} = 1.67$$

Bu çalışmada Denklem 6.71.'de bağıntısı verilen  $r_{ts}$  etkin dönme yarıçapı hesabı aşağıda verilmiştir. Bu formülasyonda kullanılacak olan  $C_w$  katsayısı kesitin bir özelliğidir ve profil tablosundan alınmıştır.

$$C_w = 2.45 \times 10^{12} \text{ mm}^6 \Rightarrow$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}} = 84.57 \text{ mm}$$

Kritik burkulma yükü  $F_{cr}$ , Denklem 6.75.'deki bağıntı ile hesaplanırsa;

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

$$F_{cr} = 2377.79 \text{ MPa}$$

LTB kontrolünde karşılaşılabilecek üç durum söz konusudur. Bunlar durumlar Denklem 6.78., Denklem 6.79. ve Denklem 6.80.'da verilmiştir. Denklem 6.78.'de ki  $L_p > L_b$  olması durumunda, herhangi bir sınır durum söz konusu değildir ve  $L_b$  aralığı yeterlidir. Bu mukayese tahkiki aşağıda verilmiştir;

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left( \frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \Rightarrow$$

$$L_r = 12.69 \text{ metre}$$

$$L_p = 1.76r_y \left( \frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 3.19 \text{ metre}$$

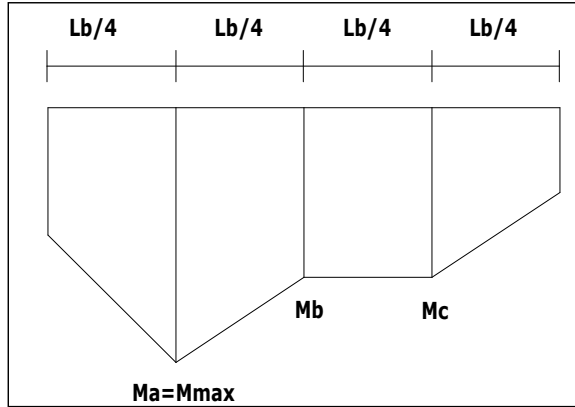
$$L_p > L_b \Rightarrow OK$$

Yanal burulma burkulması hesapları ve mukayese tahkiklerinin yapıldığı HÇP, Şekil 7.35.'de verilmiştir



**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)**

**Lateral Torsional Buckling**



Mmax	Ma	Mb	Mc
kNm	kNm	kNm	kNm
18.21	13.66	9.11	4.56

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$C_b = 1.67$$

$$C_w = I_y h_o^2 / 4$$

$$C_w = 2.454E+12 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts} = 84.57 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 2377.79 \text{ mpa}$$

$$L_p = 1,76 r_y \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2}$$

$$L_p = 3.19 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c}\right)^2}}}$$

$$L_r = 12.69 \text{ m}$$

$$L_b = 3.5 \text{ m}$$

$L_p > L_b$  the limit state of LTB does not apply

$$L_p < L_b < L_r \quad M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p$$

$$L_b > L_r \quad M_n = F_y S_x \leq M_p$$

$$M_n = 830.8 \text{ kNm}$$

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.35. LRFD Kolon LTB Kontrolü HÇP**

Kolon eğilme dayanımının bulunması ve kesme dayanımının tahkiki için, AISC 360-05'de bulunan madde F2-1'deki eğilme dayanımı bağıntısı kullanılmıştır.

$$M_p = F_y Z_x = \frac{345}{1000} (2408) = 830.8 kNm$$

AISC 360-05 – bölüm G'de belirtildiği gibi, kesme kuvveti tahkikinde kullanılacak emniyet katsayılarını belirleyen bağıntı Denklem 6.99.'da verilmiştir. Bu denklem sağlanıyor ise,  $\Omega_v=1.50$ ,  $\Phi_v=1.0$  alınır. Eğer Denklem 6.99. şartı sağlanmıyor ise,  $\Omega_v=1.67$ ,  $\Phi_v=0.9$  alınır.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{243}{12} = 20.25 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 53.59 \Rightarrow$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$M_u = 18.22 kN$$


$$V_u = 5.21 kN$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w C_v = 603.6 kN$$

$$\Phi_b M_n = 0.9(830.8) = 747.68 kNm > 18.22 kNm$$

$$\Phi_v V_n = 1(603.6) kN = 603.6 kN > V_u = 5.21 kN$$

Buradaki  $C_v$  katsayısı AISC 360-05 – G2-2 maddesinden alınan bir katsayıdır. Kolon eğilme dayanımının bulunması ve kesme kuvveti tahkikinde kullanılan HÇP, Şekil 7.36'de verilmiştir.



## DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

### KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

#### Kolon Eğilme Dayanımının Bulunması ve Kesme Dayanımının Kontrolü

(AISC 360-05)

$$M_n = M_p = F_y Z_x =$$

$$M_p = 830.8 \text{ kNm} \quad (\text{F2-1})$$

$$M_n = 830.8 \text{ kNm}$$

LRFD

$$M_u = 18.22 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 747.68 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi_b M_n \quad \text{OK}$$

(AISC 360-05 G)

Eğer 
$$h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$$

$$\phi_v = 1 \quad \Omega_v = 1.5$$

$$C_v = 1 \quad (\text{G2-2})$$


---


$$h/t_w = 20.25 \leq 53.93$$

$$V_n = 0,6F_{yw}A_wC_v \quad (\text{G2-1})$$

$$A_w = 29.2 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 603.6 \text{ kN}$$

LRFD

$$V_u = 5.21 \text{ kN}$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$\phi_v V_n = 603.612 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi_v V_n \quad \text{OK}$$

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ
Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.36. LRFD Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımı Kontrolü HÇP

AISC 360-05 – bölüm C, kolonlarda ki ikinci mertebe etkileri analizini içermektedir. Bu analiz için öncelikle tasarımı yapılacak kolonda ki gereken aksenal basınç dayanımı  $P_r$  'nin hesabı yapılmıştır. Bu hesap için G+Q yüklemesinden dolayı kolonda oluşan  $P_{nt}$  aksenal yükü ve deprem yüklerinden dolayı oluşan  $P_{lt}$  aksenal yükü aşağıdadır.

$$P_{nt} = 1186.46kN$$

$$P_{lt} = 2014.04kN$$

$\Sigma P_{e2}$  şeklinde ifade edilen kritik elastik burkulma dayanımı Denklem 6.103.'te verilen bağıntıya göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır;

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H} = 1 \frac{\Sigma 125.76(350)}{7.00} = 6288kN$$

AISC 360-05 – C2-6b maddesine istinaden ASD metodu için  $\alpha=1.60$ 'dır. SAP2000 programından G+Q kombinasyonu altında bina toplam ağırlığı aşağıdaki gibi alınır;

$$\Sigma P_{nt} = 35351.62kN$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} = 1 \geq 1 \Rightarrow \beta_2 = 1$$

$$P_r = 1186.46 + 1(2014.04) = 3200.50kN$$

Kolon için gereken eğilme momenti dayanımı  $M_r$ 'nin hesaplanması için, AISC 360-05 – madde C2-1a'da bulunan bağıntı, Denklem 6.104.'te verilmiştir. Bu bağıntı kullanılarak kolon için gereken eğilme momenti dayanımı hesaplanırsa;

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = 66854.46 kN$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left( \frac{1}{-1} \right) = 1$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = 1.05$$


SAP2000 analizi sonucu elde edilen ve kolonda G+Q yüklemesinden dolayı oluşan moment  $M_{nt}$  ve deprem yüklemesinden dolayı oluşan moment  $M_{lt}$  aşağıdadır.

$$M_{nt} = 0.01 kNm$$

$$M_{lt} = 17.44 kNm$$

$$M_r = 1.05(0.01) + 1(17.44) = 17.45 kNm$$

Kolon ikinci mertebe etkileri kontrolü ile ilgili yazılmış olan hesap çizelgesi programı Şekil 7.37.'de verilmiştir.

 <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b> <b>KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)</b>	
<b>(AISC 360-05 C) Second-Order Analysis</b>	
C2-1b $P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt}$ C2-4 $C_m = 0,6 - 0,4(M_1 / M_2)$	$P_{nt} = 1186.46$ kN $P_{lt} = 2014.04$ kN $P_r = 3200.5$ kN  $M_1 = 1$ kNm $M_2 = -1$ kNm $C_m = 1.00$
C2-5 $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$	$K_1 = 0.94$ $L = 350$ cm $I = 36660$ cm <sup>4</sup> $P_{e1} = 66854.46$ kN
C2-6b $\sum P_{e2} = R_M \frac{\sum HL}{\Delta_H}$	braced-frame <input type="checkbox"/> $R_M = 1$ $\Delta_H = 7$ cm $H = 125.76$ kN $\sum P_{e2} = 50.00$ kN
C2-2 $B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1$	LRFD <input type="checkbox"/> $\alpha = 1$ $P_r = 3200.5$ kN $B_1 = 1.05$
C2-3 $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1$	$\sum P_{nt} = 35351.62$ kN $B_2 = 1.00$
C2-1a $M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$	$M_{nt} = 0.01$ kNm $M_{lt} = 17.44$ kNm $M_r = 17.45$ kNm
Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ      Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ	

**Şekil 7.37. LRFD Kolon İkinci Mertebe Analizi HÇP**

İkinci mertebe etkilerini de içeren kolon gerekli eğilme momenti  $M_r$  ve gerekli kolon aksenal basınç dayanımı  $P_r$  kullanılarak, kolon karşılıklı etkileşim diyagramları elde edilmiştir. Bu etkileşim diyagramı, kolonun eğilme ve basınç etkilerinin karşılıklı etkileşimini içermektedir.

$$P_c = \Phi_c P_n = 0.9 P_n = 4614.82 kN$$

LRFD'ye göre tasarım eğilme momentinin elde edilebileceği bağıntı ve ilgili hesap aşağıdadır;


$$M_c = \Phi_b M_n = 0.9 M_n = 747.68 kNm$$

$$P_r = 3200.50 kN$$

AISC 360-05 – madde H1-1a'da ve H1-1b'de, kolon karşılıklı etkileşimini veren tahkikler belirtilmiştir. Aşağıda ilgili hesap görülmektedir;

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.69 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) = 0.71 \leq 1.0$$

Kolon karşılıklı etkileşim diyagramı tahkikleri için kullanılan hesap çizelgesi programı, Şekil 7.38.'de verilmiştir.

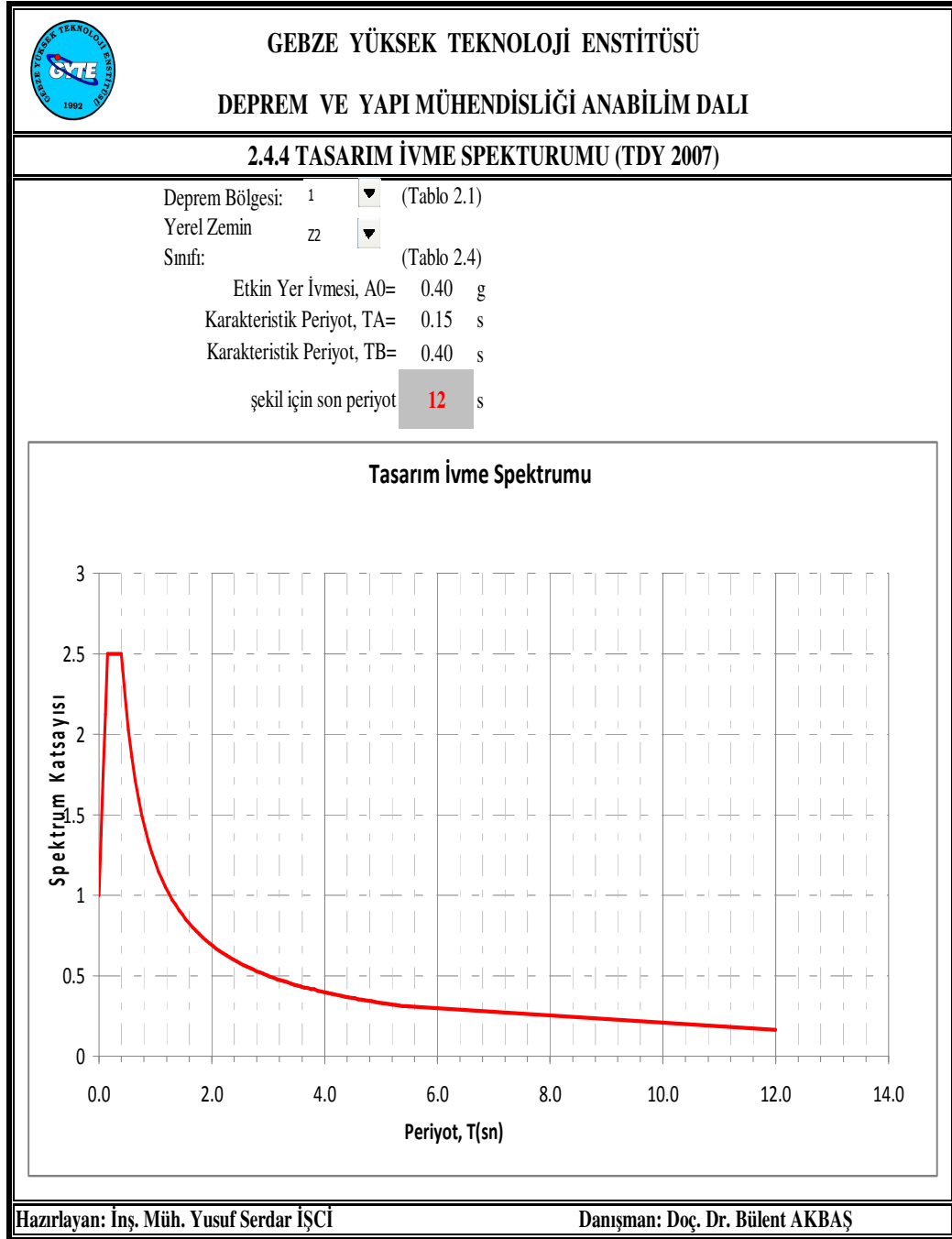
 <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b> <b>KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)</b>		
<b>(AISC 360-05 H) The Interaction of Flexure and Compression</b>		
<b>ASD</b> $M_c = M_n / \Omega_b$ $P_c = P_n / \Omega_c$	<b>LRFD</b> $M_c = \phi_b M_n$ $P_c = \phi_c P_n$	
$M_c =$ kNm $P_c =$ 3070.41    kN	$M_c =$ 747.68 kNm $M_r =$ 17.45 kNm $P_c =$ 4614.82 kN $P_r =$ 3200.5 kN	
$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$	(H1-1a)
$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$	(H1-1b)
		<b>LRFD</b> $\frac{P_r}{P_c} = 39$
		0.71    ≤    1.00 <b>OK</b>
<b>Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ</b>		<b>Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ</b>

**Şekil 7.38. LRFD Kolon Karşılıklı Etkileşim Diyagramı HÇP**

## 7.8. Yapı Modelinin TDY2007'ye Göre Tasarımı

### 7.8.1. Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi

Tasarım ivme spektrumunun elde edilmesi için, Denklem 6.7., Denklem 6.8., Denklem 6.9. kullanılır. Bu katsayının hesabında kullanılan, spektrum karakteristik periyotları  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri, bu çalışmaya konu olan yapının bulunduğu Z2 sınıfı zemin için 0.15 ve 0.40'dır. Hazırladığımız HÇP' nda bu değerler, Z1, Z2, Z3 ve Z4 şeklinde ki zemin sınıflarından herhangi biri ilgili hücreye girildiğinde, otomatik olarak algoritmaya dahil olmaktadır. Şekil 7.39.'da TDY2007 tasarım ivme spektrumu HÇP görünümü verilmiştir.



Şekil 7.39. TDY2007 Tasarım İvme Spektrumu HÇP

## 7.8.2. Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyodu

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanmasında, TDY2007 - madde 2.7.4'e göre, binanın her iki deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyotları Denklem 6.1.yardımları ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

Yapının ağırlığı, SAP2000 analiz programında bulunan "Draw Section Cut" komutu yardımı ile, G+nQ yük kombinasyonu altında ki yapı toplam ağırlığı ve kat ağırlıkları elde edilmiştir.

Yapının 7. katının ağırlığı 3598.65kN, diğer kat ağırlıkları 4030.65kN olarak bulunmuştur. Yapının toplam ağırlığı 3598.65kN, Yapının 7. katının irtifası 24.5 metre'dir. Yapı için toplam  $w_i H_j$ , 384419.70kNm olarak hesaplanmıştır. Buna göre fiktif yükler şöyle bulunur;

$$w_7 H_7 = 3598.65(24.5) = 88166.93 \text{ kNm}$$

$$F_{fi} = \frac{w_i H_j}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} = \frac{\left( \frac{88166.93}{384419.70} \right)}{1000} = 229.35 \text{ kN}$$

$$m_7 = \frac{w_7}{9.81} = \frac{3598.65}{9.81} = 366.83 \text{ kNs}^2 / m$$

Yapının x ve y yönündeki 1.doğal titreşim periyodunu veren HÇP Şekil 7.40.'da verilmiştir.

Ayrıca ilgili HÇP'de fiktif yükler de hesaplanmaktadır. Yapının SAP2000 modelinin modal analizi sonucu  $T_{x1} = 0.994 \text{ sn}$  ve  $T_{y1} = 0.838 \text{ sn}$  olarak okunmuştur. Burada ki sonuçların, HÇP'nda elde edilen periyotlarla çok yaklaşık değerler verdiği gözlemlenmiş ve programın doğru çalıştığı teyit edilmiştir.



### 7.8.3. Yatay Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, TDY2007 - madde 2.6.2'ye göre, bina yüksekliğinin 40 m'den az olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanmıştır.

TDY2007 - madde 2.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tepe kotuna etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, yani taban kesme kuvveti  $V_t$  hesabı aşağıdadır.

$$T_{1x} = 0.994sn > 0.40sn = T_B \Rightarrow$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left( \frac{0.4}{0.99118} \right)^{0.8} = 1.209sn$$

$$R_{ax}(T_{1x}) = R_x = 5$$

Binanın toplam ağırlığı  $W=27782.55kN$ 'dir. Bu değer ve yukarıda hesaplanan değerler aşağıda ki denklemde yerine konulursa;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10A_oIW \Rightarrow$$

$$V_{tx} = \frac{(27782.55)(0.40)(1)(1.209)}{5} \cong 2688.61kN$$

Benzer şekilde hesaplanan, yapının y yönünde ki toplam taban kesme kuvveti de aşağıdadır;

$$V_{ty} \cong 3096.01kN$$

TDY2007 - madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, yapının katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Bulunan bu taban kesme kuvvetinin katlara dağıtılması için ise Denklem 6.13. kullanılmıştır. Yapının N'inci en üst katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü x ve y yönü için aşağıda hesaplanmıştır;

$$\Delta F_N = 0.0075NV_t \Rightarrow$$

$$\Delta F_{Nx} = (0.0075)(7)(2688.61) = 141.15kN$$

$$\Delta F_{Ny} = (0.0075)(7)(3096.01) = 162.54kN$$


Toplam eşdeğer deprem yükünün  $\Delta F_N$  tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın kat hizalarına Denklem 6.13. kullanılarak dağıtılmıştır.

TDY2007 - madde 2.7.3.1'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir. Bu eksantirisitelerin, kat kütle merkezlerinden kaçıklık hesabı aşağıdadır.

SAP2000 analiz programında bu yükler, otomatik olarak %5 ve %-5 kaydırılmış ayrıca rijit diyaframların kütle merkezlerine de bu yükler etki ettirilerek her diyafram hizasında üç lokasyona yükler etki ettirilmiştir.

$$e_x = \pm 0.05(30m) = \pm 1.50m$$


$$e_y = \pm 0.05(24m) = \pm 1.20m$$

 <b>GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ</b> <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b>						
<b>2.7. EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ (TDY2007)</b>						
Deprem Bölgesi	<b>1</b> (tablo 2.2)					
Yerel Zemin Sınıfı=	<b>Z2</b> (tablo 2.4)					
Önem Katsayısı, I=	<b>1.0</b> (tablo 2.3)					
Etkin Yer İvmesi, Ao=	0.40 g					
Karakteristik Periyot, TA=	0.15 s					
Karakteristik Periyot, TB=	0.40 s					
Azaltma Katsayısı, R=	<b>5.00</b>					
Yapının X yönü Periyot, T1x	<b>0.99118</b> s (2.11)					
Yapının X yönü Periyot, T1y	<b>0.83092</b> s (2.11)					
X yönü için Azaltılmış İvme, Sae/R	0.0968 g (2.13)					
Y yönü için Azaltılmış İvme, Sae/R	0.1114 g (2.13)					
Kat Adedi, N	<b>7</b>					
Binan Toplam Ağırlığı (Bodrum Hariç), W	<b>27782.55</b> kN (2.5)					
X yönü için Toplam Eşdeğer Yükü, Vt	<b>2688.61</b> kN (2.7)					
Y yönü için Toplam Eşdeğer Yükü, Vt	<b>3096.01</b> kN (2.7)					
X yönü için N kat Ek Deprem Yükü , Fn	<b>162.54</b> kN (2.8)					
Y yönü için N kat Ek Deprem Yükü , Fn	<b>141.15</b> kN (2.8)					
<b>Kat</b>	<b>Ağırlık (wi)</b>	<b>Yükseklk k</b>	<b>wi*hi</b>	<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	
<b>7(N)</b>	<b>3598.650</b>	<b>24.50</b>	88166.93	<b>741.90</b>	<b>818.85</b>	kN
<b>6</b>	<b>4030.650</b>	<b>21.00</b>	84643.65	<b>556.20</b>	<b>650.62</b>	kN
<b>5</b>	<b>4030.650</b>	<b>17.50</b>	70536.38	<b>463.50</b>	<b>542.18</b>	kN
<b>4</b>	<b>4030.650</b>	<b>14.00</b>	56429.10	<b>370.80</b>	<b>433.74</b>	kN
<b>3</b>	<b>4030.650</b>	<b>10.50</b>	42321.83	<b>278.10</b>	<b>325.31</b>	kN
<b>2</b>	<b>4030.650</b>	<b>7.00</b>	28214.55	<b>185.40</b>	<b>216.87</b>	kN
<b>1</b>	<b>4030.650</b>	<b>3.50</b>	14107.28	<b>92.70</b>	<b>108.44</b>	kN
<b>Toplam Normal Katlar</b>	<b>27782.55</b>		<b>384419.7</b>	<b>2688.61</b>	<b>3096.01</b>	kN
<b>Bodrum 1</b>	<b>0.00</b>			<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	kN
<b>Bodrum 2</b>	<b>0.00</b>			<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	kN
<b>Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ</b>		<b>Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ</b>				

Şekil 7.41. TDY2007 Eşdeğer Deprem Yükü Hesabı HÇP

### 7.8.4. Görelî Kat Ötelenmesi Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, TDY2007 - madde 2.10.1'e göre yapılmıştır. TDY2007 – madde 2.10'a göre, yapının her katında ki kat içi maksimum yer değiştirmeleri kat yüksekliğinin %2'si ile sınırlandırılmıştır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelenmesi Denklem 6.37.'ye göre yapılmıştır. Şekil 7.42. TDY2007'ye görelî kat ötelenmesi HÇP görünümü verilmiştir.

 <b>GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ</b> <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b>							
<b>2.10 GÖRELİ KAT ÖTELEMELERİNİN KONTROLÜ (TDY 2007)</b>							
<b>X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü</b>							
(2.17) ablo 2.: (2.18) (2.19)							
Kat	$h_i$ (cm)	$d_{ix}$ (cm)	$\Delta_{ix}$ (cm)	R	$\delta_{ix}=R\Delta_{ix}$	$\delta_{ix}/h_i$	$\delta_{ix}/h_i \leq 0.02$
7(i)	350.0	4.5500	0.680	5	3.400	0.010	OK
6	350.0	3.8700	0.730	5	3.650	0.010	OK
5	350.0	3.1400	0.760	5	3.800	0.011	OK
4	350.0	2.3800	0.740	5	3.700	0.011	OK
3	350.0	1.6400	0.680	5	3.400	0.010	OK
2	350.0	0.9600	0.570	5	2.850	0.008	OK
1	350.0	0.3900	0.390	5	1.950	0.006	OK
<b>Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü</b>							
Kat	$h_i$ (cm)	$d_{iy}$ (cm)	$\Delta_{iy}$ (cm)	R	$\delta_{iy}=R\Delta_{iy}$	$\delta_{iy}/h_i$	$\delta_{iy}/h_i \leq 0.02$
7(i)	350.0	3.760	0.490	5	2.450	0.007	OK
6	350.0	3.270	0.560	5	2.800	0.008	OK
5	350.0	2.710	0.600	5	3.000	0.009	OK
4	350.0	2.110	0.610	5	3.050	0.009	OK
3	350.0	1.500	0.590	5	2.950	0.008	OK
2	350.0	0.910	0.510	5	2.550	0.007	OK
1	350.0	0.400	0.400	5	2.000	0.006	OK
Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ				Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ			

Şekil 7.42. TDY2007 Görelî Kat Ötelenmesi Kontrolü HÇP

x ve y doğrultularında %5 ek dış merkezlikle uygulanan azaltılmış  $E_{x1}$  ve  $E_{y1}$  deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen  $d_{ix}$  ve  $d_{iy}$  yatay yer değiştirmelerinin her katta aldığı değerler Şekil 7.42.'de ki HÇP'nin tablolarının üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri ise tabloların dördüncü kolonunda verilmiştir.

Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yer değiştirmelerin bileşke yer değiştirmeye etkisi terk edilmiştir. Her iki doğrultudaki simetri nedeniyle burulma düzensizliği bulunmayan bu binada, söz konusu varsayımın yer değiştirmelere etkisi %1' den daha küçük olmaktadır.

### 7.8.5. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

TDY2007 - madde 2.10.2 uyarınca, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri,  $\theta_i$  hesaplanarak Denklem 6.41. bağıntısı ile tahkiki yapılmıştır

Kat döşemesinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada,  $E_{x1}$  ve  $E_{x2}$  yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, x doğrultusu için  $\Delta_{i \text{ ort}}$  olarak alınabilmektedir. Benzer durum y doğrultusu için de geçerlidir. Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda Denklem 6.41. koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri TS648 çelik yapılar standardına uygun olarak değerlendirilecektir. Bu koşulun herhangi bir katta sağlanmaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli miktarda artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Yapının 7. katı için ikinci mertebe etkisi şu şekilde hesaplanır;

$$w_7 = 3598.65kN$$


$$V_{x7} = 741.90kN$$

$$h_7 = 350cm$$

$$(\Delta_{x7})_{ort.} = d_{x7} - d_{x6} = 4.55 - 3.87 = 0.68 \text{ cm}$$

$$\theta_{x7} = \frac{(0.68)(3598.65)}{(741.90)(350)} = 0.0094$$

Şekil 7.43.'de TDY2007'ye göre ikinci merteye etkileri HÇP tablosu görülmektedir.

							
2.10.2 İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİ (2007 TDY)							
X Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Merteye Etkileri							
İ. Kat	W <sub>J</sub> (kN)	V <sub>ix</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (cm)	d <sub>xi</sub> (cm)	(Δ <sub>ix</sub> ) <sub>ort</sub> (cm)	θ <sub>i</sub>	θ <sub>i</sub> ≤ 0,12
7(i)	3598.65	741.90	350	4.5500	0.680000	0.0094	OK
6	7629.30	1298.10	350	3.8700	0.730000	0.0123	OK
5	11659.95	1761.60	350	3.1400	0.760000	0.0144	OK
4	15690.60	2132.41	350	2.3800	0.740000	0.0156	OK
3	19721.25	2410.51	350	1.6400	0.680000	0.0159	OK
2	23751.90	2595.91	350	0.9600	0.570000	0.0149	OK
1	27782.55	2688.61	350	0.3900	0.390000	0.0115	OK
Y Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Merteye Etkileri							
İ. Kat	W <sub>J</sub> (kN)	V <sub>Iy</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (cm)	d <sub>yi</sub> (cm)	(Δ <sub>Iy</sub> ) <sub>ort</sub> (cm)	θ <sub>i</sub>	θ <sub>i</sub> ≤ 0,12
7(i)	3598.65	818.85	350	3.760	2.125000	0.0267	OK
6	7629.30	1469.47	350	3.270	1.915000	0.0284	OK
5	11659.95	2011.65	350	2.710	1.655000	0.0274	OK
4	15690.60	2445.40	350	2.110	1.360000	0.0249	OK
3	19721.25	2770.70	350	1.500	1.045000	0.0213	OK
2	23751.90	2987.58	350	0.910	0.710000	0.0161	OK
1	27782.55	3096.01	350	0.400	0.400000	0.0103	OK

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.43. TDY2007 İkinci Merteye Etkileri Kontrolü HÇP

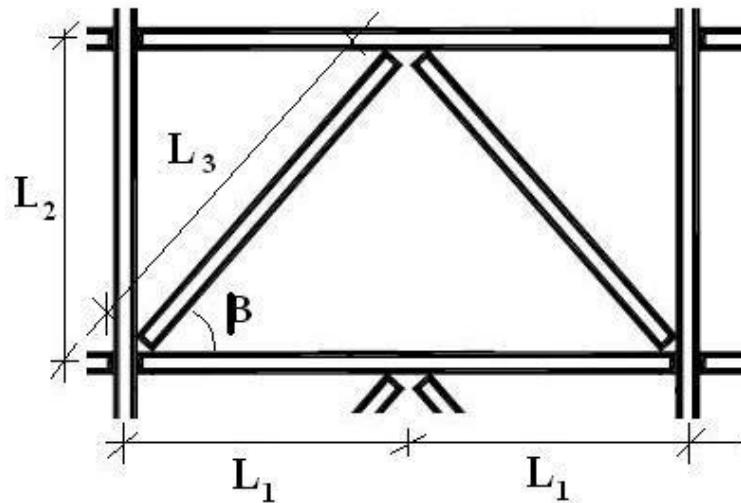
### 7.8.6. Rüzgar Yüğü Hesabı

LRFD'ye göre elde edilen yatay rüzgar yükleri, bu çalışmanın 7.6.6. bölümünde ASD'ye göre elde edilen yatay deprem yükleri ile aynıdır. Şekil 7.8.'de, TS648'e göre rüzgar yükü hesabı HÇP görünümü verilmiştir.

### 7.8.7. Merkezi Çapraz Elemanların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çapraz elemanlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanda oluşan en elverişsiz aksenal çekme ve basınç yüklerine göre yapılmıştır. TDY2007 yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVTDY yük kombinasyonu kullanılarak hesap yapılmıştır.

Hazırlanan HÇP'nda gri boyalı hücrelere istenilen veriler girildiğinde ve bir çapraz eleman kesiti seçildiğinde, boyutlandırma işlemi saniyeler içerisinde gerçekleşebilmektedir. Programda, kat yüksekliği  $L_2$  ve çaprazlı kiriş açıklığının yarısını simgeleyen  $L_1$  değerleri girildiğinde, dengelenmemiş kuvvet hesabında önem kazanan  $\beta$  açısı otomatik olarak hesaplanmakta ve algoritmaya girmektedir.



Şekil 7.44. Çapraz Eleman HÇP Uzunluk ve Açılı Parametreleri

Çapraz eleman ön boyutu olarak, her iki yönde ki burkulma boyları ve narinlikleri eşit olan kare kutu kesitli Avrupa profili, kesit alanı  $6680 \text{ mm}^2$  olan HSS 152.4x152.4x12.7 kesiti kullanılmıştır. SAP2000 analizi sonucu boyutlandırmaya esas eksenel çubuk kuvveti ise aşağıdaki gibidir;

$$N_{G+Q+E} = 624.36 \text{ kN}$$

SDYMÇÇ elemanları için TDY2007 - madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşulları uyarınca, çapraz elemanların kenar uzunluğu / kalınlık oranının TDY2007 - tablo 4.3'te verilen koşulu sağlaması gerekmektedir. Çapraz elemanın en kesitinde lokal burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşul Denklem 6.44.'te verilmiştir. Aşağıda HSS 152.4x152.4x12.7 kesitinin kompakt bir kesit olduğunu gösteren tahkik görülmektedir;


$$\frac{h}{t_w} = \frac{152 - [(2)(12.70)]}{12.70} = 9.97 \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 0.7 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 19.60$$

TDY2007 - madde 4.6.1.2'ye göre, basınca çalışan elemanlarının narinlik oranlarının hesabı, Denklem 6.45.'te verilmiştir. Bu oran Denklem 6.46.'da ki sınır değeri aşmayacaktır. Aşağıda çubuk boyu 4.60 metre olan basınç çubuğunun narinlik hesabı ve tahkiki görülmektedir;

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1(4600)}{55.80} = 82.61 \leq 4.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 4.0 \sqrt{\frac{200000}{255}} = 112.022$$

TDY2007'ye göre çapraz eleman tasarımının temel ilkesi Denklem 6.47.'de verilmiştir. Buna göre basınç elemanı narinlik oranına bağlı olarak azaltılmış basınç emniyet gerilmesinin bulunarak, emniyet gerilmesinin, azaltılmış basınç emniyet gerilmesine bölünmesi sonucu elde edilen sayının 1,33'den küçük olmamasıdır. Narinlik oranına bağlı olarak basınç emniyeti azaltması, TS648 Çelik Yapılar Standardı, Çizelge 8'den  $\sigma_{bem} = 920 \text{ kg/cm}^2 = 92 \text{ N/mm}^2$  olarak okunmuştur. Buna göre çapraz elemanın gerilme tahkiki şöyle olur;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem} A} \leq 1.33 \Rightarrow \frac{624360}{(6680)(92)} = 1.016 \leq 1.33$$



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC&TDY2007)**

**MALZEME**

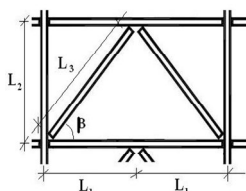
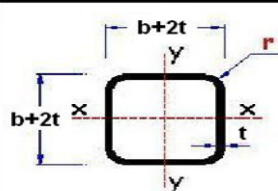
Fe42

Çelik Malzeme: **Fe42**

HSS152X152X12.7

**KARE KUTU KESİT**  
HSS152X152X12.7

σ<sub>a</sub>=F<sub>y</sub>= **255** Mpa

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	52.40	I	x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	20.80	A	mm <sup>2</sup>	6680.00
h+2t	mm	152.00	W <sub>el</sub> =S	x10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	274.00	<b>KOMPAKTLIK KONTROLÜ</b>		
b+2t	mm	152.00	W <sub>pl</sub> =Z	x10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>	340.00			
t	mm	12.70	i=r	mm	55.80	E	Mpa	200000
<b>ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ</b>			I <sub>t</sub> =J	x10 <sup>3</sup> mm <sup>4</sup>	35300.00	0.64√E/F <sub>y</sub>	AISC	17.92
L <sub>1</sub>	cm	300.00	<b>NARİNLİK HESABI</b>			0.70√Es/σ	TDY2007	19.60
L <sub>2</sub>	cm	350.00						
β	deg.	49.40	K <sub>x</sub> =K <sub>y</sub>		1	AISC 431-05	<b>Kesit Kompakt</b>	
L <sub>3</sub>	cm	460.98	(KL)/r		82.61	TDY2007	<b>Kesit Kompakt</b>	
			4√E/σ	TDY2007	112.02241			
			4√E/F <sub>y</sub>	AISC	112.02241			
			(KL)/r	≤	4√E/σ			
			(KL)/r	≤	4√E/F <sub>y</sub>			
			TDY2007	<b>NARİNLİK UYGUN</b>				
AISC 431-05	<b>NARİNLİK UYGUN</b>							

**TDY2007 & TS648 ÇAPRAZ KESİTİ TASARIMI**

N <sub>G+Q+E</sub>	kN	624.36	(TS648 - Çizelge 8'den, λ ile orantılı enterpolasyonla)	
σ <sub>bem</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	920.00		
λ		82.61		
σ <sub>bem</sub>	N/mm <sup>2</sup>	92	σ <sub>eb</sub> / σ <sub>bem</sub> ≤	1.33
σ <sub>eb</sub>	N	624360.00	σ <sub>eb</sub> / σ <sub>bem</sub>	1.0159464
A	mm <sup>2</sup>	6680.00	<b>KESİT YETERLİ</b>	

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.45. TDY2007 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması HÇP**

### 7.8.8. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan çaprazlı açıklık kirişlerinin boyutlandırılması anlatılacaktır. Çaprazsız açıklık kirişlerinin tasarımı, çaprazlı açıklık kirişlerinin tasarımı ile hesap metodu açısından benzer olduğundan dolayı, çaprazsız açıklık kirişlerinin tasarımı için hazırlanmış HÇP görünümünün verilmesi ile yetinilmiştir.

Çaprazsız açıklıkta kirişlerin boyutlandırılmasında sadece düşey ölü ve hareketli yüklerden dolayı çapraz elemanda oluşan en elverişsiz eksenel çekme ve basınç yüklerinden elde edilen kesit zorları dikkate alınır. Çaprazsız açıklıkta ki kirişlerin tasarımında deprem yüklerinden dolayı oluşan kesit zorları kullanılmaz.

Çaprazlı açıklıkta kirişlerin boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı çapraz elemanda oluşan en elverişsiz eksenel çekme ve basınç yüklerine göre yapılmıştır. TDY2007 yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVTDY yük kombinasyonu kullanılmıştır.

Çaprazlı açıklık kirişlerinde elde edilen en elverişsiz kesit zorları aşağıdadır.

$$M_{G+Q+E} = 35.34 \text{ kN.m}$$

$$V_{G+Q+E} = 51.42 \text{ kN}$$

$$N_{G+Q+E} = 0$$

Çaprazlı açıklık kirişleri HE 180M tipi Avrupa profil kullanılarak boyutlandırılmıştır. Çaprazsız açıklık kirişleri ise HE 200M profili kullanılarak çözülmüştür.

SDYMÇÇ sistemi kirişleri için TDY2007 - madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşulları uyarınca, kiriş en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde

yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY2007 - tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kiriş en kesitinde lokal burkulmanın önlenmesini amaçlayan kompaktlık kontrolü, kesit gövdesi ve flanşında ayrı ayrı kontrol yapılır.

$$\text{Başlıkta} \Rightarrow \frac{b/2}{t} = \frac{186/2}{24} = 3.88 \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 8.752$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{152}{14.5} = 10.48 \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 3.2 \sqrt{\frac{200000}{235}} = 71.474$$

TDY2007 - madde 4.6.4.1(c) ve Madde 4.3.6.1 yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın Denklem 6.58'de verilen  $l_b$  yanal destek mesafesinden fazla olamayacağını belirtmektedir.

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \Rightarrow 200cm \leq 0.086 \frac{4.77(200000)}{235} = 349.12cm$$

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 standardı Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve en kesit alanının çekme başlığı en kesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi Denklem 6.59. ve 6.60. yardımı ile hesaplanmıştır.

Denklem 6.60.'da bağıntısı verilen  $C_b$  katsayısı emniyetli yönde kalmak için 1 alınabilir. Ayrıca TS648'e göre yanal destekler arasında ki herhangi bir noktadaki moment, uç momentlerden daha büyükse  $C_b=1,0$  olarak alınabilir. Sistemde ki düğüm noktalarının mafsallı olması nedeni ile daima açıklık momentleri mesnet momentlerinden büyüktür.

Normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkikleri ise, Denklem 6.61. ve Denklem 6.62.'de ki bağıntılar kullanılarak yapılır.

$$\sigma_B = \frac{840000C_b}{s \frac{d}{F_b}} \leq 0.6\sigma_a \Rightarrow$$

$$\sigma_B = \frac{\left( \frac{840000(1)}{200 \frac{200}{24(186)}} \right)}{100} = 937.44 N / mm^2 \leq 0.6(235) = 141 N / mm^2 \Rightarrow \sigma_B = 141 N / mm^2$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq 1.33\sigma_{em} \Rightarrow$$

$$\sigma = \left( \frac{35.34}{748.3} + \frac{0}{113.3} \right) (1000) \leq 1.33\sigma_{em} = 1.33(141) \Rightarrow$$

$$47.23 N / mm^2 \leq 187.53 N / mm^2$$


$$\tau = \frac{VS_x}{I_x t_w} \leq 1.33\tau_{em} \Rightarrow$$

$$\tau = \left( \frac{51.42(883.4 / 2)}{7483(14.5)} \right) 100 = 20.93 N / mm^2 \leq 1.33\tau_{em} = 1.33(82) = 109.06 N / mm^2$$

$$\tau = \left( \frac{51.42(883.4 / 2)}{7483(14.5)} \right) 100 = 20.93 N / mm^2 \leq 1.33(82) = 109.06 N / mm^2$$

Şekil 7.46.'da çaprazlı açıklıkta bulunan kirişlerin TDY2007'ye göre kompaktlık kontrolü için hazırlanan HÇP, Şekil 7.47.'de ise çaprazlı açıklıkta bulunan kirişlerin TDY2007'ye göre boyutlandırılmasını içeren hesap çizelgesi programı verilmiştir.

Şekil 7.48.'de çaprazsız açıklıkta bulunan kirişlerin TDY2007'ye göre kompaktlık kontrolü için hazırlanan HÇP, Şekil 7.49.'da ise çaprazsız açıklıkta bulunan kirişlerin TDY2007'ye göre boyutlandırılmasını içeren hesap çizelgesi programı verilmiştir.



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)**

---

**ÇELİK MALZEME**

Fe37

Çelik Malzeme: **Fe37**

$\sigma_{em} = 141$  (N/mm<sup>2</sup>) (TS648)

$E = 200000$

$\sigma_a = F_y = 235$  Mpa

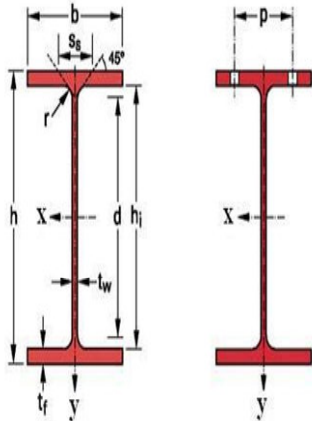
$\tau_{em} = 82$  (N/mm<sup>2</sup>) (TS648)

HE 180 M

SECTION

**HE 180 M**

---

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	88.9	I <sub>x</sub>	cm <sup>4</sup>	7483	A <sub>L</sub>	m <sup>2</sup> /m	1.089
h	mm	200	S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	748.3	A <sub>G</sub>	m <sup>2</sup> /t	12.25
b	mm	186	Z <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	883.4			
t <sub>w</sub>	mm	14.5	r <sub>x</sub>	cm	8.13			
t <sub>f</sub>	mm	24	A <sub>vz</sub>	cm <sup>2</sup>	34.65			
r	mm	15	I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	2580			
A	cm <sup>2</sup>	113.3	S <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	277.4			
h <sub>i</sub>	mm	152	Z <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	425.2			
d	mm	122	r <sub>y</sub>	cm	4.77			
Ø		M24	s <sub>s</sub>	mm	80.07			
p <sub>min</sub>	mm	94	J	cm <sup>4</sup>	203.3			
p <sub>max</sub>	mm	98	C <sub>w</sub> × 10 <sup>-3</sup>	cm <sup>6</sup>	199.3			

---

**Kiriş Enkesitinde Lokal Burkulma Kontrolü**  
(TDY2007 - Madde 4.6.1.1.)

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \Rightarrow 3.88 \leq 8.75 \quad \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s/\sigma_a} \Rightarrow 10.48 \leq 93.35 \quad \text{Kesit Kompakt}$$

**Kiriş Alt ve Üst Başlıklarında Yanal Doğrultuda Mesnetlenme Kontrolü**  
(TDY2007 - Madde 4.6.4.1.(c) - Madde 4.3.6.1.- Madde 4.3.6.3.)

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \Rightarrow 200.00 \text{ cm} \leq 349.12 \quad \text{Yeterli}$$

---

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.46. TDY2007 Çaprazlı Açıklık Kiriş Kompaktlık Kontrolü HÇP**



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZLI AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (AISC 360-05)**

**Negatif Moment Etkisiyle Kiriş Alt Başlığında**  
**Yanal Burkulma Kontrolü**

(TS648 - Madde 3.3.4.2.)

MG+Q+	35.34	kN.m
VG+Q+	51.42	kN
NG+Q+	0.00	kN

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

Güvenli Yönde Kalmak için  $C_b=1$  alınacaktır.

$$C_b = 1$$

$$\sigma_B = \frac{840000 C_b}{s \frac{d}{F_b}} \leq 0.6 \sigma_a \Rightarrow$$

$$\sigma_B = 937.44 \text{ N/mm}^2 \leq? \quad 141 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow$$

$$\sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2 \text{ bulunur.}$$

Normal Gerilme Tahkiki

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = 47.23 \text{ N/mm}^2 \leq 1,33 \sigma_{em} = 187.53 \text{ N/mm}^2$$

**Kesit Yeterli**

Kayma Gerilmesi Tahkiki


$$\tau = \frac{V * S_x}{I_x * t_w} = 20.93 \text{ N/mm}^2 \leq 1,33 \tau_{em} = 109.06 \text{ N/mm}^2$$

**Kesit Yeterli**

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar IŞCI

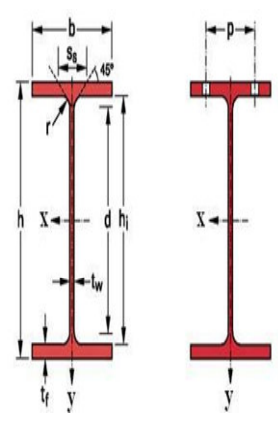
Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.47. TDY2007 Çaprazlı Açıklık Kirişi Tasarımı HÇP**



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	103	I <sub>x</sub>	cm <sup>4</sup>	10640	A <sub>L</sub>	m <sup>2</sup> /m	1.203
h	mm	220	S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	967.4	A <sub>G</sub>	m <sup>2</sup> /t	11.67
b	mm	206	Z <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	1135			
t <sub>w</sub>	mm	15	r <sub>x</sub>	cm	9			
t <sub>f</sub>	mm	25	A <sub>vz</sub>	cm <sup>2</sup>	41.03			
r	mm	18	I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	3651			
A	cm <sup>2</sup>	131.3	S <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	354.5			
h <sub>i</sub>	mm	170	Z <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	543.2			
d	mm	134	r <sub>y</sub>	cm	5.27			
Ø		M27	s <sub>s</sub>	mm	86.09			
p <sub>min</sub>	mm	106	J	cm <sup>4</sup>	259.4			
p <sub>max</sub>	mm	106	C <sub>w</sub> ×10 <sup>-3</sup>	cm <sup>6</sup>	346.3			
			S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	567.50			

**Kiriş Enkesitinde Lokal Burkulma Kontrolü**  
(TDY2007 - Madde 4.6.1.1.)

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{Es/\sigma_a} \Rightarrow 4.12 \leq 8.75 \quad \text{Kesit Kompakt}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2\sqrt{Es/\sigma_a} \Rightarrow 11.33 \leq 93.35 \quad \text{Kesit Kompakt}$$


**Kiriş Alt ve Üst Başlıklarında Yanal Doğrultuda Mesnetlenme Kontrolü**  
(TDY2007 - Madde 4.6.4.1.(c) - Madde 4.3.6.1.- Madde 4.3.6.3.)

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \Rightarrow 200.00 \text{ cm} \leq 385.72 \quad \text{Yeterli}$$

Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

**Şekil 7.48. TDY2007 Çaprazsız Açıklık Kiriş Kompaktlık Kontrolü HÇP**



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

---

**ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK ANA ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(AISC 360-05)**

---

**Negatif Moment Etkisiyle Kiriş Alt Başlığında**  
**Yanal Burkulma Kontrolü**  
(TS648 - Madde 3.3.4.2.)

MG+Q =	119.51	kN.m
VG+Q =	62.76	kN
NG+Q =	0.00	kN

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

Güvenli Yönde Kalmak için Cb=1 alınacaktır.

Cb= 1

$$\sigma_B = \frac{840000 C_b}{s \frac{d}{F_b}} \leq 0.6 \sigma_a \Rightarrow$$

983.18 N/mm<sup>2</sup> ≤ 141 N/mm<sup>2</sup> ⇒

141 N/mm<sup>2</sup> bulunur.

---

**Eğilme Momenti Kapasite** (TDY2007 - Madde 4.2.5.)

$$\sigma = \frac{M}{W} = 123.54 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{em} = 141 \text{ N/mm}^2$$

Kesit Yeterli

---

**Kesme Kuvveti Kapasitesi** (TDY2007 - Madde 4.2.5.)

$$\tau = \frac{V * S_x}{I_x * t_w} = 22.32 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{em} = 82 \text{ N/mm}^2$$

Kesit Yeterli

---

**Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ**      **Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ**

**Şekil 7.49.** TDY2007 Çaprazsız Açıklık Kiriş Tasarımı HÇP

### 7.8.9. Kolonların Boyutlandırılması

Bu bölümde yapı modelinin A aksında bulunan kolonlar boyutlandırılmıştır. Bu boyutlandırma işlemi, düşey ölü ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı kolonlarda oluşan en elverişsiz aksenal çekme ve basınç yüklerine göre yapılmıştır. TDY2007 yük kombinasyonları arasından en elverişsiz yük kombinasyonunu içeren ENVTDY yük kombinasyonu kullanılarak hesap yapılmıştır. ENVTDY sonucu elde edilen en elverişsiz kesit zorları şöyledir;

$$N_G = -863.48 \text{ kN}$$

$$N_Q = -298.16 \text{ kN}$$

$$N_E = -1598.55 \text{ kN}$$

Merkezi çapraz sisteminden aktarılan büyük aksenal kuvvetlerin etkisinde olan, buna karşılık eğilme momentleri küçük değerler alan tasarımı yapılacak kolonda, TDY2007 - madde 4.3.1.2 uyarınca artırılmış deprem yüklemeleri altında elde edilen aksenal basınç ve çekme kuvvetleri için (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) kesit hesabı daha elverişsiz sonuç vermektedir.

Deprem yükü artırma katsayısı  $\Omega_0$  değerleri, taşıyıcı sistem çeşidine bağlı olarak TDY2007 – tablo 4.2.’den 2 olarak alınmıştır. Artırılmış deprem yüklerine göre elde edilen aksenal basınç ve çekme kuvvetleri şöyledir;

$$N_{G+Q+\Omega_0 E} = N_{G+Q+2E} = -4358.74 \text{ kN}$$

$$N_{0.9G+\Omega_0 E} = N_{0.9G+2E} = 777.13 \text{ kN}$$

Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı çerçeve kolonları için TDY2007 - madde 4.6.1.1’de verilen en kesit koşulları uyarınca, kolon en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY2007 – tablo

4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Bu çalışmada kesit gövdesinde ki kompaktlık kontrolü Denklem 6.86. ve Denklem 6.87.'de, kesit başlığında ki kompaktlık kontrolü ise Denklem 6.88.'de verilmiştir.

$$\text{Flanşta} \Rightarrow \frac{b}{2t} = \frac{300}{2(13.5)} = 6.25 \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 0.3 \sqrt{\frac{200000}{353}} = 7.14$$


$$\text{Gövdede} \Rightarrow \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \leq 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \Rightarrow$$

$$\text{Gövdede} \Rightarrow \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \Rightarrow$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \left| \frac{\left( \frac{4358.74}{353(197.8)} \right)}{10} \right| = 0.62 > 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \Rightarrow$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{353}{13.5} = 26.07 \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left( 2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) = 46.72$$

Kolon kompaktlık kontrolünü içere hesap çizelgesi programı Şekil 7.50.'de verilmiştir. HÇP'nda gri boyalı hücelere veri girişi yapmak yeterlidir.



**GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**KOLON TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (TDY2007)**

**ÇELİK**

Fe52

**Fe52**

$\sigma_{em} = 212$  (N/mm<sup>2</sup>)(TS648)

$E = 200000$  (N/mm<sup>2</sup>)

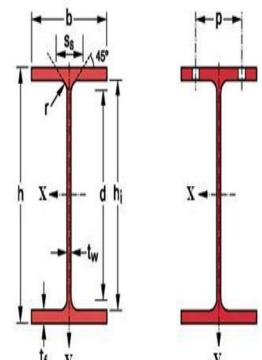
$\sigma_a = F_y = 353$  Mpa

$\tau_{em} = 122$  (N/mm<sup>2</sup>) (TS648)

HE 400 B

**KESİT**

**HE 400 B**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	155	I <sub>x</sub>	cm <sup>4</sup>	57680	A <sub>L</sub>	m <sup>2</sup> /m	1.927
h	mm	400	S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	2884	A <sub>G</sub>	m <sup>2</sup> /t	12.41
b	mm	300	Z <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	3232			
t <sub>w</sub>	mm	13.5	r <sub>x</sub>	cm	17.08			
t <sub>f</sub>	mm	24	A <sub>vz</sub>	cm <sup>2</sup>	69.98			
r	mm	27	I <sub>y</sub>	cm <sup>4</sup>	10820			
A	cm <sup>2</sup>	197.8	S <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	721.3			
h <sub>i</sub>	mm	352	Z <sub>y</sub>	cm <sup>3</sup>	1104			
d	mm	298	r <sub>y</sub>	cm	7.4			
Ø		M27	s <sub>s</sub>	mm	93.13			
p <sub>min</sub>	mm	124	J	cm <sup>4</sup>	355.7			
p <sub>max</sub>	mm	198	C <sub>w</sub> × 10 <sup>-3</sup>	cm <sup>6</sup>	3817			
			S <sub>x</sub>	cm <sup>3</sup>	1616.00			

N <sub>G</sub>	kN	-863.48
N <sub>Q</sub>	kN	-298.16
N <sub>E</sub>	kN	-1598.55

⇒

N<sub>d</sub> = 4358.74 kN

DEPREM YÜKÜ BÜYÜTME KATSAYISI

TDY2007 - Madde 4.2.4. - Tablo 4.2.

NG+Q+QE için Ω<sub>0</sub> = **2**

TDY 2007 (Tablo 4.3)

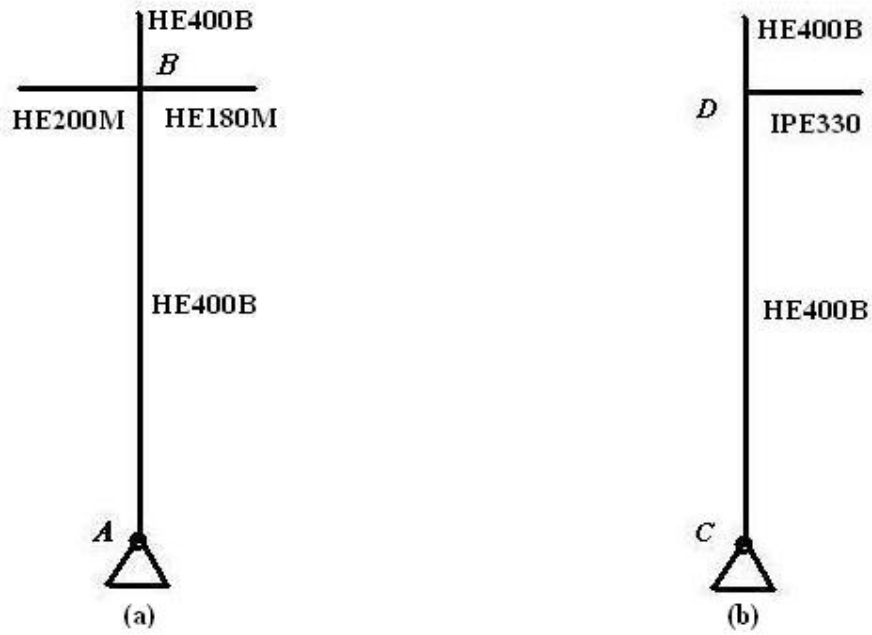
Kesit Lokal Burkulmaya Karşı Kompaktlık Şartları	
FLANŞTA	$\frac{b}{2t} = 6.25 \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} = 7.14$ <p style="text-align: center; color: red;"><b>FLANŞ KOMPAKTIR</b></p>
GÖVDEDE	$\left  \frac{Nd}{\sigma_a A} \right  \leq 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \left( 1 - 1.7 \left  \frac{Nd}{\sigma_a A} \right  \right)$ $\left  \frac{Nd}{\sigma_a A} \right  > 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \left( 2.1 - \left  \frac{Nd}{\sigma_a A} \right  \right)$ $\left  \frac{Nd}{\sigma_a A} \right  = 0.62$ $\frac{h}{t_w} = 26.07 \leq 46.72$ <p style="text-align: center; color: red;"><b>GÖVDE KOMPAKTIR</b></p>

Hazırlayan: İñş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 7.50. TDY2007 Kolon Profili Kompaktlık Kontrolü HÇP

Kolon burkulma boylarının bulunması için Denklem 6.89. kullanılır. Kolonun x ve y yönündeki burkulma boyları bulunarak, bu burkulma boyları, x ve y yönünde ki narinliklerin hesabında kullanılır. Denklem 6.89. kolon burkulma boyunu veren bağıntıdır. Kolonun x ve y yönündeki narinlikleri bulunarak, bu narinliklerin en büyüğü ve dolayısı ile en elverişsiz olanı elde edilir. Denklem 6.90. kolon narinliğini veren bağıntıdır. En elverişsiz yükleme durumuna maruz kalan zemin kat çaprazlı açıklık kolonunun efektif burkulma boyu katsayısını bulalım;



**Şekil 7.51.** TDY2007 Kolon Mesnet Koşulları ve Efektif Burkulma Boyu

Kolon x yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.51. (a)'da bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_A$ ,  $G_B$ ,  $G_C$ ,  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$$G_A = 10 \text{ (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)}$$

$$G_B = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_B = \frac{329.6}{22.653} = 14.55$$

$G_A=10$  ve  $G_B=14.55$  için AISC 360-05 yönetmeliğinden şekil C-C2.3.'den alınabilecek abaktan  $K_x=0.95$  bulunur.

Kolon y yönü efektif burkulma boyu katsayılarını hesaplamak için Şekil 7.51. (b)'de bulunan mesnet koşullarından yararlanılacaktır. Kolon alt ve üst düğüm noktaları için  $G_D$  ve  $G_D$  değerleri hesaplanırsa;

$G_C=10$  (Çaprazlı Çerçeve Sistemlerde Sabit Mesnetli Düğüm Noktaları İçin)

$$G_D = \frac{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{E_{kolon} I_{kolon}}{L_{kolon}} \right)} \Rightarrow G_D = \frac{329.6}{14.71} = 22.402$$

$G_C=10$  ve  $G_D=22.402$  için AISC 360-05 yönetmeliği, şekil C-C2.3'den alınabilecek abaktan  $K_y=0.96$  bulunur.

x ve y yönünde kolon burkulma boylarını ve narinliklerini hesaplayalım;

$$S_{k_x} = K_x H = 0.95(350) = 332.5 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$S_{k_y} = K_y H = 0.96(350) = 336.0 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\lambda_x = \frac{S_{k_x}}{i_x} = \frac{332.5}{17.08} = 19.47$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{336.0}{7.4} = 45.41$$

Kolon için en büyük narinlik değeri y yönünde ki burkulmadan oluşan narinliktir. Dolayısı ile boyutlandırmayı bu narinlik değeri kontrol edecektir. Bulunan narinlik oranına göre, TS648 – tablo 8’den, azaltılmış basınç emniyet gerilmesi,  $\sigma_{bem}$  okunur. Bu gerilme kullanılarak kolon iç kuvvet kapasiteleri ve gerilme sınır değerleri için tahkikat yapılır.

$$\text{TS648 – tablo 8’den } \sigma_{bem} = 1620 \text{ kg/cm}^2 = 162 \text{ N/mm}^2$$

Kolon iç kuvvet kapasiteleri ve gerilme sınır değerleri TDY2007 – madde 4.2.5.’te ki bağıntılar vasıtası ile elde edilir. Kolon aksenal basınç kapasitesini veren eşitlik, Denklem 6.91.’de verilmiştir. Kolon aksenal çekme kapasitesi ise Denklem 6.92.’de verilmiştir. Bu kapasite değerlerini hesaplayarak tahkik edersek;


$$N_{bp} = 1.7\sigma_{bem}A \geq N_{G+Q+\Omega_oE} \Rightarrow$$

$$N_{bp} = 1.7(162)19.78 = 5447.41kN \geq 4358.74kN$$

$$N_{\zeta p} = \sigma_a A_{net} \geq N_{0.9G+\Omega_oE} \Rightarrow$$

$$N_{\zeta p} = \sigma_a A_{net} = 353(19.78) = 6982.34kN \geq 777.13kN$$

Kolon narinliklerini elde edebileceğimiz ve basınç/çekme kapasitelerine göre boyutlandırma yapabileceğimiz HÇP, Şekil 7.52.’de verilmiştir.

 <b>GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ</b> <b>DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI</b>							
<b>KOLON TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI (TDY2007)</b>							
<b>G+Q+Ω<sub>0</sub>E</b>		Artırılmış Basınç		<b>0.9G+Ω<sub>0</sub>E</b>		Artırılmış Çekme	
<b>N<sub>G</sub>+N<sub>Q</sub>+N<sub>2E</sub></b>		kN	4358.74	<b>0.9N<sub>G</sub>+N<sub>2E</sub></b>		kN	-777.13
Kolon Burkulma Boylarının Bulunması							
<b>Sk<sub>x</sub> = k<sub>x</sub>H</b>		cm	332.50	<b>Sk<sub>y</sub> = k<sub>y</sub>H</b>		cm	336.00
<b>H</b>		cm	350.00	<b>H</b>		cm	350.00
<b>K<sub>x</sub></b>		<b>0.95</b>		<b>K<sub>y</sub></b>		<b>0.96</b>	
Kolon Narinlik Oranları							
<b>λ<sub>x</sub> = <math>\frac{Sk_x}{i_x}</math></b>		19.47		<b>λ<sub>y</sub> = <math>\frac{Sk_y}{i_y}</math></b>		45.41	
<b>λ = Maksimum (λ<sub>x</sub>, λ<sub>y</sub>) =</b>						<b>45.41</b>	
Narinlik Oranı için TS 648 - Tablo 8' de Bulunan Azaltılmış Basınç Emniyet Gerilmesi							
<b>σ<sub>bem</sub></b>		kg/cm <sup>2</sup>	<b>1620</b>	<b>σ<sub>bem</sub></b>		N/mm <sup>2</sup>	162
Kolon Eksenel Basınç Kapasitesi							
<b>N<sub>bp</sub> = 1.7σ<sub>bem</sub>A = 5447.41 kN ≥ 4358.74 kN</b>							
<b>KESİT YETERLİDİR</b>							
Kolon Eksenel Çekme Kapasitesi							
<b>N<sub>çp</sub> = σ<sub>a</sub>A<sub>net</sub> = 6982.34 kN ≥ 777.13 kN</b>							
<b>KESİT YETERLİDİR</b>							
Hazırlayan: İnş. Müh. Yusuf Serdar İŞÇİ				Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ			

Şekil 7.52. TDY2007 Kolon Tasarımı HÇP

## 8. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada, süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerdeki giriş, kolon ve çaprazların tasarımında kullanılmak üzere ASD, LRFD ve TDY2007'yi kapsayan bir hesap çizelgesi programı (HÇP) hazırlanmıştır. Hazırlanan HÇP, 7 katlı ve plan boyutları 24mx30m olan bir ters V merkezi çaprazlı çelik çerçeve yapı modelinin tasarımında uygulanmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Yapının modellenmesinde SAP2000 yapısal analiz programından yararlanılmıştır. Birleşim elemanlarının tasarımı ve hesap ilkeleri bu çalışmanın kapsamına girmemektedir. Çalışmada elde edilen sonuçlar ve bu sonuçlar ışığındaki bazı değerlendirmeler aşağıdadır;

1) Deprem yükü, TDY2007 ve ASCE/SEI 7-05'de farklı şekillerde tanımlanmaktadır. TDY2007, deprem yükünün hesabında sadece yatay bileşeni göz önüne alırken ASCE/SEI 7-05 deprem yükünün hesabında hem yatay hem düşey yük etkisini göz önüne almaktadır.

2) TDY2007'ye göre, etkin görelî kat ötelemelerinin ( $\delta_i$ ) hesabında kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), süneklik düzeyi yüksek çaprazlı çelik çerçevelerde 5 alınmaktadır. Amerikan yapı yükleri yönetmeliği ASCE/SEI 7-05'de ise görelî kat ötelenmesi hesabında, bu hesaba özel bir deplasman büyütme katsayısı ( $C_d$ ) tanımlanmaktadır. Bu katsayı süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler için 5'tir. Görelî kat ötelenmesi kontrolünde süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemler için TDY2007'de önerilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı ile ASCE/SEI 7-05'de önerilen deplasman büyütme katsayısının eşit olduğu görülmektedir. Ancak taşıyıcı sistem türü farklı olan, örneğin süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve sistemler için etkin görelî kat öteleme koşulu incelenirken TDY 2007'nin Amerikan yönetmeliğine göre daha sınırlayıcı ve muhafazakar bir şarta sahip olduğu anlaşılmaktadır. Bunun nedeni, süneklik düzeyi yüksek çaprazlı çerçeve taşıyıcı sistemlerde büyük yatay deplasman

değerleriyle karşılaşılmamasına bağlı olarak bu sistemlerin tasarımında hakim etkinin göreceli kat ötelenmesi kontrolü olmayışıdır. Ancak moment aktaran çelik çerçevelerde yatay rijitlik, çaprazlı çerçevelere nazaran daha azdır ve göreceli kat ötelenmesi sınırlamaları tasarıma hakim olabilen bir etkidir.

3) Amerikan yönetmeliklerinde geçen ASD (Allowable Strength Design) hesap metodunda tanımlanan güvenlik katsayısına ( $\Omega = 1.67$ ) bölünerek elde edilen tasarım mukavemetleri ile, TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları'nda ki hesap metodu ile malzeme güvenlik katsayısı 0.6 ile çarpılarak elde edilen emniyet gerilmeleri ile benzerlik göstermektedir. Yine Amerikan yönetmeliklerinde tanımlanan LRFD (Load and Resistance Factor Design) hesap metodunda ise güvenlik katsayısı ( $\phi = 0.9$ ) ile nominal mukavemetler çarpılarak tasarım mukavemetleri elde edilir.

4) TDY2007'de süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemler için R taşıyıcı sistem davranış katsayısı 5'dir. ASCE/SEI 7-05 Amerikan yönetmeliğinde öngörülen  $R_a$  mukabele modifikasyon çarpanı (Response Modification Coefficient) ise 6'dır.

5) İkinci mertebe etkileri bakımından ASCE/SEI 7-05 Amerikan yönetmeliği TDY2007'ye göre daha sınırlayıcıdır. TDY2007'de  $\theta_i \leq 0.12$  iken bu değer ASCE/SEI 7-05'de  $\theta_i \leq 0.10$  'dur.

6) Kirişlerde ve kolonlarda yanal burulma burkulması etkisi olarak nitelendirilen yanal burulma burkulması hesabında, ASD ve LRFD daha gerçekçi bir yaklaşım ile, kiriş/kolon yanal mesnet aralıkları  $L_b$  ile ilgili üç sınır durumun incelenerek tahkik edilmesini salık vermiştir. Bu üç sınır durum;  $L_p > L_b, L_p < L_b < L_r, L_p > L_r$  'dir.

TDY2007'ise, AISC360-05 ve AISC341-05'in detaylı yanal burulma burkulması hesap yaklaşımının aksine, tek bir sınır durumun incelendiği basit bir

yanal mesnetlenme kontrolü öngörmüştür. Bu sınır durum  $L_b \leq 0.086(r_y E_s / \sigma_a)$  şartıdır.

7) Aşağıda bulunan Tablo 8.1.'de, ASD, LRFD ve TDY2007'ye göre yapılan hesaplar sonucu elde edilen merkezi çapraz elemanları kesit tablosu görülmektedir.

**Tablo 8.1** Merkezi Çapraz Eleman Kesit Tablosu

<b>MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN KESİTLERİ</b>			
<b>Kat No</b>	<b>TDY2007</b>	<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
<b>1.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>2.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>3.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>4.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>5.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>6.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5
<b>7.Kat</b>	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x12.7	HSS 152.4x152.4.x9.5

Tablo 8.1.'den de görülebileceği gibi, eksenel basınç ve çekmeye maruz kare kuru kesitli çubuklarda LRFD hesap metodu diğer iki hesap metoduna göre daha ekonomik sonuçlar vermektedir. TDY2007 ve ASD metotları ise benzer tasarım sonuçları vermektedir. Bu da TDY2007'nin genel tasarım felsefesine ASD'nin kaynaklık ettiğini teyit etmektedir.

8) Aşağıda bulunan Tablo 8.2.'de, ASD, LRFD ve TDY2007'ye göre yapılan hesaplar sonucu elde edilen çaprazlı açıklık kirişleri kesit tablosu görülmektedir.

Çaprazlı açıklık kirişlerinin Amerikan yönetmelikleri AISC360-05, AISC341-05'te öngörülen hesap metotları ASD ve LRFD'ye göre tasarımında elde edilen kiriş kesit sonuçlarının, TDY2007'de öngörülen hesap metotları ile elde edilen kiriş kesitlerine nazaran oldukça büyük olduğu görülmektedir. Bunun en önemli

nedeni, ASD ve LRFD hesap metotlarına göre çaprazlı açıklıkta bulunan kirişlerin tasarımında hakim olan etkinin, çevrimsel deprem yükleri altında merkezi çapraz elemanlarda meydana gelen aksel çekme ve basınç yüklerinin oluşturduğu  $F_e$  kiriş dengelenmemiş kuvvetidir.  $F_e = (R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \beta$  kadar olan bu dengelenmemiş kiriş kuvveti, kiriş üzerine yayılı ölü ve hareketli yüklerle süperpoze edilir ve toplam momente göre kiriş tasarımı yapılır. Dengelenmemiş kuvvetin oluşturduğu bu eğilme momentleri çok ciddi boyutlarda olabilmektedir. Bu dengelenmemiş kuvvetin yatay bileşenine göre de kirişin kolon eleman gibi tahkik edilmesi gerekmektedir.

**Tablo 8.2** Çaprazlı Açıklık Kirişleri Kesit Tablosu

<b>ÇAPRAZLI AÇIKLIK KİRİŞ KESİTLERİ</b>			
<b>Kat No</b>	<b>TDY2007</b>	<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
<b>1.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>2.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>3.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>4.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>5.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>6.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M
<b>7.Kat</b>	HE 180 M	HE 1000 M	HE 650 M

TDY2007 tasarımına göre ise, çaprazlı açıklık kirişlerinin tasarımında herhangi bir dengelenmemiş kuvvet olduğu düşünülmez. Ancak TDY2007, çaprazlı açıklıktaki kirişlerin, çaprazların yok sayılması durumunda üzerlerindeki düşey yükleri güvenle taşıyabilecek şekilde boyutlandırılmasını da gerektirmektedir. ASD ve LRFD'ye göre çaprazlı açıklık kirişleri tasarımı arasında bir mukayese yapılacak olursa, LRFD hesap yaklaşımının daha ekonomik sonuçlar verdiği görülebilir. Bunun en önemli nedeni, LRFD'ye göre boyutlandırmada kesit kapasitelerinin daha verimli kullanılmasıdır.

9) Aşağıda bulunan Tablo 8.3.'de, ASD, LRFD ve TDY2007'ye göre yapılan hesaplar sonucu elde edilen çaprazsız açıklık kirişleri kesit tablosu görülmektedir.

Tablodan da görülebileceği gibi, ASD ve LRFD hesap metotlarına göre elde edilen çaprazsız açıklık kiriş boyutları, TDY2007'ye nazaran daha ekonomiktir.

**Tablo 8.3** Çaprazsız Açıklık Kirişleri Kesit Tablosu

<b>ÇAPRAZSIZ AÇIKLIK KİRİŞ KESİTLERİ</b>			
<b>Kat No</b>	<b>TDY2007</b>	<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
<b>1.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>2.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>3.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>4.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>5.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>6.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M
<b>7.Kat</b>	HE 200 M	HE 180 M	HE 180 M

10) Aşağıda bulunan Tablo 8.4.'de, ASD, LRFD ve TDY2007'ye göre yapılan hesaplar sonucu elde edilen kolon kesitlerinin tablosu görülmektedir.

Tablodan da anlaşılacağı gibi, ASD ve LRFD kolon tasarımı sonucu benzer sonuçlar vermektedirler. LRFD, bu metotlar arasında en ekonomik olan tasarım metodudur.

**Tablo 8.4** Kolon Kesit Tablosu

<b>KOLON KESİTLERİ</b>			
<b>Kat No</b>	<b>TDY2007</b>	<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
<b>1.Kat</b>	HE 400 B	HE 400 B	HE 340 B
<b>2.Kat</b>	HE 400 B	HE 400 B	HE 340 B
<b>3.Kat</b>	HE 400 B	HE 400 B	HE 340 B
<b>4.Kat</b>	HE 400 B	HE 400 B	HE 340 B
<b>5.Kat</b>	HE 340 B	HE 340 B	HE 300 B
<b>6.Kat</b>	HE 340 B	HE 340 B	HE 300 B
<b>7.Kat</b>	HE 340 B	HE 340 B	HE 300 B

## KAYNAKLAR

TDY2007, 2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Bölüm 4, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara.

T.S. 648, 1980, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

T.S.498, 1997, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

T.S. 4561, 1985, Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap ve Kurallar, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

T.S. 498, 1997, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

İYBDY2008, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği- Versiyon 4, 2008, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul

ANSI/AISC 360-05, 2005, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC 358-05, 2005, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC 341-05, 2005, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois.

ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, 2006, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, SEI/ASCE 7-05, Virginia

Doğan, A., 2008, Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçevelerin Tasarım Kurallarının 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Cochran, M.L. ve Honeck, W.C., 2004. Design of Special Concentric Braced Frames, Steel TIPS, Structural Steel Educational Council , Morago, CA.

Astaneh, A., 1998 Seismic Behavior and Design of Gusset Plate, Steel TIPS, Structural Steel Educational Council , Morago, CA.

İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonu, 2005, TS 3357 Standardı'nın Yerine Geçmek Üzere Hazırlanan İMO-01/2005 Standardı'nın Gerekliliği ve Getirdikleri, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı435, 25-32.

Yardımcı, N., 2005, "Türkiye'de Çelik Yapılar", Türkiye Mühendislik Haberleri.

M.D. Engelhardt, M.D., 2007, University of Texas.

Çileli, E. , 2008, Çok Katlı Çelik Yapılarda Çaprazlı Çerçeve Sistemlerin DBYBHY 2007' ye göre Tasarımı ve Süneklik Düzeylerinin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü., Sakarya.

Tunaboyu, O., 2007, Bilgisayar Destekli Çelik Yapı Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Anabilim Dalı, 2007

Karaduman, M., 2002, Çelik Yapılar cilt I, Birsen Yayınevi

Özhendekçi, Devrim., YTÜ İnşaat Müh. Böl. Çelik Yapılar I Ders Notları

Öztürk, Z., 2002, Çelik Yapılar, Birsen Yayınevi

Ersen, N., 2007, Çelik yapılar ve Çözümlemiş problemler, Birsen Yayınevi

Çelik, B., 2003, Çelik Yapılarda Çaprazlı Çerçevelerin Süneklik Düzeyini Belirleyen Tasarım Kuralları, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2003, Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.

Zorlu, M., 2007, Moment Çerçevelerinin Süneklik Düzeyini Belirleyen Tasarım Kurallarının Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Özcihan, B., 2001, Merkezi ve Dışmerkez Çaprazlı Çelik Yapı Sistemlerinde Lineer Olmayan Davranışın İncelenmesi ve Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Yardımcı, N., 2005, “Çelik Yapıların Tasarımı ve Tasarım Yöntemleri”, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 435-2005/1

Akbaş, B., 2008, İleri Çelik Yapılar Ders Notları, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü,

Gan, Wenshui , 1997, “Earthquake Response of Steel Braces and Braced Steel Frames” , Thesis of Doctor of Philosophy, California Institute of Technology, Pasadena, California.

Roeder, C.W., and Lehman, D.E. , 2002. “Performance-Based Design of Concentrically Braced Frames” Award CMS-0301792, Proposal to the National Science Foundation, University of Washington, Washington D.C.

Canney, Nathan ,“ Performance of Concentrically Braced Frames Under Cyclic Loading” , Seattle University.

Bruneau, M., Uang, C.M. and Whittaker, A., 1998. Ductile Design of Steel Structures, New York.

Balendra, T. and X, Huang, 2003, “Overstrength and Ductility Factors for Steel Frames Designed According to BS 5950”, Journal of Structural Engineering, August, 1019-1035

Elghazouli, A.Y. and Bento, R., 2009, Rigid-Plastic Models For the Seismic Design and Assessment of Steel Framed Structures, 38:1609–1630, [www.interscience.wiley.com](http://www.interscience.wiley.com)

Bruneau, M., 1998, Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, New York, pp.201-380.

Deren, H., Uzgider. E. ve Piroglu. F, 2004, Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

Sabol, Thomas A., 2004, An Assessment of Seismic Design Practice of Steel Structures in the United States Since the Northridge Earthquake, UCLA Department of Civil and Environmental Engineering, Los Angeles, California, USA

Midorikawa M, Hasegawa T, Mukai A, Nishiyama I, Fukuta T, Yamanouchi H., 1997, Damage investigation of steel buildings in specific areas observed from the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. In Proceedings of US–Japan Workshop on Steel Fracture Issues, San Francisco, CA.

Krawinkler H, Gupta A., 1998, Story Drift Demands for Steel Moment Frame Structures in Different Seismic Regions, In Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.

Liew., J.Y.R., Balendra T. ve Chen, W.F., 1999. Structural Engineering Handbook, ch. 12, Ed. Chen, W., F., Boca Raton, CRC Press LLC.

Hamburger, R.O. ve Nazir, N.A., 2003. Earthquake Engineering Handbook, ch. 12, Eds. Chen, W., F. & Scawthorn, C., Boca Raton, CRC Press LLC.

Zorbozan, Mustafa, 2008, Betonarme Yapı Tasarımı, Yıldız Teknik Üniversitesi Ders Notları, İstanbul.

Clark, P., Aiken, I., Kasai K., ve Diğerleri, 1999, Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices, Proceedings, 68th Annual Convention, Structural Engineers of California, Santa Barbara, CA.

Sabelli R., 2001, EERI/FEMA NEHRP Professional Fellowship Report: Research on Improving the Seismic Behavior of Earthquake-Resistance Steel Braced Frames, Oakland, CA.

## ÖZGEÇMİŞ

1981 yılında İstanbul'da doğdu. İlköğrenimini İstanbul Soğanlık İlköğretim Okulu' nda tamamlayarak, ortaokul ve lise öğrenimine Eyüp Anadolu İmam Hatip Lisesi' nde devam etti. Selçuk Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde başladığı lisans eğitimini 2007 yılında tamamladı. Muhtelif orta ölçekli inşaat şirketlerinde 1 yıl saha mühendisliği ve ardından 1 yıl proje mühendisliği yaptı. 2009 yılında, 1992 yılından günümüze kadar İstanbul' da faaliyet gösteren REVAK YAPI isimli aile şirketinin başına geçti. Halen aynı şirkette müteahhitlik ve projelendirme hizmetleri vermektedir.