

T.C.

GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

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

Rıza YEŞİL

YÜKSEK LİSANS TEZİ

DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

GEBZE

2010

T.C.

GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

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

Rıza YEŞİL

YÜKSEK LİSANS TEZİ

DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

DANIŞMAN

Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

GEBZE

2010

 GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ	MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ JÜRİ ONAY FORMU
--	--

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 ÇELİK MOMENT ÇERÇEVE ELEMANLARININ TASARIMI İÇİN HESAP ÇİZELGESİ PROGRAMI HAZIRLANMASI VE TASARIM UYGULAMALARI
YAZAR ADI : RIZA YEŞİL

Günümüzde büyük açıklıklı binalara ve büyük yerleşim yerlerinde çok katlı binalara olan ihtiyaç; bu yapıların taşıyıcı sistemlerinin yüksek dayanımlı malzeme kullanılması zorunluluğunu beraberinde getirmiştir. Betonarme taşıyıcı sistem kullanıldığında, çok katlı ve büyük açıklıklı yapılarda, çok büyük betonarme kesitlerin kullanılması gerekliliği, yapı öz ağırlığının oldukça artmasına ve maliyetin yükselmesine açmıştır. Büyük açıkların daha küçük kesitlerle geçilebilmesi, daha geniş iç hacim sağlayabilmesi ve işçilik kolaylıklarından dolayı bu tip yapılarda çelik yapılar daha tercih edilir hale gelmiştir. Ülkemizde de yakın zamanda önemi artan çelik yapıların, tasarımı ve modern yönetmeliklerin uygulaması konusunda yapılan çalışmalar oldukça kısıtlıdır. Türk Deprem Yönetmeliği (TDY 2007-Bölüm 4), çelik yapıların için depreme dayanıklı tasarım kurallarını ve TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları), çelik yapılar için hesap ve tasarım kurallarını içermektedir. Modern yönetmeliklerden biri olan Amerikan yönetmelikleri; ANSI/AISC 360-05 (Specification for Structural Steel Buildings 2005), ANSI/AISC 341-05 (Seismic Provisions For Structural Steel Buildings 2005) ve ASCE/SEI 7-05 (Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures, 2005) çelik yapılar için hesap metotları, tasarım kurallarını içermektedir.

Bu çalışmada Süneklik düzeyi yüksek çelik moment çerçevelerdeki kiriş ve kolon tasarımında kullanılmak üzere, TDY 2007, ASD (Allowable Strength Design) ve LRFD (Load and Resistance Factor Design) göre hesap çizelge programları oluşturulmuş ve hazırlanan hesap çizelgesi programları, SAP 2000 yapısal analiz programında tasarlanan örnek bir çelik çerçeve üzerinde uygulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve, Çelik Yapılar, Hesap Çizelgesi Programı.

SUMMARY

**TITLE OF THE THESIS: A SPREADSHEET FOR THE DESIGN OF
MOMENT RESISTING STEEL FRAME ELEMENTS AND DESIGN
PRACTICES**

NAME OF THE AUTHOR : RIZA YEŞİL

Earthquake resistant design of steel structures should be based on simple as well as comprehensive design codes. The design rules about steel structures in Turkey are given in Turkish Earthquake Code–Chapter 4 (TDY2007) and TS648 . TDY2007 includes a lot of new design concepts and design rules. 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 for the design of structural members in Special Moment Resisting Frames 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) in Special Steel Moment Resisting Frames. The spreadsheet has been applied onto all structural elements of a 5-story Special Moment Resisting Frame. Herewith a rapid and safely comparison has become possible between Turkish Earthquake Code and USA design codes for structural engineers in our country.

Key Words: Special Moment Resisting Frames, Steel Buildings, Spreadsheets

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans Eğitimim boyunca, anlayışını ve emeğini benden esirgemeyen, engin bilgi birikimi ve tecrübesinden yararlandığım danışman hocam Doç. Dr. Bülent AKBAŞ' a, her konuda engin bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen hocam Doç. Dr. Yasin FAHJAN' a, teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca çalışmam süresince karşılıklı bilgi paylaşımında bulunduğumuz ve yardımlarını gördüğüm değerli arkadaşlarım Yusuf Serdar İŞÇİ ve Mehmet AYDIN' a teşekkürü bir borç bilirim.

Tüm hayatım boyunca hiç bir fedakârlıktan kaçınmayan ve beni sağlamış oldukları maddi - manevi destekleriyle her zaman cesaretlendiren değerli annem Nermin YEŞİL' e ve babam Behzat YEŞİL' e, sabrı, emeği ve hoş görüşüyle hayatımı kolaylaştıran değerli eşim Bedriye Nur YEŞİL' e, yüksek lisans eğitimime başlamam ve eğitimim süresince manevi desteğini esirgemeyen arkadaşım Yük. İnşaat Mühendisi Fatih ÖZALP' e teşekkürü bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xvi
TABLolar DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI GENEL İLKELERİ	3
2.1. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Sınır Durumlar	3
2.2. Depreme Dayanıklı Yapı Özellikleri	4
2.2.1. Yapının Genel Davranışı	4
2.2.2. Rijitlik ve Dayanım	5
2.2.3. Süneklik	5
2.2.4. Yapı Sistemlerinin Süneklik Düzeyine Göre Sınıflandırılması	7
3. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK MOMENT ÇERÇEVE SİSTEMLER VE TASARIM ESASLARI	9
4. HESAP YÖNTEMLERİ VE TASARIM FELSEFELERİ	14
4.1. Emniyet Gerilmeleri Yöntemi, ASD	15
4.2. Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı, LRFD	18
4.3. Plastik Tasarım Yöntemi	20
5. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK MOMENT ÇERÇEVE SİSTEMLERİNİN TASARIM KURALLARI VE HÇP HAZIRLANMASI	23
5.1. Giriş	23
5.2. Yapıya Etkiyen Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	23
5.2.1. TDY2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	24
5.2.2. TDY 2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	26
5.2.3. ASCE/SEI 7-05'ye Göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	31

5.3. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	38
5.3.1. TDY2007'ye Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	38
5.3.2. ASCE/SEI 7-05'e Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	40
5.4. Yapı İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	42
5.4.1. TDY2007'ye Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	42
5.4.2. ASCE/SEI 7-05'e Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	43
5.5. Ana Çerçeve Kirişlerinin Tasarımı	45
5.5.1. TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarım	45
5.5.2. AISC'e Göre Kirişlerin Tasarım	49
5.6. Kolonların Tasarımı	54
5.6.1. TDY2007'ye Göre Kolonların Tasarımı	54
5.6.2. AISC'ye Göre Kolonların Tasarımı	57
6. SDYMÇ YAPI MODELİ VE HESAP UYGULAMASI	65
6.1. Yapı Hesap Modeli ve Malzeme Özellikleri	65
6.2. Yapı Düzensizliklerinin Kontrolü	67
6.3. Deprem Karakteristikleri	68
6.4. Yapı Yük Analizi	69
6.5. Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	71
6.5.1. TDY2007 Yapının 1. Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi	71
6.5.2. Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi	71
6.5.3. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı TDY 2007	75
6.6. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü TDY 2007	77
6.7. İkinci Mertebe Etkileri TDY 2007	79
6.8. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması TDY 2007	81
6.9. Kolonların Boyutlandırılması TDY 2007	86
6.10. Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü TDY 2007	92
6.11. Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi ASCE 7-05	95
6.11.1. Yapının Yaklaşık Periyodunun Belirlenmesi ASCE 7-05	95
6.11.2. Yapı Taban Kesme Kuvvetinin Bulunması ASCE 7-05	96
6.12. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü ASCE 7-05	99
6.13. İkinci Mertebe Etkileri ASCE 7-05	101

6.14. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması AISC 360-05, 341-05	103
6.15. AISC'ye Göre Kolonların Boyutlandırılması	108
6.16. Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü AISC 341-05	117
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	119
KAYNAKLAR	121
ÖZGEÇMİŞ	123

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)

σ_E : Elastiklik Sınır Gerilmesi

σ_p : Orantılı Sınır Gerilmesi

σ_F : Akma Sınır Gerilmesi (Pekleşme Sınır Gerilmesi)

σ_B : Maksimum Çekme Gerilmesi (Boyun Verme Sınır Gerilmesi)

ϵ_{pl} : Plastik Deformasyon

ϵ_{el} : Elastik Deformasyon

E: Elastisite Modülü (Young Modülü)

MÇÇ: Merkezi Çaprazlı Çerçeve

SDYMÇ: Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Çerçeveler (Special Steel Moment 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 Yüğü

β :Çapraz Elemanın Düğümlendiğı Kirişle Yaptığı Aç

R_n : Nominal Mukavemet

Q_i : Ölü yük, hareketli yük, kar yükü, rüzgar yükü, deprem yükü gibi servis yükleri

ϕ : Mukavemet Azaltma Faktörü

γ_i : Yük Arttırma Faktörü

δ : Yatay deplasman (Yer değıştirme)

LTB:Yanal Burulma Burkulması (Lateral Torsional Buckling)

σ_{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 Mafsal Noktaları Arasındaki Uzaklık

E_s : Yapı Çeliği Elastisite Modülü

N_{bp} : Eksenel Basınç kapasitesi

N_{cp} : Eksenel Çekme Kapasitesi

R : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

Ω_o : Deprem Yüğü Büyütme Katsayısı (System Overstrength Factor)

σ_a : Yapı Çeliğinin Akma Gerilmesi

σ_{bem} : Elemanın Narinliğine Bağlı Olarak, TS-648'e Göre Hesaplanan Basınç Emniyet Gerilmesi

Δ_i : Binanın i 'inci Katındaki Göreli Kat Ötelemesi

$A(T)$: Spektral İvme Katsayısı

A_o : 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]

Vt: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde Göz önüne Alınan Deprem Doğrultusunda

Binaya Etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Taban Kesme Kuvveti)

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

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

Δ_i : Binanın i'inci Katındaki Azaltılmış Görelî Kat Ötelemesi

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

ΔF_N : Binanın N'inci Katına (Tepesine) Etkiyen Ek Eşdeğer Deprem Yüğü

Δ_i : Binanın i'inci Katındaki Etkin Görelî Kat Ötelemesi

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

θ_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 Yükünün Yatay Bileşeni

E_v : Deprem Yükünün Düşey Bileşeni

C_s : Sismik Davranış Katsayısı (Seismic Response Coefficient)

Q_e : Etkili Yatay Sismik Kuvvet (Effective Horizontal Seismic Forces)

ρ : 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

σ_{eb} : Eksenel Basınç Kuvveti

σ_{bem} : Azaltılmış Basınç Emniyet Gerilmesi

λ : Çubuk Eleman Narınlığı

F_c : Euler Kritik Yükü

F_{cr} : Kritik Burkulma Yüğü

C_b : Yanal Burkulma Katsayısı

τ_{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 Yüğü

N_{bp} : Eksenel Basınç Kapasitesi

N_{cp} : 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 Yüğü 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. Kuvvet-Deplasman İlişkisi[Celep ve Kumbasar, 2003]	6
2.2. Yapılarda Süneklik İlişkileri[Özcihan, 2001].	7
3.1. Moment Çerçevesi	9
3.2. Moment Çerçevesi[Engelhardt, 2007]	10
3.3. Kirişlerde plastik mafsal[Engelhardt, 2007]	11
5.1. Katlara etkiyen fiktif yükler	24
5.2. Yapı 1.doğal titreşim periyodu hesap algoritması	25
5.3. Tasarım spektrumu [TDY 2007]	28
5.4. Eşdeğer deprem yükleri [TDY 2007]	29
5.5. TDY 2007 Eşdeğer deprem yükü yöntemi için hesap algoritması	30
5.6. Tasarım spektrumu [ASCE/SEI 7-05]	32
5.7. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Hesap Algoritması ASCE/SEI 7-05	37
5.8. TDY2007 Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü İçin Hesap Algoritması	39
5.9. Görelî Kat Ötelemeleri [ASCE/SEI7-05, 2006]	40
5.10. ASCE/SEI 7-05 Görelî Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması	41
5.11. TDY 2007 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması	43
5.12. ASCE/SEI 7-05 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması	44
5.13. M_1/M_2 Oranının İşareti [TS 648]	47
5.14. TDY 2007 Kiriş Tasarım Hesap Algoritması	48
5.15. ASCE/SEI 7-05'te Yanal Mesnetlenmiş Kiriş Açıklığındaki Momentler	52
5.16. (AISC) Kiriş Tasarımı Algoritması	53
5.17. TDY2007'ye Göre Kolon Tasarımı Hesap Algoritması	56
5.18. AISC'ye Göre Kolon Eksenel Yüğü Kontrolü Hesap Algoritması	60
5.19. AISC'ye Göre Kolon LTB Kontrolü Hesap Algoritması	61
6.1. Yapı Modeli	66
6.2. TDY2007 Tasarım İvme Spektrumu HÇP	72
6.3. Yapının 1. Doğal Titreşim Periyodu HÇP	74
6.4. TDY 2007 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğüleri HÇP	76

6.5. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü HÇP	78
6.6. TDY 2007 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü HÇP	80
6.7. TDY 2007 Yerel Burkulma Şartları ve Yanal Mesnet Aralığı HÇP	83
6.8. TDY 2007 Yerel Burkulma Şartları ve Yanal Mesnet Aralığı HÇP	85
6.9. TDY 2007 Kolon Enkesit Koşulları ve Basınç Emniyet Gerilmesi HÇP	89
6.10. TDY 2007 Kolon Enkesit Koşulları ve Basınç Emniyet Gerilmesi HÇP	91
6.11. TDY 2007 Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü HÇP	94
6.12. ASCE/SEI 7-05 Tasarım İvme Spektrumu HÇP	95
6.13. ASCE 7.05/AISC Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı HÇP	98
6.14. ASCE 7.05/AISC Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP	100
6.15. ASCE 7.05/AISC İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü HÇP	102
6.16. ASD ve LRFD İçin Moment ve Kesme Kuvveti Tahkikleri	105
6.17. AISC 360-05 Yanal Burulma Burkulması Tahkiki	107
6.18. Yerel Burkulma Koşullarının Kontrolü AISC 341-05	110
6.19. AISC 360-05 Kolon Basınç Dayanımının Belirlenmesi HÇP	112
6.20. AISC 360-05 Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımının Kontrolü	114
6.21. AISC 360-05 Kolonların Eksenel Kuvvet-Moment Etkileşimi	116
6.22 AISC 341-05 Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	118

TABLÖLAR DİZİNİ

<u>Tablo</u>	<u>Sayfa</u>
Tablo 6.1. Kiriş Kesitleri	67
Tablo 6.1. Kolon Kesitleri	67
Tablo 6.2 Normal Kat Döşemeleri Ölü Yük Analizi	69
Tablo 6.3 Çatı Katı Döşemeleri Ölü Yük Analizi	70
Tablo 6.3. HE 400A profil enkesit karakteristikleri	81
Tablo 6.4. HE 550B profil enkesit karakteristikleri	87
Tablo 6.5. HE 360A profil enkesit karakteristikleri	103
Tablo 6.6. HE 450B profil enkesit karakteristikleri	108

1. GİRİŞ

Çeliğin yapısal bir malzeme olarak inşaat sektöründe kullanılmaya başlamasıyla başta Amerika ve Avrupa olmak üzere dünyanın bir çok yerinde çelik konstrüksiyon yapılar inşa edilmiş, bunlardan bazıları önemli mühendislik yapıları olarak inşaat literatüründe yerini almıştır. Depreme dayanıklı olması, büyük açıklıkları yapılarda pratik ve güvenli bir çözüm olması ve malzeme biliminin gelişmesiyle bu özelliklerini daha üst seviyeye taşıması nedeniyle çelik yapılar inşaat dünyasındaki yerini her geçen gün daha da genişletmektedir.

Ülkemizde inşaat mühendisliği denildiğinde akla betonarme yapılar gelse de, son yıllarda çelik yapıların da üstün özelliklerinin fark edilmesiyle önemi artmaya başlamıştır. İstenilen düzeye gelememesinin sebebi ise bilgi ve deneyim eksikliğinden kaynaklanmaktadır. Bilgi edinmek yerine taşıyıcı sistem malzemesi olarak betonarmeyi seçmek yapı malzemesi olarak çeliğin kullanılmasını engellemektedir. Türkiye’de çelik inşaatın toplam inşaat 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, proje her bakımdan sıkıca denetlenmiş ve projesine uygun olarak inşa edilen betonarme bir yapının çelik yapı kadar maliyetli olabileceği de bir gerçektir[Yardımcı, 2005]. Yönetmeliklerdeki eksiklikler, tecrübeli mühendis sayısının az olması, çizilen projenin sahada nasıl uygulanacağını bilinmemesi gibi nedenlerle zorluklar daha proje aşamasında baslar. Bu gibi zorluklarla başlayan proje uygulama aşamasına gelindiğinde zorluklar artarak devam eder. Ülkemizdeki uygulama azlığı nedeniyle projeyi uygulayan teknik eleman sayısı da azdır.

Ülkemizde çelik yapıların tasarımı ve bu konudaki modern yönetmeliklerin (ASD ve LRFD) uygulamaları konusunda yapılan çalışmalar oldukça kısıtlıdır. Bu çalışma ile tasarım ofislerinde çalışan yapı mühendislerine TDY (2007)’ye uygun

olarak Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve elemanlarının tasarlanması için çok faydalı olacak bir HÇP sunmayı amaçlamaktadır. Çalışmanın sonucunda, Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve'lerdeki kiriş ve kolon elemanların TDY (2007)'ye ve ASD ve LRFD'ye göre tasarımları rahatlıkla yapılarak yönetmeliklerin karşılaştırması yapılabilecektir.

Bu çalışmada, çelik yapılar için kullanılan standartlar incelenmiştir. İncelemeye konu olan standartlar; ülkemizde kullanılan TDY (2007 bölüm 4) ve TS 648, Amerika'da kullanılan AISC 360-05 ve AISC 341-05 standartlarıdır. Bu standartlarda bahsedilen süneklik düzeyi yüksek moment çerçevelerin tasarım kuralları için hesap çizelgesi programları (HÇP) hazırlanmıştır. Eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması, Göreli kat ötelemelerinin kontrolü, ikinci merteye etkileri, kiriş ve kolon tasarımı, Güçlü kolon zayıf kiriş kontrollü için Microsoft Exel programı yardımı ile oluşturulan HÇP'ler örnek bir yapı modeli üzerinde uygulanmış, sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI GENEL İLKELERİ

2.1. Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Sınır Durumlar

Yapılar genel anlamda başta kendi ağırlıkları olmak üzere diğer statik ve dinamik yükleri de taşıyabilecek nitelikte dizayn edilirler. Burada tasarımda dikkat edilecek en önemli unsur deprem yüküdür. Deprem yükü yapılara diğer yüklere göre çok daha seyrek etkimesine rağmen kısa sürede yapıya büyük bir itme kuvveti uyguladığından yapı güvenliği için belirleyici ve bağlayıcı bir unsur olmaktadır. Deprem kuvvetinin tayin edilmesinden önemli dezavantaj, test edilmesi güç jeolojik hareketlerin bir yansıması olduğundan deprem büyüklüğü ve buna bağlı kuvvetlerin hesapların ötesinde etkimesi durumudur. yine de belli istatistiki veriler ve buna bağlı olarak hesaplanan deprem kuvvetleri yapıların tasarımında kullanılmakta, taşıyıcı sistem davranışları buna göre incelenerek bina ekonomik ömrü boyunca rastlanılması ender olan doğal afete karşı önlem alınmaktadır. Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilke, yapının sık ve küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak, orta şiddetteki depremleri elastik sınırları ötesinde fakat taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlarla, şiddetli depremleri ise büyük hasarlarla fakat taşıyıcı sistem göçmeden, can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Yapı tasarımını etkileyen bu sınır durumlar, ülkemizde uygulanan DBYBHY' te de belirtilmiştir. Buna göre sınır durumlar aşağıdaki gibi tarif edilebilir.

Kullanılabilirlik Sınır Durumu: Yapının bulunduğu bölgede meydana gelebilecek sık ve küçük şiddetli depremlere karşı yapının onarım gerektirecek kadar büyük bir hasara uğramaması, yapının deprem kuvvetinden dolayı oluşacak kuvvete elastik sınırlar içersinde mukabele etmesi ve zorlanmaların kesit içinde sönümlenmesi durumudur.

Hasar Kontrolü Sınır Durumu: Bu durumda yapıda onarılabılır nitelikte hasarlar meydana gelmesi, buna karşın sistemin taşıyıcılık özelliğini kaybetmemesi beklenir. Hasar kontrolü sınır durumuna esas alınan depremlerin oluşma periyodu

daha seyrekler. Bu tür depremlerin meydana getireceği hasarlar ekonomik sınırlar içerisinde kalınarak onarılabilmelidir.

Göçme Kontrolü Sınır Durumu: Oluşma ihtimali çok düşük, fakat meydana geldiği zaman da büyük hasarlara yol açan, afet niteliğinde depremler bu sınır durumunun kapsamına girer. Burada yapının taşıyıcı sistemde kalıcı ve onarılamaz hasarlar görmesi beklenir fakat esas olan, yapının büyük şekil değiştirmeler yapsa bile göçmeden can kaybını önleyecek şekilde ayakta kalması beklenir. Süneklik kavramı en çok hasar kontrolü sınır durumunda ön plana çıkar. Yapının plastik şekil değiştirmelerle enerjiyi yutması ve göçmeden ayakta kalması gerekmektedir [Çileli 2008].

2.2. Depreme Dayanıklı Yapı Özellikleri

Sınır durumlarına karşı öngörülen güvenliğin sağlanabilmesi; yapının genel davranışının kontrol edilmesiyle ve yapının yeterli seviyede yatay rijitlik, dayanım ve süneklik özelliklerine sahip olması ile mümkün olmaktadır.

2.2.1. Yapının Genel Davranışı

Yapının genel davranışının istendiği gibi olabilmesi için, taşıyıcı sistemin düzenlenmesinde aşağıdaki özelliklerin ortaya çıkmasına özen gösterilmektedir.

a) Taşıyıcı Sitemin Basitliği: 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 güvenilirler.

b) Düzgünlük ve Simetri: Taşıyıcı sistem elemanları planda düzgün dağıtılmalı, gerekmesi halinde yapı planda belli kısımlara ayrılarak bu özellik sağlanmalıdır.

c) Döşemelerin Düzlemleri İçerisinde Rijit Diyafram Etkisi: 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.

d) Yeterli Temel: Temelin ve üst yapıya bağlantısının yeterli seviyede düzenlenmesiyle, bütün binanın deprem etkisinde düzgün bir şekilde zorlanması ve etkilerin oluşmaması sağlanmalıdır [Çelik 2003].

2.2.2. Rijitlik ve Dayanım

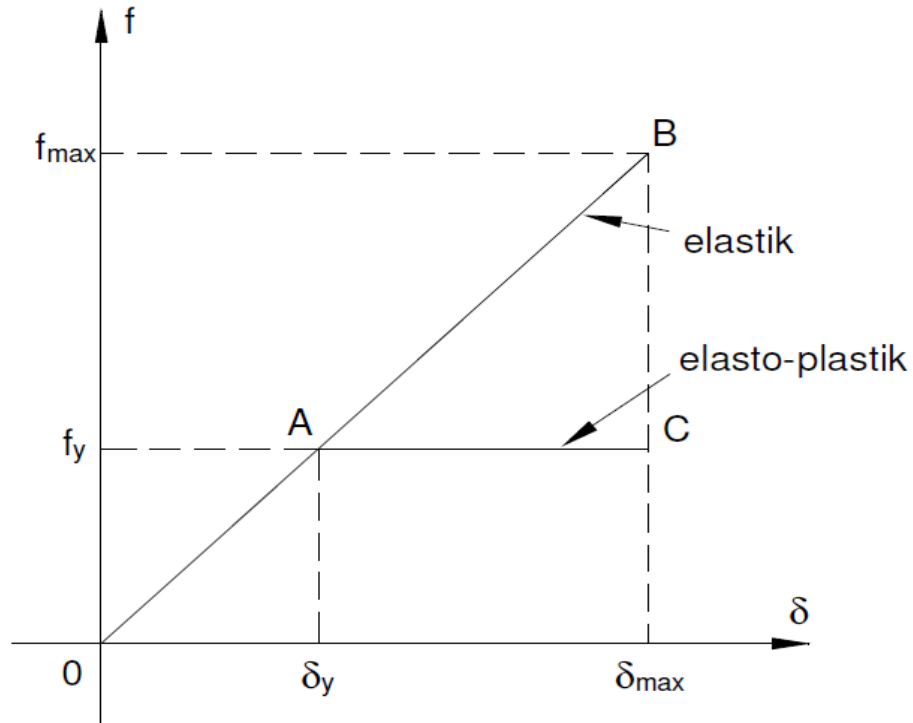
- a) Rijitlik: Düşey ve yatay isletme yükleri altında, yapının yer değiştirmeleri lineer elastik bölgede kalmalı ve sınırlı olmalıdır. Böylece, kullanılabilirlik sınır durumuna karşı belirli bir güvenlik sağlanabilmektedir.
- b) Dayanım: Yapının göçme yükü yeterince büyük olmalı, tasarıma esas olan düşey ve yatay hesap yükleri altında bölgesel ve ani göçmeler meydana gelmemeli, ayrıca sistem taşıyıcı elemanlarında burkulma etkisinden dolayı göçmeler meydana gelmemelidir. Özellikle çok katlı yapılarda, ikinci mertebe etkilerinin yol açtığı stabilite yetersizliği nedeniyle göçme yükünün önemli oranda azaltılabileceği göz önünde bulundurulmalıdır [Çelik 2003].

2.2.3. 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 yapma özelliğinin ölçüsüdür. Göçme sırasındaki toplam şekil

değiştirmelerin lineer sekil değiştirmelere oranı sistem süneklik oranı olarak tanımlanmaktadır [Celep ve Kumbasar, 2003].

Sekil 2.1’de bir elemanın kuvvet-yer değiştirme iliskisi grafiksel olarak ifade edilmiştir. şekilde, OAC doğrultusu elemanın mevcut elasto-plastik davranışına, OAB ise elastik özelliğin devam etmesi durumunda erişilen δ_{max} en büyük yer değiştirmesine karşı gelmektedir.

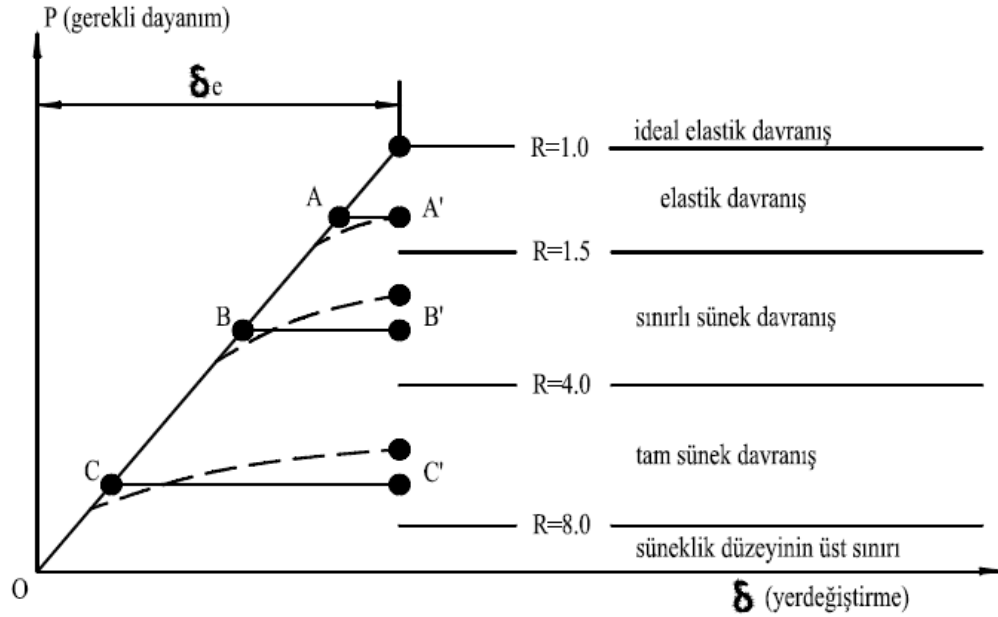


şekil 2.1. Kuvvet-Deplasman İlişkisi[Celep ve Kumbasar, 2003]

Sistem süneklik oranının büyük olması, yüksek şiddetdeki 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 (μ) bağlı olarak bir yapı davranış katsayısı (R) 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.

2.2.4. Yapı Sistemlerinin Süneklik Düzeyine Göre Sınıflandırılması



Şekil 2.2. Yapılarda Süneklik İlişkileri[Özcihan, 2001].

a) Elastik Davranan Yapılar: Önemleri nedeniyle bazı yapılar yatay yükler altında lineer-elastik davranacak şekilde boyutlandırılırlar. Bu tür yapıların yük parametresi-yer değiştirme ($P-\delta$) bağıntıları OAA' gibidir ve süneklik düzeyleri çok düşüktür ($R = 1,5 \sim 2$). istinat yapıları, otoyol perde sistem kenar ayaklar bu tür yapılara örnek olarak verilebilir.

b) Sünek Davranan Yapılar: Elastik davranan yapıların dışında kalan diğer yapılarda lineer-elastik sınırın ötesindeki şekil değiştirme ve yer değiştirmelere izin

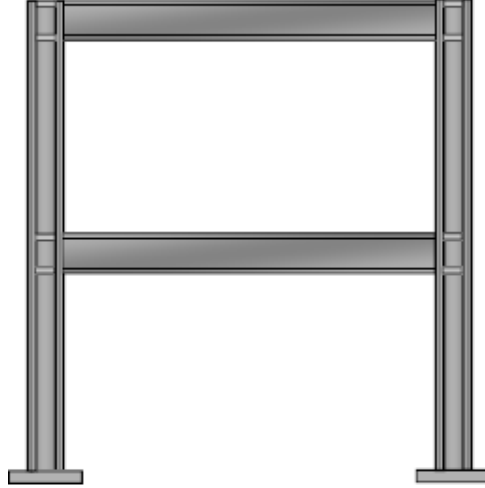
verilebilir. Lineer olmayan sekil değiştirmelerin sağladığı süneklik nedeniyle, söz konusu yapılar lineer-elastik davranırsa karşı gelen deprem kuvvetlerinden daha küçük deprem kuvvetlerine karşı koyacak şekilde boyutlandırılırlar. Deprem etkileri altında sünek davranış sergileyen bir yapı sisteminin süneklik düzeyi genel olarak malzeme özelliklerine, enkesit geometrisine, sistem özelliklerine, hiperstatiklik derecesine ve süneklik düzeyini arttıracak konstrüktif önlemlere bağlı olarak değişmektedir. Bu bakımdan sünek yapılar, normal sünek yapılar ve yüksek sünek yapılar olmak üzere iki kısımda değerlendirilebilir.

a.2) Normal Süneklikli Yapılar: Bu tür yapıların yük parametresi-yer değiştirme parametre bağıntısı OBB' seklindedir ve 2007 Deprem Yönetmeliği Tablo 2.5'de öngörülen yapı davranış katsayısı $R = 2\sim 4$ arasında değişmektedir.

b.2) Yüksek Süneklikli Yapılar: Bu gruba giren yapı sistemleri yüksek süneklik düzeyine sahip olacak şekilde tasarlanırlar. Artan yatay yükler altında $(P - \delta)$ bağıntısı şematik olarak OCC' sekinde olan bu yapılar için $R = 4\sim 8$ arasında değişen davranış katsayıları göz önüne alınmaktadır.

3. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK MOMENT ÇERÇEVE SİSTEMLER VE TASARIM ESASLARI

Rijit (moment) birleşimli kirişler ve kolonlardan oluşan moment çerçeveler, kirişler ve kolonlardaki eğilme ve kesmeyle yatay kuvvetlere karşı koyarlar.



Şekil 3.1. Moment Çerçevesi

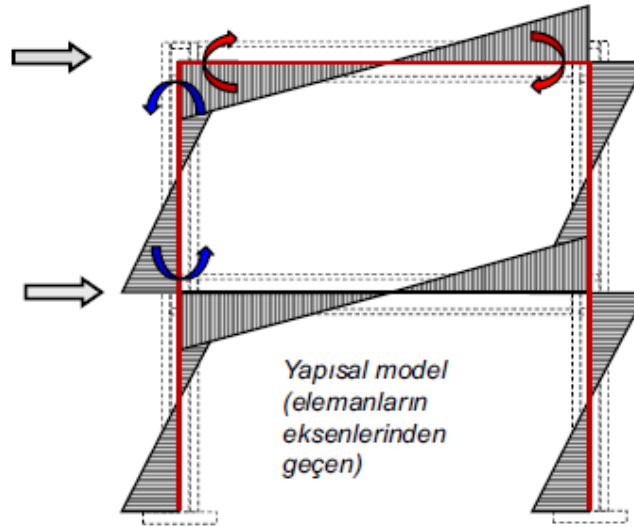
Bu tür çerçevelerde süneklik aşağıdaki gibi sağlanır.

- a) Kirişlerin eğilmeden dolayı akması
- b) Kolon panel bölgelerin kesmeden dolayı akması
- c) Kolonların eğilmeden dolayı akması,

Mimari değişkenlik, yüksek süneklik ve güvenlik moment çerçevesinin avantajları olarak söyleyebiliriz[Akbaş 2008].

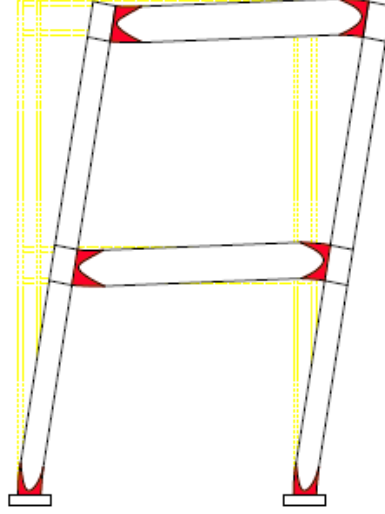
Moment çerçevesinde elastik olmayan davranışın anlaşılması ve kontrol edilmesi aşağıdaki gibi sağlanır;

1. deprem sırasında akacak olan çerçeve elemanlarını, yani plastik mafsallık bölgeleri seçilir.
2. plastik mafsallık bölgeleri, kırılma veya stabilite kaybının başlangıcından önce büyük elastik olmayan dönmeleri karşılayabilecek şekilde detaylandırılır.
3. diğer bütün çerçeve elemanları, plastik mafsallık bölgelerinden daha güçlü olacak şekilde detaylandırılır.



Şekil 3.2. Moment Çerçevesi[Engelhardt, 2007]

Maksimum moment eleman uçlarında oluştuğu için, eğilmeden dolayı meydana gelecek akmlar kiriş ve kolon uçlarında oluşacaktır[Akbaş 2008].



Şekil 3.3. Kirişlerde plastik mafsall[Engelhardt, 2007]

Tam göçme mekanizmanın oluşması için plastik mafsallar kolon temelinde de oluşmak zorundadır (ya da kolon temelleri mafsallı olmalıdır)

Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler, tasarım depremi seviyesindeki deprem hareketlerinden kaynaklanan kuvvetlere maruz kaldığında büyük elastik olmayan deformasyonlara dayanması yani yüksek süneklik sağlaması beklenmektedir.

AISC 341-05 ve TDY2007'ye göre kiriş-kolon birleşimleri şu üç şartı sağlamak zorundadır[Akbaş 2008]:

- 1) Birleşim en az toplam 0.04 radyan'lık (elastik + plastik) görelî kat ötelemesi açısına (görelî kat ötelemesi/kat yüksekliği) dayanabilme kapasitesine sahip olmalıdır (birleşim göçmeksizin).
- 2) Kolon yüzündeki ölçülen eğilme dayanımı, 0.04 radyan'lık görelî kat ötelemesi açısında, birleşen kirişin en az 0.80Mp'sine eşit olacaktır.
- 3) Birleşimin gerekli kesme dayanımı Denk. 3.1.'de verilen deprem yük etkisi E kullanılarak belirlenmelidir:

$$E = 2 \left[1.1 R_y M_p \right] / L_h \quad (3.1.)$$

Birleşimin moment kapasitesi (ve ölçülen eğilme dayanımı) birleşim deneyinde ölçülür. Çevrimsel deneyden sonra birleşimin eğilme kapasitesi en az $0.80 M_p$ olmalıdır. $M_p = F_y Z$ ile hesaplanır ve buradaki F_y beklenen (arttırılmış) akma gerilmesi değil, minimum akma gerilmesidir.

Genellikle bir kiriş-kolon birleşiminde kirişlerde çevrimsel deney sırasında oluşan eğilme momenti M_p 'den büyük olacaktır. Birleşimdeki maksimum moment gerçekte $1.15 R_y Z F_y$ mertebelerindedir. Yani birleşim çevrimsel deney sırasında büyük momentlere karşı koymak zorunda kalacaktır. Fakat yönetmelik çevrimsel yükleme sırasında eğilme mukavemetinde bir miktar kayba izin vermektedir ve kalan mukavemetin ± 0.04 radyanlık görelî kat ötelemesi açısına karşılık gelen çevrimsel yüklemeye erişildiğinde $0.80 M_p$ olmasını istemektedir. Bu, kirişin ve birleşimin deney sırasında karşılaşacağı çok büyük çevrimsel yüklemeler sırasında eğilme mukavemetinde olabilecek azalmaya izin verir. Çoğu deneyde ± 0.04 radyanlık çevrimsel yüklemeye erişildiğinde eğilme kapasitesinde bir miktar azalma görülür. Çoğu zaman eğilme kapasitesindeki bu azalma, kiriş-kolon birleşimindeki hasardan çok kirişte oluşan lokal ve yanal burulma burkulmalarından dolayıdır. Yani şunu söyleyebiliriz ki ± 0.04 radyanlık görelî kat ötelemesi açısı için konulan bu $0.80 M_p$ sınırı sadece birleşim için değil aynı zamanda kiriş içindir. Örneğin, yüksek kaliteli bir kiriş-kolon birleşiminde bu şartı kompakt olmayan bir kesitle sağlamak mümkün olmayabilir. Bu durumda ± 0.04 radyanlık görelî kat ötelemesi açısındaki çevrimsel yüklemelerde birleşim göçmemesine rağmen kirişteki lokal burkulmadan dolayı kirişin eğilme kapasitesi $0.80 M_p$ 'nin çok altına düşebilir [Engelhardt, 2007].

SAC-FEMA programında yapılan araştırmalar birleşim için önceleri plastik dönme kapasitesi önermekteydi ve bu değer ± 0.03 radyan olarak ifade edilmişti. Fakat tasarımcılara kolaylık sağlaması açısından daha sonra bu değer ± 0.04 radyanlık görelî kat ötelemesi açısı olarak değiştirildi. Esas olarak dönme ve görelî kat ötelemesi açısı

aynı şeylerdir. Tipik bir moment birleşimi ± 0.01 radyanlık görelî kat ötelemesi açısında elastik olmayan bölgeye girer. Yani önceki ± 0.03 radyanlık plastik dönme değeri artık 0.04 radyanlık toplam dönme (elastik + plastik) olarak ifade edilmektedir, ± 0.04 radyanlık görelî kat ötelemesi açısı. “ 0.04 radyan görelî kat ötelemesi açısı” veya “ 0.04 radyan toplam dönme” veya “%4 görelî kat ötelemesi” aynı manaya gelmektedir. Bu şartlarla aslında birleşimin ± 0.03 radyanlık plastik dönme kapasitesine sahip olması gerektiği ifade edilmektedir[Engelhardt, 2007].

4. HESAP YÖNTEMLERİ VE TASARIM FELSEFELERİ

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 yapım 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, Denk. (4.1) ve Denk. (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 Φ dayanım katsayısı ile çarpılmış, sağ tarafında ise, değişik yükler, ilgili γ_i yük artım faktörleri ile çarpılarak bunların toplamı alınmıştır [Yardımcı, 2005].

4.1. Emniyet Gerilmeleri Yöntemi, ASD

Güvenlik gerilmeleri yöntemi geleneksel bir boyutlama yöntemidir ve güvenlik koşullarını sağlayan işletme yükleri esasına dayanır (yani, gerilme değerleri elastik bölgede). Güvenlik gerilmelerine göre tasarımda yukarıdaki ifade,

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

olarak düzenlenir ve tüm yükler için aynı değişken katsayısı kullanılır. Örneğin kirişler incelenirken, denklemin sol tarafı M_n ortalama kiriş dayanımını FS

güvenlik katsayısına bölerek elde edilecek, sağ taraf da etki eden yüklerden oluşan M işletme momentine karşı gelecektir. Dolayısıyla,

$$\frac{M_n}{FS} \geq M \quad (4.4)$$

yazılabilir. Güvenlik gerilmesi tasarımı elastik bölgede yapılan bir hesaptır, dolayısıyla, tarafsız eksene en uzak olan noktada gerilme değerinin F_y akma gerilmesine ulaştığı düşünülmekte olduğundan,

$$\frac{F_y}{FS} \geq \left[f_b = \frac{Mc}{I} \right] \quad (4.5)$$

bağıntısı elde edilir. Denklemden, (F_y / FS) güvenlik gerilmesi F_b değerine, f_b ise işletme yükleri altında hesaplanan gerilme değerine karşı gelmektedirler. M_n ortalama dayanım değeri burkulmadan hesaplanmışsa F_{cr} gerilmesinin değeri akma gerilmesinin değerinden daha küçük olacaktır. Bu durumda, güvenlik gerilmesi F_b , (F_{cr}/FS) 'ye eşit alınır. Yani güvenlik kriteri,

$$f_b \leq \left[F_b = \frac{F_y}{FS} \text{ veya } F_b = \frac{F_{cr}}{FS} \right] \quad (4.6)$$

olur. 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 inelestik 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 küçük bir değer alacaktır. İster ASD isterse LRFD tasarımından yararlanılsın, kullanma sınır durumları her zaman işletme yükleri altında incelenir.

ASCE 7-05 ASD için aşağıdaki yük kombinasyonlarını vermiştir:

1. $1,4(D + F)$
2. $1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
3. $1,2D + 1,6(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + (L \text{ veya } 0,8W)$
4. $1,2D + 1,6W + L + 0,5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,6W + 1,6H$
7. $0,9D + 1,0E + 1,6H$

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 ΔQ kadar bir miktarda aştığı ve gerçek dayanımın hesaplanan dayanımın ΔR kadar bir miktar altında olduğu düşünülürse Denk. (4.7) ve Denk. (4.8) eşitlikleri elde edilir ve buradan yapının güvenlik katsayısı, Denk. (4.9) şekline gelir.

$$R_n - \Delta R = Q + \Delta Q \quad (4.7.)$$

$$R_n \left(1 - \frac{\Delta R}{R_n} \right) = Q \left(1 + \frac{\Delta Q}{Q} \right) \quad (4.8.)$$

$$F_s = \frac{R_n}{Q} = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - \Delta R_n / R_n} \quad (4.9.)$$

Denk. (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, Denk. (4.10)' da ki şekle gelmiş olur[Yardımcı, 2005].

$$F_s = \frac{1+0.4}{1-0.15} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65 \quad (4.10.)$$

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, Ω 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].

4.2. 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 Denk. (4.11) ile ifade edilebilir.

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (4.11.)$$

$$R_n = A F_y \quad (4.12.)$$

Denk. (4.12)'de bulunan ΦR_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, ϕ mukavemet azaltma faktörünü, γ_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 (γ) ile çarpılırlar ve elemanlar, katsayılarla çarpılıp artırılmış 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 (ϕ) 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 alınmasıdır. 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]

ASCE 7-05 LRFD için aşağıdaki yük kombinasyonlarını vermiştir:

1. $D + F$
2. $D + H + F + L + T$
3. $D + H + F + (L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
4. $D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
5. $D + H + F + (W \text{ veya } 0.7E)$
6. $D + H + F + 0.75(W \text{ veya } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
7. $0.6D + W + H$
8. $0.6D + 0.7E + H$

4.3. Plastik Tasarım Yöntemi

Plastik Tasarımda, çelik yapılar emniyet gerilmeleri esasına göre boyutlandırılırken, gerilmeler orantılı sınır gerilmelerinin altında kaldığından, malzemenin davranışı doğrusal elastik bir özellik gösterir. 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[Yardımcı, 2005].

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 Denk. (4.13.)’ de ifade edilmiştir.

$$R_n = M_p \text{ ve } \gamma_i / \Phi = 1.7 \quad (4.13.)$$

Değerlerini kullanarak,

$$M_p \geq 1.7 Q_i \quad (4.14.)$$

olur. 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].

5. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK MOMENT ÇERÇEVE SİSTEMLERİNİN TASARIM KURALLARI VE HÇP HAZIRLANMASI

5.1. Giriş

Bu bölümde, süneklik düzeyi yüksek çelik moment çerçevelerin TDY 2007, AISC 360-05 ve AISC 341-05 standartlarındaki tasarım kuralları ve hesap çizelge programları (HÇP) hazırlanması için hesap algoritmaları anlatılacaktır.

5.2. Yapıya Etkiyen Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

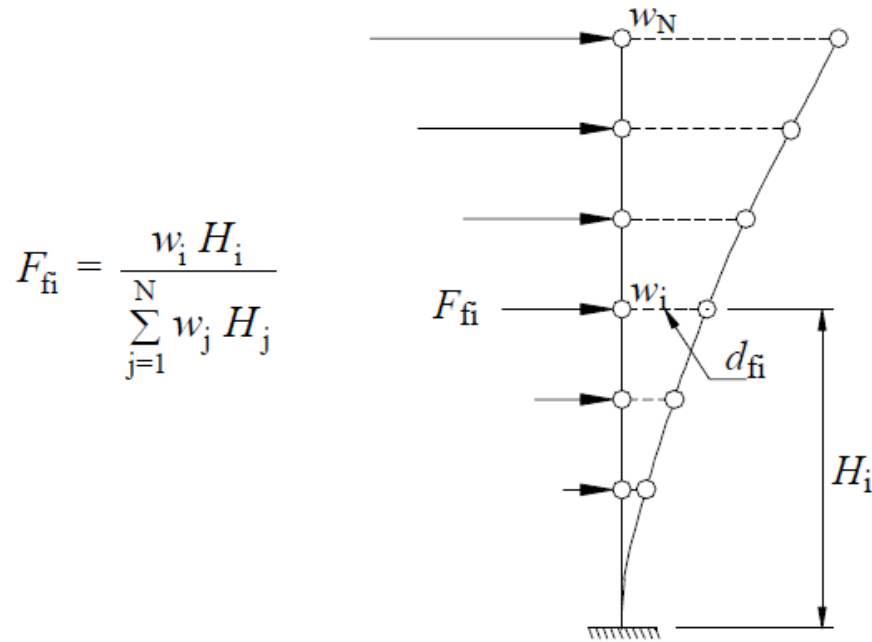
Depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır [TDY 2007].

TDY 2007’de esas alınan tasarım depremi şiddetli depreme karşılık gelmektedir. Bina Önem Katsayısı $I = 1$ olan binalar için, tasarım depreminin 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10’dur.

TDY 2007’de binaların ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler; Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri olarak belirtilmiştir. Eşdeğer deprem yükü yöntemi için HÇP hazırlanmış ve örnek yapı modeline uygulanmıştır.

5.2.1. TDY2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

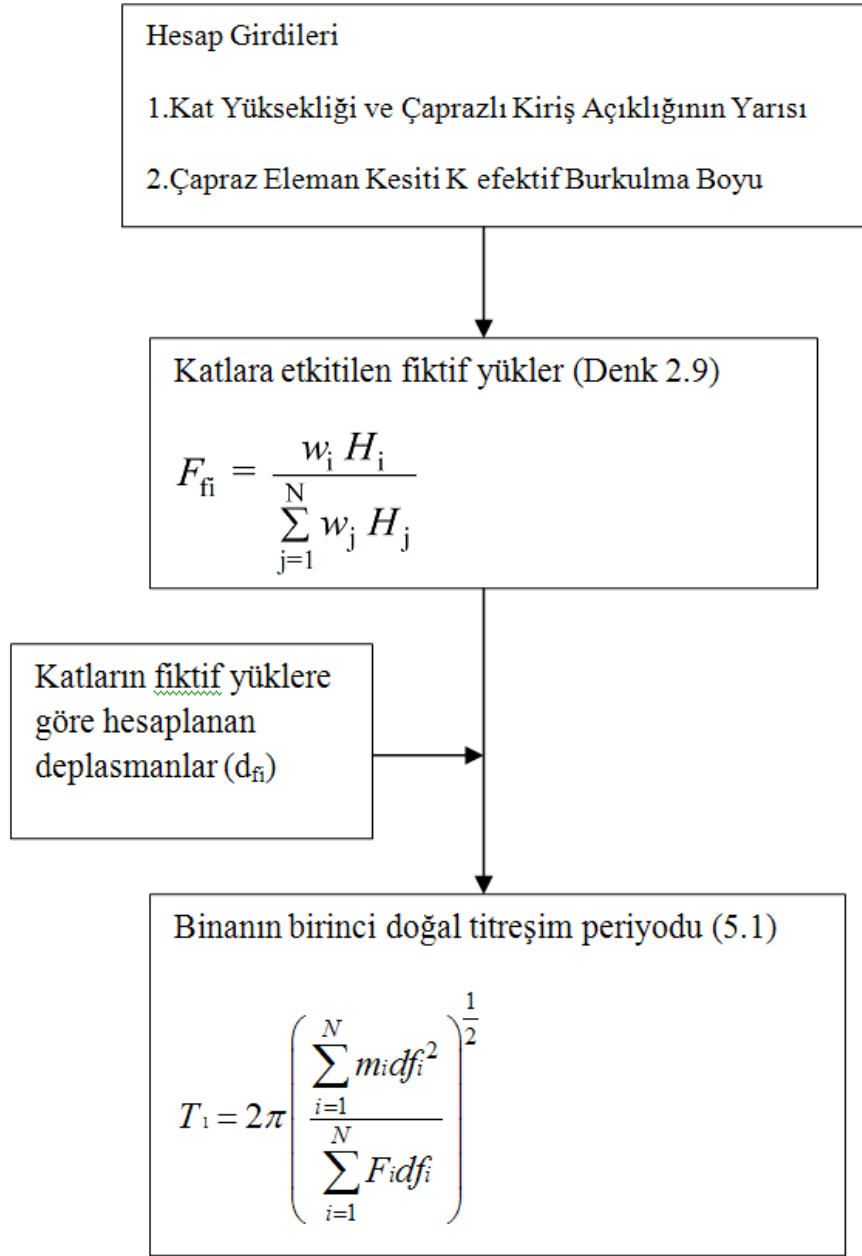
TDY 2007- Tablo 2.6'da eşdeğer deprem yükü uygulanabilecek yapılar belirtilmiş ve Madde 2.7' de ise eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi için hesap kuralları verilmiştir.



Şekil 5.1. Katlara etkiyen fiktif yükler

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, **Denk.(5.1)** ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d f_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i d f_i} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.1)$$



Şekil 5.2. Yapı 1.doğal titreşim periyodu hesap algoritması

5.2.2. TDY 2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) V_t denk. (5.2) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (5.2)$$

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.

Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , Denk.(5.3) ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (5.3.)$$

Kat ağırlıkları (w_i) ise Denk.(5.4) ile hesaplanacaktır. Denk.(5.4)'de yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , TDY 2007-Tablo 2.7'de verilmiştir.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (5.4.)$$

Etkin yer ivmesi katsayısı, TDY2007 2.4.1.'de tanımlanmış ve TDY2007 – Tablo 2.2.'den deprem bölgesine bağlı olarak A_0 değerleri alınabilir.

$$A(T_1) = A_0 I S(T_1) \quad (5.5.)$$

S(T) spektrum katsayısının bulunması için, Denk. (5.6), Denk. (5.7), Denk. (5.8) 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.

$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (5.6.)$$

$$T_A \leq T \leq T_B \Rightarrow S(T) = 2.5 \quad (5.7.)$$

$$T_B \leq T \Rightarrow S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (5.8.)$$

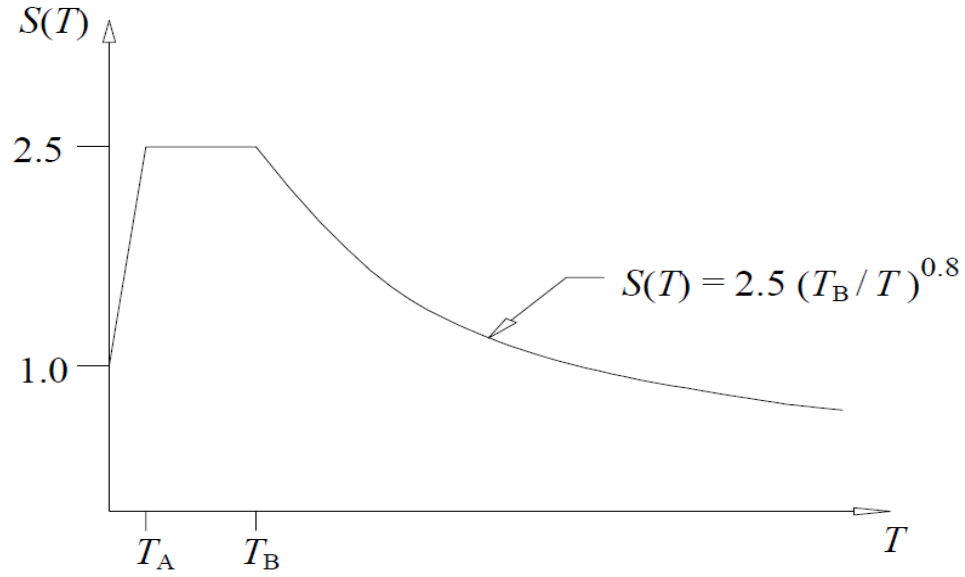
Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak için, spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, deprem yükü azaltma kat sayısına bölünecektir.

Deprem yükü azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için TDY2007 - tablo 2.5'te tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu, T'ye bağlı olarak Denk. (5.9) ve Denk. (5.10)'da tanımlandığı gibi hesaplanır.

$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (5.9.)$$

$$T_A \leq T \Rightarrow R_a(T) = R \quad (5.10.)$$

Şekil 5.3.'de, TDY2007 – Şekil 2.5.'de bulunan elastik tasarım spektrumu görülmektedir.



Şekil 5.3. Tasarım spektrumu [TDY 2007]

Denk. (5.2) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denk.(5.1) ile ifade edilir ve (Şekil 5.4-a)'da gösterilmiştir.

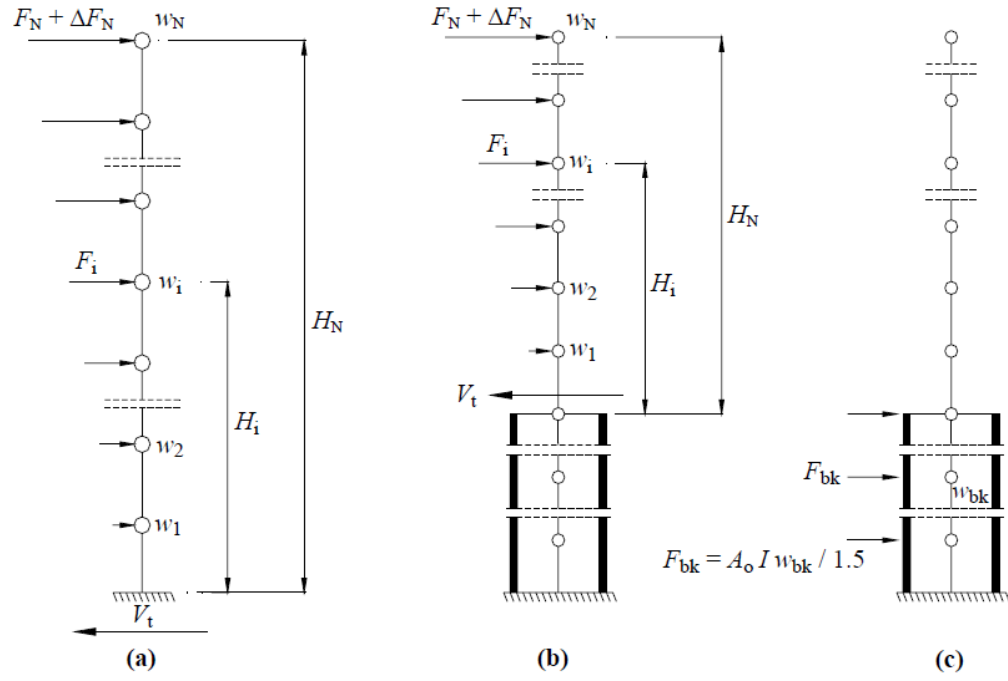
$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (5.11.)$$

Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri Denk.(5.12) ile belirlenecektir.

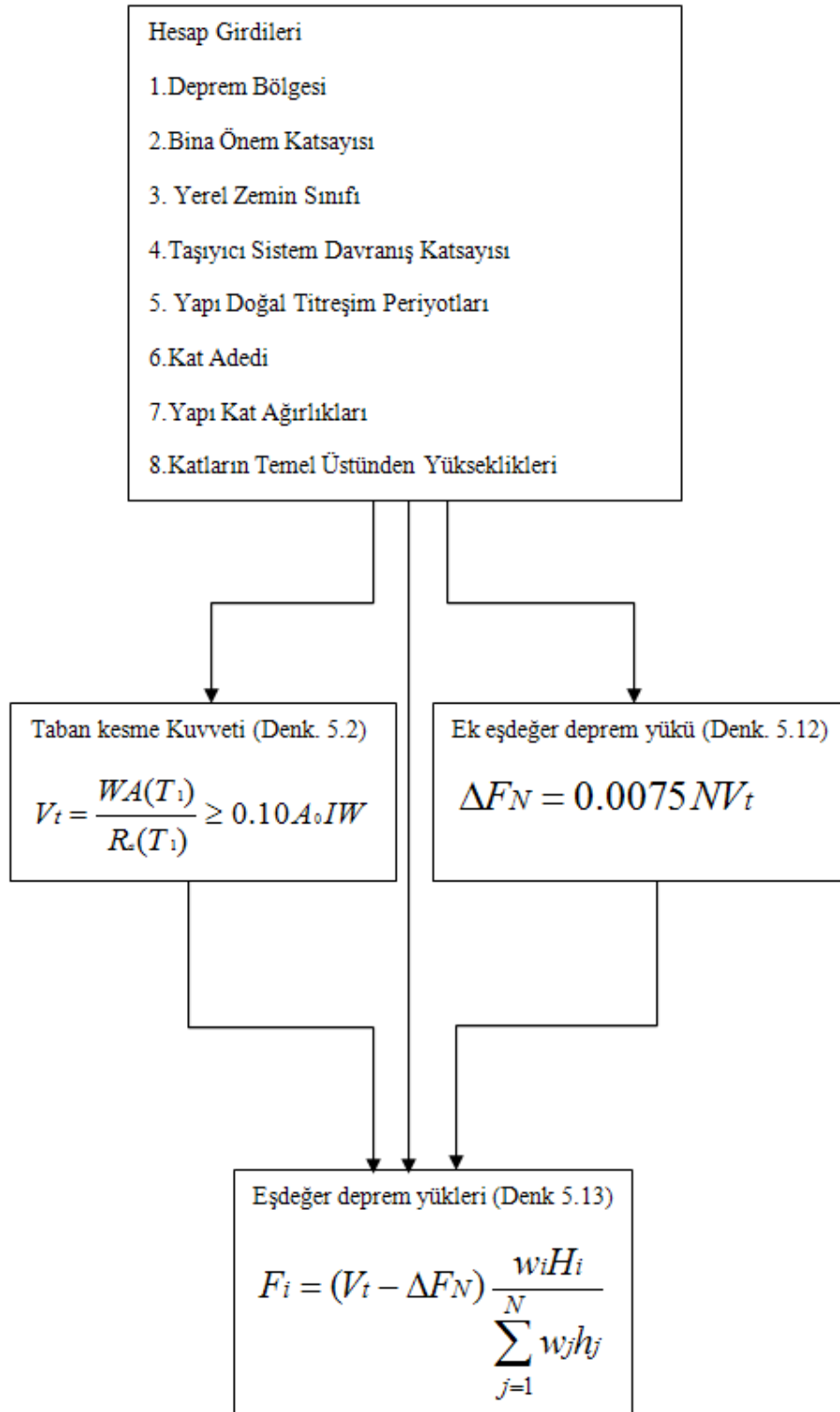
$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (5.12.)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dâhil olmak üzere, bina katlarına Denk.(5.13) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j h_j} \quad (5.13.)$$



Şekil 5.4. Eşdeğer deprem yükleri [TDY 2007]



Şekil 5.5. TDY 2007 Eşdeğer deprem yükü yöntemi için hesap algoritması

5.2.3. ASCE/SEI 7-05'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Bu yönetmeliğin ön gördüğü eşdeğer deprem yüğü yönteminin yerli deprem yönetmeliğimizden farklılığı, TDY2007'de ön görülmeyen düşey deprem yüğü bileşeninin ASCE/SEI 7-05'de hesaplanıyor olmasıdır.

Yerli yönetmeliğimizde yalnızca yatay bir deprem yüğü 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.

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 titreşim periyoduna karşılık gelen S_s ve S_1 ivme değerleri okunarak ASCE/SEI 7-05 eşdeğer deprem yüğü hesabı yapılmıştır.

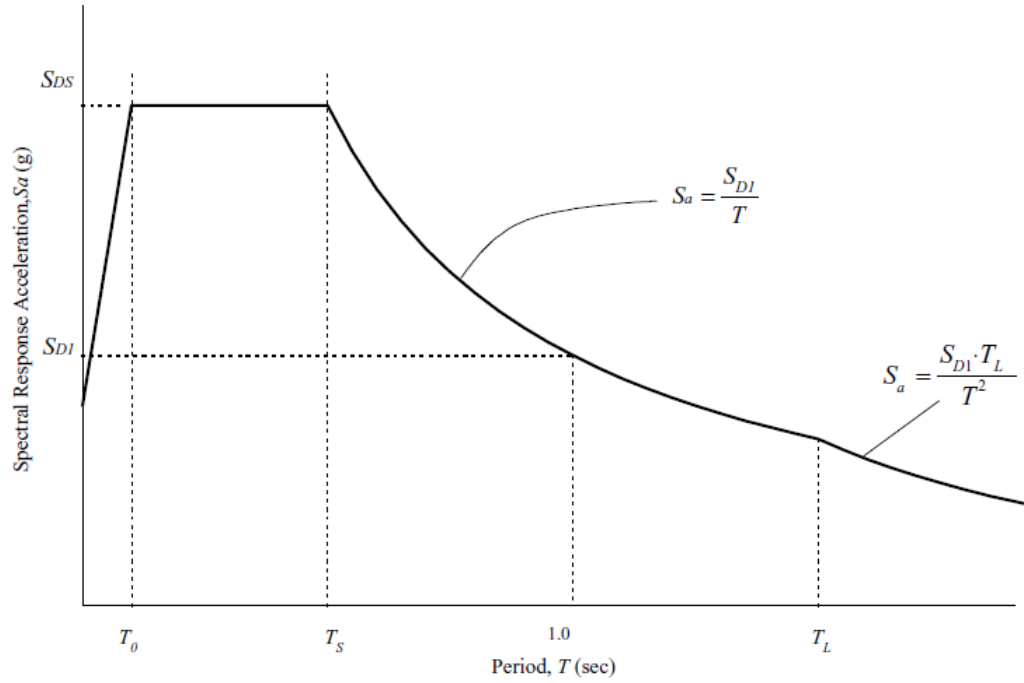
a) ASCE/SEI 7-05 Tasarım Spektrumunun Elde Edilmesi:

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.

Tasarım mukabele spektrumunda buluna T_L ifadesi, uzun periyot bölgesine geçiş periyodudur.

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.



Şekil 5.6. Tasarım spektrumu [ASCE/SEI 7-05]

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 (5.14) ve Denk. (5.15)'de, 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.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (5.14)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (5.15)$$

F_a ve F_v değerleri, FEMA-NEHRP zemin etkisi modifikasyon katsayılarının verildiği NEHRP tablosu, ASCE/SEI 7-05 tablo 11.4.1. ve tablo 11.4.2.'den alınabilir.

Spektral davranış ivme parametreleri Denk. (5.16) ve Denklem (5.17)' deki gibi hesaplanır.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (5.16.)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (5.17.)$$

T_o 'dan daha küçük periyot değerleri için mukabele spektrumu ivme değerinin bulunmasında ASCE/SEI 7-05 11.4.5.'de verilen Denklem (5.18) kullanılır.

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T_A}{T_0} \right) \quad (5.18.)$$

T_o 'dan daha büyük ve T_o 'a eşit periyot değerleri için mukabele spektrumu ivme değerinin bulunmasında ASCE/SEI 7-05 11.4.5.'de verilen Denklem (5.19) kullanılır.

$$S_a = S_{DS} \quad (5.19.)$$

T_s '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 11.4.5.'de zikredilen Denk. (5.20) kullanılır. T_s ve T_L 'nin hesabında kullanılacak eşitlikler Denk. (5.21) ve Denk. (5.22)'de verilmiştir.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_a} \quad (5.20.)$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5.21.)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5.22.)$$

Yapının hakim periyodu T_a 'dır ve bu periyot, ASCE/SEI 7-05 12.8.2.1.'de de belirtilmiş ve Denk. (5.23) eşitliği ile elde edilir. Bu eşitlikteki h_n yapı yüksekliğini simgelemektedir. C_t ve x ise, ASCE/SEI 7-05 tablo 12.8.-2'de verilen periyot parametreleridir.

$$T_a = C_t (h_n)^x \quad (5.23.)$$

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 Denk. (5.24)'de görülmektedir.

$$V = C_s W \quad (5.24.)$$

C_s , sismik davranış katsayısı ve bu katsayının W bina ağırlığı ile çarpımından taban kesme kuvveti elde edilir. Sismik davranış katsayısı, denk. (5.25) ile elde edilir.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (5.25.)$$

C_s sismik davranış katsayısı ASCE/SEI 7-05 12.8.1.1'e göre 0,01 değerinden daha küçük olmamalıdır. Denk (5.26) ve Denk (5.27)'de belirtilen periyot şartlarına bağlı olarak C_s hesap edilir.

$$T_a \leq T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (5.26.)$$

$$T_a > T_L \Rightarrow C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (5.27.)$$

c) Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Bulunması:

Bulunan taban kesme kuvveti, yapının her katına denk. (5.28)'de eşitliği verilen ve ASCE/SEI 7-05 12.8.3.'de belirtilen, C_{vx} düşeyde yük dağıtma katsayısı oranında dağıtılarak, denk. (5.29)'da verilen eşitlik ile F_x , katlara etkiyen yatay deprem yükleri bulunur. F_x simgesi Q_e olarak da simgelenir.

$$C_{vx} = \frac{w_x (h_x)^k}{\sum_{i=1}^n w_i (h_i)^k} \quad (5.28.)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (5.29.)$$

Denk. (5.28) deki eşitlikte k , yapı periyodu ile ilişkili olarak lineer enterpolasyon yardımı ile bulunan ve yapı periyoduna bağlı bir katsayıdır.

k katsayısının bulunabilmesi için periyot aralıkları Denk. (5.30), Denk. (5.31) ve Denk. (5.32)'de verilmiştir.

$$T_a \leq 0.5s \Rightarrow k = 1 \quad (5.30.)$$

$$T_a \geq 2.5s \Rightarrow k = 2 \quad (5.31.)$$

$$0.5 < T_a < 2.5s \Rightarrow 1 < k < 2 \quad (5.32.)$$

Denklem (5.29)'da bulunan Q_e yatay deprem yükleri, ρ deprem yükü artırma katsayısı ile artırılarak denk.(5.33)'de E_h , katlara etkiyen yatay deprem yükleri bulunur. ρ deprem yükü artırma katsayısı, ASCE/SEI 7-05 12.3-4'den, "sismik tasarım kategorisi" tablosuna göre bulunabilir.

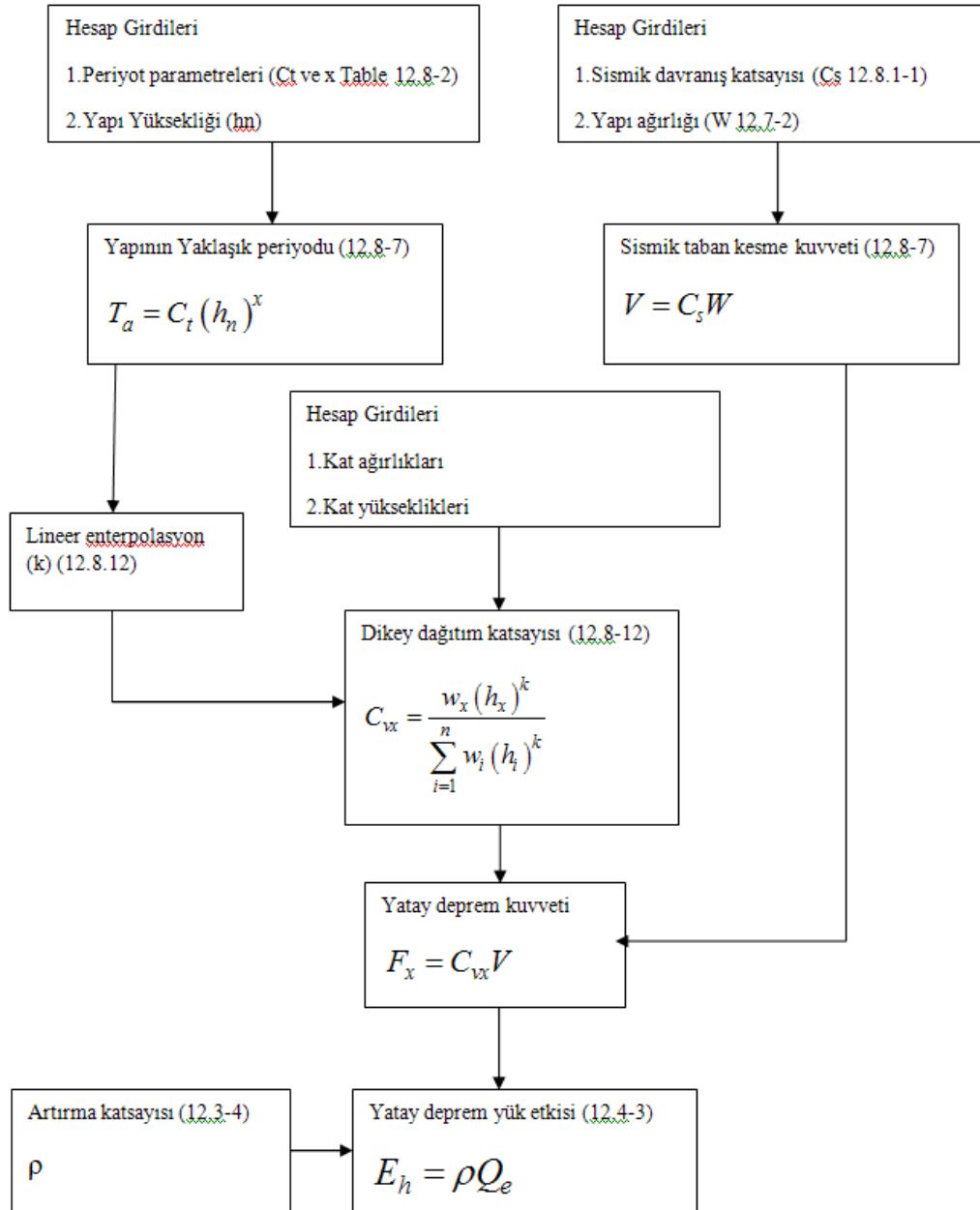
$$E_h = \rho Q_e \quad (5.33.)$$

ASCE/SEI 7-05 12.4-4' de belirtilen düşey deprem yükleri denk.(5.34) verilen eşitlik ile belirlenir.

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (5.34.)$$

Toplam deprem yükü yatay ve düşey deprem yüklerinin toplamına eşittir denk. (5.35). Düşey deprem yükleri, LRFD ve ASD yüke kombinasyonlarında ölü yük olarak kombinasyonlara dahil olurlar.

$$E_v = E_h + E_v \quad (5.35)$$



Şekil 5.7. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi Hesap Algoritması ASCE/SEI 7-05

5.3. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

5.3.1. TDY2007'ye Göre Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

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

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i , Denk.(5.36) ile elde edilecektir [TDY2007].

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (5.36.)$$

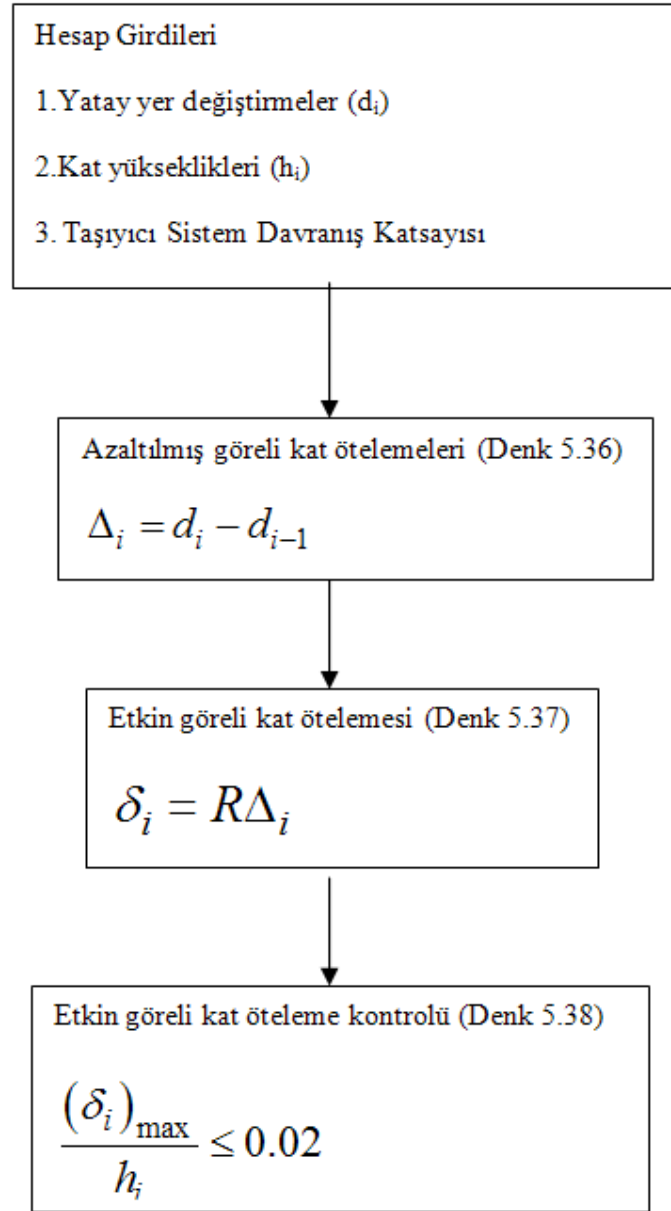
Denk.(5.36)'da d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın i 'inci ve $(i-1)$ 'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yer değiştirmeleri göstermektedir [TDY2007].

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (5.37.)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i 'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i , Denk.(5.38) ile elde edilecektir [TDY2007].

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (5.38.)$$

Denk.(5.37) ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, Denk.(5.38)'de verilen koşulu sağlayacaktır [TDY2007].

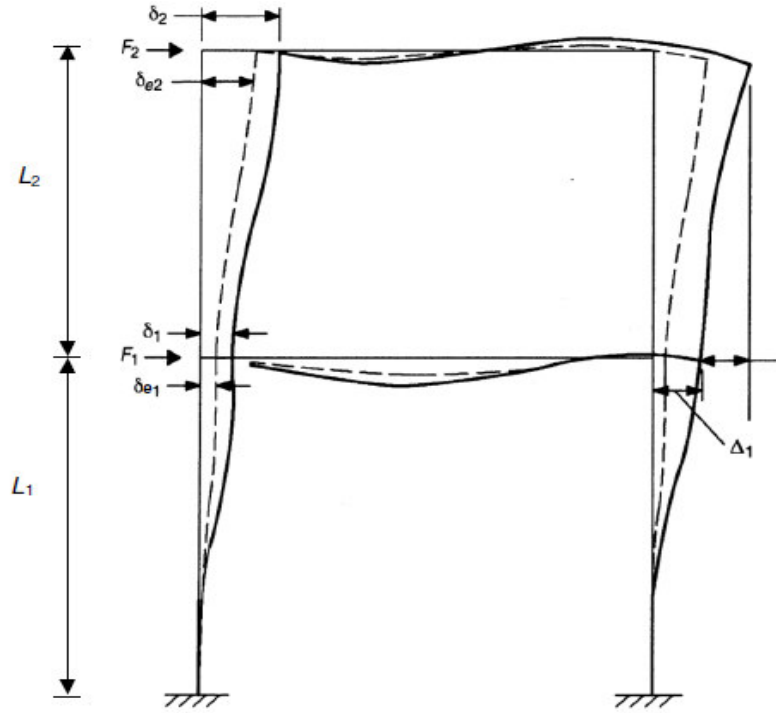


şekil 5.8. TDY2007 Görelı Kat Ötelemeleri Kontrolü İçin Hesap Algoritması

5.3.2. ASCE/SEI 7-05'e Göre Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

ASCE/SEI 7-05 12.12.'de, görelî kat ötelemeleriyle ilgili sınırlamalar verilmiştir. ASCE/SEI 7-05'de yatay yer değıştirme sınır değeri tablo 12.12-1' de verilmiştir.

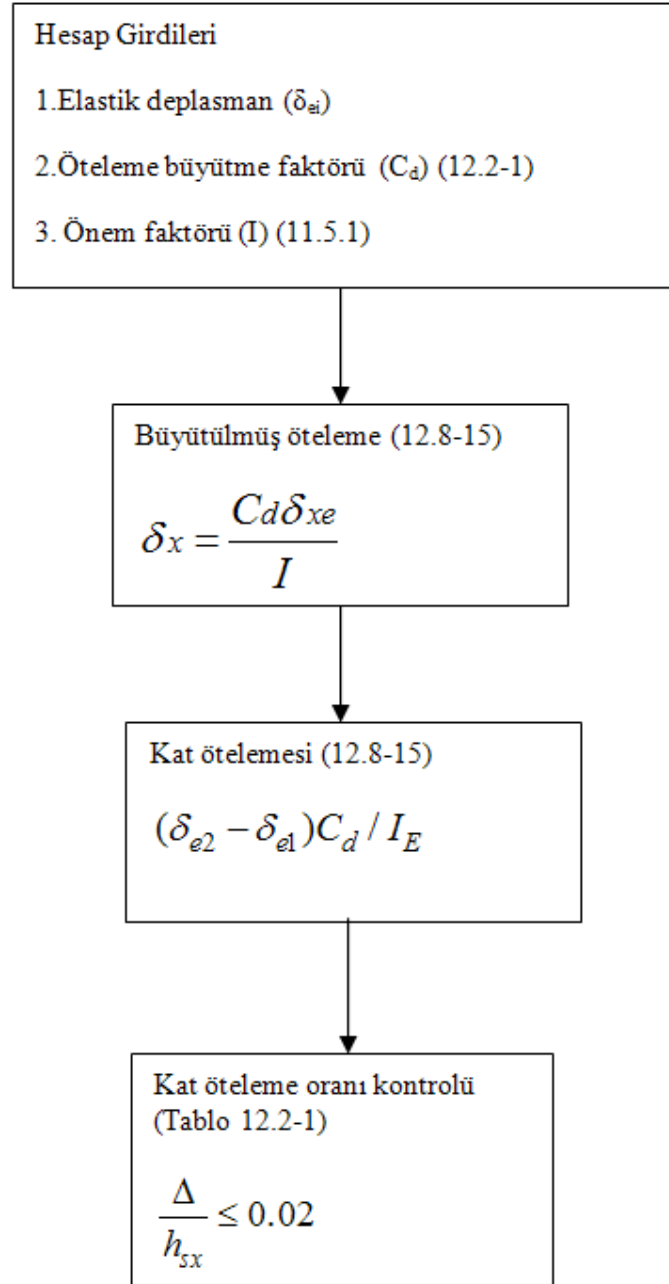
ASCE/SEI7-05'de, deplasman artırım faktörü şeklinde tarif edilebilecek C_d katsayıları verilmiştir. C_d katsayıları, ASCE/SEI 7-05 tablo 12.2-1' de taşıyıcı sistem çeşidine göre değışkenlik gösteren bir katsayıdır.



Şekil 5.9. Görelî Kat Ötelemeleri [ASCE/SEI7-05, 2006]

Denk. (5.39)'da δ_x etkin görelî kat ötelemeleri için gerekli eşitlik görülmektedir. Bu eşitlikte ki δ_{xe} simgesi, deprem yükleri altında oluşan elastik kat deplasmanını simgelemektedir. Eşitlikte ki I simgesi ise, yapı önem katsayısını ifade eder.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (5.39.)$$



Şekil 5.10. ASCE/SEI 7-05 Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolü Hesap Algoritması

5.4. Yapı İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

5.4.1. TDY2007'ye Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde gözönüne alınabilir.

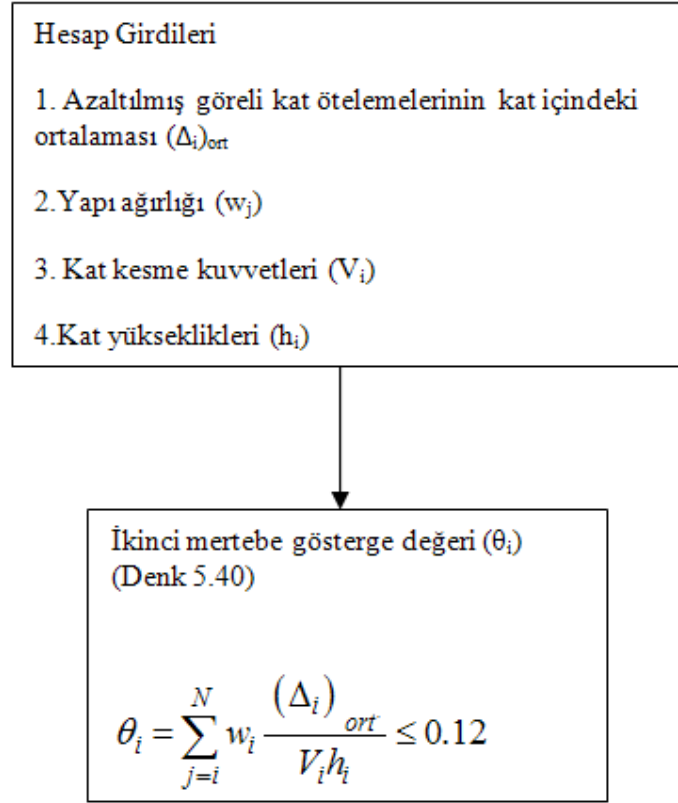
Gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θ_i 'nin Denk.(5.40) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir [TDY2007].

$$\theta_i = \sum_{j=i}^N w_j \frac{(\Delta_j)_{ort}}{V_j h_j} \leq 0.12 \quad (5.40.)$$

Burada $(\Delta_i)_{ort}$ ifadesi, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeridir ve Denk. (5.36)'ya göre bulunacaktır [TDY2007].

V_i simgesi ise, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvvetini simgelemektedir. Denk. (5.40)'da bulunan w_i simgesi ise, binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını temsil etmektedir.

Denk. (5.40) koşulunun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde arttırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır [TDY2007].



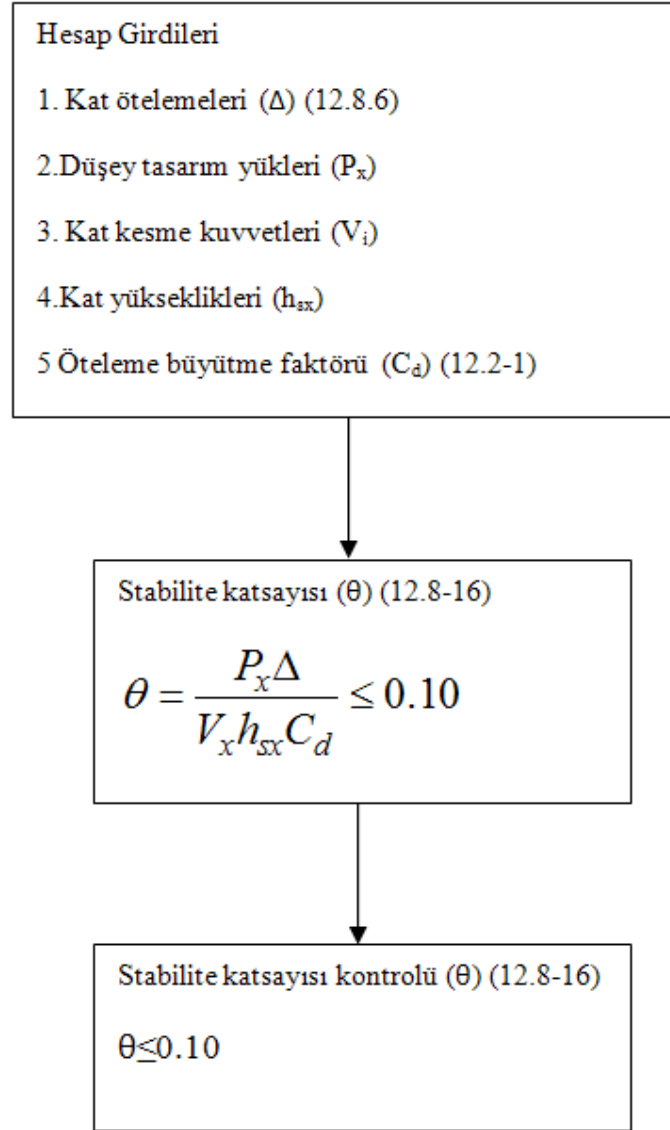
Şekil 5.11. TDY 2007 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması

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

ASCE/SEI 7-05 12.8.7.'de bulunan ikinci mertebe etkisi kontrolü ile ilgili bağlantıyı ve sınırlandırma Denk (5.41)'deki gibidir.

Denk. (5.41) 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, görel kat ötelemesi kontrolü bölümünde de kullanılan, deplasman büyütme faktörüdür.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \leq 0.10 \quad (5.41.)$$



Şekil 5.12. ASCE/SEI 7-05 İkinci Mertebe Etkileri Kontrolü Hesap Algoritması

5.5. Ana Çerçeve Kirişlerinin Tasarımı

5.5.1. TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarım

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar Tablo 4.3'te verilmiştir.

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

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.

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (5.42.)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (5.43.)$$

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

$$\ell_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (5.44.)$$

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

TS648 Standardı Madde 3.3.4.2' ye göre, basınç emniyet gerilmesi denk.(5.45)'deki gibidir.

$$\sigma_B = \frac{840000C_b}{s \frac{d}{F_b}} \leq 0.6\sigma_a \quad (5.45.)$$

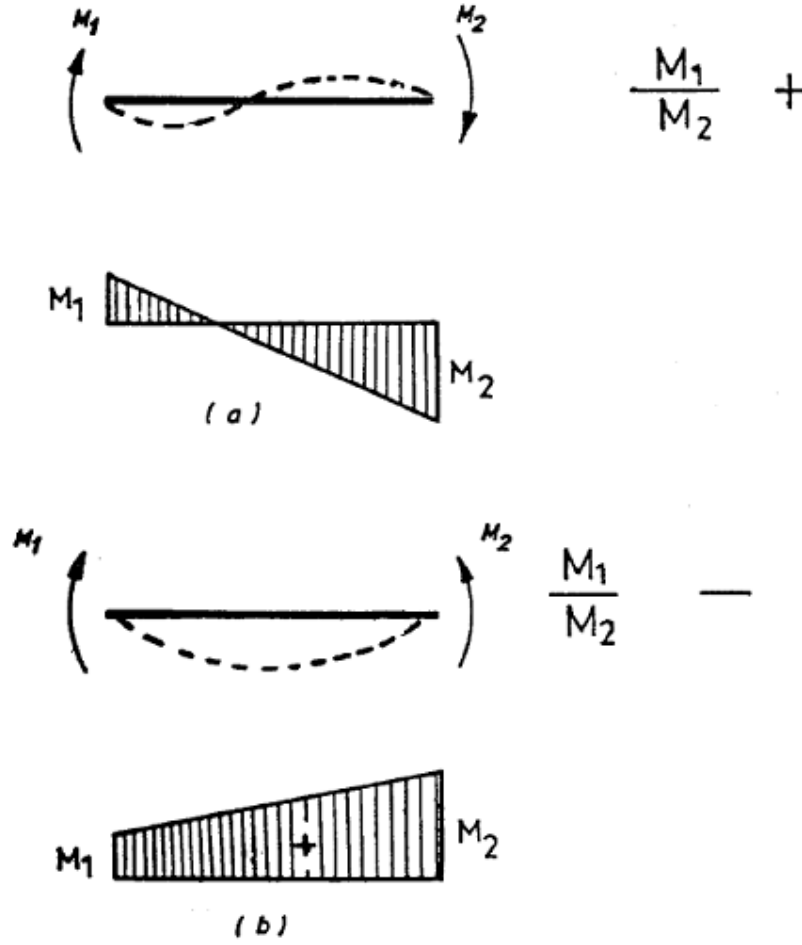
Burada s, kirisin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık,

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (5.46.)$$

C_b, Denk. (5.46)'da ki gibi hesaplanan bir katsayıdır.

Burada ki M₁, kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin küçüğü; M₂ ise kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin büyüğüdür.

Momentlerin oran M₁/M₂, eğer M₁ ve M₂ aynı işarete sahipse (iki yönlü eğilme) pozitif Şekil (5.13-a) ayrı işarete sahipse (tek yönlü eğilme) negatiftir Şekil (5.13) Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment uç momentlerinden fazlaysa C_b = 1,0 olarak alınmalıdır.

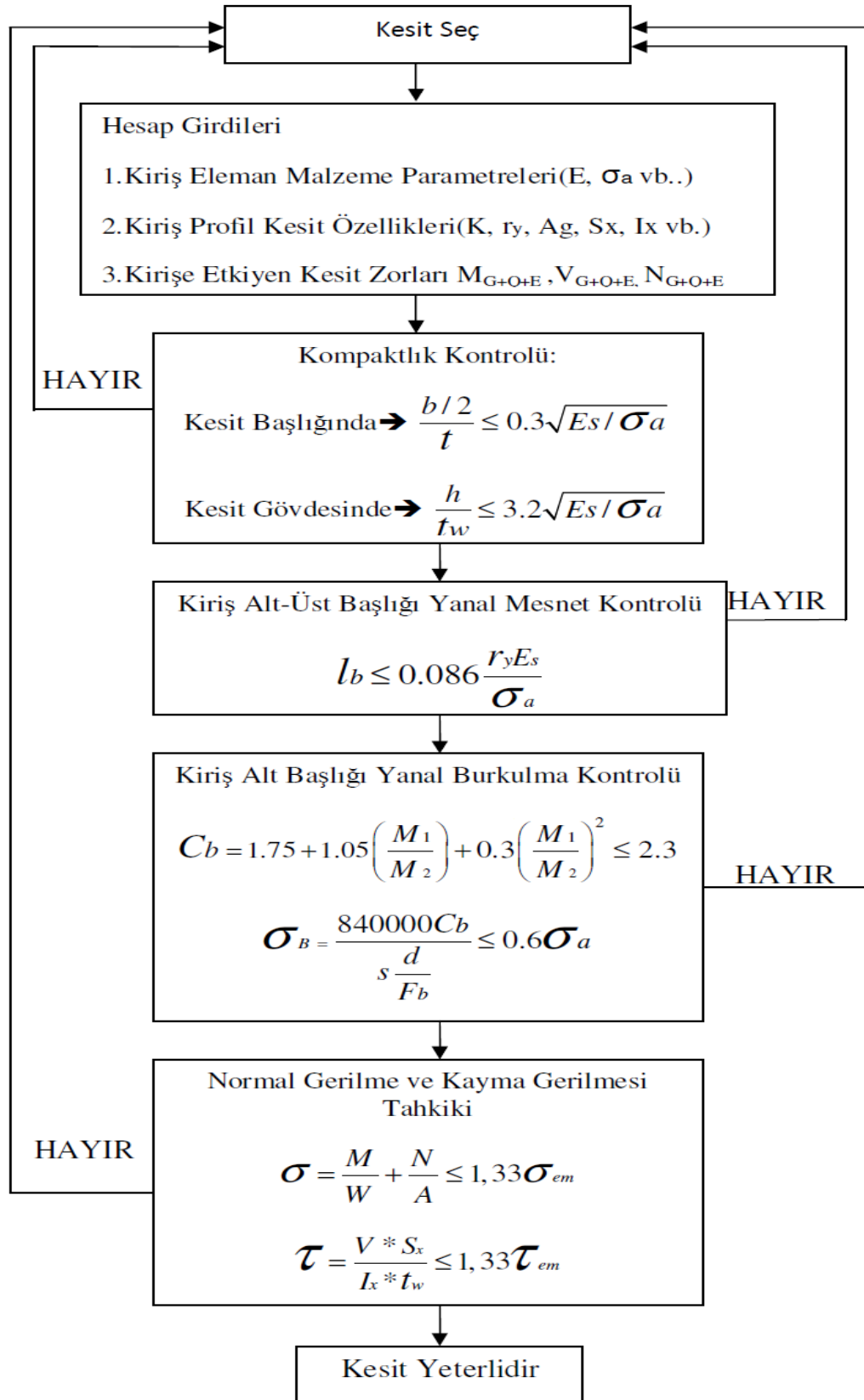


Şekil 5.13. M_1/M_2 Oranının İşareti [TS 648]

Normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkiki, Denk. (5.47) ve Denk. (5.48)'de ki bağıntılar kullanılarak yapılır. Şekil 6.17.'de ise, TDY2007'ye göre kiriş hesabı için hesap algoritması verilmiştir.

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq 1.33\sigma_{em} \quad (5.47.)$$

$$\tau = \frac{VS_x}{I_x t_w} \leq 1.33\tau_{em} \quad (5.48.)$$



Şekil 5.14. TDY 2007 Kiriş Tasarım Hesap Algoritması

5.5.2. AISC'e Göre Kirişlerin Tasarım

Kirişlerin tasarımına, kiriş kesitinde meydana gelebilecek lokal burkulmaların kontrolü ile başlanır. AISC 341-05 Tablo I8-1'de bulunan denklemler yardımı ile, kiriş gövdesinde ve başlığında lokal burkulma kontrolleri kontrol edilir. Denk. (5.49)'da başlıkta lokal burkulma kontrolü, Denk. (5.50)'de ise kesit gövdesinde lokal burkulma kontrolü bağıntıları görülmektedir.

$$\lambda_f = \frac{b}{2t} < \lambda_p = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.49.)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.50.)$$

M_n; kirişin nominal moment taşıma kapasitesi Denk. (5.51)'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, Denk. (5.52) ve Denk. (5.53)'de verilmiştir. ASD için güvenlik katsayısı 1.67, LRFD için ise 0.9'dur

$$M_n = F_y Z_x \quad (5.51.)$$

$$\frac{M_n}{\Omega} > M_a \quad (5.52.)$$

$$\phi M_n > M_u \quad (5.53.)$$

Kesite ait nominal kesme kuvveti kapasitesi ifade eden ve kesme kuvveti kapasitesini Denk. (5.54) ile bulunur.

Burada ki A_w , kesitin gövdesi alanıdır ve denk.(5.55) ile hesap edilir.

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (5.54.)$$

$$A_w = h t_w \quad (5.55.)$$

Bulunan nominal kesme kuvveti kapasitesi ile ilgili Denk. (5.56)'da ve Denk. (5.57)'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

$$\frac{V_n}{\Omega_v} \geq V_a \quad (5.56.)$$

$$\phi_v V_n \geq V_u \quad (5.57.)$$

Yanal burulma burkulması hesabı ve kontrolleri için kiriş yanal mesnet aralıklarının kontrolü gereklidir. Bu kontrol için, yanal mesnet aralığı (L_b) sınır durumlar ile mukayese edilir. Limit durumlar;

$$1. \quad L_b < L_p \quad (5.58.)$$

$$2. \quad L_p < L_b < L_r \quad (5.59.)$$

$$3. \quad L_r < L_b \quad (5.60.)$$

$L_b < L_p$ olması durumunda nominal moment taşıma kapasitesi denk. (5.61) gibi olur. L_p ise denk. (5.62)'deki gibi hesaplanır.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (5.61)$$

$$L_p = 1.76 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.62.)$$

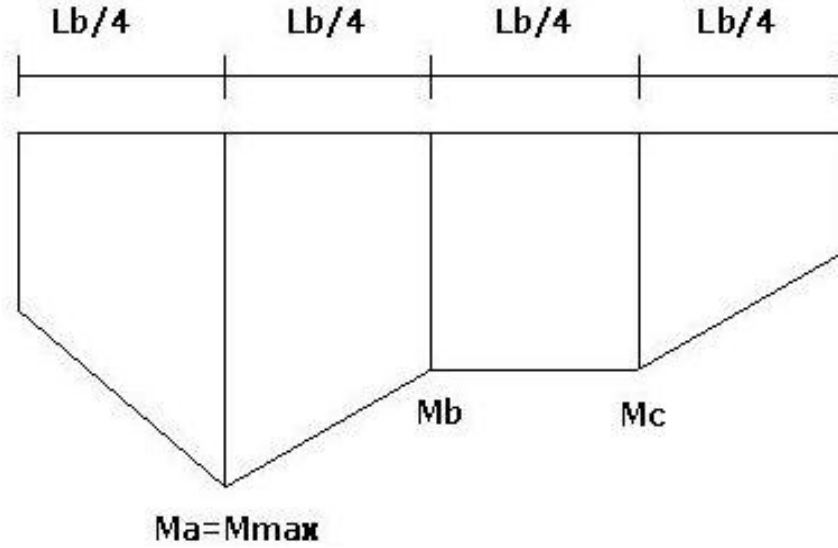
$L_b < L_r < L_p$ olması durumunda nominal moment taşıma kapasitesi denk. (5.63)'deki gibi olur.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (5.63.)$$

L_r limit durumu, denk. (5.64)'deki gibi hesaplanır.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad (5.64.)$$

Denklem 6.79.'da C_b olarak ifade edilen katsayı, aşağıda ki Denk. (5.65) bağıntısı ile hesaplanır ve yanal burkulma burkulması tahkiki yapılacak kirişte ki açıklığın mesnet noktasına $L/4$ uzaklığında ki moment, $2L/4$ uzaklığında ki moment ve $3L/4$ uzaklığında ki momentler ile, açıklıkta ki maksimum moment kullanılarak elde edilir. Bu momentlerin elde edilebileceği noktalar Şekil 5.15.'de verilmiştir.



Şekil 5.15. ASCE/SEI 7-05'te Yanal Mesnetlenmiş Kiriş Açıklığındaki Momentler

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad (5.65.)$$

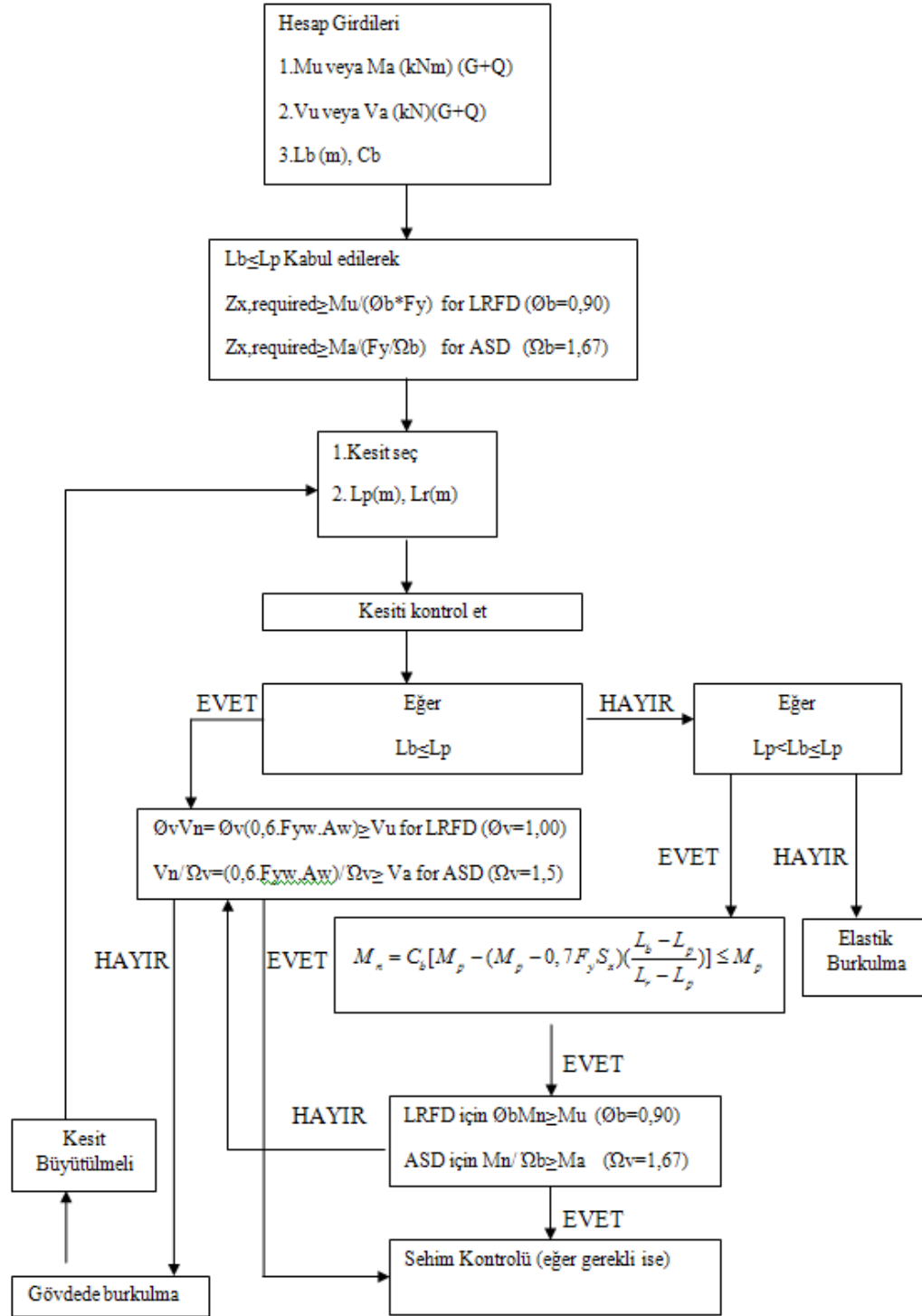
$L_b > L_r$ olması durumunda nominal moment taşıma kapasitesi denk. (5.66)'da ki gibi hesaplanır.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (5.66.)$$

Denk. (5.66)'da ki kritik burkulma gerilmesi (F_{cr}) denk. (5.67)'de ki gibi hesaplanır. Etkin atalet yarıçapı (r_{ts}) ise denk. (5.68)'de ki gibi hesaplanır.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (5.67.)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (5.68.)$$



Şekil 5.16. (AISC) Kiriş Tasarımı Algoritması

5.6. Kolonların Tasarımı

5.6.1. TDY2007'ye Göre Kolonların Tasarımı

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için TDY 2007 4.4.1' de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon en kesitinin baslık genişliği/kalınlığı için Denk. (5.69) ve Denk. (5.70)' de ve gövde yüksekliği/kalınlığı için Denk. (5.71)' de verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \leq 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (5.69.)$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.10 \Rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \quad (5.70.)$$

$$\frac{b}{2t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (5.71.)$$

Bileşik eğik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS648 Madde 3.4' te verilen Denk.(5.72)'e göre yapılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right)\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (5.72.)$$

Denk. (5,72)'de ki σ_{eb} , yalnızca basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme ve Denk. (5.73) ile hesaplanır.

$$\sigma_{eb} = \frac{N_d}{A_g} \quad (5.73.)$$

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS648 çizelge 8' e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

Kolonunun eğilme rijitliği ile bu kolona bağlanan kirişlerin eğilme rijitliklerine ve mesnet koşullarına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 5' teki nomogramdan bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile x ve y doğrultusundaki s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları Denk. (5.74) ile hesap edilir.

$$s_{kx} = K_x H \quad s_{ky} = K_y H \quad (5.74.)$$

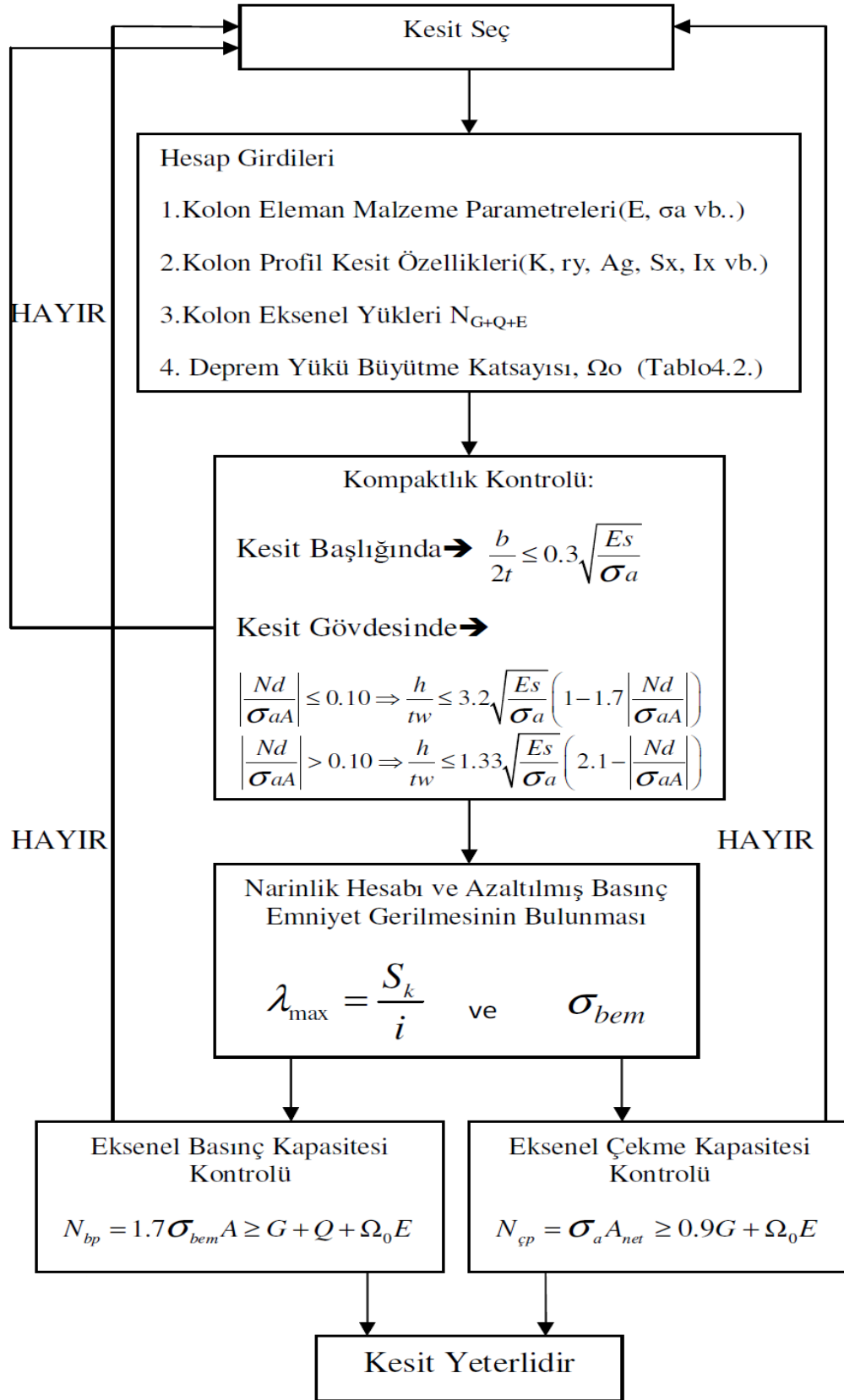
Bu değerler kullanılarak narinlik oranları x ve y doğrultusunda Denk (5.75) ile hesap edilir.

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} \quad \lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} \quad (5.75.)$$

C_{mx} ve C_{my} yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde 0,85 olarak alınır.

Kolon kayma gerilmesi tahkiki Denk. (5.76) ile yapılır.

$$\tau = \frac{T.S_x}{I_x t_w} < \tau_{em} \quad (5.76.)$$



Şekil 5.17. TDY2007'ye Göre Kolon Tasarımı Hesap Algoritması

5.6.2. 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.

$$C_a \leq 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = 3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54C_a) > \frac{h}{t_w} \quad (5.77.)$$

$$C_a > 0.125 \Rightarrow \lambda_{ps} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) > \frac{h}{t_w} \quad (5.78.)$$

λ_{ps} , Denk. (5.79) ile sınırlandırılmıştır.

$$\lambda_{ps} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.79.)$$

AISC 341-05'te C_a simgesi, gerekli basınç elemanı dayanımının mevcut olan basınç elemanı dayanımına oranı olarak tanımlanmıştır. Denk. (5.80) ve (5.81)'de ki bağıntılarda yer alan C_a simgesi, ASD'ye göre Denk. (5.80)'de ki bağıntı ile, LRFD'ye göre ise Denk. (5.81)'de ki bağıntılar ile hesaplanır. $\Omega_b=1.67$ ve $\Phi_b=0.9$ 'dur.

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} \quad (5.80.)$$

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_b P_y} \quad (5.81.)$$

Denk. (5.80) ve Denk. (5.81) bağıntılarında bulunan P_a ve P_u değerleri, sırası ile, ASD ve LRFD için gerekli basınç dayanımıdır. P_y ise basınç elemanı eksenel akma dayanımıdır.

Kolonda ki yanal burulma burkulması tahkikleri, Denk. (5.58), Denk. (5.59) ve Denk. (5.60)'da ki limit durumlar göz önüne alınarak, bağıntıları kirişlerin yanal burkulma burulması kontrolü kısmında verilmiş olan hesap bağıntıları ile 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, Denk. (5.82)'de verilmiştir.

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} < 200 \quad (5.82.)$$

Narinlik şartı sağlanıyor ise, kesit tasarımın kritik burkulma yükleri ve nominal eksenel yük bulunarak devam edilir. Nominal eksenel basınç yükü, Denk. (5.83) 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.

$$P_n = (F_{cr})(A_g) \quad (5.83.)$$

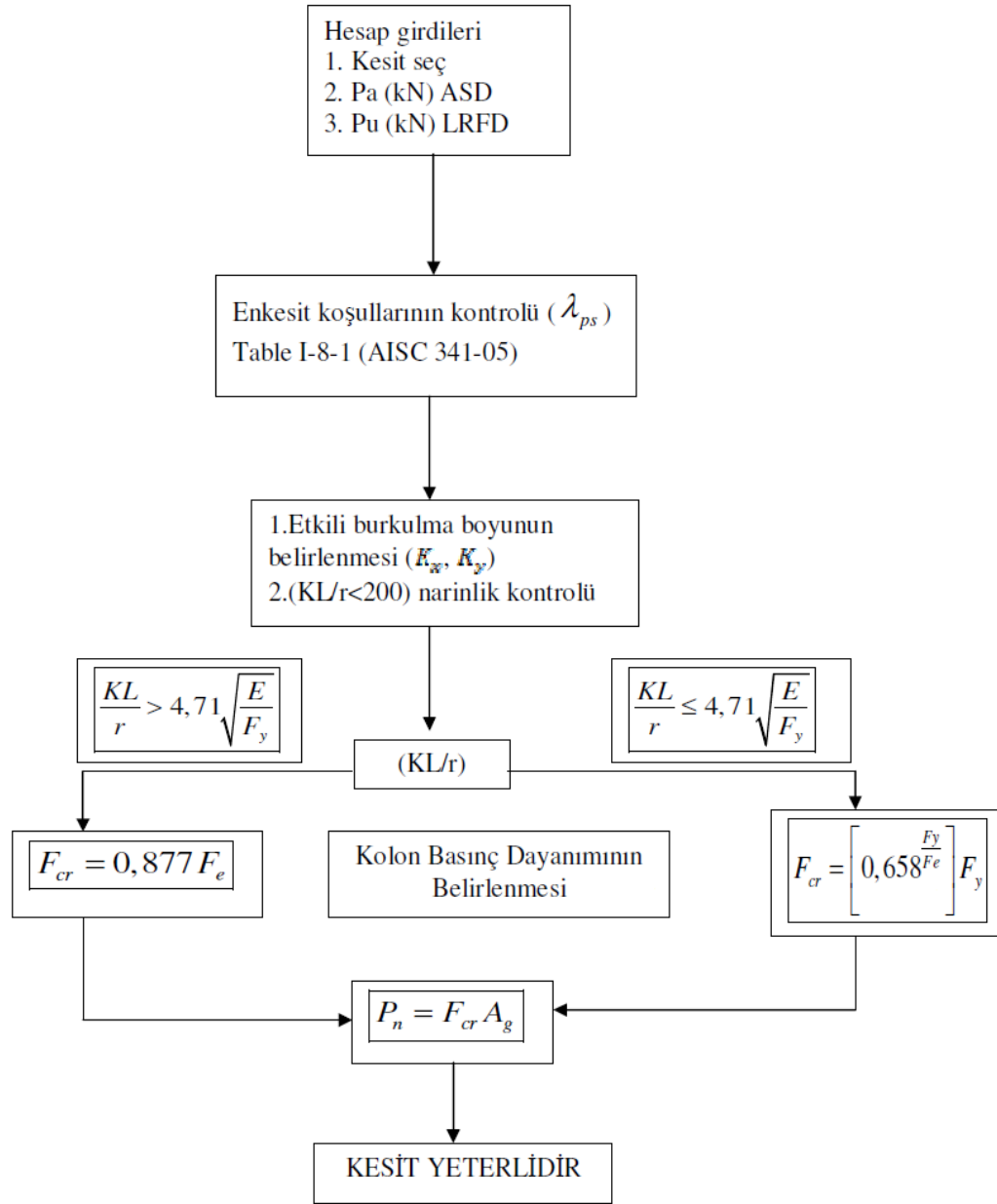
Kritik burkulma yükünü bulabilmek için “Euler Kritik Yüğü” nü elde etmek gereklidir. F_e , Denk. (5.84)'de ki bağıntı ile elde edilir.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (5.84.)$$

Narinlik oranına bağılı olarak kritik burkulma yükünün hesap algoritması değişmektedir. Denk. (5.85) ve (5.86)'da ki şartlara bağılı olarak ilgili bağıntıdan kritik burkulma yükü hesaplanır.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad (5.85.)$$

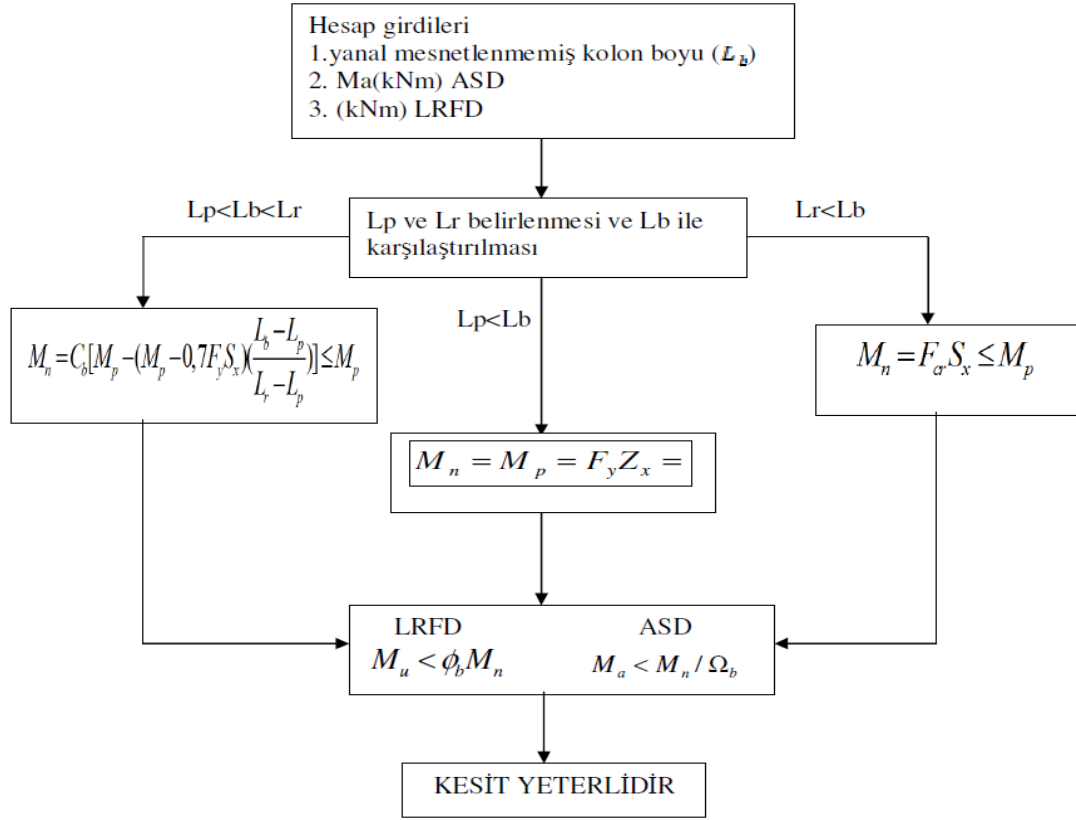
$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (5.86.)$$



Şekil 5.18. 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 5.19. AISC'ye Göre Kolon LTB Kontrolü Hesap Algoritması

AISC 360-05 – bölüm G'de belirtildiği gibi, kesme kuvveti tahkikinde kullanılacak emniyet katsayılarını belirleyen bağıntı Denk. (5.83)'de verilmiştir. Bu denklem sağlanıyor ise, $\Omega_v=1.50$, $\Phi_v=1.0$ alınır. Eğer Denk. (5.83) şartı sağlanmıyor ise, $\Omega_v=1.67$, $\Phi_v=0.9$ alınır.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.83.)$$

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 Denk. (5.84)'de gösterilmiştir..

$$V_n = 0.6F_{yw}A_wC_v \quad (5.84.)$$

Denk. (5.84)'de ki C_v katsayısı AISC 360-05 – G2-2 maddesinden alınan bir katsayıdır. Bulunan V_n nominal kesme kuvveti, Denk. (5.56) ve (5.57)'de ki 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 yüklemeden dolayı oluşan eksenel kuvvet, P_{nt} ve yatay deprem yüklerinden ötürü oluşan eksenel kuvvet P_{lt} veri girişi yapılır. Kolonda ikinci mertebe etkileri ile birinci mertebe etkilerinin süperpozisyonundan oluşan, kolon için gerekli eksenel basınç yükü dayanımı P_r 'nin hesabı AISC 360-05 – madde C2-1b'de, Denklem 6.101'de ki şekliyle verilmiştir.

Burada ki β_2 büyütme katsayısının hesabı AISC 360-05 – madde C2-3'te ki şekli ile Denk. (5.86)'de verilmiştir. Denk. (5.86)'nın hesabında kullanılan α 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.

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt} \quad (5.85.)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} \geq 1 \quad (5.86.)$$

ΣP_{e2} şeklinde ifade edilen kritik elastik burkulma dayanımı Denk. (5.87)'de verilmiştir ve AISC 360-05'in C2-6b maddesinden görülebilir.

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H} \quad (5.87.)$$

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. Δ_H , elastik görelî kat ötelenmesini simgeler. ΣH 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, Denk. (5.88)'de görülmektedir.

$$M_r = \beta_1 M_{nt} + \beta_2 M_{lt} \quad (5.88.)$$

Denk. (5.88)'de 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. β_1 katsayısı Denk. (5.89)'da ki bağıntı ile hesaplanır. Denk. (5.89)'da ki bağıntıda bulunan P_{e1} , Denk. (5.90)'dan yararlanılır.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \quad (5.89.)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (5.90.)$$

İkinci mertebe 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. Denk. (5.90) ve (5.91), ASD ve LRFD'ye göre tasarım basınç dayanımının elde edilebileceği bağıntıları vermektedir.

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} \quad (5.90.)$$

$$P_c = \Phi_c P_n \quad (5.91.)$$

Denklem (5.92). ve (5.93), ASD ve LRFD'ye göre tasarım eğilme momentinin elde edilebileceği bağıntıları vermektedir.

$$M_c = \frac{M_n}{\Omega_b} \quad (5.92.)$$

$$M_c = \Phi_b M_n \quad (5.93.)$$

AISC 360-05 – madde H1-1a'da ve H1-1b'de, kolon karşılıklı etkileşimini veren tahkikler belirtilmiştir. Denk. (5.94) ve (5.95)'de bu bağıntılar verilmiştir.

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (5.94.)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (5.95.)$$

6. SDYMÇ YAPI MODELİ VE HESAP UYGULAMASI

6.1. Yapı Hesap Modeli ve Malzeme Özellikleri

Bu bölümde, 5. bölümde hazırlanışı ve algoritmaları anlatılan HÇP, her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve elemanlarından oluşan 5 katlı bir çelik yapının B aksı üzerinde uygulanarak kolonlar, ana çerçeve kirişleri Türk ve Amerikan yönetmeliklerine göre boyutlandırılacaktır.

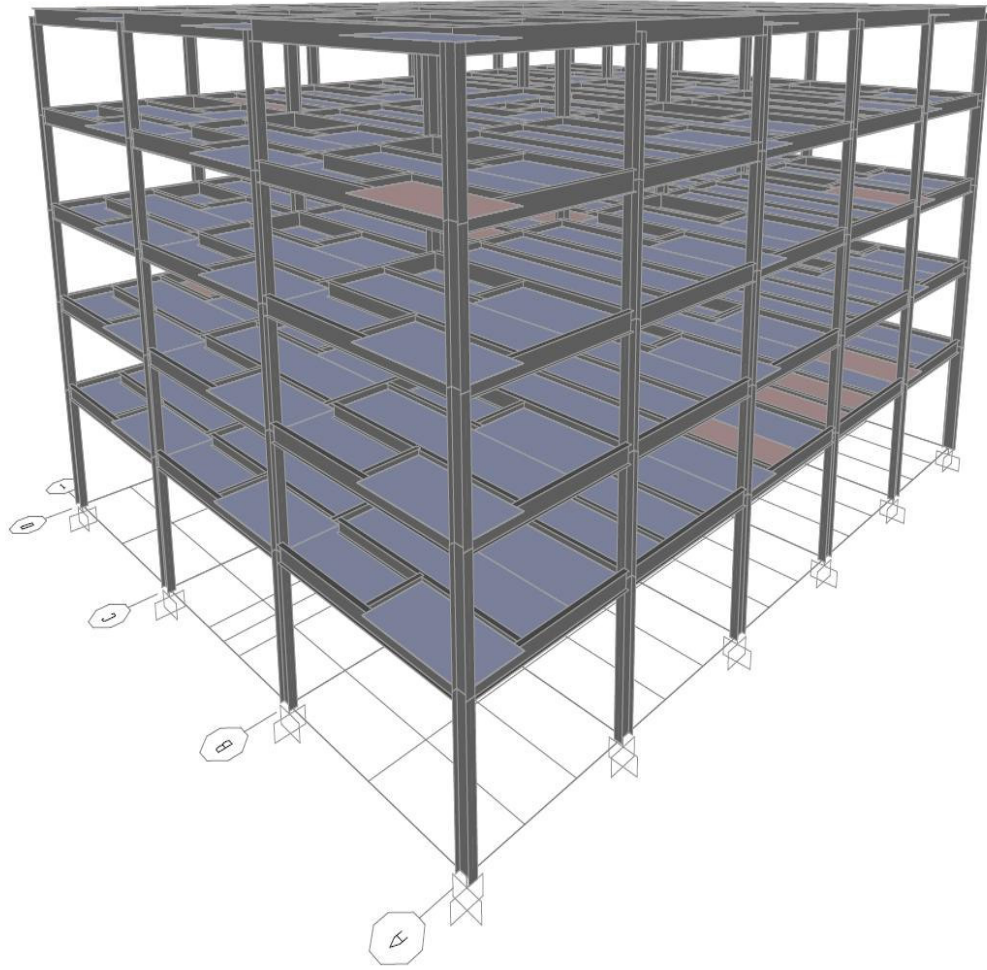
Bu bölümde ele alacağımız uygulama modeli, Prof. Dr. Erkan Özer' in Çelik Yapı Sistemlerinin 2006 Türk Deprem Yönetmeliğine Uygun Olarak Tasarımı isimli çalışmasında bulunan, süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve yapı modelidir.

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

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Betonarme döşeme düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturmaktadır ve çelik kirişlere kayma çivileri ile bağlanmışlardır.

İkincil ana kirişler ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijittir. Kolonların zemine ankastre olarak mesnetlendikleri kabul edilecektir.

Sistem tasarımında taşıyıcı sistem elemanları için TDY2007 için Fe52, AISC için A572 Grade50, ikincil kirişler için ise TDY2007 için Fe37, AISC için A36 çeliği kullanılmıştır.



Şekil 6.1. Yapı Modeli

TDY 2007 ve Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımı yapılan yapı için seçilen ana çerçeve kiriş kesitleri ve kolon kesitleri Tablo (6.1) ve (6.2)'de verilmiştir. İkincil kirişler, her iki yapı tasarımında da IPE 360A olarak seçilmiştir.

Tablo 6.1. Kiriş Kesitleri

Ana Çerçeve Kirişleri		
Kat No	TDY2007	ASD-LRFD
1.Kat	HE 400A	HE 360A
2.Kat	HE 400A	HE 360A
3.Kat	HE 400A	HE 360A
4.Kat	HE 400A	HE 360A
5.Kat	HE 400A	HE 360A

Tablo 6.2. Kolon Kesitleri

Ana Çerçeve Kirişleri		
Kat No	TDY2007	ASD-LRFD
1.Kat	HE 550B	HE 450B
2.Kat	HE 550B	HE 450B
3.Kat	HE 550A	HE 450A
4.Kat	HE 550A	HE 450A
5.Kat	HE 550A	HE 450A

6.2. 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.

6.3. Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan beş 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 çelik moment çerçevelerden 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 moment çelik çerçeve sistemler için $R = 8$ 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.

6.4. 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/m² 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/m² lik bir birim hareketli yük bulunmaktadır.

Tablo 6.3 Normal Kat Döşemeleri Ölü Yük Analizi

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

Tablo 6.1' de çatı katı döşeme ölü yük analizleri görülmektedir. Çatı katında döşemelere 1 kN/m² 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 6.4 Çatı Katı Döşemeleri Ölü Yük Analizi

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

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 6.2.' de gösterilmiştir.

$$G+n.Q \quad (6.1.)$$

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

6.5. Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

6.5.1. TDY2007 Yapının 1. Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

6.5.2. Tasarım İvme Spektrumunun Elde Edilmesi

Tasarım ivme spektrumunun elde edilmesi için, Denk. (5.6), (5.7) ve (5.8) 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 (6.2)'de TDY2007 tasarım ivme spektrumu HÇP görünümü verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
2.4.4 TASARIM İVME SPEKTURUMU (TDY 2007)

Yerel Zemin Sınıfı: (Tablo 2.4)

(2.4.3) Spektrum Katsayısı

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

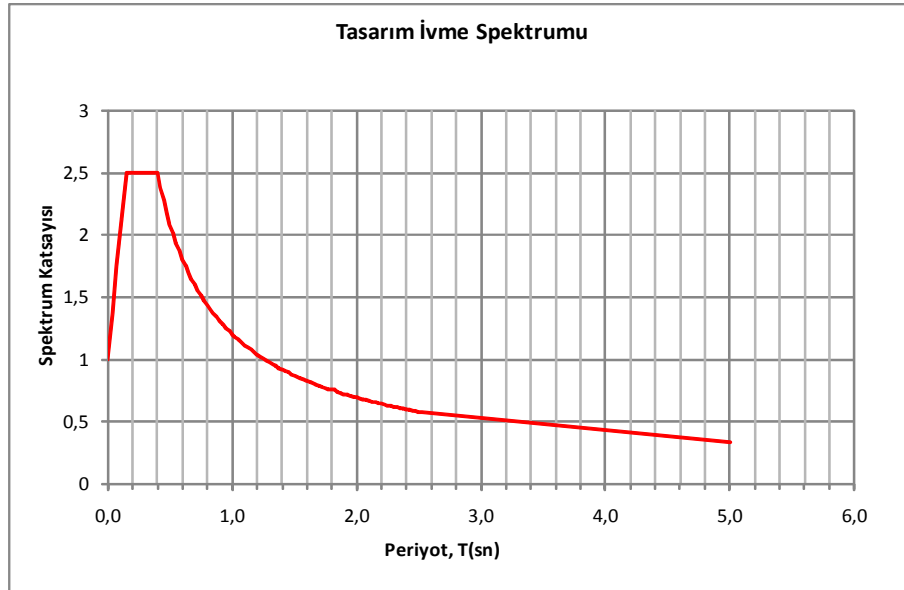
$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T)$$

Karakteristik Periyot, $T_A =$ 0,15 s

Karakteristik Periyot, $T_B =$ 0,40 s

şekil için son periyot s



Şekil 6.2. TDY2007 Tasarım İvme Spektrumu HÇP

Ffi fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetleridir ve şekil (6.3)'de kat kütleleri ve fiktif kuvvetler verilmiştir.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i df_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i df_i} \right)^{\frac{1}{2}} = 2\pi \left(\frac{0.4873}{16.4398} \right) = 1.0818 \text{ s}$$

Yapının 1.doğal titreşim periyodu Denk. (5.1)'de verilen eşitlik ile hesaplanır. x doğrultusunda $T_{1x}=1,0818 \text{ s}$, y doğrultusunda $T_{1y}=1,1774 \text{ s}$ olarak belirlendi.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
2.7.4. YAPININ BİRİNCİ DOĞAL TİTREŞİM PERİYODUNUN BELİRLENMESİ
(TDY 2007)

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

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	F_{fi} (kN)
<u>5(N)</u>	3545,92	16	56734,72	278,87
<u>4</u>	4301,92	13	55924,96	274,89
<u>3</u>	4301,92	10	43019,2	211,45
<u>2</u>	4325,20	7	30276,4	148,82
<u>1</u>	4372,12	4	17488,48	85,96

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2}$$

203443,76 1000,00

(2.11. TDY)

x doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu

Kat	F_{fi} (kN)	w_i (kN)	m (kNs ² /m)	d_{fix} (m)	$m^* d_{fix}^2$	$F_{fi}^* d_{fix}$
<u>5(N)</u>	278,87	3545,92	361,46	0,021607	0,1688	6,0256
<u>4</u>	274,89	4301,92	438,52	0,019133	0,1605	5,2595
<u>3</u>	211,45	4301,92	438,52	0,015249	0,1020	3,2245
<u>2</u>	148,82	4325,20	440,90	0,010177	0,0457	1,5145
<u>1</u>	85,96	4372,12	445,68	0,004836	0,0104	0,4157

0,4873 16,4398

$T_{1x} = 1,08180$ s

y doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu

Kat	F_{fi} (kN)	w_i (kN)	m (kNs ² /m)	d_{fiy} (m)	$m^* d_{fiy}^2$	$F_{fi}^* d_{fiy}$
<u>5(N)</u>	278,87	3545,92	361,46	0,025933	0,2431	7,2320
<u>4</u>	274,89	4301,92	438,52	0,022717	0,2263	6,2447
<u>3</u>	211,45	4301,92	438,52	0,017899	0,1405	3,7848
<u>2</u>	148,82	4325,20	440,90	0,011757	0,0609	1,7497
<u>1</u>	85,96	4372,12	445,68	0,005427	0,0131	0,4665

0,6840 19,4777

$T_{1y} = 1,17740$ s

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAS

Şekil 6.3. Yapının 1. Doğal Titreşim Periyodu HÇP

6.5.3. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı TDY 2007

Bina yüksekliğinin $H_N=16m < 40m$ olması taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t ;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_d(T_1)} \geq 0.10A_0IW \text{ ile belirlenir.}$$

Burada;

$$T_{1x} = 1.0818 \text{ s} > 0.40 \text{ s} = T_B \text{ için}$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{0.40}{1.0818} \right)^{0.8} = 1.128 \text{ ve } R = 8$$

Değerleri yerine konularak taban kesme kuvveti;

$$V_{tx} = 20847 \frac{0.40 \times 1.0 \times 1.128}{8} = 1175,67 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 1098,66 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

Binanın N. Katına etkiyen deprem yükü ΔF_N ;

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075NV_{tx} = 0.0075 \times 5 \times 1175,67 = 44.09$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075NV_{ty} = 0.0075 \times 5 \times 1098,66 = 41.20$$

x ve y doğrultuları için yukarıdaki gibi hesap edilir ve 3. katın x doğrultusundaki kat kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} = (1175.67 - 44.09) \frac{40301.92 \times 10}{203444} = 239.28 \text{ kN Bütün}$$

katlara etkiyen x ve y doğrultusundaki eşdeğer deprem yükleri şekil (6.4)'de verilmiştir.

 DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI 2.7. EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ (2007 TDY)						
Deprem Bölgesi	1		(tablo 2.2)			
Yerel ZEMİN sınıfı=	22		(tablo 2.4)			
Önem Katsayısı, I=	1		(tablo 2.3)			
Etkin Yer İvmesi, A0=	0,40	g				
Karakteristik Periyot, TA=	0,15	s				
Karakteristik Periyot, TB=	0,40	s		0,056395		
				0,140987	0,056395	
Azaltma Katsayısı, R=	8,00					
Yapının X yönü Periyot, Tx	1,082	s	(2.11)			
Yapının X yönü Periyot, Ty	1,177	s	(2.11)			
X yönü için Azaltılmış İvme, Sae/R	0,0564	g	(2.13)			
Y yönü için Azaltılmış İvme, Sae/R	0,0527	g	(2.13)			
Kat Adedi, N	5					
Binan Toplam Ağırlığı (Bodrum Hariç), W	20847,08	kN	(2.5)			
X yönü için Toplam Eşdeğer Yüğü, Vt	1175,67	kN	(2.7)			
Y yönü için Toplam Eşdeğer Yüğü, Vt	1098,66	kN	(2.7)			
X yönü için N kat Ek Deprem Yüğü, Fn	44,09	kN	(2.8)			
Y yönü için N kat Ek Deprem Yüğü, Fn	41,20	kN	(2.8)			
						(2.9)
Kat	Ağırlık (wi)	Yükseklik (hi)	wi*hi	Fx	Fy	
5(N)	3545,92	16,00	56735	359,65	336,10	kN
4	4301,92	13,00	55925	311,06	290,69	kN
3	4301,92	10,00	43019	239,28	223,61	kN
2	4325,20	7,00	30276	168,40	157,37	kN
1	4372,12	4,00	17488	97,27	90,90	kN
Toplam Normal Katlar	20847,08		203444	1175,67	1098,66	kN
Bodrum 1	100,00			26,67	26,67	kN
Bodrum 2	50,00			13,33	13,33	kN
Tasarım: Rıza Yeşil			Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ			

Şekil 6.4. TDY 2007 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri HÇP

6.6. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü TDY 2007

Görelî Kat ötelemelerinin kontrolü Denk.(5.36),(5.37) ve (5.38)'e göre hesap edilmiştir.

3. Kat için yatay yer değiştirmeyi ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi;

$$\Delta_{3x} = d_3 - d_2 = 1.8922 - 1.2606 = 0,6316$$

Etkin göreli kat ötelemesi;

$$\delta_{3x} = R\Delta_{3x} = 8x0.6316 = 5.0528$$

Etkin göreli kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı $\delta_i / h_i < 0.02$ koşulunu sağlamalıdır.

$$\delta_{3x} / h_3 = 5.0528 / 300 = 0.0168 < 0.02$$

Şekil (6.5)'de, TDY 2007'ye göre x ve y doğrultusunda göreli kat ötelemelerinin kontrolü gösterilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
2.10.1 GÖRELİ KAT ÖTELEMELEİNİN KONTROLÜ (TDY 2007)

X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

		(2.17)	(tablo 2.5)	(2.18)	(2.19)		
Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	R	$\delta_{ix}=R\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i	$\delta_{ix}/h_i < 0.02$
<u>5(i)</u>	300,00	2,6942	0,3144	8	2,5152	0,0084	OK
<u>4</u>	300,00	2,3798	0,4876	8	3,9008	0,0130	OK
<u>3</u>	300,00	1,8922	0,6316	8	5,0528	0,0168	OK
<u>2</u>	300,00	1,2606	0,6625	8	5,3000	0,0177	OK
<u>1</u>	400,00	0,5981	0,5981	8	4,7848	0,0120	OK

Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	R	$\delta_{iy}=R\Delta_{iy}$	δ_{iy}/h_i	$\delta_{iy}/h_i < 0.02$
<u>5(i)</u>	300,00	3,0390	0,3772	8	3,0176	0,0101	OK
<u>4</u>	300,00	2,6618	0,5649	8	4,5192	0,0151	OK
<u>3</u>	300,00	2,0969	0,7188	8	5,7504	0,0192	OK
<u>2</u>	300,00	1,3781	0,7402	8	5,9216	0,0197	OK
<u>1</u>	400,00	0,6379	0,6379	8	5,1032	0,0128	OK

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.5. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü HÇP

6.7. İkinci Mertebe Etkileri TDY 2007

Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu yapıda E yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilir.

Yapının 2. Katındaki x doğrultusundaki ikinci mertebe etkisi kontrolü aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$\theta_{2x} = \frac{(\Delta_{2x})_{ort} \sum_{j=1}^N w_j}{V_2 H_2} = \frac{0.6625 \times 16474,96}{1078,39 \times 300} = 0.0337$$

Şekil (6.6)'da, TDY 2007'ye göre x ve y doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü gösterilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
2.10.2 İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİ (2007 TDY)

X Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

i. Kat	W _i (kN)	V _{ix} (kN)	h _i (cm)	d _{xi} (cm)	(2.17)	(2.20)	
					(Δ _{ix}) _{ort} (cm)	θ _i	θ _i ≤ 0,12
5(i)	3545,92	359,65	300	2,6942	0,314400	0,0103	OK
4	7847,84	670,72	300	2,3798	0,487600	0,0190	OK
3	12149,76	909,99	300	1,8922	0,631600	0,0281	OK
2	16474,96	1078,39	300	1,2606	0,662500	0,0337	OK
1	20847,08	1175,67	400	0,5981	0,598100	0,0265	OK

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (2.20)$$

Y Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

i. Kat	W _i (kN)	V _{iy} (kN)	h _i (cm)	d _{yi} (cm)	(Δ _{iy}) _{ort} (cm)	θ _i	θ _i ≤ 0,12
5(i)	3545,92	336,10	300	3,0390	0,377200	0,0133	OK
4	7847,84	626,78	300	2,6618	0,564900	0,0236	OK
3	12149,76	850,39	300	2,0969	0,718800	0,0342	OK
2	16474,96	1007,76	300	1,3781	0,740200	0,0403	OK
1	20847,08	1098,66	400	0,6379	0,637900	0,0303	OK

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.6. TDY 2007 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü HÇP

6.8. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması TDY 2007

1.Kat, B aksı çerçevesi,2-3 aksları arası ana çerçeve kirişinin yükler+deprem yüklemesi için gerilme kontrolleri yapılmıştır.

Düşey yükler ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden dolayı kiriş mesnede oluşan iç kuvvetler ve toplam iç kuvvetler;

$$M_{G+Q} = 202.35 \text{ kN}$$

$$M_E = 79.38 \text{ kN} \quad M_{G+Q+E} = 281.73 \text{ kN}$$

$$T_{G+Q} = 139.47 \text{ kN}$$

$$T_E = 13.23 \text{ kN} \quad T_{G+Q+E} = 152.7 \text{ kN}$$

Değerlerini almaktadır.

Seçilen kiriş kesiti HE 400A için enkesit karakteristikleri tablo (6.10)'da verilmiştir.

Tablo 6.5. HE 400A profil enkesit karakteristikleri

G	kg/m	125	I_x	cm^4	45070
h	mm	390	$W_{el,x}$	cm^3	2311
b	mm	300	$W_{pl,x}$	cm^3	2562
t_w	mm	11	r_x	cm	16,84
t_f	mm	19	A_{vz}	cm^2	57,33
r	mm	27	I_y	cm^4	8564
A	cm^2	159	$W_{el,y}$	cm^3	570,9
h_i	mm	352	$W_{pl,y}$	cm^3	872,9
d	mm	298	r_y	cm	7,34
Ø		M27	s_s	mm	80,63
pmin	mm	120	I_t	cm^4	189
pmax	mm	198	$I_w \times 10^{-3}$	cm^6	2942

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/ kalınlığı kontrolü yapılmıştır. Bu koşullar kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlar.

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \Rightarrow \frac{150}{19} \leq 0.3 \sqrt{\frac{200000}{235}} \Rightarrow 7.89 < 8.75$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \Rightarrow \frac{298}{11} \leq 3.2 \sqrt{\frac{200000}{235}} \Rightarrow 27.09 \leq 93.35$$

Kirişlerin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesi ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık;

$$l_b \leq 0,086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} = 0.086 \frac{7.34.200000}{235} = 5.37 \quad \text{olmalıdır.}$$

Yanal mesnet aralıkları, x doğrultusunda $l_b = 2m$ ve y doğrultusunda $l_b = 4m$ olduğundan bu koşul sağlanmıştır.

Şekil (6.7)'de, TDY 2007'ye göre yerel burkulma şartları ve yanal mesnet aralığı gösterilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ANA ÇERÇEVE KİRİŞLERİNİN BOYUTLANDIRILMASI (TDY 2007)

Fe37

HE 400 A

Steel:

Fe37

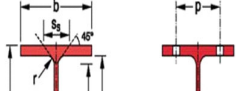
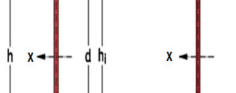
 $\sigma_{a=}$

235

mpa

Section:

HE 400 A

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	125	K	cm ⁴	45070	A _L	m ² /m	1,912
h	mm	390	W _{el,x}	cm ³	2311	A _G	m ² /t	15,32
b	mm	300	W _{pl,x}	cm ³	2562			
t _w	mm	11	r _x	cm	16,84			
t _f	mm	19	A _{yz}	cm ²	57,33			
r	mm	27	I _y	cm ⁴	8564			
A	cm ²	159	W _{el,y}	cm ³	570,9			
h _f	mm	352	W _{pl,y}	cm ³	872,9			
d	mm	298	r _y	cm	7,34			
Ø		M27	S _s	mm	80,63			
p _{min}	mm	120	I _t	cm ⁴	189			
p _{max}	mm	196	I _w ×10 ⁻³	cm ⁶	2942			

Enkesit Koşulları

TDY 2007 (Tablo 4.3)

$$b/2t < 0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

$$h/t_w < 3,2\sqrt{E_s/\sigma_a}$$

Başlık	7,89	<	8,752	compact
Gövde	27,09	<	93,354	compact

Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

TDY 2007 Denk (4.11)

$$l_b \leq 0,086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$$

$$l_b = 2 \leq 5,37 \text{ m}$$

Şekil 6.7. TDY 2007 Yerel Burkulma Şartları ve Yanal Mesnet Aralığı HÇP

Eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık olarak dikdörtgen kesite sahip ve enkesitin çekme başlığı enkesitinden daha ufak değilse basınç emniyet gerilmesi;

$$\sigma_B = \frac{840000C_b}{s.d / F_b} \leq 0.6\sigma_a = \frac{840000 \times 1}{200 \times 39 / 57} = 613.8 N / mm^2 \geq 141 N / mm^2 \rightarrow \sigma_B = 141 N / mm^2$$

Burada; F_b ; basınç başlığının en kesit alanını, s ; kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe, d ; başlıklar arası dıştan dışa mesafeyi göstermektedir. C_b bir katsayıdır ve $C_b=1$ olarak alınmıştır.

Normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkikleri yapılmıştır.

$$\text{Normal gerilme: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{281.73 \times 10^6}{2310 \times 10^3} = 121.9 N / mm^2 < 1.33 \times 141 N / mm^2$$

$$\text{Kayma Gerilmesi: } \tau = \frac{T_x S_x}{I_x t_w} = \frac{152.7 \times 1281 \times 10^6}{45070 \times 10^4 \times 11} = 39.5 N / mm^2 < 1.33 \times 82 N / mm^2$$

Şekil. (6.8)'de TDY 2007'ye göre normal gerilme ve kayma gerilme tahkiki gösterilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ANA ÇERÇEVE KIRIŞLARININ BOYUTLANDIRILMASI (TDY 2007)

Yanal Burkulma Emniyet Gerilmesi

TS 648 (3.3.4.2)

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3$$

$M_1 = 0$ kNm
 $M_2 = 1$ kNm

$C_b = 1,75$

$$\sigma_b = \frac{840000 C_b}{s x d / F_b} \leq 0,6 \sigma_a$$

$s = 2$ m

$\sigma_b = 1074,2$ mpa
 $\leq$
 141 mpa

Eğilme momenti Kapasitesi

$M_p = W_p \sigma_a$

 $M_p = 543,085$ kNm

$\sigma_{em} =$

 $\sigma_{em} = 141$ N/mm²

Normal Gerilme

$\sigma = \frac{M}{W} < 1,33 \sigma_{em}$

$M = 281,73$ kNm
 $\sigma = 121,9$ N/mm² < $187,53$ N/mm²

Kesme kuvveti kapasitesi

$S_x = 1281,0$ cm³

$T = 152,7$ kN

$\tau = \frac{T \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} < 1,33 \tau_{em}$

$\zeta_{em} = 82$ N/mm²
 $\zeta = 39,5$ N/mm² < $109,06$ N/mm²

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.8. TDY 2007 Yerel Burkulma Şartları ve Yanal Mesnet Aralığı HÇP

6.9. Kolonların Boyutlandırılması TDY 2007

1. Kat, 2/B kolonunun en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi için gerilme kontrolleri yapılmıştır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kolonunun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları) ve toplam iç kuvvetler

$$N_G = -1358.92kN$$

$$N_Q = -521.53kN$$

$$N_E \cong 0 \quad N_{G+Q+E} = 1880.45kN$$

(x) doğrultusunda:

$$M_G = +0.5kNm$$

$$T_G = -0.2kN$$

$$M_Q = +0.4kNm$$

$$T_Q = -0.1kN$$

$$M_E = +294.1kNm$$

$$T_E = 85.2kN$$

$$M_{G+Q+E} = +295.0kNm$$

$$T_{G+Q+E} = 85.5kN$$

(y) doğrultusunda:

$$M_G = 0.5kNm$$

$$T_G = 0.1kN$$

$$M_Q = 0.4kNm$$

$$T_Q = 0.1kN$$

$$M_E = 6.9kNm$$

$$T_E = 1.9kN$$

$$M_{G+Q+E} = 7.8kNm$$

$$T_{G+Q+E} = 2.1kN$$

Seilen kolon kesiti (HE 550 B) iin enkesit karakteristikleri tablo (6.13)'de verilmiştir.

Tablo 6.6. HE 550B profil enkesit karakteristikleri

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER		
G	kg/m	199	I_y	cm ⁴	136700
h	mm	550	$W_{el.y}$	cm ³	4971
b	mm	300	$W_{pl.y}$	cm ³	5591
t_w	mm	15	i_y	cm	23,2
t_f	mm	29	A_{vz}	cm ²	100,1
r	mm	27	I_z	cm ⁴	13080
A	cm ²	254,1	$W_{el.z}$	cm ³	871,8
h_i	mm	492	$W_{pl.z}$	cm ³	1341
d	mm	438	i_z	cm	7,17
Ø		M27	s_s	mm	104,6
p _{min}	mm	124	I_t	cm ⁴	600,3
p _{max}	mm	198	$I_w \times 10^{-3}$	cm ⁶	8856

Kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları kontrol edilmiştir. Bu koşullar, Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlar.

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s/\sigma_a} \Rightarrow \frac{300/2}{29} \leq 0.3\sqrt{\frac{200000}{353}} \Rightarrow 5.17 \leq 7.14$$

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.10 \Rightarrow \frac{1880.45 \times 10^3}{353 \times 254 \times 10^2} = 0.21 \quad \text{için}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.33\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \Rightarrow \frac{438}{15} \leq 1.33\sqrt{\frac{200000}{353}} \Rightarrow 29.10 \leq 59.84$$

şeklindedir.

Bileşik eğik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS648'e göre yapılmıştır.

$$\sigma_{eb} = \frac{1880.45 \times 10^3}{254 \times 10^2} = 74 \text{ N/mm}^2 : \text{ yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme}$$

σ_{bem} : kolonun λ_x ve λ_y narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS648 Standardı Çizelge 8'e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

TS648 standardı çizelge 5'teki nomogramdan bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile hesaplanan s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları;

$$s_{kx} = K_x \cdot xH = 1.85 \times 400 = 740 \text{ cm}$$

$$s_{ky} = K_y \cdot xH = 0.85 \times 400 = 340 \text{ cm}$$

Narinlik oranları;

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{740}{23.2} = 32$$

$$\lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{340}{7.17}$$

$$\sigma_{bem} = 116.2 \text{ N/mm}^2$$



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (TDY 2007)

Fe52

HE 550 B

Steel: **Fe52** $\sigma_a =$ **353** mpa Section: **HE 550 B**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	199	I_y	cm ⁴	136700	A_L	m ² /m	2,224
h	mm	550	$W_{el,y}$	cm ³	4971	A_G	m ² /t	11,15
b	mm	300	$W_{pl,y}$	cm ³	5591			
t_w	mm	15	i_y	cm	23,2			
t_f	mm	29	A_{vz}	cm ²	100,1			
r	mm	27	I_z	cm ⁴	13080			
A	cm ²	254,1	$W_{el,z}$	cm ³	871,8			
h_f	mm	492	$W_{pl,z}$	cm ³	1341			
d	mm	438	i_z	cm	7,17			
Ø		M27	s_b	mm	104,6			
p _{min}	mm	124	I_t	cm ⁴	600,3			
p _{max}	mm	198	$I_w \times 10^{-3}$	cm ⁶	8856			

Enkesit Koşulları

TDY 2007 (Tablo 4.3)

Başlık $b / 2t < 0,3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$

5,17 < 7,14 OK

Gövde

$|N_d / \sigma_a A| \leq 0,1$ $h / t_w < 3,2 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1,7 \frac{N_d}{\sigma_a A} \right)$

$|N_d / \sigma_a A| > 0,1$ $h / t_w < 1,33 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2,1 - \frac{N_d}{\sigma_a A} \right)$

N_d= 1880,45 kN $|N_d / \sigma_a A| = 0,21$

$h/t_w = 29,20 < 59,84$ OK

Basınç kuvveti altında gerilme

$\sigma_{eb} = 74,00$ N/mm²

$$\sigma_{eb} = \frac{N_d}{A_g}$$

Basınç emniyet gerilmesi

$K_x = 1,85$
 $L_x = 400$ cm

$(KL/r)_x = 32$

$K_y = 0,85$
 $L_y = 400$ cm

$(KL/r)_y = 47$

$\lambda_{max} = (KL/r)_{max} = 47,4$

$\sigma_{bem} = 116,2$ N/mm²

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.9. TDY 2007 Kolon Enkesit Koşulları ve Basınç Emniyet Gerilmesi HÇP

Yalnız eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler;

$$\sigma_{bx} = \frac{295 \times 10^6}{4970 \times 10^3} = 59.3 \text{ N / mm}^2 \quad \sigma_{by} = \frac{7.8 \times 10^6}{4970 \times 10^3} = 8.9 \text{ N / mm}^2$$

Yanal ötelemesi önlenmiş sistemlerde $C_{mx}=C_{my}=0.85$

$$\sigma_{ex} = \frac{8290000}{32^2} = 809.6 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_{ey} = \frac{8290000}{47^2} = 375.3 \text{ N / mm}^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \Rightarrow 1.75 + 1.05 \left(\frac{47.7}{-295} \right) + 0.3 \left(\frac{47.7}{-295} \right)^2 = 1.93$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \Rightarrow \sigma_B = \frac{840000 \times 1.93}{4 \times 55 / 87} = 640.3 \text{ N / mm}^2$$

Normal Gerilme Tahkiki:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}} \right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1, 0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}} \right) \sigma_{By}}$$

$$\frac{74}{116.2} + \frac{0.85 \times 59.3}{\left(1 - \frac{74}{809.6} \right) 141} + \frac{0.85 \times 8.9}{\left(1 - \frac{74}{375.3} \right) 141} = 0.74 \leq 1.33$$

Kayma Gerilmesi Tahkiki:

$$\tau = \frac{T_x S_x}{I_x t_w} = \frac{85.5 \times 2795 \times 10^6}{136700 \times 10^4 \times 15} = 11.7 \text{ N / mm}^2 < 162.3 \text{ N / mm}^2 = \tau_{em}$$



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (TDY 2007)

Eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler

$$\begin{aligned}
 M_{G+Q+E} &= 295 \text{ kNm} & M_{G+Q+E} &= 7,8 \text{ kNm} \\
 \sigma_{bx} &= 59,3 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{by} &= 8,9 \text{ N/mm}^2 \\
 C_{mx} &= C_{my} = 0,85 \\
 \sigma_{ex} &= 809,6 \text{ N/mm}^2 & \sigma_{ey} &= 375,3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Yanal Burkulma Halinde Basınç Emniyet Gerilmesi

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3 \quad \text{TS 648 (3.3.4.2)}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 47,7 \text{ kNm} & C_b &= 1,93 \\
 M_2 &= -295 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{840000 C_b}{sxd / F_b} \leq 0,6 \sigma_a$$

$$\begin{aligned}
 s &= 4 \text{ m} \\
 \sigma_b &= 640,3 \text{ mpa} \leq 212 \text{ mpa} \\
 \sigma_b &= 212 \text{ mpa}
 \end{aligned}$$

(TS648 Madde 3.4) Normal Gerilme Tahkiki

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \sigma_{By}} \leq 1,33$$

$$\sigma / \sigma_{em} = 0,94 \leq 1,33 \quad \text{OK}$$

Kayma gerilmesi tahkiki

$$\tau = \frac{T \cdot S_x}{I_x \cdot I_w} < 1,33 \tau_{em}$$

$$\begin{aligned}
 T_{G+Q+E} &= 85,5 \text{ kN} \\
 S_x &= 2795,5 \text{ cm}^3 & \tau_{em} &= 122 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau &= 11,7 \text{ N/mm}^2 < 162,26 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.10. TDY 2007 Kolon Enkesit Koşulları ve Basınç Emniyet Gerilmesi HÇP

6.10. Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü TDY 2007

süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan yapının (B) aksı çerçevesinin 3. kat, B/2 düğüm noktasında kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu kontrol edilecektir.

$$(M_{pa} + M_{pi}) \geq 1.1 D_a (M_{pi} + M_{pj}) \text{ eşitliği ile kontrol edilecektir.}$$

M_{pi}, M_{pj} : düğüm noktasında birleşen kirişlerin $M_{pa} = W_p \sigma_a$ (W_p : plastik mukavemet momenti) denklemi ile hesaplanan eğilme momenti kapasiteleridir.

M_{pa}, M_{pi} : düğüm noktasında birleşen kolonların, N tasarım eksenel kuvveti altında, güvenli yönde kalmak üzere $M_p \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$ denklemi ile hesaplanabilen eğilme momenti kapasiteleridir

Düğüm noktasında birleşen alt kat kolonunun üst ucunda ($N_{üst}$) ve üst kat kolonunun alt ucunda (N_{alt}) düşey yükler+deprem yüklemesinden oluşan en büyük eksenel basınç kuvvetleri

$$(N_{üst}) = 1089.23 kN \quad (N_{alt}) = 703.7 kN$$

$$M_{pi} = M_{pj} = 2562 \times 235 \times 10^{-3} = 602.1 kNm$$

$$M_{pa} = 4622 \times \left(353 - \frac{703.7 \times 10^3}{212 \times 10^2} \right) \times 10^{-3} = 932.6 kNm$$

$$M_{pi} = 4622 \times \left(353 - \frac{1089.23 \times 10^3}{212 \times 10^2} \right) \times 10^{-3} = 1393.9 kNm$$

$$(935.0 + 849.3) = 2871.9 \geq 1.1 \times 1.2 \times (602.1) = 1589.5$$

Koşulu sağlanır.

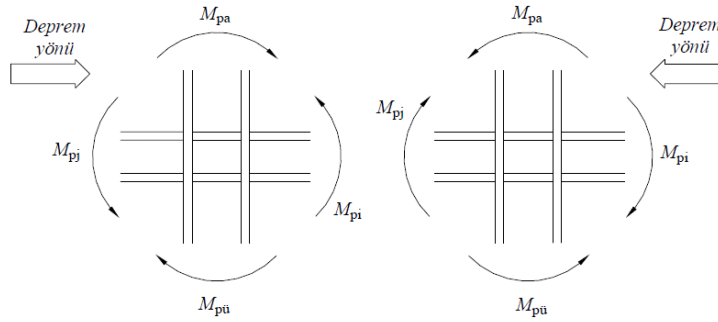
Şekil (6.11)'de TDY 2007'ye göre güçlü-kolon zayıf kiriş kontrolü gösterilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KIRIŞ KONTROLÜ (TDY 2007)

4.3.2 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olma Koşulu

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1.1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (4.3)$$



Düğüm noktasındaki Kiriş sayısı: 2

Kirişler

Krş 1.	Fe37	Steel: Fe37	$\sigma_a =$ 235 mpa
	HE 400 A	Ag= 15900 mm ²	$W_p =$ 2562 cm ³
Krş 2.	Fe37	Steel: Fe37	$\sigma_a =$ 235 mpa
	HE 400 A	Ag= 15900 mm ²	$W_p =$ 2562 cm ³

Kolonlar

Kln 1.	Fe52	Steel: Fe52	$\sigma_a =$ 353 mpa
	HE 550 A	Ag= 21180 mm ²	$W_p =$ 4622 cm ³
Kln 2.	Fe52	Steel: Fe52	$\sigma_a =$ 353 mpa
	HE 550 A	Ag= 21180 mm ²	$W_p =$ 4622 cm ³

$M_{pa} =$ 703,7 kNm $M_{pi} =$ 602,07 kNm $M_{vi} =$ kNm
 $M_{pü} =$ 1089,23 kNm $M_{pj} =$ 602,07 kNm $M_{vj} =$ kNm

$D_{a1} =$ 1,2 $D_{a2} =$ 1,2

2871,9 ≥ 1589,5 OK

Tasarım: Rıza Yeşil

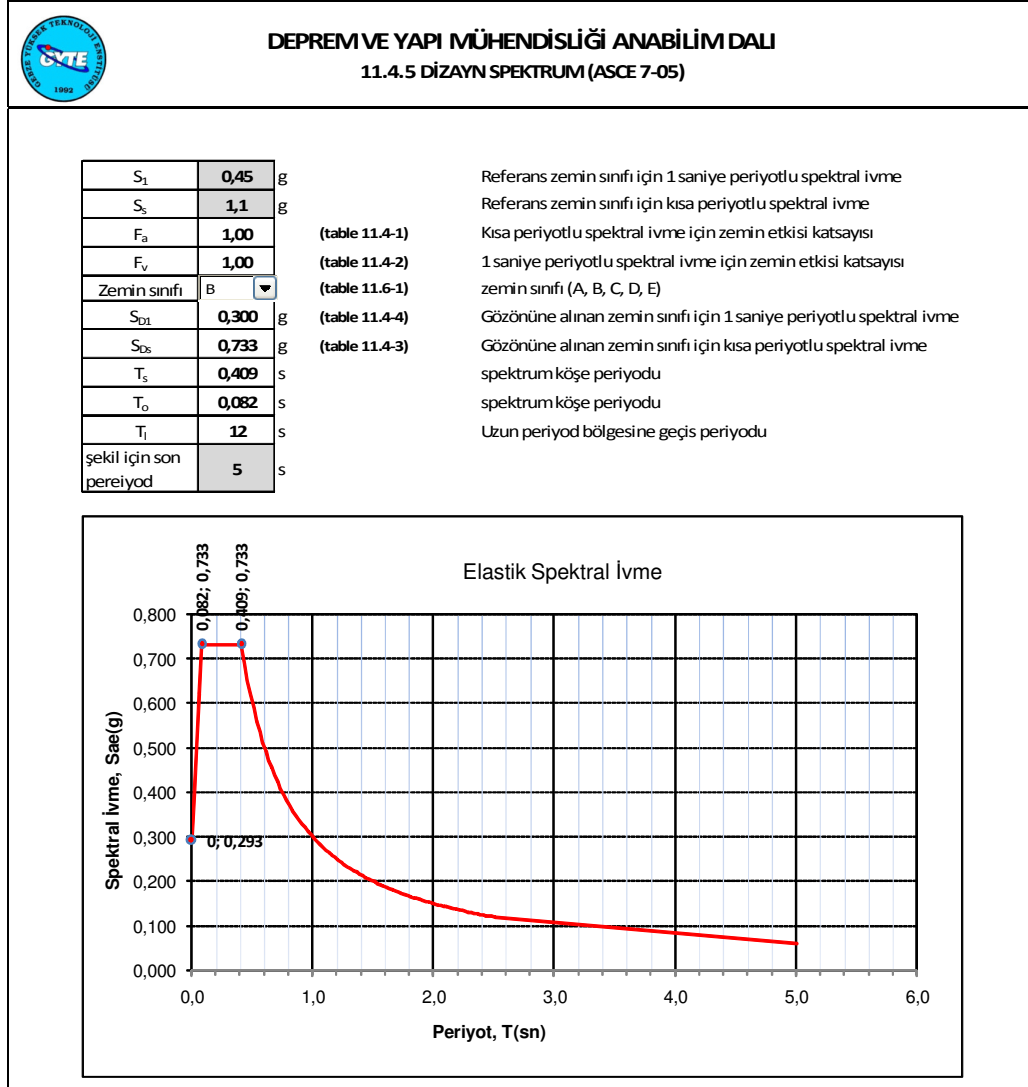
Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.11. TDY 2007 Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü HÇP

6.11. Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi ASCE 7-05

6.11.1. Yapının Yaklaşık Periyodunun Belirlenmesi ASCE 7-05

$$T_a = C_t (h_n) x = 0.0724x(16)^{0.8} = 0.665 s$$



Şekil 6.12. ASCE/SEI 7-05 Tasarım İvme Spektrumu HÇP

6.11.2. Yapı Taban Kesme Kuvvetinin Bulunması ASCE 7-05

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1 \times 0.45 = 0.45 \qquad S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.45 = 0.30$$

$$S_{MS} = F_a S_s = 1 \times 1.1 = 1.1 \qquad S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1.1 = 0.733$$

Sismik davranış katsayısı C_s ;

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I} \right)} = \frac{0.30}{0.665 \times \left(\frac{8}{1} \right)} = 0.0564$$

C_s , sismik davranış katsayısı ve bu katsayının W bina ağırlığı ile çarpımından taban kesme kuvveti elde edilir.

$$V = C_s W = 0.0564 \times 20581.44 = 1160.04 \text{ kN}$$

Yapının 3. Katına etki eden kat kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$C_{3x} = \frac{w_3 (h_3)^k}{\sum_{i=1}^n w_i (h_i)^k} = \frac{51417 \times (10)^{1.083}}{244516} = 0.21$$

Formüldeki k katsayısı, yapının periyodu $0.5 < T_a < 2.5$ arasında olduğu için $T_a = 0.5$ için $k=1$, $T_a = 2.5$ için $k=2$ 'dir. Ara değerler için enterpolasyon yapılarak k değeri hesaplanır.

Q_e yatay deprem yükleri, ρ deprem yükü artırma katsayısı ile artırılarak E_h , katlara etkiyen yatay deprem yükleri bulunur. ρ deprem yükü artırma katsayısı, ASCE/SEI 7-05 Tablo 12.3-4'den, elde edilir. 3. Kat için yatay deprem yükü;

$$E_3 = \rho Q_3 = 1.3 \times 243.94 = 317.12 \text{ kN}$$

ASCE/SEI 7-05 12.4-4' de belirtilen düşey deprem yükleri verilen eşitlik ile belirlenir.

$$E_v = 0.2 S_{DS} D = 0.2 \times 0.733 = 0.1466 D$$

$F_3 = C_{3x} V = 0.21 \times 1160.04 = 243.94 \text{ kN}$ olarak 3. Kat için kat kesme kuvveti hesap edilir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

12.8 EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ (ASCE 7-05)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (12.8-7)$$

$$C_t = 0,0724 \quad (table\ 12.8-2)$$

$$x = 0,8$$

$$h_n^x = 16,00\ m$$

$$T_a = 0,665\ s$$

$$V = C_s W \quad (12.8-1)$$

$$S_{D1} = 0,3\ g \quad R = 8$$

$$I = 1 \quad (table\ 11.5-1)$$

$$C_s = 0,0564\ g \quad (12.8-3,4)$$

$$V = 1160,04\ kN$$

$$k = 1,083 \quad (12.8.3)$$

$$\rho = 1,3 \quad (12.3.4)$$

Story	(w_i)	(h_i)	$w_x h_x^k$	C_{vx}	F_x	$Eh = \rho Q_e$
5(N)	3494,56	16,00	70315	0,288	333,59	433,67 kN
4	4250,57	13,00	68308	0,279	324,07	421,29 kN
3	4250,57	10,00	51417	0,210	243,94	317,12 kN
2	4272,73	7,00	35129	0,144	166,66	216,66 kN
1	4313,01	4,00	19347	0,079	91,79	119,32 kN

20581,44

244516

1,000

1160,04

1508,05 kN

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.13. ASCE 7.05/AISC Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı HÇP

6.12. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü ASCE 7-05

Yapı 3. katı için hesap edilen kat deplasmanı;

$$\delta_{3x} = \delta_{3x} - \delta_{2x} = 2.7454 - 1.8414 = 0.904 \text{ cm}$$

Süneklik düzeyi yüksek moment çerçeveleri için deplasman büyütme katsayısı ASCE/SEI 7-05 Tablo 12.2-1'den $C_d=5,5$ olarak belirlendi.

$$\Delta_3 = \frac{(\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d}{I_E} = \frac{0.904 \times 5.5}{1} = 4.972 \text{ cm}$$

3.Kat için göreli kat ötelemesi oranı;

$$\frac{\Delta_{3x}}{h_3} \leq 0.02 \Rightarrow \frac{4.972}{300} = 0.0166 \leq 0.02$$

Yapının x ve y doğrultusundaki göreli kat ötelemesi kontrolü şekil (6.4)'de verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
12.8.6 GÖRELİ KAT ÖTELEMELERİNİN KONTROLÜ (ASCE 7-05)

X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Story	h_i (cm)	δ_{ei} (cm)	C_d	I_E	$\Delta_x = (\delta_{ei} - \delta_{ei-1})C_d/I$	Δ_x/h_i	$\Delta x/h_i < 0.02$
5(i)	300,00	3,8605	5,5	1,0	2,3540	0,0078	OK
4	300,00	3,4325	5,5	1,0	3,7791	0,0126	OK
3	300,00	2,7454	5,5	1,0	4,9720	0,0166	OK
2	300,00	1,8414	5,5	1,0	5,2531	0,0175	OK
1	400,00	0,8863	5,5	1,0	4,8747	0,0122	OK

Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Story	h_i (cm)	δ_{ei} (cm)	C_d	I_E	$\Delta_x = (\delta_{ei} - \delta_{ei-1})C_d/I$	Δ_x/h_i	$\Delta x/h_i < 0.02$
5(i)	300,00	4,6923	5,5	1,0	3,0399	0,0101	OK
4	300,00	4,1396	5,5	1,0	5,2828	0,0176	OK
3	300,00	3,1791	5,5	1,0	5,7019	0,0190	OK
2	300,00	2,1424	5,5	1,0	5,8707	0,0196	OK
1	400,00	1,0750	5,5	1,0	5,9125	0,0148	OK

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.14. ASCE 7.05/AISC Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü HÇP

6.13. İkinci Mertebe Etkileri ASCE 7-05

Yapının 2. Katındaki x doğrultusundaki ikinci mertebe etkisi kontrolü aşağıdaki gibi hesap edilir.

$$\Delta_{2x} = \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1})C_d}{I_E} = \frac{(1.8414 - 0.8863) \times 5.5}{1} = 4.972$$

$$\theta_{2x} = \frac{P_{2x}\Delta}{V_{2x}h_{2x}C_d} = \frac{16474.96 \times 4.972}{1388.73 \times 300 \times 5.5} = 0.0357$$

Yapının x ve y doğrultusundaki ikinci mertebe etkileri şekil (6.5)'de verilmiştir.

DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
12.8.7 P-DELTA ETKİLERİ (ASCE 7-05)

X Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

			(table 12.2-1)	(table 11.5-1)		(12.8-15)		(12.8-16)	
i. Kat	W_j (kN)	V_{ix} (kN)	h_i (cm)	C_d	I_E	δ_{eix} (cm)	$\Delta_{ix}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})C_d/I$	θ_i	$\theta_i \leq 0,10$
5(i)	3545,92	433,67	300	5,5	1,0	3,8605	2,354000	0,0117	OK
4	7847,84	854,96	300	5,5	1,0	3,4325	2,354000	0,0131	OK
3	12149,76	1172,07	300	5,5	1,0	2,7454	3,779050	0,0237	OK
2	16474,96	1388,73	300	5,5	1,0	1,8414	4,972000	0,0357	OK
1	20847,08	1508,05	400	5,5	1,0	0,8863	5,253050	0,0330	OK

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

(12.8-16)

Y Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

i. Kat	W_j (kN)	V_{iy} (kN)	h_i (cm)	C_d	I_E	δ_{eiy} (cm)	$\Delta_{iy}=(\delta_{ei}-\delta_{ei-1})C_d/I$	θ_i	$\theta_i \leq 0,10$
5(i)	3545,92	433,67	300	5,5	1,0	4,6923	3,039850	0,0151	OK
4	7847,84	854,96	300	5,5	1,0	4,1396	3,039850	0,0169	OK
3	12149,76	1172,07	300	5,5	1,0	3,1791	5,282750	0,0332	OK
2	16474,96	1388,73	300	5,5	1,0	2,1424	5,701850	0,0410	OK
1	20847,08	1508,05	400	5,5	1,0	1,0750	5,870700	0,0369	OK

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.15. ASCE 7.05/AISC İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü HÇP

6.14. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması AISC 360-05, 341-05

1.Kat, B aksı çerçevesi,2-3 aksları arası ana çerçeve kirişinin yükler+deprem yüklemesi için gerilme kontrolleri yapılmıştır.

ASD ve LRFD yük kombinasyonlarından dolayı kiriş mesnedinde oluşan iç kuvvetler;

ASD

LRFD

$$M_a = 258.62 \text{ kN}$$

$$M_u = 358.09 \text{ kN}$$

$$V_a = 148.55 \text{ kN}$$

$$V_u = 190.49 \text{ kN}$$

Seçilen kiriş kesiti HE 360A için enkesit karakteristikleri tablo (6.17)'de verilmiştir.

Tablo 6.7. HE 360A profil enkesit karakteristikleri

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER		
G	kg/m	112	I_x	cm ⁴	33090
h	mm	350	S_x	cm ³	1891
b	mm	300	Z_x	cm ³	2088
t_w	mm	10	r_x	cm	15,22
t_f	mm	17,5	A_{vz}	cm ²	48,96
r	mm	27	I_y	cm ⁴	7887
A	cm ²	142,8	S_y	cm ³	525,8
h_t	mm	315	Z_y	cm ³	802,3
d	mm	261	r_y	cm	7,43
Ø		M27	s_s	mm	76,63
p _{min}	mm	120	J	cm ⁴	148,8
p _{max}	mm	198	$C_w \times 10^{-3}$	cm ⁶	2177

Kiriş başlığı ve gövdesi için AISC 341-05'de yer alan yerel burkulma koşulları kontrol edilir.

Kiriş başlığı için;

$$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0.3\sqrt{E / F_y} \Rightarrow 8.57 < 8.752$$

Kiriş gövdesi için;

$$\lambda_w = h / tw < \lambda_p = 2.45\sqrt{E / F_y} \Rightarrow 31.50 < 71.47$$

Kiriş mesnedinde oluşan iç kuvvetler ve Kiriş moment taşıma kapasitelerini ASD ve LRFD yük faktörleri çarpılan kiriş moment ve kesme kuvveti taşıma kapasitelerinin tahkiki aşağıdaki gibidir.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 490.7 \text{ kNm}$$

ASD

$$M_a < M_n / \Omega_b \Rightarrow 258.62 < 490.7 / 1.67 = 293.8$$

$$V_a < V_n / \Omega_v \Rightarrow 148.55 < 493.5 / 1.5 = 329 \text{ kN}$$

LRFD

$$M_u < \phi_b M_n \Rightarrow 358.09 < 0.9 \times 490.7 = 441.6 \text{ kNm}$$

$$V_u < \phi_b V_n \Rightarrow 190.49 < 1 \times 493.5 = 493.5 \text{ kN}$$

Kiriş tasarımı için hazırlanan HÇP, şelil (6.6)'da verilmiştir.



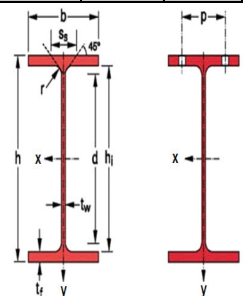
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ANA ÇERÇEVE KİRİŞLERİNİN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05)

Steel: **Fe37**

$F_y = 235$ mpa

Section: **HE 360 A**

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	112	I_x	cm ⁴	33090	A_L	m ² /m	1,834
h	mm	350	S_x	cm ³	1891	A_G	m ² /t	16,36
b	mm	300	Z_x	cm ³	2088			
t_w	mm	10	r_x	cm	15,22			
t_f	mm	17,5	A_{vz}	cm ²	48,96			
r	mm	27	I_y	cm ⁴	7887			
A	cm ²	142,8	S_y	cm ³	525,8			
h_i	mm	315	Z_y	cm ³	802,3			
d	mm	261	r_y	cm	7,43			
Ø		M27	s_s	mm	76,63			
pmin	mm	120	J	cm ⁴	148,8			
pmax	mm	198	$C_w \times 10^{-3}$	cm ⁶	2177			



$M_p = F_y Z_x$ (F2-1)

$M_p = 490,7$ kNm

$M_n = 490,7$ kNm

$A_w = h \cdot t_w$
 $V_n = 0,6 F_y A_w$ (G2-1)

$A_w = 3500$ mm²

$V_n = 493,5$ kN

(ASD)		(ASD)	
$M_a = 258,62$ kNm	$V_a = 148,55$ kN		
$\Omega_b = 1,67$	$\Omega_v = 1,5$		
$M_n / \Omega_b = 293,8$ kNm	$V_n / \Omega_v = 329,0$ kN		
$M_a < M_n / \Omega_b$ OK	$V_a < V_n / \Omega_v$ OK		

(LRFD)		(LRFD)	
$M_u = 358,09$ kNm	$V_u = 190,49$ kN		
$\phi_b = 0,9$	$\phi_b = 1$		
$\phi_b M_n = 441,6$ kNm	$\phi_b V_n = 493,5$ kN		
$M_u < \phi_b M_n$ OK	$V_u < \phi_b V_n$ OK		

Local Buckling

AISC 341-05 Table I8-1

$\lambda_f = b / 2t < \lambda_p = 0,3 \sqrt{E / F_y}$
 $\lambda_w = h / t_w < \lambda_p = 2,45 \sqrt{E / F_y}$

For Flange 8,57 < 8,752 compact

For Web 31,50 < 71,474 compact

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.16. ASD ve LRFD İçin Moment ve Kesme Kuvveti Tahkikleri

Kirişin yanal burulma burkulması kontrolü için limit durumlar;

$$L_b=2m$$

$$L_p = 1.76 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right)^{1/2} = 3.81 m$$

$L_b < L_p$ olduğu için yanal burulma burkulması tahkiki uygulanmasına gerek yoktur ve kirişin nominal moment taşıma kapasitesi plastik moment taşıma kapasitesine eşittir.

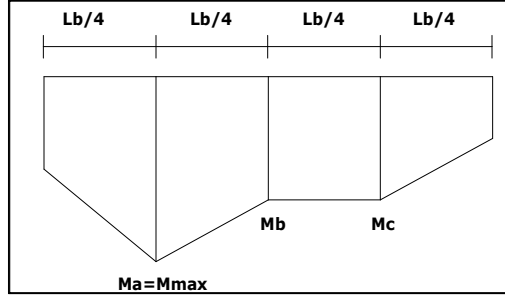
$$M_n = M_p$$

Kirişlerin yanal burulma burkulması tahkiki için hazırlanan HÇP, şekil (6.7)'de verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ANA ÇERÇEVE KİRİŞLERİNİN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05)

Lateral Torsional Buckling



Mmax	Ma	Mb	Mc
kNm	kNm	kNm	kNm
1	1	1	1

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \quad (F1-1)$$

- $M_{\max}$: 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

$$C_b = 1,00$$

$$C_w = I_y h_o^2 / 4 \quad C_w = 2,18E+12 \text{ mm}^6$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad r_{ts} = 83,24 \text{ mm} \quad (F2-7)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad F_{cr} = 3603,03 \text{ mpa} \quad (F2-4)$$

$$L_p = 1,76 r_y \left(\frac{E}{F_y}\right)^{1/2} \quad L_p = 3,81 \text{ m} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J_c}\right)^2}}} \quad L_r = 14,71 \text{ m} \quad (F2-6)$$

$$L_b = 2 \text{ m}$$

$$L_p > L_b \quad \text{the limit state of LTB does not apply}$$

$$L_p < L_b < L_r \quad M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p \quad (F2-2)$$

$$L_b > L_r \quad M_n = F_y S_x \leq M_p \quad (F2-3)$$

$$M_n = 490,7 \text{ kNm}$$

Şekil 6.17. AISC 360-05 Yanal Burulma Burkulması Tahkiki

6.15. AISC'ye Göre Kolonların Boyutlandırılması

1. Kat, 2/B kolonunun en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi için gerilme kontrolleri yapılmıştır.

ASD ve LRFD yük kombinasyonlarından dolayı kolonda oluşan iç kuvvetler;

ASD

LRFD

$$P_a = 1887.4 \text{ kN}$$

$$P_u = 2452.16 \text{ kN}$$

$$M_a = 238.35 \text{ kNm}$$

$$M_u = 340.61 \text{ kNm}$$

Kolon kesiti olarak seçilen HE 450B için kesit özellikleri;

Tablo 6.8. HE 450B profil enkesit karakteristikleri

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER		
G	kg/m	171	I _x	cm ⁴	79890
h	mm	450	S _x	cm ³	3551
b	mm	300	Z _x	cm ³	3982
t _w	mm	14	r _x	cm	19,14
t _f	mm	26	A _{vz}	cm ²	79,66
r	mm	27	I _y	cm ⁴	11720
A	cm ²	218	S _y	cm ³	781,4
h _t	mm	398	Z _y	cm ³	1198
d	mm	344	r _y	cm	7,33
Ø		M27	s _s	mm	97,63
p _{min}	mm	124	J	cm ⁴	440,5
p _{max}	mm	198	C _w ×10 ⁻³	cm ⁶	5258

AISC 341-05 Tablo I.8-1’de verilen yerel burkulma koşulları kontrol edilmiştir.

ASD için;

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} = \frac{1.67 \times 1887.4}{7521} = 0.419$$

$$C_a > 125 \Rightarrow h / tw < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$24.57 < 51.53$$

LRFD için;

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{2452.16}{0.90 \times 7521} = 0.362$$

$$C_a > 125 \Rightarrow h / tw < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$24.57 < 53.06$$

Kolonların AISC 341-05’e göre yerel burkulma şartları için HÇP, şekil (6.8)’de verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

A572 grade 50

HE 450 B

Steel: **A572 grade 50** $F_y = 345 \text{ mpa}$

Section: HE 450 B

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	171	I _x	cm ⁴	79890	A _L	m ² /m	2,026
h	mm	450	S _x	cm ³	3551	A _G	m ² /t	11,84
b	mm	300	Z _x	cm ³	3982			
t _w	mm	14	r _x	cm	19,14			
t _f	mm	26	A _{yz}	cm ²	79,66			
r	mm	27	I _y	cm ⁴	11720			
A	cm ²	218	S _y	cm ³	781,4			
h ₁	mm	398	Z _y	cm ³	1198			
d	mm	344	r _y	cm	7,33			
Ø		M27	S ₀	mm	97,63			
p _{min}	mm	124	J	cm ⁴	440,5			
p _{max}	mm	198	C _w ×10 ⁻³	cm ⁶	5258			

Local Buckling

Table I-8-1 (AISC 341-05)

Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
	λ_{ps} Seismically compact
h/t_w	$C_a \leq 0,125$ $3,14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1,54 C_a)$
	$C_a > 0,125$ $1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33 - C_a) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

ASD

$$P_a = 1887,4 \text{ kN}$$
$$P_y = 7521,0 \text{ kN}$$

P_a = required compressive strength
 P_y = axial yield strength

$$C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y}$$
$$\Omega_b = 1,67$$
$$C_a = 0,419$$
$$h/t_w = 24,57 < \lambda_p = 51,53$$

compact

LRFD

$P_u = 2452,16 \text{ kN}$

$P_y = 7521 \text{ kN}$

$P_u =$ required compressive strength

$P_y =$ axial yield strength

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$$

$\phi_b = 0,90$

$C_a = 0,362$

$h/t_w = 24,57 < \lambda_p = 53,06$

compact

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.18. Yerel Burkulma Koşullarının Kontrolü AISC 341-05

Kolon basınç dayanımının belirlenmesi için, narinlik oranları nomogramlardan yararlanarak elde edilmiştir ve $K_x=1.68$, $K_y=0.82$ olarak belirlenmiştir.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.68 \times 400}{19.14} = 35.1$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{0.82 \times 400}{7.33} = 44.7 \qquad \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 44.7$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 44.7 \leq 113.40$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 986.90 \text{ mpa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{345}{986.90}} \right] \times 345 = 297.99$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 218 \times 297.99 = 6496.21 \text{ kN}$$

Kolonların AISC 360-05'e göre basınç dayanımının belirlenmesi için HÇP, şekil (6,9) verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

Kolon Basınç Dayanımının Belirlenmesi

$K_x = 1,68$ $r_x = 19,14 \text{ cm}$	$K_y = 0,82$ $r_y = 7,33 \text{ cm}$
$L = 400 \text{ cm}$	
$(KL/r)_x = 35,1$	$(KL/r)_y = 44,7$
$\boxed{KL/r < 200} \quad (E2)$	
$(KL/r)_{\max} = 44,7 < 200 \quad \text{OK}$	

(AISC 360-05) $\boxed{P_n = F_{cr} A_g} \quad (E3-1)$

$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	or	$(F_e \geq 0,44 F_y)$	$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (E3-2)$
$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	or	$(F_e < 0,44 F_y)$	$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (E3-3)$
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (E3-4)$			

$A_g = 218 \text{ cm}^2 \quad F_{cr} = 297,99 \text{ mpa}$

$P_n = 6496,21 \text{ kN}$

ASD

$P_a = 1887,4 \text{ kN}$
 $\Omega_c = 1,67$
 $P_n / \Omega_c = 3889,95 \text{ kN}$
 $P_a \leq P_n / \Omega_c \quad \text{OK}$

LRFD

$P_u = 2452,16 \text{ kN}$
 $\phi_c = 0,9$
 $\phi_c P_n = 5846,59 \text{ kN}$
 $P_u \leq \phi_c P_n \quad \text{OK}$

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.19. AISC 360-05 Kolon Basınç Dayanımının Belirlenmesi HÇP

Kolon eğilme dayanımının kontrolü;

ASD

$$M_a = 238.35 \text{ kNm}$$

$$\Omega_b = 1.67$$

$$M_n / \Omega_b = 789.60 \text{ kNm}$$

$$M_a < M_n / \Omega_b \Rightarrow 238.35 < 789.60$$

LRFD

$$M_u = 340.61 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 1186.76 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi_b M_n \Rightarrow 340.61 < 1186.76$$

Kolon kesme dayanımının kontrolü;

ASD

$$V_a = 73.14 \text{ kN}$$

$$\Omega_v = 1.5$$

$$V_a < V_n / \Omega_v \Rightarrow 73.14 < 664.61$$

LRFD

$$V_u = 104.58 \text{ kN}$$

$$\phi_v = 1.0$$

$$V_u < \phi_v V_n \Rightarrow 104.58 < 996.91$$

Kolonların AISC 360-05'e göre eğilme ve kesme dayanımı kontrolü için HÇP, şekil (6.10)'da 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) $M_p = F_y Z_x \quad M_p = 1373,8 \text{ kNm} \quad (F2-1)$ $M_n = 1318,6 \text{ kNm}$	
ASD $M_u = 238,35 \text{ kNm}$ $\Omega_b = 1,67$ $M_n / \Omega_b = 789,60 \text{ kNm}$ $M_u < M_n / \Omega_b \quad \text{OK}$	LRFD $M_u = 340,61 \text{ kNm}$ $\phi_b = 0,9$ $\phi_b M_n = 1186,76 \text{ kNm}$ $M_u < \phi_b M_n \quad \text{OK}$

(AISC 360-05 G)

Eğer $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$	
$\phi_v = 1$	$\Omega_v = 1,5$
Ör= 1 (G2-2)	
$h/t_w = 24,57$	$\leq 53,93$

$V_n = 0,6F_y A_w C_v \quad (G2-1)$ $A_w = 48,2 \text{ cm}^2$ $V_n = 996,9 \text{ kN}$	
ASD $V_u = 73,14 \text{ kN}$ $\Omega_v = 1,5$ $V_n / \Omega_v = 664,608 \text{ kN}$ $V_u < V_n / \Omega_v \quad \text{OK}$	LRFD $V_u = 104,58 \text{ kN}$ $\phi_v = 1,00$ $\phi_v V_n = 996,912 \text{ kN}$ $V_u < \phi_v V_n \quad \text{OK}$

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.20. AISC 360-05 Kolon Eğilme ve Kesme Dayanımının Kontrolü

Eksenel kuvvet moment etkileşimi;

ASD

LRFD

$$M_c = M_n / \Omega = 789.60 \text{ kNm}$$

$$M_c = \phi_b M_n = 1186.76 \text{ kNm}$$

$$P_c = P_n / \Omega_c = 3889.95 \text{ kN}$$

$$P_c = \phi_c P_n = 5846.59 \text{ kN}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 1870.02 \text{ kN}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 338.18 \text{ kNm}$$

$$\text{ASD: } \frac{P_r}{P_c} = 0.48 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1 \Rightarrow 0.86 \leq 1$$

$$\text{LRFD: } \frac{P_r}{P_c} = 0.32 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1 \Rightarrow 0.57 \leq 1$$

Kolonların AISC 360-05'e göre eksenel kuvvet-moment etkileşimi için HÇP, şekil (6.11)'de verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI I
KOLONLARIN BOYUTLANDIRILMASI (AISC 360-05, 341-5)

(AISC 360-05 H) The Interaction of Flexure and Compression

ASD	LRFD
$M_c = M_n / \Omega_b$	$M_c = \phi_b M_n$
$M_c = 789,60 \text{ kNm}$	$M_c = 1186,76 \text{ kNm}$
$P_c = P_n / \Omega_c$	$P_c = \phi_c P_n$
$P_c = 3889,95 \text{ kN}$	$P_c = 5846,59 \text{ kN}$
$P_r = 1870,015 \text{ kN}$	
$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$
$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0$
$\frac{P_r}{P_c} = 0,48$	$\frac{P_r}{P_c} = 0,32$
$0,86 \leq 1,0 \quad \text{OK}$	$0,57 \leq 1,00 \quad \text{OK}$

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.21. AISC 360-05 Kolonların Eksenel Kuvvet-Moment Etkileşimi

6.16. Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü AISC 341-05

süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan yapının (B) aksı çerçevesinin 3. kat, B/2 düğüm noktasında kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu kontrol edilecektir.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

ASD

LRFD

$$\sum M_{pc}^* = \sum [Z_c (F_{yc} / 1.5 - P_{ac} / A_g)] \quad \sum M_{pc}^* = \sum [Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)]$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum [1.1 / 1.5 R_y F_{yb} Z_x] \quad \sum M_{pb}^* = \sum [1.1 R_y F_{yb} Z_x]$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{1152.159}{1148.40} = 1.003 > 1$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{1792.107}{1722.60} = 1.04 > 1$$

AISC 341-05'de ki güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolü için HÇP, şekil (6.12)' de verilmiştir.



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
GÜÇLÜ KOLON ZAYIF KİRİŞ KONTROLÜ (AISC 341-5)

(9.6.) Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

ASD	LRFD
$\sum M_{pc}^* = \sum [Z_c (F_{yc} / 1,5 - P_{ac} / A_g)]$ $P_{ac1} = 713 \text{ kN}$ $P_{ac2} = 1098 \text{ kN}$ $\sum M_{pc}^* = 1152,159 \text{ kNm}$	$\sum M_{pc}^* = \sum [Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)]$ $P_{uc1} = 948 \text{ kN}$ $P_{uc2} = 1415 \text{ kN}$ $\sum M_{pc}^* = 1792,107 \text{ kNm}$
$\sum M_{pb}^* = \sum [1,1/1,5 R_y F_y Z + M_{av}]$ $R_{y1} = 1,2$ $R_{y2} = 1,2$ $Z = 2562 \text{ cm}^3$ $Z = 2562 \text{ cm}^3$ $M_{bv1} = 0 \text{ kNm}$ $M_{bv2} = 0 \text{ kNm}$ $\sum M_{pb}^* = 1059,64 \text{ kNm}$	$\sum M_{pb}^* = \sum [(1,1 R_y F_y Z + M_{av})]$ $R_{y1} = 1,2$ $R_{y2} = 1,2$ $Z = 2562 \text{ cm}^3$ $Z = 2562 \text{ cm}^3$ $M_{bv1} = 0 \text{ kNm}$ $M_{bv2} = 0 \text{ kNm}$ $\sum M_{pb}^* = 1589,46 \text{ kNm}$
$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$ 1,09 > 1 OK	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$ 1,13 > 1 OK

Tasarım: Rıza Yeşil

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.22 AISC 341-05 Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çaprazlı çelik çerçevelerin tasarımında kullanılmak üzere Amerikan yönetmeliklerindeki ASD, LRFD tasarım metotları ile sınır şartları ve TDY2007'deki tasarım metodu ve sınır şartları kapsayan bir hesap çizelgesi programı (HÇP) hazırlanmıştır. Hazırlanan HÇP, 5 katlı bir çelik çerçeve yapı modelinin tasarımında uygulanmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıdadır.

1) Deprem yükü, TDY2007 ve ASCE/SEI 7-05'de farklı şekillerde tanımlanmıştır. TDY2007'de deprem yükünün hesabında sadece yatay yük etkisi gözönüne alırken ASCE/SEI 7-05'de deprem yükünün hesabında hem yatay hem düşey yük etkisi gözönüne alınmaktadır.

2) TDY 2007'de etkin görelî kat ötelemelerinin (δ_i) hesabında kullanılan, taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerde 8 olarak verilmiştir. Amerikan yönetmeliği, ASCE/SEI 7-05'de ise deplasman büyütme katsayısı (C_d) olarak tanımlanmıştır ve süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerde 5.5 olarak önerilmiştir. Bu durum, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin boyutlandırılmasında, etkin görelî kat öteleme koşulu incelenirken TDY 2007'nin Amerikan yönetmeliğine göre daha sınırlayıcı bir şarta sahip olduğu anlaşılmaktadır.

3) Amerikan yönetmeliklerinde geçen ASD (Allowable Strength Design) hesap metodunda tanımlanan güvenlik katsayısına (Ω) bölünerek elde edilen tasarım mukavemetleri ile TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları'nda ki hesap metodu ile malzeme güvenlik katsayı 0.6 ile çarpılarak elde edilen emniyet gerilmeleri ile benzerlik göstermektedir. Yine Amerikan yönetmeliklerinde tanımlanan LRFD (Load and Resistance Factor Design) hesap metodunda ise her yük tipi için farklı yük arttırma faktörü ve mukavemet için farklı mukavemet azaltma katsayısı kullanır. güvenlik katsayısı (ϕ) ile nominal mukavemetler çarpılarak tasarım mukavemetleri elde edilir.

4) TDY 2007’de belirtilen kiriş başlıklarının yanal doğrultuda mestlenme şartı olarak, mestlenmiş notlalar arasındaki uzaklık (l_b) koşulunu içermektedir ve bu durum için yanal burulma göz önüne alındığındaki basınç emniyet gerilmesi (σ_B) TS648’de tarif edilmiştir. Amerikan yönetmeliği AISC 360-05’de ise yanal kiriş başlıklarının, yanal burulma burkulması için $L_p < L_b, L_p < L_b < L_r$ ve $L_r < L_b$ olmak üzere 3 adet sınır durum tarif edilmiş ve bu sınır durumlarına göre yeni tasarım mukavemet değerleri için tanımlamalar yapılmıştır.

5) LRFD tasarım metodu, ASD ve TDY2007’ye göre daha rasyonel bir tasarım yöntemidir. Tasarımı yapılan yapıda, görelî kat ötelemelerindeki sınırlamalardan dolayı TDY 2007’ye göre, Amerikan yönetmeliklerinde daha küçük profil kesitler bulunmuştur. Amerikan yönetmeliklerindeki hesap metotlarından LRFD, ASD’ye göre daha ekonomik sonuç vermektedir.

6) Hazırlanan hesap çizelgesi programı kullanılarak süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve elemanlarının (kirişler ve kolonlar) boyutlandırılması ve gerekli tahkikler kolaylıkla yapılabilir.

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. 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

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.

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.

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,

ÖZGEÇMİŞ

1978 yılında İstanbul’da doğdu. İlk ve orta dereceli öğrenimini İstanbul’da tamamladı. İstanbul Teknik Üniversitesi inşaat mühendisliği bölümünde başladığı lisans eğitimini 2003 yılında tamamladı. Muhtelif inşaat firmalarında inşaat mühendisi olarak görev aldı. 2007 yılında, İSTON İstanbul Hazır Beton ve Beton Elemanları Tic. A.Ş.’de kalite kontrol ve ar-ge mühendisi olarak göreve başlamıştır. Halen aynı şirkette iş hayatına devam etmektedir.