

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK ve FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK
DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE
ELEMANLARININ TASARIMI İÇİN HESAP
ÇİZELGESİ PROGRAMI HAZIRLANMASI
VE TASARIM UYGULAMALARI

ÜNAL EKŞİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

GEBZE

2013

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK ve FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK
DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVE
ELEMANLARININ TASARIMI İÇİN HESAP
ÇİZELGESİ PROGRAMI HAZIRLANMASI
VE TASARIM UYGULAMALARI

ÜNAL EKŞİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMANI
DOÇ. DR. BÜLENT AKBAŞ

GEBZE
2013



**GEBZE YÜKSEK
TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ**

YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU

GYTE Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 17/06/2013 tarih ve 2013/32 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 08/07/2013 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Ünal EKŞİ'nin tez çalışması Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI) : Doç.Dr. Bülent AKBAŞ

ÜYE

: Prof.Dr. Bilge SİYAHİ

ÜYE

: Doç.Dr. Bilge DORAN

ONAY

GYTE Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun tarih ve/..... sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

ÖZET

Büyük bölümü deprem kuşağı üzerinde olan ülkemizde, yaşanan depremler sonucunda elde edilen bilimsel veriler sonucu, mevcut deprem yönetmeliği eskimiş, revizyona ihtiyaç duyulmuş ve 2007 yılında yeni şekli ile yürürlüğe girmiştir. Türk Deprem Yönetmeliği (TDY 2007)'nin 4. Bölüm'de çelik yapıların için depreme dayanıklı tasarım kurallarını ve TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları), çelik yapılar için hesap ve tasarım kurallarını içermektedir. TDY Bölüm 4'de yeni hesap kuralları getirilen çelik taşıyıcı sistemlerden bir tanesi de dış merkez çaprazlı çelik çerçevelerdir.

Bu çalışmada süneklik düzeyi yüksek çelik dışmerkez çerçevelerdeki kiriş, kolon ve çaprazların tasarımında kullanılmak üzere, TDY'ne (2007) göre hesap çizelgesi programları oluşturulmuştur. Hazırlanan hesap çizelgesi programları, örnek bir çelik çerçeve üzerinde uygulanmıştır. Sistemde bağ kirişin boyu değiştirilerek yapıdaki inelastik davranışın ve enerji sönümlemesinin nasıl oluşacağı ve sistemin göçme modunun nasıl değişeceği incelenmiştir.

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

SUMMARY

Turkish Earthquake Code (TEC) has been revised in 2007 as a result of devastating earthquakes in the last decade both in Turkey and the world. Chapter 4 of the revised TEC (2007) includes the principles for the design and construction of steel structures. The design of Special Eccentrically Braced Frames has also been included Chapter 4, TEC (2007).

This study aims at preparing a spreadsheet program for the design of typical members in special eccentrically braced frames including beams, columns, braces and links based on TEC (2007) requirements. The spreadsheet program has been used in a typical five-story steel building having eccentrically braced frame in one direction for carrying lateral loads. The length of the link has been changed to short, medium and long to observe the change in member sizes and the inelastic behavior of the system.

Key words: Special eccentrically braced frames, steel buildings, spreadsheet program.

TEŞEKKÜRLER

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

Tüm eğitim hayatım boyunca, sağladıkları bilgi birikimi ile kazandırdıkları kişilik ve ahlak değerlerinden ötürü tüm hocalarıma şükranlarımı sunarım.

Çalışmam süresince maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen ailem ve arkadaşlarıma, bana sabırla katlandıkları için teşekkür ederim.

Çelik yapılara ilgi duyan herkese faydalı olabileceğine inandığım bu çalışma,her şeyimi borçlu olduğum annem Ayşe EKŞİ ve babam Nemci EKŞİ' ye ithaf edilmiştir.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xiv
TABLOLAR DİZİNİ	xvi
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği	1
2. ÇELİK YAPININ AVANTAJLARI VE DEZAVANTAJLARI	4
2.1. Çelik Yapının Avantajları	4
2.1.1. Mimari Özgürlük	4
2.1.2. Narinlik	5
2.1.3. Hafiflik	5
2.1.4. Çok Katlı Bina Yapımı	6
2.1.5. Ekonomi	11
2.2. Çelik Yapının Dezavantajları	12
2.2.1. Eleman Azlığı	12
2.2.2. Malzeme	13
2.2.3. Korozyon	14
2.2.4. Yangın	15
3. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER	17
3.1. Genel	17
3.2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sistem Tasarım Felsefesi	18
3.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sistemlerin Kinematığı	19
3.4. Bağ Kirişin Davranışı ve Boyu	21
3.5. Bağ Kiriş Hesapları	24
3.5.1 Akma Dayanımı	24
3.5.2 Kopma Dayanımı	25

3.5.3 Bağ Kirişi Deformasyon Kapasitesi	26
3.6. Bağ Kirişi Detayları	26
3.6.1. Bağ Kirişi Rijitleştiricilerinin Aralığı	26
3.6.2. Bağ Kirişi Ara Rijitleştiricileri Detayları	27
3.6.3. Bağ Kirişi-Kolon Bağlantı Elemanları	28
3.7 Kiriş ve apraz Elemanlarının Tasarımı	28
3.8 Bağ Kirişi-apraz Birleşimlerinin Tasarımı	29
3.9 Kolonların Tasarımı	30
3.10. Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Tasarımı	29
3.11.Korunmuş Bölge	30
4. DIşMERKEZ ÇAPRAZLI SİSTEMLER İÇİN TDY, 2007	32
TASARIM KURALLARI	
4.1. Enkesit Koşulları	32
4.2. Bağ Kirişleri	34
4.3. Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetleşmesi	36
4.4. Bağ Kirişinin Dönme Açısı	37
4.5. Çaprazlar, Kat Kirişleri Ve Kolonlar	38
4.6. Çapraz Bağ Kirişi Birleşimi	38
4.7. Bağ Kirişi Kolon Birleşimi	39
4.8. Kiriş Kolon Birleşimi	40
5. YAPIYA ETKİYEN DEPREM YÜKLERİNİN BELİRLENMESİ	41
5.1. TDY 2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	41
5.2. TDY 2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüğülerinin Belirlenmesi	44
5.2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulama Sınırları	48
5.3. TDY2007'ye Göre Görelı Kat Ötelemelerinin Kontrolü	52
5.4. TDY2007'ye Göre İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	53
5.5. TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarım	55
6. ÖRNEK BİR YAPININ DISMERKEZ ÇAPRAZLI SİSTEMLERLE	60
MODELLENMESİNE AİT SAYISAL İNCELEME	
6.1. Yapının Tanıtılması	60
6.2. Deprem Karakteristikleri	61
6.3. Yapıya Etkiyen Düşey Yüğüler	63
6.4. Düzensizlik Kontrolü	64
6.5.Toplam Eşdeğer Deprem Yüğüünün Hesabı	64

6.6.Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi	64
6.7.Rüzgar Yükleri	71
6.8.Yük Birleşimleri	73
6.9. Sistemin Analiz Edilmesi	74
6.10.Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	74
6.11.İkinci Mertebe Etkileri	77
6.12.Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	79
6.13.Dışmerkez Çapraz Sisteminin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması	85
6.13.1Bağ Kirişin Boyunun Kontrolü	87
6.13.2 Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü	88
6.13.3 Bağ Kirişinin Dönme Açısının Kontrolü	88
6.13.4 Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü	92
6.14. Çaprazların Boyutlandırılması	92
6.15. Kolonların Boyutlandırılması	96
6.16. $e=1.00$ m İçin Bağ Kirişin Ve Çaprazların Boyutlandırılması	98
6.17. $e=1.70$ m İçin Bağ Kirişin Ve Çaprazların Boyutlandırılması	103
7. SONUÇLAR	109
KAYNAKLAR	110
ÖZGEÇMİŞ	112

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler ve</u> <u>Kisaltmalar</u>	<u>Açıklamalar</u>
a	: ivme
Ag	: Kesit alanı
Ao	: Etkin yer ivmesi katsayısı
Aw	: Profil Kesiti Gövde Alanı
Cf	: Aerodinamik Yük Katsayısını
e	Bağ kiriş boyu
E	: Elastisite modülü Emniyet Gerilmesi
Es	: Yapı Çeliği Elastisite Modülü
Fcr	: Kritik Burkulma Yüğü
Ffi	: Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Hesabında i'inci Kata Etkiyen Fiktif Yüğü
Fy	: Çelik Akma Gerilmesi
h	: Gövde Levhası Yüksekliğı
hi	: Binanın i'inci Katının Kat Yüksekliğı
HN	: Binanın Temel Üstünden itibaren Ölçülen Toplam Yüksekliğı
I	: Bina önem katsayısı
K	: Efektif Burkulma Boyu Katsayısı
L	: Çubuk Boyu
M c	: Tasarım Eğilme Momenti
M lt	: Deprem Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Moment
M nt	: G+Q Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Moment
M r	: Gereken Eğilme Momenti Dayanımı
mi	: Binanın i'inci Katının Kütlesi ($m_i = w_i / g$)
Mn	: Nominal Moment
Mp	: Eğilme Momenti Kapasitesi
Mr	: Devrilme momenti
n	: Hareketli yük katılım katsayısı

N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı
N _{bp}	: Eksenel Basınç Kapasitesi
N _{çp}	: Eksenel Çekme Kapasitesi
N _d	: Eksenel Yük
P _c	: Tasarım Basınç Dayanımı
P _{lt}	: Deprem Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Eksenel Kuvvet
P _{nt}	: G+Q Yüklemesinden Dolayı Kolonda Oluşan Eksenel Kuvvet
P _r	: Gereken Eksenel Basınç Yüğü Dayanımı
PD	: Plastik Tasarım veya Tasıma Gücü Yöntemi (Plastic Design)
P _{imax} , P _{xmin}	: Maksimum ve minimum eksenel kuvvetler
P _n	: Nominal Basınç Yüğü
q _i	: Binanın i'inci Katındaki Toplam Hareketli Yüğü
Q _i	: Ölü yüğü, hareketli yüğü, kar yüğü, rüzgar yüğü, deprem yüğü gibi servis yükleri
r	: Atalet Yarıçapı
R _a	: Deprem yüğü azaltma katsayısı
R _n	: Nominal Mukavemet
R _y	: Akma Gerilmesi Artırma Katsayısı
S(T)	: Spektrum katsayısı
S ₁	: Referans Zemin Sınıfı için 1 saniye Periyotlu Spektral İvme
S _{ae} (T)	: Elastik Spektral İvme [m /s ²]
SD ₁	: Göz önüne Alınan Zemin Sınıfı için 1 saniye Periyotlu Spektral İvme
SDS	: Göz önüne Alınan Zemin Sınıfı için 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme
SS	: Referans Zemin Sınıfı için 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme
T	: Bina Doğal Titreşim Periyodu [s]
T ₁	: Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodu [s]

$T1, TA, TB$	: Periyotlar
TA, TB	: Spektrum Karakteristik Periyotları [s]
V_t	: Binaya Etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (Taban Kesme Kuvveti)
W	: Binanın, Hareketli Yüğü Katılım Katsayısı Kullanılarak Bulunan Toplam Ağırlığı
w_i	: Kat kütleleri
W_r	: Yapının Bütünündeki Rüzgar Yüğü Bileşkesinin Büyüklüğü
β	: Çapraz Elemanın Döğümlendiğı Kirişle Yaptığı Açı
γ_i	: Yüğü Arttırma Faktörü
δ	: Şekil değıştirme
δ	: Yatay deplasman (Yer degistirme)
ΔFN	: Binanın N'inci Katına (Tepesine) Etkiyen Ek Eşdeğer Deprem Yüğü
Δi	: Binanın i'inci Katındaki Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi
ϵ	: Birim şekil değıştirme
η_{bi}	: Burulma düzensizlik katsayısı
θ_i	: i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
λ	: Narinlik
μ	: Süneklik
σ_B	: Maksimum Çekme Gerilmesi (Boyun Verme Sınır Gerilmesi)
σ_F	: Akma Sınır Gerilmesi (Pekleşme Sınır Gerilmesi)
σ_p	: Orantılı Sınır Gerilmesi
σ	: Gerilme
σ_a	: Yapı Çeliğinin Akma Gerilmesi
σ_{bem}	: Elemanın Narinliğine Bağlı Olarak, TS-648'e Göre Hesaplanan Basınç
σ_E	: Elastiklik Sınır Gerilmesi
σ_{em}	: Emniyet Gerilmesi
τ_{em}	: Kayma Emniyet Gerilmesi

Φ	: Mukavemet Azaltma Faktörü
Ω	: Güvenlik katsayısı
$(\delta i)_{\max}$	: Binanın i'inci Katındaki Maksimum Etkin Göreli Kat Ötelemesi
$(\Delta i)_{\text{ort}}$	: Binanın i'inci Katındaki Ortalama Azaltılmış Göreli Kat Ötelemesi
AISC	: American Institute of Steel Construction
ANSI/AISC 341-05	: Specification for Structural Steel Buildings
ANSI/AISC 360-05	: Specification for Structural Steel Buildings
ASCE/SEI 7-05	: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
ASD	: Emniyet Gerilmeleri Yöntemi (Allowable Strength Design)
Denk	: Denklem
FEMA – NEHRP	: The National Earthquake Hazards Reduction Program
HÇP	: Hesap Çizelgesi Programı
LRFD	: Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı (Load and Resistance Factor Design)
TDY2007	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar 2007
TEC	: Turkish Earthquake Code
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS498	: Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1: Örnek petek kirişler.	5
2.2: Safeco Field - Seattle, WA, USA / 1999 Mühendislik Ödülü. Üzeri kapatılabilen 47.000 kişilik beyzbol stadı.	6
2.3: Terra Picasso Office Tower (41), Madrid.	7
2.4: Grovenor Place (Beton Çekirdekli-44), Sydney, AUS.	8
2.5: Citicorp Center (278.6 m-Tuned Mass Damping System), New York.	8
2.6: Tuntex Construction Company (39), Taipei, Tayvan.	9
2.7: Shinjuku Washington Hotel.	9
2.8: Cheung Kong Office Building (38), Hong Kong.	10
2.9: Yapısal sistemler.	11
2.10: Çevre asitlerinin korozyon hızına etkisi.	14
2.11: Çeliğin yangın altında davranışı.	15
2.12: Dekoratif elemanlarla kaplanmış çelik kesit.	16
3.1: Dışmerkez çerçevelerde sistemleri.	18
3.2: Dışmerkez çerçevelerde bağ kirişi-plastik dönme ilişkisi.	21
3.3: Dışmerkezi çerçevelerin kuvvet dağılımları.	23
4.1: Bağ kirişi dönme açıları.	35
4.2: Bağ kirişi kolon birleşimi.	37
5.1: Yapının birinci doğal titreşim periyodu.	38
5.2: Yapı 1.doğal titreşim periyodu hesap algoritması.	40
5.3: Tasarım spektrumu.	44
5.4: Bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri.	46
5.5: TDY 2007 Eşdeğer deprem yükü yöntemi için hesap algoritması.	47
5.6: TDY2007 Göreli kat ötelemeleri kontrolü için hesap algoritması.	49
5.7: TDY 2007 İkinci mertebe etkileri kontrolü hesap algoritması.	51
5.8: M1/M2 Oranının işareti.	58
5.9: TDY 2007 Kiriş tasarım hesap algoritması.	55
6.1: Yapının enkesit görünüşü.	56
6.2: Tasarım ivme spektrumu HÇP.	58
6.3: Yapının birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi HÇP.	63

6.4: Eşdeğer deprem yükü yöntemi HÇP.	66
6.5: Rüzgar yükleri HÇP.	68
6.6: Görelî kat ötelemelerinin kontrolü HÇP.	72
6.7: İkinci merteye etkileri HÇP.	74
6.8: Ana çerçeve ve kirişlerinin boyutlandırılması-1 HÇP.	78
6.9: Ana çerçeve ve kirişlerinin boyutlandırılması-1 HÇP.	79
6.10: Bağ kiriş boyutlandırılması-1 HÇP.	84
6.11: Bağ kiriş boyutlandırılması-2 HÇP.	85
6.12: Çaprazların boyutlandırılması HÇP.	88
6.13: Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü HÇP.	90
6.14: lineer interperasyon dağılımı.	91
6.15: Bağ kiriş boyutlandırılması-3 HÇP.	93
6.16: Çaprazların boyutlandırılması-1 HÇP.	95
6.17: Bağ kiriş boyutlandırılması-4 HÇP.	97
6.18: Çaprazların boyutlandırılması-2 HÇP.	99

TABLÖLAR DİZİNİ

<u>Tablo No:</u>	<u>Sayfa</u>
4.1: Enkesit koşulları.	32
5.1: Etkin yer ivmesi katsayısı.	41
5.2: Bina önem katsayısı.	42
5.3: Spektrum karakteristik periyotları.	42
5.4: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R).	43
5.5: Eşdeğer deprem yükü yönetiminin uygulanabildiği binalar.	44
5.6: Hareketli yük katılım katsayısı.	45
6.1: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.	59
6.2: Fiktif yüklerden oluşan kat yer değiştirmeleri.	61
6.3: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.	65
6.4: (x) Doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü.	70
6.5: (y) Doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü.	71
6.6: Taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit profilleri.	91

1. GİRİŞ

1.1. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği

Topraklarının %92'si deprem bölgelerinde bulunan ve insanların %95'i bu bölgelerde yaşayan ülkemizde depreme dayanıklı yapıların önemi çoğu inşaat mühendisi tarafından bilinmekteydi. Bu gerçek; büyük can, mal ve iş kayıplarına neden olan son depremlerden sonra kamuoyuna da mal olmuştur. Fay hatlarının yeri konusunda yapılan gereksiz tartışmalar sürerken, tüm bu kayıplarda asıl suçlunun; depremler değil depreme dayanıksız yapılar olduğu anlaşılarak yapı türlerinin sorgulanmasına başlanabilmektedir. Ancak, 1-2 kattan yüksek depreme dayanıklı yapılar konusunda gündeme gelen tüm yapı türlerinde, ne yazık ki, yine betonun öne çıktığı görülmektedir. Ülkemizde çelik çerçeveli yapılara geçilmemesinin sebebi; gerek tasarımı, gerekse üretim ve montajı konusunda yeterli bilgi ve deneyime sahip olmamanın sonucu olan korkulardan kaynaklanmaktadır. Çelik çerçeveli yapıların tüm gelişmiş ülkelerde olduğu gibi ülkemizde de yapılmasının kaçınılmaz olduğu bilinmelidir. Bunun farkına varılarak bilgi edinmek için gösterilecek biraz çaba korkulardan kurtulmak için yeterli olacaktır. Gerçekdışı olmasına karşın betonarme yapılardan pahalı oldukları varsayılsa bile, çelik çerçeveli yapıların eğitimsiz işçiler ile denetlenmeden yapılan ucuz yığma ve betonarme yapılarda riske atılan insanların yaşamından çok daha ucuz olacağı yadsınamaz bir gerçektir. Deprem bölgesi, kullanım amacı veya kat sayısı ayırımı yapılmadan bir an önce uygulanması gereken çelik çerçeveli yapılar konusunda; üniversitelerimizde kendilerine tanınan kısıtlı olanaklar ile eğitim ve araştırma yapmaya çalışan azınlıktaki öğretim üyeleri ile bizlerin sesini duymazlıktan gelerek, aksine karar verenler büyük bir sorumluluk altındadır. Sünek çelik yapılar, özellikle 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerinden sonra oldukça önem kazanmıştır. 17 Ağustos 1999 depremine kadar ülkemizde az tercih edilen bir yapı sistemi olan çelik yapılar, büyük afetten sonra özellikle endüstri yapıları, mağazalar ve spor tesisleri gibi yapılarında yoğun bir biçimde kullanılmaya başlanmıştır. Fakat yine de çelik yapılar Türkiye' de olması gereken seviyeye gelememiştir. Üniversitelerimizde önemli araştırmalar yapılsa da çeliğin inşaat piyasasındaki payı oldukça düşüktür. Özellikle çok katlı çelik yapılar, daha yeni yeni uygulamaya başlanmıştır. Ülkemizin deprem kuşağında yer alması

göz önüne alındığında, çok katlı çelik yapılar geleceğin yaşam alanları olarak düşünülmelidir. Tabii ki bu sadece düşünce olarak kalmamalı ve temelleri bilimsel çalışmalara dayanan geniş çaplı bir planlamayla hayata geçirilmelidir. Yapılan çalışmalar sonucunda çelik yapılarda sistemin nerelerinde plastikleşme görüleceği, deprem sırasında nasıl bir davranış sergileyeceği konusunda gözle görülür ilerlemeler sağlanmıştır.

Dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler alışıla geldik iki çerçeve sistemden oluşan, yanal kuvvet dayanımlı sistemlerdir. Bu iki çerçeve sistem; moment dayanımlı çerçeve ve merkezi çaprazlı çerçeveden oluşmaktadır. Kolon ve çaprazlarla oluşturulan bir çerçeve sistemidir. Her çaprazın en az bir ucu kirişin bir parçasını (bağ kirişi) izole edecek şekilde bağlanır. Yatay kuvvetlere çerçeve ve kafes hareketinin kombinasyonuyla karşı koyarlar. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler moment çerçeveler ve merkezi çaprazlı çerçeveler arasında bir hibrid sistem olarak düşünülebilir. Süneklik bağ kirişlerindeki elastik olmayan hareketle sağlanır. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler yüksek süneklik sağlayarak moment çerçevelere benzerler, aynı zamanda da yüksek elastik rijitlik sağlayarak merkezi çaprazlı çerçevelere benzerler. Bağ kirişleri daha geniş açıklıklar sağladığı için mimari açıdan da esneklik sağlayabilir. Dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler geleneksel sistemlerden farklı olarak bazı avantaj ve dezavantajlara sahiptir. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yanal yükleme altında stabil inelastik davranışa ve mükemmel sünekliğin yanı sıra büyük bir enerji sönümleme kapasitesine sahiptir.

Bu çalışmada ilk olarak dış merkezi çaprazlı çerçeveli sistemlerin TDY 2007'ye göre tasarım ve yapıya etkiyen yüklerin belirlenmesi için hesap algoritmaları oluşturulmuştur. Bu hesap algoritmaları kullanılarak Excel programında tasarımın bütün adımlarında kullanılabilecek hesap çizelgesi programları yapılmıştır. Tasarımı yapılmış beş katlı dış merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan bir iş merkezine bu hesap çizelgesi programları uygulanmış ve sistemde bağ kirişi mesafesi değiştirilerek farklı davranışlar elde edilmesi sağlanmıştır.

Bu çalışma aşağıdaki şekilde düzenlenmiştir:

- Birinci bölümde tez hakkında genel bilgi verilmiştir.
- İkinci bölümde çelik yapıların avantajları ve dezavantajları hakkında genel bilgi verilmiştir.

- Üçüncü bölümde dışmerkezi çaprazlı sistemlerin tasarım felsefesi ve sistemi oluşturan elemanlarının hakkında genel bilgi verilmiştir.
- Dördüncü bölümde TDY 2007'deki dışmerkezi çaprazlı sistemlerin tasarım kuralları ve hesap algoritmaları belirtilmiştir.
- Beşinci bölümde TDY 2007'ye göre yapıya etkiyen deprem yüklerinin hesap kuralları ve hesap algoritmaları belirtilmiştir.
- Altıncı bölümde, beş katlı dış merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan bir iş merkezinin tasarımı yapılmış ve sistemde bağ kirişi mesafesi değiştirilerek farklı davranışlar elde edilmesi sağlamıştır.
- Yedinci bölümde çalışmanın ana özellikleri, sayısal incelemelerden elde edilen sonuçlar açıklanmıştır.

2.ÇELİK YAPININ AVANTAJLARI VE DEZAVANTAJLARI

2.1. Çelik Yapının Avantajları

Çelik yapılar deprem riski yüksek bölgelerde avantajlarından dolayı sıkça kullanılan yapı tipidir.

Bu nedenlerin bazılarını şöyle açıklanabilir:

- Süneklik düzeyinin yüksek olması.
- Enerji yutma kapasitesi
- Yüksek dayanıma sahip olması.
- Ek ve birleşim bölgelerinin denetime açık olması.
- Kolay onarım ve güçlendirme imkânlarının bulunması.
- Prefabrikasyon
- Mimari Özgürlük
- Narinlik
- Hafiflik
- Hızlı Yapı Üretimi
- Ekonomi
- Değişim
- Dönüşüm
- Güçlendirme

2.1.1. Mimari Özgürlük

Büyük bir bölümü ülkemizde de kullanılmakta olan hassas fabrikasyon teknolojileri; çelik çerçeveli sistemlerin CAD programları ve bilgisayar kontrollü bükme, kesme, delme ve kaynak makineleri ile her biçimde üretilen standart veya özel yapı elemanlarından oluşturulmasını sağlamaktadır. Bugüne dek olanaksız olduğu düşünülen işlemler sonucu oluşan ve istenen yükün en az malzeme ile taşınmasını sağlayan bu elemanlar, alışılmışın dışında taşıyıcı sistem kullanma olanağı ile mimarların artistik özgürlüklerini de genişletmektedir [Akday, 2001].

2.1.2. Narinlik

Yapısal çeliğin yüksek dayanımı nedeniyle öz ağırlığının taşıdığı yararlı yüke oranı küçüktür. Çelik çerçeveli yapılarda bu nedenle küçülen kolon ve kiriş boyutları önemli avantajlar sağlamaktadır.

Büyük açıklıklar, betonarme yapılarda olduğu gibi geniş ve yüksek kirişlere gereksinim duyulmadan, geçilebildiğinden kolon sayısı azalmaktadır.

Sayıları azalan kolonların boyutları da küçük olduğundan aynı inşaat alanına yapılan çelik çerçeveli binanın kullanım alanı betonarme çerçeveli binaya göre büyük olmaktadır.

Betonarme çerçeveli yapılarda havalandırma vb. tesisatın kirişlerin altından geçirilmesi zorunludur. Çelik çerçeveli yapılarda sözkonusu tesisat;



Şekil 2.1: Örnek petek kirişler.

Kiriş gövdelerinde açılan deliklerden, Petek kirişlerin gövdelerindeki boşluklardan, Makas elemanlarının arasındaki boşluklardan veya Parça Kirişli Çerçeve Sistemlerinde olduğu gibi kiriş üstlerinden geçirilebildiğinden kat yüksekliklerinin arttırılmasına gerek kalmamaktadır. Bu durumda azalan bina hacmine bağlı olarak işletme giderleri de azalmaktadır. Çelik çerçeveli yapılarda, kirişler ve uygun özellikteki saclar ile bileşik kesit olarak tasarlanan döşemelerin yükseklikleri de az olduğundan saçak kotu sınırlanmış bölgelerde betonarme yapılara göre daha fazla kat elde etme olanağı doğmaktadır [Akbay, 2001].

2.1.3. Hafiflik

Çelik çerçeveli yapılarda kullanılan yapısal çeliğin yüksek dayanımı nedeniyle

öz ağırlığının taşıdığı yararlı yüke oranının küçük olması eleman boyutlarının da küçülerek yapı ağırlığının azalması sonucunu doğurmaktadır.



Şekil 2.2: Safeco Field - Seattle, WA, USA / 1999 Mühendislik Ödülü. Üzeri kapatılabilen 47.000 kişilik beyzbol stadı.

Azalan ağırlığın zincirleme etkisi;

Tüm taşıyıcı eleman boyutlarının küçülmesi ve daha büyük açıklıkların geçilebilmesi ile kullanım alanlarının genişlemesi,

Mimari özgürlüklerin sınırlarının genişleyip alışılmışın dışında taşıyıcı sistemlerin kullanılabilmesi,

Küçülen temel boyutlarına göre kazı miktarının azalması,

Çok kötü zeminlerde bile bina yapılabilmesi,

Taşınacak malzemelerin çeşit ve miktar olarak azalması,

Deprem hesaplarında kullanılan yatay yüklerin yapı ağırlığıyla orantılı olarak azalması ile daha yüksek ve depreme dayanıklı binaların yapılabilmesi ve Yapım süresinin kısalması olarak özetlenebilecek avantajlar ile çelik çerçeveli yapıların önemli oranda ekonomik olmalarını sağlamaktadır [Akbay, 2001].

2.1.4. Çok Katlı Bina Yapımı

Betonarme yapı sistemlerinin uygulandığı çok katlı binalarda; döşeme ve kiriş maliyetlerindeki küçük artışlara karşın, kolon maliyeti yapıdaki kat sayısı ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Yükseklikle artan rüzgar ve ağırlıkla artan deprem gibi yatay yük etkilerine karşı kullanılan betonarme elemanların maliyeti ise hızla artarak genel yapısal maliyet içinde büyük oranlara ulaşmaktadır.

Çok katlı çelik çerçeveli binalarda ise; döşeme ve kirişlerin özel yöntemlerle azaltılan maliyetlerindeki artışlar, betonarme yapılardaki kadar veya daha küçük olmaktadır. Kolonlar ve yatay yük dayanımı için betonarme yapılardaki perde

duvarların yerine kullanılan, çaprazlar ve/veya saclarla oluşturulan perde duvarların çok düşük olan maliyetlerinde, yine kat sayısına bağlı olan artışların hızı da düşük olmaktadır [Akbay, 2001].

Rüzgar ve deprem yüklerinin bir bölümü veya tamamı betonarme çekirdek veya perde duvarları tarafından taşınan, prefabrik beton veya hafif çelik çerçeveli sistemlerle de çok katlı binalar yapılabilmektedir. Ancak, ulaşılacak kat sayısının sınırlı olması, yatay yük taşıyıcı elemanların yerinde üretilmesinin getirdiği zorluklar ve toplam yapım süresinin uzaması nedeniyle bu tür sistemler tercih edilmemektedir [Akbay, 2001].



Şekil 2.3: Terra Picasso Office Tower (41), Madrid.



Şekil 2.4: Grovenor Place (Beton Çekirdekli-44), Sydney, AUS.



Şekil 2.5: Citicorp Center (278.6 m - Tuned Mass Damping System) - New York.

Normal veya sandviç pano, boşluklu döşeme ve yuvalı temel gibi prefabrik betonarme veya ön gerilmeli beton elemanların, çok katlı binaların yapımı için yeterli olmasalar da, çelik çerçeveli binalarda geniş kullanım alanları bulunmaktadır. Betonarme çekirdeğe asılan hafif çelik elemanlar ile daha yüksek binalar da yapılabilmekte ancak, en önemli taşıyıcı olan betonarme çekirdeğin şantiyede yapımı gerektiğinden tercih edilmemektedir.



Şekil 2.6: Tuntex Construction Company (39), Taipei, Tayvan.

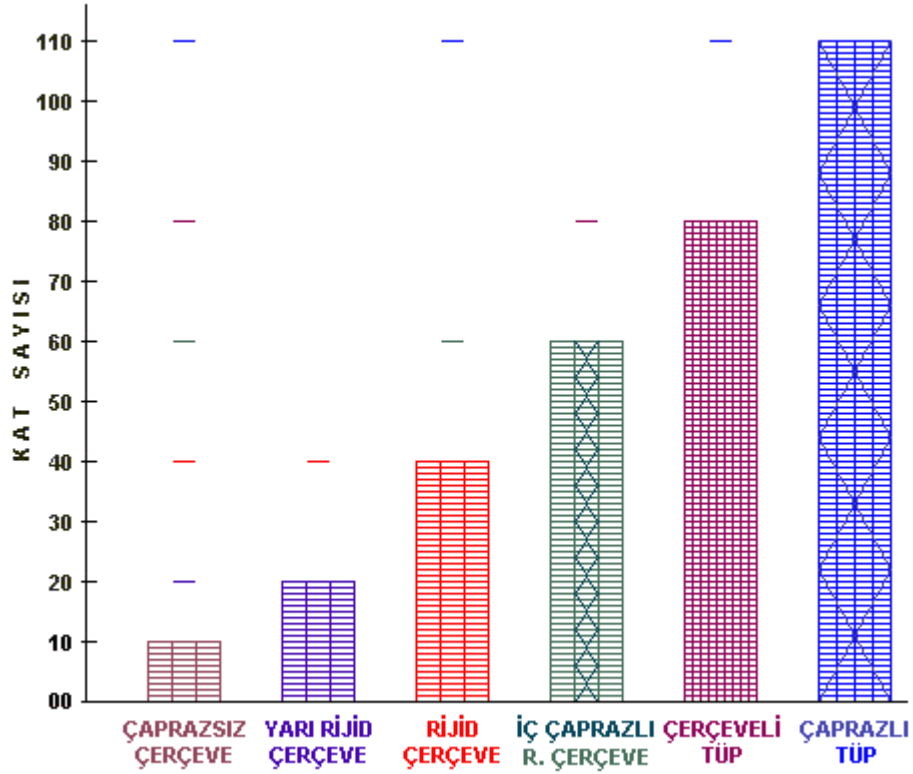


Şekil 2.7: Shinjuku Washington Hotel.



Şekil 2.8: Cheung Kong Office Building (38), Hong Kong.

Taşıyıcı sistemi hadde profillerle oluşturulan yapılarda bükme saclar da; çatı kirişi, aşık, çapraz ve cephe taşıyıcı eleman olarak kullanım alanı bulmaktadır. Yalnız hadde profiller veya bunlar ile oluşturulan yapma kesitler kullanılarak yapılan çok katlı çelik çerçeveli binalarda; kullanım amacına ve malzemelere bağlı olarak değişen çeşitli yapısal sistemler uygulanmaktadır [Akbay, 2001].



Şekil 2.9: Yapısal sistemler.

Taşıyıcı elemanlarının birleşme biçimi ve düzenine göre adlandırılan yapısal sistemlerin her biri belirli mimari kısıtlamalar getirmektedir. Ancak, çoğunlukla kısıtlama olarak görülen simetrik ve/veya modüler tasarım; uygun yapısal sistemlerin de seçilmesi ile deprem bölgelerinde bile ulaşılabilecek kat sayısında pratik sınırlamaları olmayan, sağlam ve ekonomik yapılar elde edilmesini sağlamaktadır [Akbaş, 2001].

2.1.5. Ekonomi

Çelik çerçeve yapılar;

Sıradışı taşıyıcı sistemlere uygun olmaları,

Narin elemanları ile daha geniş kullanım alanı sağlamaları,

Zincirleme etkisi olan hafifliklerinin kazı ve temel boyutlarını küçültmesi,

Kötü zeminlerde bile alınacak çok basit önlemler ile yapılabilmesi,

Çeşit ve ağırlık olarak daha az malzeme taşınmasını sağlamaları,

Çok katlı ve/veya depreme dayanıklılık için pahalı imalat gerektirmemeleri,

Prefabrik olmaları,
Kalıp ve iskele gerektirmemeleri,
Her türlü hava koşullarında yapılabilmesi,
Yapım ve kullanımları sırasında kolaylıkla denetlenebilmeleri,
Vasıfsız işçilerle yapılabilmesi ve
Yapım sürelerinin kısalığı
gibi birçok nedenle betonarme çerçeveli yapılardan daha ekonomiktir.
Ayrıca;
Mimari tasarımlarının modüler olması,
Elemanlarının boy ve ağırlık olarak kolay taşınabilir olması,
Özel işlem gerektiren elemanlardan kaçınılması,
Elemanların ve bulonlu birleşim detaylarının tipleştirilerek sayılarının azaltılması vb.
üretim ve montajı hızlandıracak önlemler ile daha da ekonomik olmaları sağlanarak
her amaç ve yükseklikteki binalar için uygun hale gelmektedir [Akday, 2001].

2.2. Çelik Yapının Dezavantajları

2.2.1. Eleman Azlığı

Çelik çerçeveli binaların mimari projeleri, her aşamasında mühendisle birlikte çalışmayı gerektirdiğinden bazı zorluklar içermektedir. Yetişmiş Eleman Azlığı; çelik çerçeveli sistemlerin ülkemizdeki uygulama alanı, bir bölümünün uygulama projeleri yurtdışından getirilen, endüstri yapıları ile sınırlı kalmıştır. Doğal olarak, bu alanda deneyimli proje bürolarının sayısı da sınırlıdır. Söz konusu bürolarda yetişmiş teknik elemanların endüstri yapılarının tasarımında edindiği deneyim, çok katlı binaların tasarımı için yeterli olmamaktadır.

Projelendirme Süresi; Statik çözümlemesi, betonarme yapılar için olduğundan daha çok bilgisayar ile yapılan çelik çerçeveli yapılarda; eleman boyutlarının belirlenmesinden sonra, birleşim noktalarının hesabı ve ilgili ayrıntı çizimleri zaman almaktadır. Yurtdışında geliştirilmiş birçok bilgisayar programının kullanımı ise; hem eleman azlığı hem de standart ve yönetmeliklerdeki farklılıklar nedeniyle henüz yaygınlaşmamıştır.

Çelik çerçeveli bina yapımında karşılaşılan önemli sorunlardan biri de, betonarme ve çelik inşaatları birlikte yönetebilecek teknik eleman ve yüklenicilerin bulunmamasıdır. Betonarme ve Çelik inşaatların ayrı olarak yapılmasından doğan koordinasyon sorununa ek olarak; ülkemizdeki betonarme inşaat yüklenicilerinin çelik yapılar için gereken milimetrik düzeyde hassas altyapının önemini bilmemeleri, büyük sorunlara neden olmaktadır.

Çoğunlukla tek katlı olan Endüstri binalarının yapımında karşılaşılan sorunlar, çok katlı binalarda, doğal olarak büyümektedir. Ancak, birçoğu ülkemize özgü olan sorunlardan önemli bir bölümünün; ilgili kuruluşlardaki inşaat birimlerinin, Betonarme-Çelik İnşaat veya Temel-Bina Mühendisliği gibi, uzmanlaşmayı sağlayacak biçimde ayrı birimler haline getirilerek çözülebileceği düşünülmektedir.

Çelik yapıların uygulama projelerini yapan mühendislerin üretim ve montaj konularını da bilmeleri zorunludur. Yüklenici kişi veya kuruluşların yapacakları düzenlemelerle; ülkemizde alışılan Projeci-Şantiyeci ayırımından vazgeçerek, projeyi hazırlayan mühendislere uygulamada da görev vermeleri halinde, bu sorunda çözülmüş olacaktır. Çelik yapı projelerinin, hala, mühendislik branşı gereği çelik yapı tasarımıyla ilgili ders almamış, yalnızca mukavemet bilgisi bulunan teknik elemanlarca yapıldığı, çelik yapıların üretim ve montajını yapabilen sınırlı sayıdaki firmanın da ısrarla bu elemanları istihdam ettiği görülmektedir. Ortaya çıkan yapılardan birçoğu yeterince güvenli olmadığı gibi ekonomik olmaktan da çok uzaktır. Aktif deprem bölgesinde bulunan ülkemiz için son derece önemli olan çelik çerçeveli yapıların artmasına da engel olabilecek bu duruma son verilebilmesi için en büyük görev, üniversitelerimiz ile çelik yapılar konusunda bilgi edinerek korkularından kurtulması gereken meslektaşlarımıza düşmektedir [Akbaş, 2001].

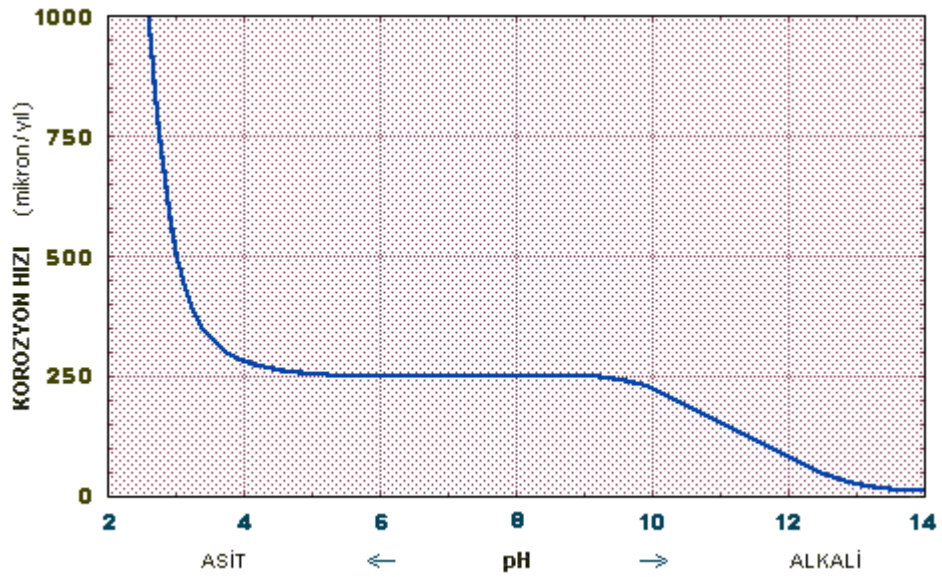
2.2.2. Malzeme

Çelik çerçeveli yapılarda ağırlıklı olarak kullanılmakta olan I ve U gibi hadde profil kesitlerin istenilen boyutlarda üretilmemesi veya gereken miktarlarda bulunmaması ülkemize özgü bir sorun değildir. Ülkemizde üretilen profil çeşitlerinin azlığı nedeniyle daha çok karşılaşılan bu gibi durumlarda en yakın büyük kesitin kullanılması ortalama %15 malzeme kaybına neden olmaktadır. Sıkça karşılaşıldığı gibi, bir üst kesit te bulunmadığında bu kaybın ortalama %35'e yükseldiği

görülmektedir. Söz konusu sorunun çözümü için başvurulan yöntemler ile bulunmayan kesitten çok daha ekonomik kesitler elde edilebilmektedir [Akday, 2001].

2.2.3. Korozyon

Çelik ile ilgili değişmeyen inanışlardan birisi de çeliğin kısa sürede paslanarak taşıyıcı olmaktan çıkacağıdır. Bu yanlış inanış, bilinçli mimarların hayal ettiği çelik yapıların, müşterilerinin kâbusu olması sonucunu doğurmaktadır. Oysa, yalnız su ve kimyasal endüstri tesislerinde olduğu gibi, korozyona neden olan maddeler ile doğrudan temasta olan çelik yapı elemanlarının boya, galvaniz veya katodik kaplama ile korunması gerekir. İşyeri, konut vb. yapılarda iç ve dış duvarlar içinde kalan çelik yapı elemanlarının boyanmasına gerek yoktur [Akday, 2001].



Şekil 2.10: Çevre asitlerinin korozyon hızına etkisi.

Oksitlenme ve asit gibi kimyasal eriyiklerin neden olduğu "Doğrudan Korozyon" ile dış ortamın etkisinde yavaşlığına karşın sürekli oluşan "Elektrokimyasal Korozyon"a karşı, özel çelik kullanımı dışında genel olarak astar ve üst kaplama olmak üzere iki aşamada yapılan kaplama sisteminin etkili ve ekonomik olabilmesi için;

Yapının kullanım amacı ve biçimi, etkili kimyasal maddenin sıvı veya gaz olması, derişikliği, etki süresi ve aralıkları, bulunduğu konum (Yeraltı / Yerüstü) ve ortamın koşulları ile yapıyı etkileyen mekanik yüklerin tür ve büyüklüklerinin bilinmesi gerekmektedir [Akbay, 2001].

Çelik yapı elemanları çoğunlukla dekoratif amaçlı olarak boyanmaktadır. Mimari nedenlerle açıkta bırakılan elemanların yüzeyi fabrikada yapılan kumlama ile düzgün hale getirilmekte, yine fabrikada yapılan ilk kat boyanın taşıma sırasında bozulan bölümleri şantiyede tamir edilmektedir. Montajın tamamlanmasından sonra yapılan, karayolu köprülerindeki gibi zor koşullara göre geliştirilmiş olan çözücülere dayanıklı, son kat boyanın 40 yılı aşan uzun süre içinde yenilenmesine gerek kalmamaktadır. Daldırma ve Elektrolit olmak üzere iki ana yöntem ile yapılan galvaniz kaplama da çelik yapı elemanlarının korozyon etkisinden uzun süreli korunmasını sağlamaktadır. Açıkta kalan çelik yapı elemanlarında tek başına da etkili ve estetik olan galvaniz kaplamanın ayrıca boyanması, son yıllarda yaygınlaşan bir uygulamadır.

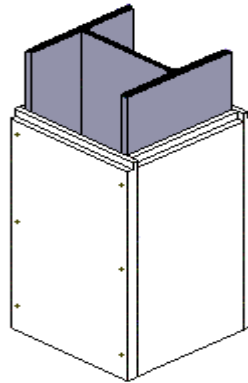
2.2.4. Yangın

Tüm yapı malzemeleri, az veya çok, yangından etkilenmektedir. Çelik ise; yangın sırasında belirli bir (Kritik) sıcaklıkta taşıyıcı özelliğini, çok yüksek sıcaklıklarda ise tüm mekanik özelliklerini yitirmektedir. Bu özelliğine karşın, yangına karşı tüm yapılarda alınması gereken önlemler ile çelik, taşıyıcı sistem malzemesi olarak güvenle kullanılmaktadır. Özellikle gelişmiş ülkelerde yüksek yapıların yaygınlaşmasından sonra çeşitli uzmanlık alanlarına dayanarak gerçek bir mühendislik bilimine dönüşen yangın güvenliği konusuna ülkemizde yeterince önem verilmediği gibi bu konuda yetişmiş eleman sayısı da çok azdır [Akbay, 2001].



Resim 2.11: Çeliğin yangın altında davranışı.

Çelik çerçeveli yapılarda fotoğraflarda görüldüğü gibi yapılan deneylerde; Yapılardaki genel rijidliğin değişmediği, Kompozit döşemeleri taşıyan yalıtılmamış çelik kirişlerin boyuna uzamasının kısıtlı olduğu ve 1100°C'ye kadar çökmeden dayanabildiği, Çok katlı yapılarda kirişlerden daha kritik olan kolonların yalıtılması gerektiği, döşemelerin yangın dayanımına önemli katkısı olduğu, yangında aşırı deforme olmuş döşemelerin tasarım yükünden çok daha büyük yükleri taşıyabildiği, tasarımda yük transferinin dikkate alınabileceği görülmüştür. Betonarme veya çelik herhangi bir yapıda; komşu yapıların konumuna göre yerleşimden başlayarak, yatay ve düşey yangın durdurucu bölmeler yapılması, korunmuş yangın koridorları ve merdivenlerin düzenlenmesi gibi yangına karşı ilk önlemler mimari tasarım aşamasında alınmaktadır. Yangın uyarı sistemleri ile yağmurlama sistemleri gibi önlemlerin ise, elektrik ve su tesisatlarının tasarımında dikkate alınmaları gerekmektedir. Çelik çerçeveli yapı hesaplarının, elemanların kritik sıcaklıklara ulaşarak dayanımlarını kaybetmesini önlemek amacıyla gerektiğinde hazırlanacak yangın senaryolarına göre yapılması gereken yalıtım da göz önüne alınarak, yangın güvenliği bakımından eleman ve sistem ölçeğinde kontrol edilmeleri zorunludur. Çelik yapı elemanlarının yangına karşı yalıtımında; Özel alaşımlı çelik veya içi su doldurulmuş kutu en kesitli eleman kullanımı gibi özel yöntemler dışında, korozyona karşı da etkili olan, dört ana yöntem kullanılmaktadır. Alüminyum-silikat, çimento vb. karışımlı maddeler püskürtülerek kaplanması, Alçı, perlit vb. plakalar veya tuğla vb. dekoratif elemanlar ile kapatılması [Akbay, 2001].



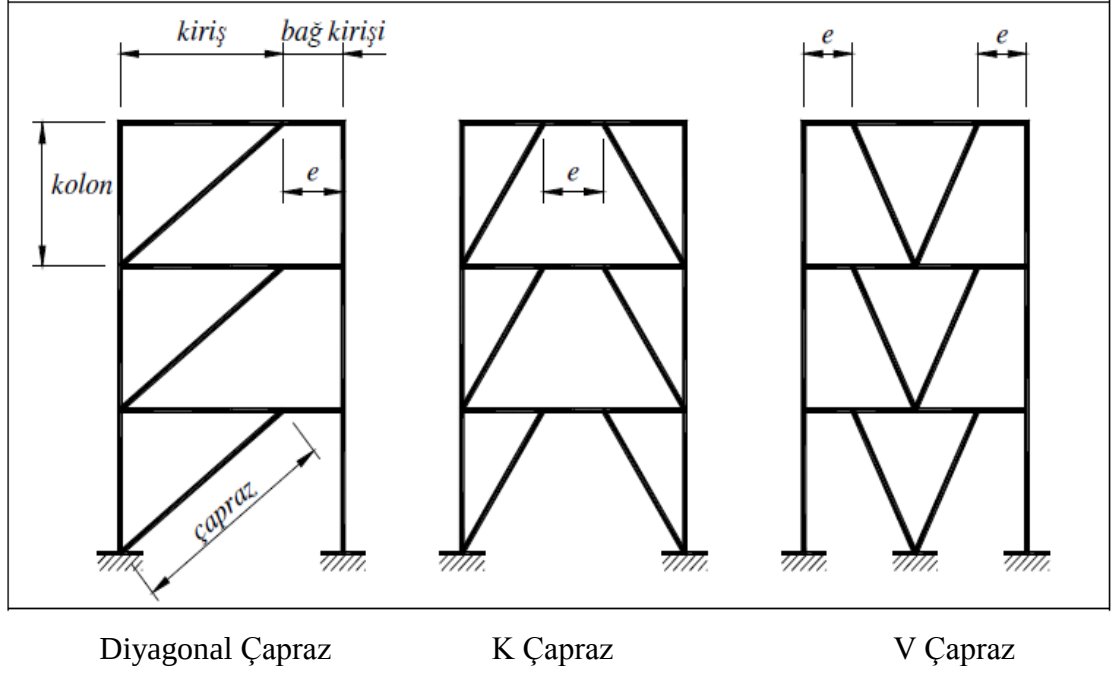
Resim 2.12: Dekoratif elemanlarla kaplanmış çelik kesit.

3.DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER

3.1. Genel

Moment aktaran çelik çerçeveler iyi boyutlandırıldığı ve uygulandığı zaman sünek bir davranış gösterir. Çoğu zaman katlar arası yer değiştirmenin sınırlandırılması boyutlandırılmada kritik şart olarak ortaya çıkar. Merkezi çaprazlı çerçeveler ise, yüksek yanal rijitliğe sahip olmakla beraber, enerji tüketimi çaprazların burkulmasından etkilenir. Dışmerkez çaprazlı çerçeveler, her iki türdeki sakıncayı da gidermek amacıyla kullanılmaktadır. Dışmerkez çaprazlı sistemlerdeki bağ kirişi deprem sırasında yapısal bir sigorta gibi davranarak, enerjinin kararlı biçimde tüketilmesini sağlar. Bunun dışındaki bütün kirişler, kolonlar, çaprazlar ve birleşim elemanlarının deprem etkisinde elastik kalacak şekilde, kapasite kavramına uygun olarak boyutlandırılması gerekmektedir.

Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin yüksek elastik rijitliği ve moment dayanımlı çerçevelerin duktillliği ve stabil enerji sönümleme kapasitesi dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemlerin genel karakteristikleridir. Bir dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemin temel ayırt edici özelliği; her bir çaprazın ucunda en az bağ kirişinin bulunmasıdır. Yaygın olarak kullanılan dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler Şekil 3.1’de gösterilmektedir. Her bir şekilde bağ kirişleri “e” mesafesi ile tanımlanmaktadır ve D-çaprazlı, ayırık K-çaprazlı ve V-çaprazlı dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler olarak adlandırılırlar. Bunlar arasında ters V formu kolonlarda yüksek momentlere neden olmayacak bir formda oldukları için en çok tercih edilendir.



Şekil 3.1: Dışmerkez çerçevelerde sistemleri.

Dışmerkezli çelik çaprazlı sistemler yüksek elastik rijitliğe sahip olmalarının yanı sıra, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Sisteme gelen deprem enerjisi bağlantı kirişinin inelastik davranışı ile tüketilmeye çalışılır. Bağlantı kirişi dışındaki tüm kolonlar, kirişler, çaprazlar ve birleşimler elastik sınırlar içinde kalacak şekilde tasarım yapılmalıdır. Çapraz elemanda oluşacak aksel yük, kirişe aksel gerilme yaratan yatay bileşeni ve kiriş gövdesine kayma gerilmeleri oluşturan düşey bileşeni ile aktarılır.

Berkeley Üniversitesinde yapılan çalışmalar sonucu; bağlantı kirişlerinin gövde takviye levhaları olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip olmadıkları ve yük taşıma kapasitesinin, gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azaldığı ortaya konulmuştur. Bunun için, gövde burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişlerine rijitlik verilmelidir.

3.2. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sistem Tasarım Felsefesi

Dışmerkez çaprazlı çerçeve sistem tasarım felsefesi basit temellere dayanmaktadır. İnelastik hareketler bağ kirişleri ile sınırlandırılır ve bağ kirişinin

birleşim yaptığı çerçeve elemanlarının bağ kirişleri tarafından iletilen maksimum kuvvetlere karşı dayanım sağlaması gibi [Celep ve Kumbasar, 2004].

Kapasite tasarımın bu hedefi; uç kuvvetlerinin bu seçili çerçeve elemanında kalmasını sağlamaktır. Lineer statik hesap kullanılarak tasarım yapmak için bağ kirişlerinin, kuvvetler elastik davranış için yapılan analizden elde edilen hesaptakinden daha küçük olacak şekilde, ayarlanması gerekmektedir. Sismik çerçeve sistemdeki diğer elemanlar tam akma ve gerilme pekleşmesini gerçekleştirmiş bağ kirişlerindeki kuvvetler kullanılarak tasarlanırlar. İn elastik hareketler bu bağ kirişi kısmında sınırlandırılır. Bağ kirişleri çerçevelerin sigorta elemanlarıdır ve yönetmelikte belirtilen deprem kuvvetlerine göre tasarlanırlar. Bağ kirişleri çerçevenin en zayıf elemanıdır. Diğer bütün çerçeve elemanları (çaprazlar, kolonlar, bağ kirişi dışındaki kiriş parçaları, birleşimler) bağ kirişlerinden daha güçlü olacak şekilde tasarlanırlar. Yani, diğer çerçeve elemanları ve birleşimler yönetmelikte belirtilen deprem kuvvetlerine göre tasarlanmazlar, tamamıyla akmış ve pekleşmiş bağ kirişlerinde oluşan maksimum kuvvetlere göre tasarlanırlar. Bağ kirişleri çevrimsel yükler altında yüksek süneklik sağlayacak şekilde tasarlanırlar (uygun bağ kirişi uzunluğu, rijitlik levhaları, yanal destek). Çerçeve kesme kuvveti ve bağ kirişi kesme kuvveti arasındaki basit ilişki dışmerkez çaprazlı çerçeve sistem konfigürasyonları için geliştirilebilir. Bu ilişkiler yalnızca çerçeve geometrisine bağlı ve bağ kirişinin elastik ve inelastik davranışından bağımsızdır.

Ayrık K-çaprazlı dışmerkez çaprazlı çerçeve sistem için bağ kirişinin merkezindeki momentin sıfıra eşit olduğu varsayılır ve bağ kirişi kesme kuvveti (V_L) aşağıdaki gibi hesaplanabilir [Michel Bruneau et al.,1998].

$$V_L = \frac{ph}{\left(L - \frac{e}{2}\right)} \quad (3.1)$$

Burada P yanal yük, h hat yüksekliği, e bağ kirişi boyu ve L ise çaprazlı kiriş boyudur. Benzer şekilde D-çaprazlı çerçeve sistemde V_L yukarıdaki gibi hesaplanır [Michel Bruneau et al., 1998].

3.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sistemlerin Kinematığı

Kat plastik ötelenmesi (Δ_p) ve bağ kirişi plastik dönmesi (γ_p) arasındaki ilişki basitbir şekilde türetilebilir. Şekil 3.1'deki üç çerçeve için kat plastik ötelenmesi ve bağ kirişi plastik dönmesi arasındaki ilişki Şekil 3.2'de gösterilmektedir [AISC, 1995].

Tanımlamada bağ kirişi dışında kalan çerçeve kısımlarındaki elastik deformasyon plastik deformasyonlara kıyasla küçüktür. Bağ kirişi dışında kalan çerçeve kısımlarının rijit olduğu varsayılabilir. Şekil 3.1.a) ve Şekil 3.2.b)'deki D-çaprazlı çerçeveler için kat plastik ötelenmesi bağ kirişi plastik dönmesi ile aşağıdaki gibi bir ilişkiye sahiptir.

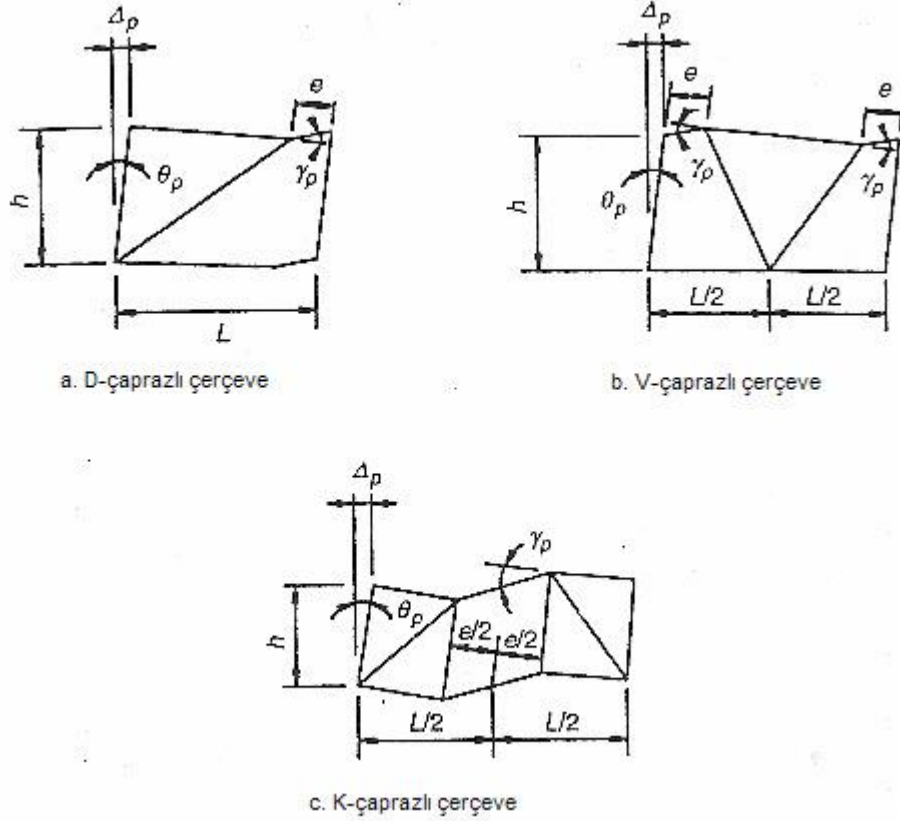
$$\Delta_p = \frac{\gamma_p eh}{L} \quad (3.2)$$

Şekil 3.1.b) ve Şekil 3.2.c)'deki ayırık K-çaprazlı çerçeveler için, kat plastik ötelenmesi ile bağ kirişi plastik dönmesi arasındaki ilişki:

$$\Delta_p = \frac{\gamma_p eh}{L} \quad (3.3)$$

Şekil 3.1.c) ve Şekil 3.2.b)'deki V-çaprazlı çerçeveler için ise bu ilişki:

$$\Delta_p = \frac{2\gamma_p eh}{L} \quad (3.4)$$



Şekil 3.2: Dışmerkez çerçevelerde bağ kirişi-plastik dönme ilişkisi.

Bağ kirişi plastik dönme kapasiteleri çevrimsel yükleme deneyi sonuçlarına göre belirlenmiştir. Kesmeden dolayı akan kısa bağ kirişlerinin plastik dönme kapasiteleri eğilmeden dolayı akan daha uzun bağ kirişlerine göre açık bir şekilde daha yüksektir. Yönetmelik sınır değerleri deneylerde elde edilen plastik dönme kapasitelerinin altındadır, yani yönetmelikteki değerler biraz muhafazakardır. Örneğin, iyi detaylandırılmış kısa bir kesme bağ kirişi rahatlıkla $\gamma_p = \pm 0.10$ rad veya daha yüksek plastik dönme açısına erişebilirken yönetmelikteki sınır değer $\gamma_p = \pm 0.08$ rad'dır (TDY, 2007'de $\gamma_p = \pm 0.10$ olarak önerilmiştir).

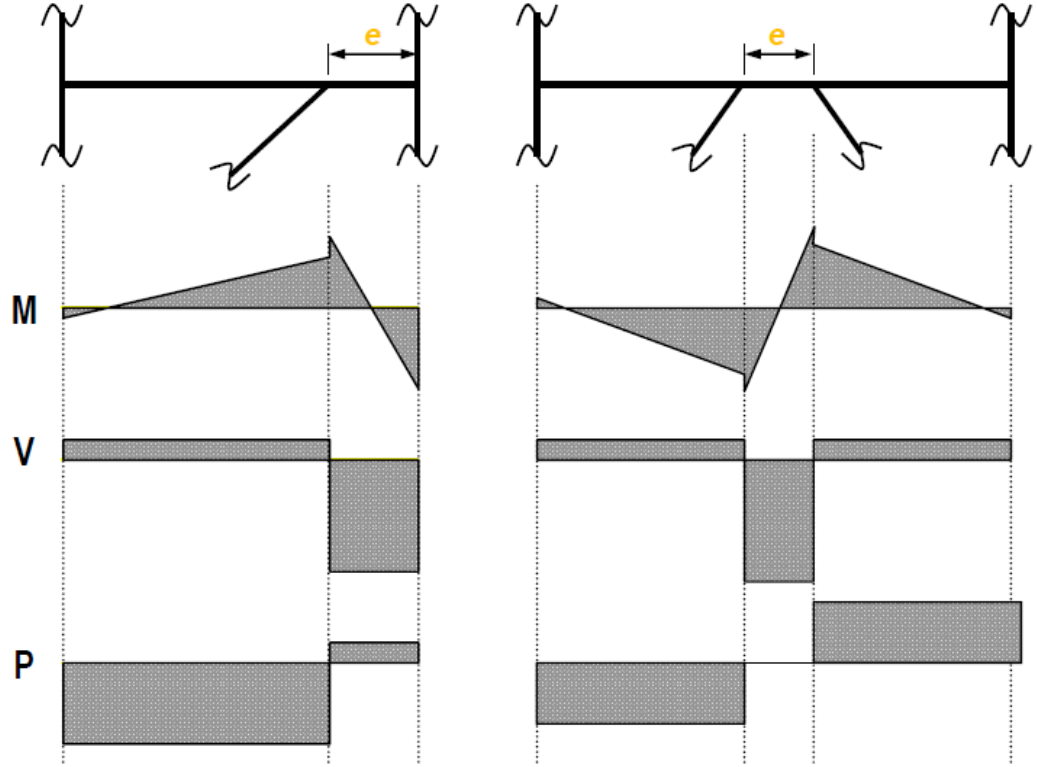
3.4. Bağ Kirişin Davranışı ve Boyu

Bağ kirişi uzunluğu "e" doğrusal olmayan davranışı kontrol eden anahtar parametredir, yani bağ kirişinin akmasının kesme kuvvetinden mi eğilme momentinden mi yoksa hem kesme kuvveti hem de eğilme momentinden dolayı olacağını "e" belirler. Bağ kirişi kısaysa inelastik davranış kesme kuvvetinden dolayı oluşur, bağ kirişi uzunsa inelastik davranış eğilmeden dolayı oluşur. Kısa bağ

kirişlerinin kullanımındaki mimari gayeler merkezi çaprazlı çerçeve sistemlerdekine benzerdir. Uzun bağ kirişleri kapılar, pencereler ve mekanik donanımlar için çerçevede önemli açıklıklar sağladığından mimari ve planlama avantajlarına sahiptir. Kesmeden dolayı akma; bağ kirişi boyunca gövdede oluşur daha yüksek süneklik sağlar, kesme kuvveti bağ kirişi genişliği boyunca sabittir ve kayma gerilmesi inelastik bölgede kesit yüksekliği boyunca relatif olarak üniiformdur. Eğilmeden dolayı akma uçlarda oluşur daha az süneklik sağlar. Bağ kirişindeki yüksek moment gradyeni sebebiyle eğilmeden dolayı akma sadece bağ kirişinin uçlarında oluşur.

Bir dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemdeki bağ kirişi deprem esnasında daha fazla enerji sönümlemesi gerçekleştirmek için sünek sigorta eleman olarak tasarlanır. Çünkü bağ kirişleri dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemi, gelişebilecek aşırı yüklemelerden korumak için tasarlanır. Bir dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemin tasarımındaki ana etken bağ kirişlerinin plastik davranışdır. Bağ kirişi plastik davranışını etkileyen kritik faktör boyudur. Bağ kirişi boyu akma mekanizmasını ve kırılma modunu kontrol eder. Kısa bağ kirişlerinde, bağ kirişi davranışında kesme etkisi baskındır. Şekil 3.3’de yanal yük altında çaprazlar, kirişler ve bağ kirişlerindeki eksenel kuvvet P , eğilme momenti M ve kesme kuvveti V diyagramları gösterilmektedir. Şekil3.3’teki bağ kirişleri büyük kesme kuvvetlerine, büyük uç momentlerine ve küçük eksenel kuvvetlere maruz kalırlar [Engelhardt et al., 1989].

Çok kısa bağ kirişleri için, uç momentler plastik moment kapasitesi $M_p (Z \times F_a)$ ‘ye ulaşmadan önce bağ kirişi kesme kuvveti plastik kesme kapasitesi $V_p (0.55 \times d \times t_w \times F_a)$ ‘ye ulaşır ve kesmede bağ kirişi akar. Kesme bağ kirişi veya kesme mafsalı oluşur. Uzun bağ kirişleri için, uç momentler M_p ’ye ulaşır, kesme akması meydana gelmeden önce eğilme mafsalı oluşur. Bu bağ kirişleri eğilme bağ kirişleri diye adlandırılır. Malzemenin gerilme pekleşmesi bağ kirişi davranışını etkileyebilir. Bağ kirişi boyu " e " için aşağıdaki denklemler kullanılabilir.



Şekil 3.3: Dışmerkezi çerçevelerin kuvvet dağılımları.

Kesme (kısa) bağ kirişleri:

$$e \leq \left[1,6 \frac{M_p}{V_p} \right] \quad (3.5)$$

Orta uzunluklu bağ kirişleri:

$$\left[1,6 \frac{M_p}{V_p} \right] < e < \left[2,5 \frac{M_p}{V_p} \right] \quad (3.6)$$

Moment (uzun) bağ kirişleri:

$$e \geq \left[2,5 \frac{M_p}{V_p} \right] \quad (3.7)$$

Kısa ve uzun bağ kirişlerinin kırılma davranışı tamamen farklıdır. Kesmedeki plastik gövde burkulması kısa bağ kirişleri için kırılma modudur. Bu burkulma modu gövde rijitlestirici ilavesi ile geciktirilebilir. Kasai ve Popov tarafından geliştirilen bu basit kurallar aşağıdaki gibi geliştirilmiştir.

$$\alpha = 29t_w - \frac{d}{5} \quad \gamma_p = \pm 0,09 \text{ radyan için} \quad (3.8a)$$

$$\alpha = 38t_w - \frac{d}{5} \quad \gamma_p = \pm 0,06 \text{ radyan için} \quad (3.8b)$$

$$\alpha = 56t_w - \frac{d}{5} \quad \gamma_p = \pm 0,03 \text{ radyan için} \quad (3.8c)$$

Engelhardt ve Popov'un yapmış oldukları deneyler uzun bağ kirişlerinin dönme kapasitelerinin fark edilebilir bir derecede kısa bağ kirişlerinininkinden küçük olduğunu kanıtlamaktadır.

3.5. Bağ Kiriş Hesapları

3.5.1 Akma Dayanımı

Basit plastik teoriye dayanır. Kesme-eğilme etkileşimini ihmal eder, deney sonuçları bağ kirişinin akma limit durumunda, bağ kirişinin plastik mukavemetinin belirlenmesinde, ihmal edilebilir kesme-eğilme etkileşimi olduğunu göstermiştir. Bağ kirişini sahip olması gereken dayanıma göre boyutlandırırken, tüm hesaplamalar, bağ kirişi dayanımının eğilmeden dolayı veya kesmeden dolayı akma tarafından kontrol edilip edilmemesine bakmaksızın, kesme kuvvetine göre yapılır. Bağ kirişinin mukavemeti eğilmeden dolayı akma tarafından kontrol ediliyorsa aşağıdaki bağ kirişin kesme akma dayanımı Denklem (3.9) ve Denklem (3.10) denklemleri otomatik olarak eğilmeyi kontrol etmeyi içerir. Bağ kirişinin kesme akma dayanımı:

$$e \leq \left[2 \frac{M_p}{V_p} \right] \text{ için} \quad V_a = V_p \quad (3.9)$$

$$e \geq \left[2 \frac{M_p}{V_p} \right] \text{ için} \quad V_a = \left[2 \frac{M_p}{e} \right] \quad (3.10)$$

Denklem (3.9) ve Denklem (3.10)' da kesme dayanımları tam plastiklik varsayımı temel alınır. Moment-kesme kuvveti ilişkisi ve bağ kirişlerindeki küçük eksensel kuvvetler ihmal edilebilir. Eğer bağ kirişindeki eksensel kuvvet küçük değilse, kesme akma dayanımı Denklem (3.9) ve Denklem (3.10) denklemleri kullanılarak azaltılmalıdır. Bağ kirişindeki eksenel kuvvet büyükse, bağ kirişinin dönme kapasitesindeki bir kayıp ortaya çıkar [Kasai et al., 1989].

Kolonlarla bağlantı yapan bağ kirişlerinden oluşan dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler için lineer analizle çözme genellikle bağ kirişinin ucundaki kolonda kolonun büyük eğilme rijitliği yüzünden büyük eğilme momenti gösterecektir. Bu durumda bağ kirişi bu büyük momentler için boyutlandırılmamalıdır. Kasai ve Popov'un yaptığı çalışmalar gösteriyor ki; bağ kirişinin bir ucunda oluşacak erken eğilme akması bağ kirişinin hem kesme dayanımı hem de dönme kapasitesi üzerinde etkiye sahiptir. Bu durumda kolondaki büyük elastik moment bağ kirişinin diğer ucuna paylaştırılır ve bağ kirişinin akması kesme kuvveti Denklem (3.9) ve Denklem (3.10) ile verilen değerlere varana kadar oluşmaz.

3.5.2 Kopma Dayanımı

$e=2M/V$ bağ kirişinde kesmeden ve eğilmeden dolayı akma arasındaki teorik sınırdır ve bağ kirişi nominal kesme $2M_p/V_p$, dayanımını (ilk önemli akmada bağ kirişindeki kesme kuvveti) hesaplamada bir temel değer olarak kullanılır. Fakat, bağ kirişi nominal dayanımına eriştiğinde, bağ kirişi kesme kuvveti artmaya devam edecektir pekleşmeden dolayı. Kesmeden dolayı akan bir bağ kirişinde bağ kirişindeki kesme kuvveti (ve bağ kirişi uç momentleri) artmaya devam ettikçe eğilmeden dolayı da akma oluşabilir. Benzer şekilde, eğilmeden dolayı akan bir bağ kirişinde bağ kirişindeki uç momentleri (ve bağ kirişi kesme kuvveti) artmaya devam ettikçe kesmeden dolayı da akma oluşabilir. Yani, ilk önemli akma açısından

bakıldığında kesmeden ve eğilmeden dolayı akma arasındaki ayırıcı bir çizgiyi temsil eder, fakat ilk akma başladıktan sonra belli bir bağ kirişi uzunluğu aralığında kesmeden ve eğilmeden dolayı akma birlikte oluşacaktır.

Çaprazlar, kolonlar ve bağ kirişi haricindeki kiriş kısımları deprem esnasında zaten elastik kalma eğilimindedirler. Bu da kapasite tasarım prosedürlerinin temel prensiplerinden biridir. Aşağıda verilen maddeler yüzünden bir bağ kirişinin maksimum dayanımı Denklem (3.9) ve Denklem (3.10)'da verilen dayanımı aşacaktır:

- Malzeme gerilme pekleşmesi.
- Gerçek malzeme dayanımının tasarım değerlerini aşması.
- Kompozit döşeme sistemlerinin varlığı.

İlk iki maddenin kombinasyonu yukarıda verilen tasarım değerlerinin iki katından daha büyük bir bağ kirişi dayanımı üretebilir. Kompozit döşeme sistemleri ise maksimum bağ kirişi dayanımını %50 oranında artırır [Whittaker et al., 1987].

3.5.3 Bağ Kirişi Deformasyon Kapasitesi

Dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemler üzerinde yapılan ilk çalışmalarda kısa bağ kirişlerinin davranışı önem taşımaktaydı. Bu çalışmalar iyi berkitilmiş bir kesme bağ kirişinin $\pm 0,10$ radyan çevrimsel plastik dönme ve $+0,20$ radyan monotonik plastik dönme yapabileceğini, uzun bağ kirişlerinin ise; $\pm 0,015$ ile $\pm 0,09$ radyan arasında bir çevrimsel plastik dönme ve $+0,03$ ile $+0,12$ arasında bir monotonik plastik dönme yapabileceğini göstermiştir. Bağ kirişi dönmesinin şartnamelerdeki limit değeri; $1,6\text{Mp}/V_p$ ve altı için $0,09$ radyan, $2,6\text{Mp}/V_p$ ve üstü için $0,03$ radyandır [Engelhardt et al., 1989].

3.6. Bağ Kirişi Detayları

3.6.1. Bağ Kirişi Rijitleştiricilerinin Aralığı

Yalın çelik bağ kirişlerinin gövde rijitleştiricileri ile desteklenmeleri gövdede oluşabilecek kesme burkulmalarını geciktirir ve bağ kirişi dönme kapasitesini artırır.

Kısa bağ kirişlerinde oluşan bu tür burkulmalar bağ kirişini kırılması olarak düşünülebilir. Çünkü burkulmadan hemen sonra gövdede yırtılmalar meydana gelir Kasai ve Popov'un bağ kirişi dönmesinin bir fonksiyonu olarak rijitleştirici aralıkları için geliştirdiği kriterler kesmede bağ kirişlerinin akmasını geciktirmektedir [Kasai et al., 1989].

Yapılan incelemeler sonucu kısa bağ kirişlerinin gövdesinde kesme burkulması, uzun bağ kirişleri ise eğilme burkulması (başlık burkulması) meydana geldiği gözlenmiştir. Engelhardt ve Popov'un tavsiyeleri baslık burkulmasının enine gövde rijitleştiricilerinin kullanılmasıyla başarılı bir şekilde geciktirilemeyeceği yönündedir. Ancak rijitleştirilmiş bir bağ kirişindeki baslık burkulması bağ kirişi dayanımı artan plastik mafsallı dönmeleri ile hızlı bir şekilde düşmesine rağmen büyük bir olasılıkla kesme gövde burkulmasındaki kadar ciddi bir olay değildir. AISC LRFD şartnamesi Dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemlerde rijitleştirilmiş bağ kirişleri için aşağıdaki kuralları zorunlu tutmuştur.

Bağ kirişinin uçlarındaki diyagonal çaprazlarda bağ kirişi gövdesinin her iki tarafında da gövde rijitleştiricileri bulunmalıdır. $1,6M_p/V_p$ 'ye eşit veya daha kısa bağ kirişlerinde $0,09$ radyan dönme açısına sahip bir bağ kirişi için $30t_w - 0,2d$ ve $0,03$ radyan veya daha küçük dönme açısına sahip bağ kirişleri için $52t_w - 0,2d$ 'yi aşmayacak şekilde ara gövde rijitleştiriciler bulundurulmalıdır. $1,6M_p/V_p$ 'den daha uzun ve $5M_p/V_p$ 'den daha kısa olan bağ kirişlerinde bağ kirişinin her bir ucundan $1,5b_f$ kadar mesafede ara gövde rijitleştiricileri bulundurulmalıdır. $1,6M_p/V_p$ ve $2,6M_p/V_p$ arasında uzunluğa sahip bağ kirişlerinde ikinci ve üçüncü kuralların gerektirdiğinden daha fazla ara gövde rijitleştirici kullanılmalıdır. $5M_p/V_p$ 'den daha uzun bağ kirişlerinde ara gövde rijitleştiriciler gerekmez. Bağ kirişleri moment dayanımlı çerçevelerdeki kirişler için söylenen kompakt kesit kriterine uygun olmalıdır. Bağ kirişi için kullanılan çeliğin karakteristik akma gerilmesi sünek davranış elde etmek zorundadır.

3.6.2. Bağ Kirişi Ara Rijitleştiricileri Detayları

Ara rijitleştiriciler tam derinlikli olmayı ve bağ kirişi uzunluğu boyunca eşit aralıklarda yerleştirilmeyi gerektirmektedir. 635 mm'den derin veya daha büyük bağ kirişleri için, rijitleştiriciler gövdenin her iki tarafında da bulundurulmalıdır.

635mm'den daha küçük bağ kirişlerinde ise yalnızca tek tarafta bulundurulması yeterlidir. Rijitleştiriciler bağ kirişi gövdesine köse kaynakla birleştirilmelidir. Bu köşe kaynaklar rijitleştiricinin düşey çekme dayanımına eşit veya daha büyük bir dayanıma sahip olmalıdır. Rijitleştiricilerin bağ kirişi başlığına olan köse kaynaklı bağlantıları rijitleştiricinin çekme dayanımını %25'ine eşit bir kuvvete göre tasarlanmalıdır [Michel Bruneau at al., 1998].

3.6.3. Bağ Kirişi-Kolon Bağlantı Elemanları

AISC, LRFD şartnamesinde bağ kirişi-kolon birleşimleri için özel gereksinimlere ihtiyaç duyulmaktadır. Şartnamenin tavsiyeleri; bağ kirişi-kolon birleşiminin bağ kirişinin gerekli plastik dönmesini geliştirebileceği kanıtlanmadıkça kısa bağ kirişleri direk olarak kolona bağlanmamalıdır [AISC, 1995].

Bağ kirişi-kolon gövde birleşimleri tavsiye edilmez. Böyle bir birleşim için maksimum bağ kirişi dönme açısı herhangi bir bağ kirişi boyu için 0,015 radyanla sınırlı olmalıdır. Bu tam kaynaklı bağlantılarda bağ kirişi flansları süreklilik levhaları ile kolona tam penetrasyonlu olarak kaynaklanmalıdır ve bağ kirişi gövdesi-kolon gövdesi birleşimi kaynağı bağ kirişi gövdesinin eksenel, kesme ve eğilme dayanımını geliştirebilmelidir [AISC, 1995].

3.7 Kiriş ve Çapraz Elemanlarının Tasarımı

Dışmerkez çaprazlı çerçevede bağ kirişindeki kesme kuvveti Çapraz ve kirişlerde eksenel kuvvetler ve momentler oluşturacaktır. Tasarım felsefesine göre, çapraz ve kirişlerin bağ kirişi tarafından geliştirilen maksimum kuvvetler için elastik kalacak şekilde tasarlanmalıdır.

AISC, LRFD şartnamesi bağ kirişi haricindeki kirişlerin bağ kirişinin teorik kesme dayanımının 1,25 katı ile üretilen kuvvetlere dayanması için minimum moment, eksenel ve kesme dayanımının yeterli olmasını gerektirmektedir. Aynı kurallar dışmerkez çaprazlar için de geçerlidir [AISC, 1995].

LRFD şartnamesine göre bağ kirişi dışındaki kiriş kısmı ve dışmerkez çaprazın tasarım dayanımı bağ kirişinin teorik dayanımının 1,25 katı ile üretilen kuvvetleri aşar; böyle bir tasarımda Φ faktörleri, teorik dayanım tasarım dayanımına

indirgenerek kullanılmalıdır. Çapraz ve kiriş kısımdaki eksenel kuvvet için, Φ genellikle 0,85'e eşittir ve yedek dayanım faktörü yaklaşık olarak 1,5'e eşittir ($\approx 1,25/0,85=1,47$) (LRFD). Momentler için yedek dayanım faktörü yaklaşık olarak 1,4'e eşittir.

Bağ kirişi maksimum dayanımına vardığında:

- $e \leq 2M_p / V_p$ için: bağ kirişi kesme kuvveti = $1,25V_p$
- Bağ kirişi uç momenti = $e(1,25M_p) / 2$
- $e \leq \left[2 \frac{M_p}{V_p} \right]$ için bağ kirişi kesme kuvveti = $2(1,25M_p) / e$
- Bağ kirişi uç momenti = $1,25V_p$

Bağ kirişleri kolonlara $1,3M_p/V_p$ 'den daha kısa mesafede bağlandığında, Kasai ve Popov'a göre; bağ kirişi uç momentleri bağ kirişi maksimum dayanımına ulaştığında eşit olmayabilir [LRFD, 1999].

Kesme kuvveti ve uç momenti için aşağıdaki bağıntılar kullanılabilir:

- $e \leq 1,3M_p/V_p$ için: bağ kirişi kesme kuvveti = $1,25V_p$
- kolondaki bağ kirişi uç momenti = $0,8M_p$
- çaprazdaki bağ kirişi uç momenti = $e(1,25M_p) - 0,8M_p$

3.8 Bağ Kirişi-Çapraz Birleşimlerinin Tasarımı

Dışmerkez çapraz ile bağ kirişi arasındaki birleşim çaprazın teorik dayanımına göre tasarlanmalıdır. Birleşim bağ kirişi içine doğru uzatılmamalıdır. Eğer çapraz bağ kirişi birleşimi bir mafsal olarak tasarlanacaksa, bağ kirişi dışında kalan kiriş kısmı bağ kirişi uç momentine dayanmalıdır ve birleşim maksimum kuvveti bağ kirişi ve diğer kiriş kısmına transfer edebilecek şekilde detaylandırılır. Eğer dışmerkez çapraz bağ kirişi uç momentinin bir kısmına dayanım sağlamak için tasarlanırsa, birleşim tam mesnetli olarak tasarlanır.

3.9 Kolonların Tasarımı

Kolonlarda plastik davranıştan genellikle kaçınılmalıdır. Çünkü kolonda bu tarz bir davranış yerçekimi yüklerine dayanımlı sistemin stabilitesini bozabilir. LRFD şartnamesine göre çaprazların birleştiği bağ kirişinin teorik dayanımının 1,25 katı ile üretilen yerçekimi-yük hareketleri, momentler ve eksenel yüklere dayanmalıdır. Dış Merkez Çaprazlı Çerçevelerde gerekli kolon dayanımı tamamıyla akmış ve pekleşmiş bağ kirişlerinde oluşan maksimum kuvvetlere göre hesaplanır. Bağ kirişi uç momentleri Vult'a bağlı olarak hesaplanabilir. Pekleşme etkisini gösteren katsayı 1.25 almak daha gerçekçi olabilir. 1.25 yerine 1.1 almak kolonun boyutunu bir miktar da olsa küçültür. Fakat, aynı zamanda Dış Merkez Çaprazlı Çerçevelerde aynı anda bütün bağ kirişlerinin kapasitelerine ulaşmaları da çok mümkün değildir. Bu sebeple, 1.25 yerine 1.1 kullanılması bu olması zor gözükten durumu da telafi ediyormuş gibi düşünülebilir.

3.10. Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Tasarımı

Rijit kiriş-kolon birleşimleri süneklik düzeyi normal kiriş moment çerçeveleri için gereken şartları sağlamalıdır.

- Mafsallı birleşim kullanılırsa, $R=7$ (ASCE-7)
- Rijit Birleşim kullanılırsa, $R=8$ (ASCE-7)

Eğer dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonunda bağ kirişi kolonla birleşmiyorsa (ayrık K-çaprazlı vb.), bağ kirişi dışındaki kiriş-kolon birleşimleri kiriş gövdesinin planında bir mafsal olarak tasarlanabilir. Sonuç olarak kirişte burulmaya karşı bazı sınırlandırmalar sağlar. Başlığın teorik eksenel çekme dayanımının 1,5 katına eşit kuvvetlerle hesaplanmasını gerektirmektedir [LRFD, 1999].

3.11.Korunmuş Bölge

Dışmerkez çaprazlı çerçevede bağ kirişleri korunmuş bölgelerdir, ve Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde aşağıdaki şartları sağlayacaklardır:

- Kesme çivisi kullanılmaz.
- Kiriş başlığına nüfuz edecek şekilde döşemede hiçbir eklemeye izin verilmez (vidalar vb.).
- Dış yüzeyler için havalandırma tesisatı için boru için, için, geçirmek için vb hiçbir şekilde kaynaklı, bulonlu veya noktasal ekler yapılamaz.

Bağ kirişlerinde kaynaklamaya sadece rijitlik levhaları için izin verilir.

4. DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER İÇİN TDY, 2007 TASARIM KURALLARI

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan sekil değıştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik sekil değıştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişı dışındaki diğerk kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar. Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin boyutlandırılmasında uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir.

4.1. Enkesit Koşulları

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri, diğerk kirişleri, kolon ve çaprazlarında baslık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarında Tablo 4.1'deki koşullara uyulacaktır. Bağ kirişlerine ilişkin ek koşullar, b maddesinde verilmiştir.Çaprazların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $0.4 \times \sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.

Tablo 4.1: Enkesit koşulları.

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$	$0.5 \sqrt{E_s / \sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t w	$3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a}$	$5 \sqrt{E_s / \sigma_a}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t w	$0.3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$	$0.5 \sqrt{E_s / \sigma_a}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t w	$ N_d / \sigma_a A \leq 0.1$ için $1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d / \sigma_a A \leq 0.1$ için $5 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
		$ N_d / \sigma_a A > 0.1$ için $1.33 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d / \sigma_a A > 0.1$ için $2.08 \sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_a}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t ve h/t w	$0.7 \sqrt{E_s / \sigma_a}$	$1.2 \sqrt{E_s / \sigma_a}$
Tanımlar b : I , U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği h : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu D : dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap t : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık tw : I , U , T, L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı			

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

4.2. Bağ Kirişleri

- Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, her çapraz elemanın en az bir ucunda bağ kirişi bulunacaktır.
- Bağ kirişinin boyu, a maddesindeki özel durumun dışında, aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$1.0M_p / V_p \leq e \leq 5.0M_p / V_p \quad (4.1)$$

Bu bağıntıdaki M_p eğilme momenti ve V_p kesme kuvveti kapasiteleri aşağıda belirtilen denklemlerle belirlenecektir.

Eğilme momenti kapasitesi:

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (4.2a)$$

Kesme kuvveti kapasitesi:

$$V_p = 0.6\sigma_a A_k \quad (4.2b)$$

Eksenel basınç kapasitesi:

$$N_{bp} = 1.7\sigma_{bem}A \quad (4.2c)$$

Eksenel Çekme kapasitesi:

$$N_{cp} = \sigma_a A_{net} \quad (4.2d)$$

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

Birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri:

Tam penetrasyonlu kaynak : σ_a

Kısmi penetrasyonlu küt kaynak

veya köse kaynağı : $1.7 \sigma_{em}$

Bulonlu birleşimler : $1.7 \sigma_{em}$

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

$$V_d \leq V_p \quad (4.3)$$

$$V_d \leq 2M_p / e \quad (4.4)$$

Bağ kirişi tasarım eksenel kuvvetinin:

$$N_d / \sigma_a A > 0.15 \quad (4.5)$$

Olması halinde, Denklem (4.3) ve Denklem (4.4)’te M_p ve V_p yerine:

$$M_{pn} = 1.18M_p \left[1 - \frac{N_d}{\sigma_a A} \right] \quad (4.6)$$

$$V_{pn} = V_p \sqrt{1 - (N_d / \sigma_a A)^2} \quad (4.7)$$

değerleri kullanılacaktır.

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

4.3. Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetleşmesi

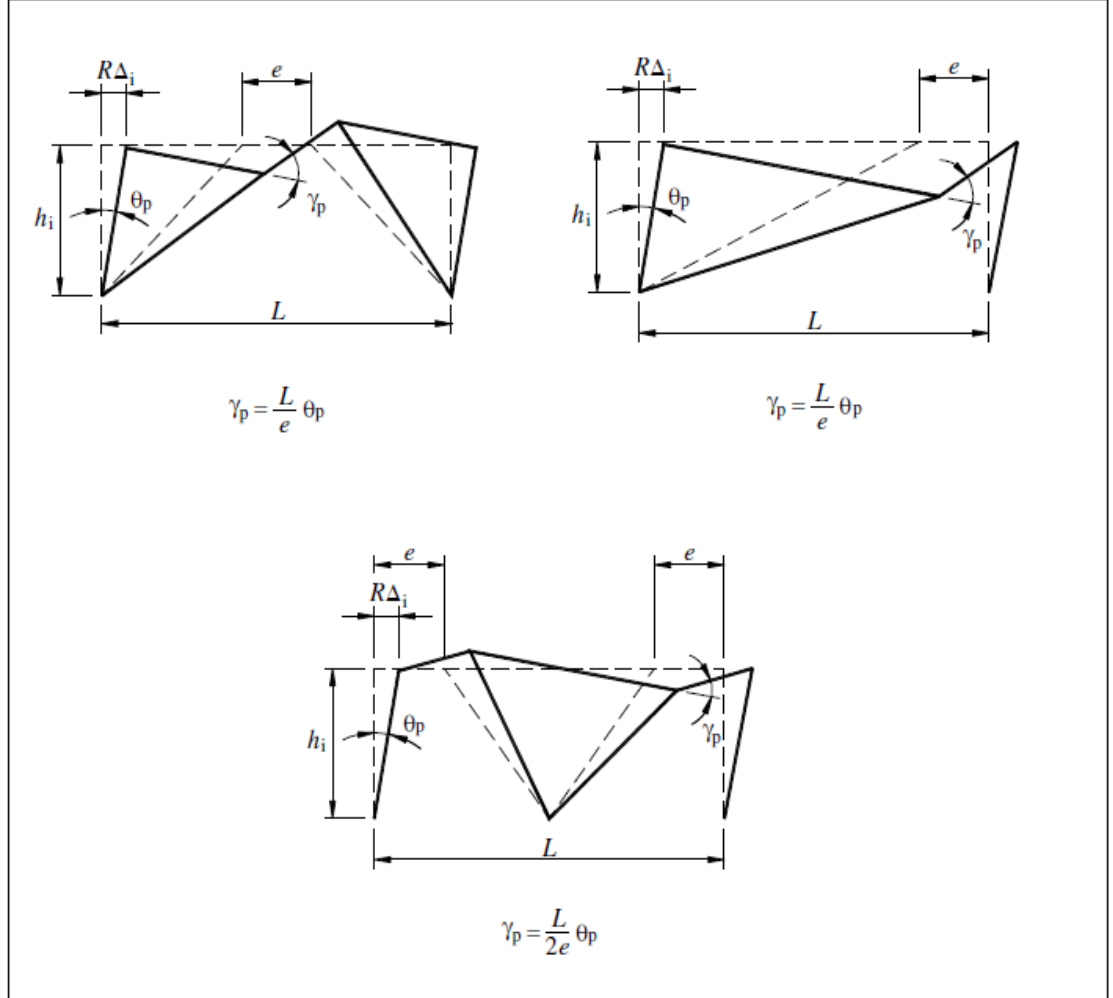
- Bağ kirişinin üst ve alt başlıkları kirisin iki ucunda, kolon kenarında düzenlenen bağ kirişlerinde ise kirisin bir ucunda, yanal doğrultuda mesnetleşecektir. Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının eksensel çekme kapasitesinin 0.06'sından daha az olmayacaktır.
- Ayrıca, bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümü de, bölümü de, $0.45 / b_{bf} \sqrt{E_s / \sigma_a}$ aralıklarla yanal doğrultuda mesnetleşecektir. Bu mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının eksensel çekme kapasitesinin 0.01'inden daha az olmayacaktır.
- Betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde yukarıdaki koşullara uyulması zorunlu değildir.

4.4. Bağ Kirişinin Dönme Açısı

Bağ kirişinin bulunduğu i' inci katın TDY 2007 Bölüm 2' de tanımlanan Δ_i göreli kat ötelemesine bağlı olarak

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (4.8)$$

denklemleri ile bulunan göreceli kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısı Şekil 4.1 ile verilen sınır değerleri aşmayacaktır [TDY, 2007].



Şekil 4.1: Bağ kirişi dönme açıları.

4.5. Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonlar

- Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, TDY 2007 Bölüm2'ye göre hesaplanan deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinde kesit seçimi sonucunda hesaplanan M_p/M_d ve V_p/V_d Tasarım Büyütme Katsayıları'nınbüyüğü ile çarpımı suretiyle belirlenecektir.
- Çaprazlar, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

- Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.1D_a katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.
- Kolonlarda, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan iç kuvvetler altında gerekli gerilme kontrolleri yapılacaktır. Ayrıca, kolonun taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarını da sağlayacaktır:
- Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin 1.1D_a katından oluşan iç kuvvetler.
- Denklem (4.9a) ve Denklem (4.9b)'de verilen arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler.

$$1.0G+1.0Q \pm \Omega_0 E \quad (4.9a)$$

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (4.9b)$$

- Çapraz, kat kirişi ve kolon enkesitlerinin iç kuvvet kapasiteleri Denklem (4.2)'de verilen bağıntılar ile hesaplanacaktır.

4.6. Çapraz – Bağ Kirişi Birleşimi

Çaprazların bağ kirişi ile birleşim detayı 5. bölüm'de belirtilen şekilde hesaplanan arttırılmış iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

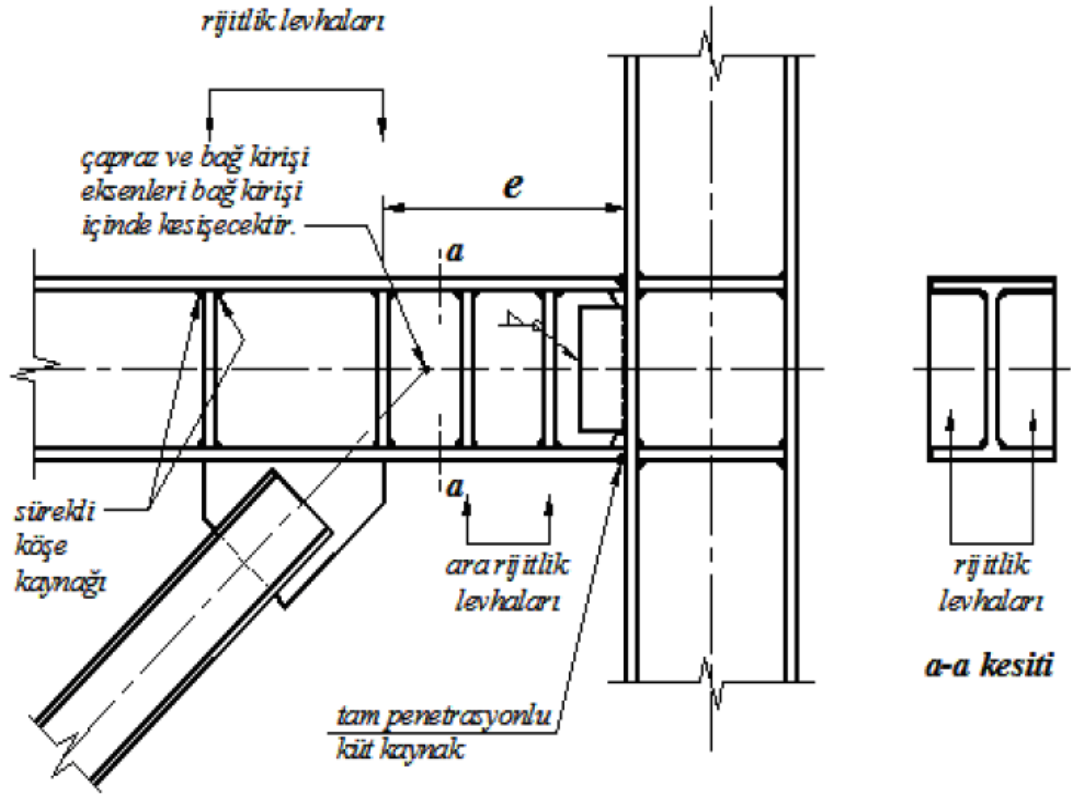
4.7. Bağ Kirişi – Kolon Birleşimi

- Kolona birlesen bağ kirişinin boyu

$$e \leq 1.6M_p / V_p \quad (4.10)$$

koşulunu sağlayacaktır.

- Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme ve kesme dayanımları, sırasıyla bağ kirişinin M_p eğilme momenti kapasitesinden ve V_p kesme kuvveti kapasitesinden daha az olmayacaktır. Bağ kirişi başlıklarının kolona bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak uygulanacaktır (Şekil 4.2), [TDY, 2007].



Şekil 4.2: Bağ kirişi kolon birleşimi.

4.8. Kiriş – Kolon Birleşimi

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

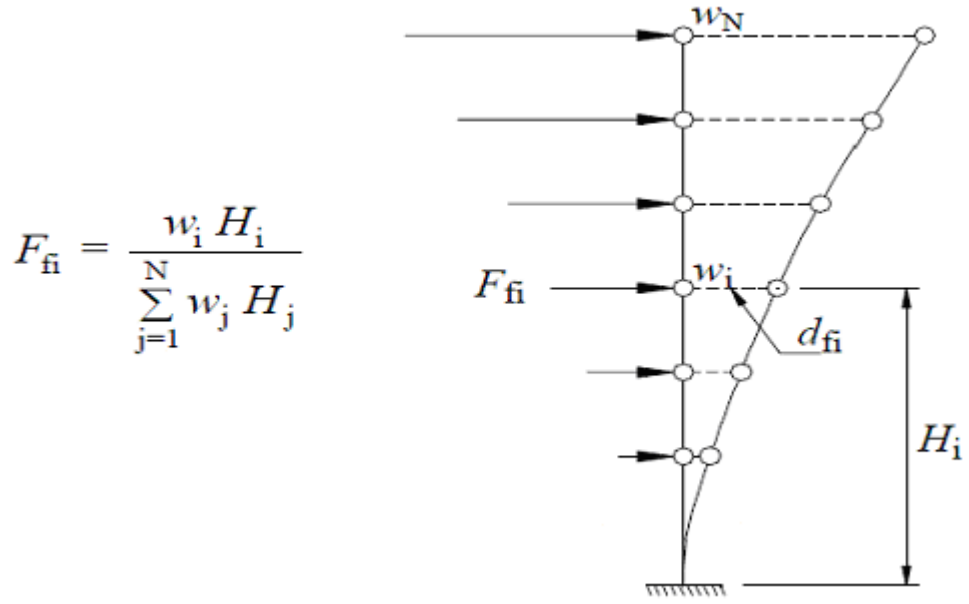
5.YAPIYA ETKİYEN DEPREM YÜKLERİNİN BELİRLENMESİ

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 tarsım 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 Yüğü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemleri olarak belirtilmiştir. Eşdeğer deprem yüğü yöntemi için HÇP hazırlanmış ve örnek yapı modeline uygulanmıştır.

5.1. TDY2007’ye Göre Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

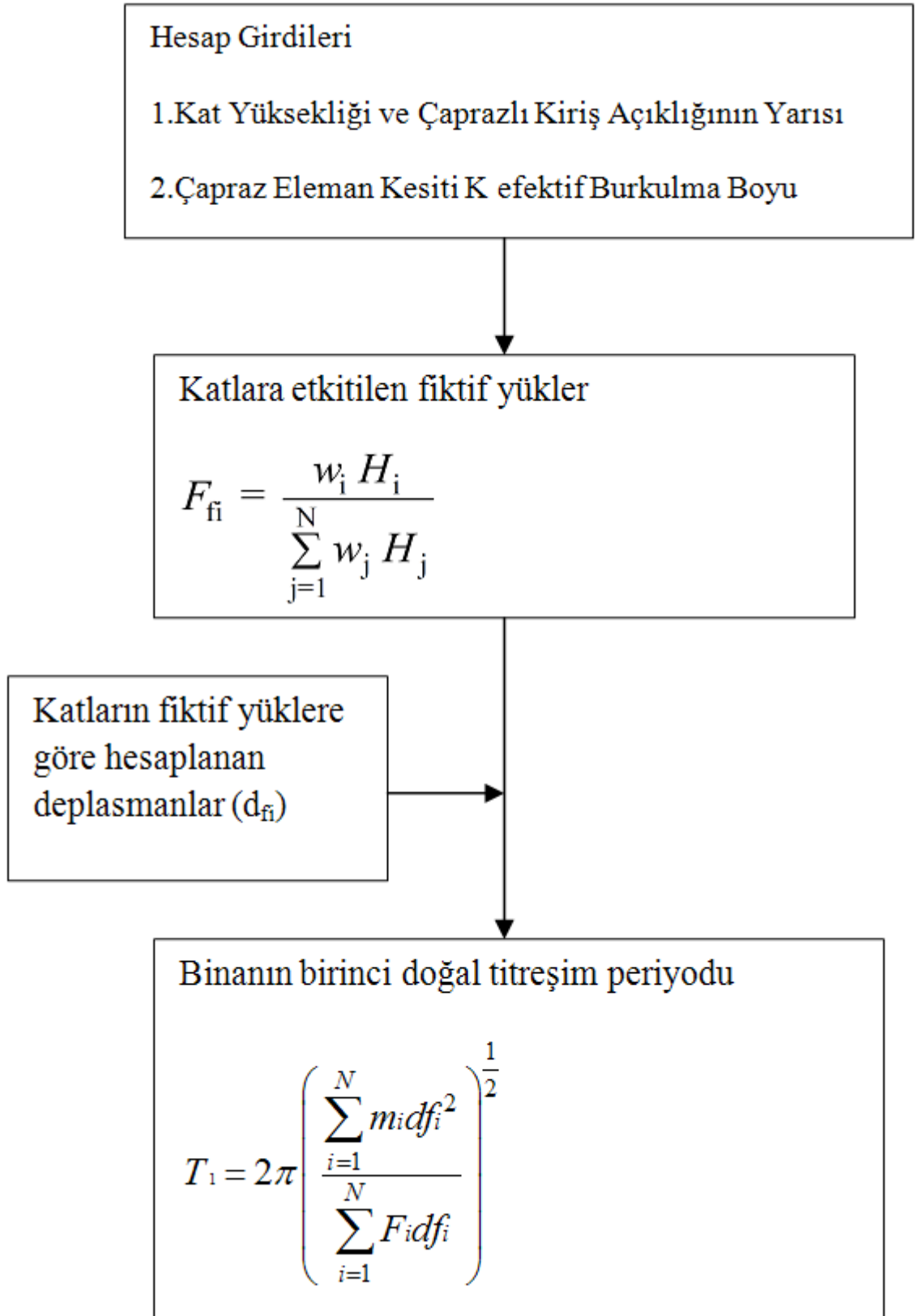
TDY, 2007- Tablo 2.6’da eşdeğer deprem yüğü uygulanabilecek yapılar belirtilmiş ve Madde 2.7’de ise eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi için hesap kuralları verilmiştir.



Şekil 5.1: Yapının birinci doğal titreşim periyodu.

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

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (5.1)$$



Şekil 5.2: Yapı 1.doğal titreşim periyodu hesap algoritması.

5.2.TDY 2007'ye Göre Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

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

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

Bu denklemden, 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 , Denklem (5.3) ile belirlenecektir.

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

Kat ağırlıkları (w_i) ise Denklem (5.4) ile hesaplanacaktır. Denklem (5.5)'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.

$$A(T_1) = A_0 IS(T_1) \quad (5.5)$$

Tablo 4.1: Etkin Yer İvmesi Katsayısı.

Deprem Bölgesi	Ao
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

Tablo 5.2: Bina Önem Katsayısı.

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1,4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1

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

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

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

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

Tablo 5.3: Spektrum Karakteristik Periyotları.

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.1	0.30
Z2	0.15	0.4
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

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 Tablo2.5'te tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R 'ye ve doğal titreşim periyodu, T 'ye bağlı olarak Denklem (5.9) ve Denklem (5.10)'da tanımlandığı gibi hesaplanır.

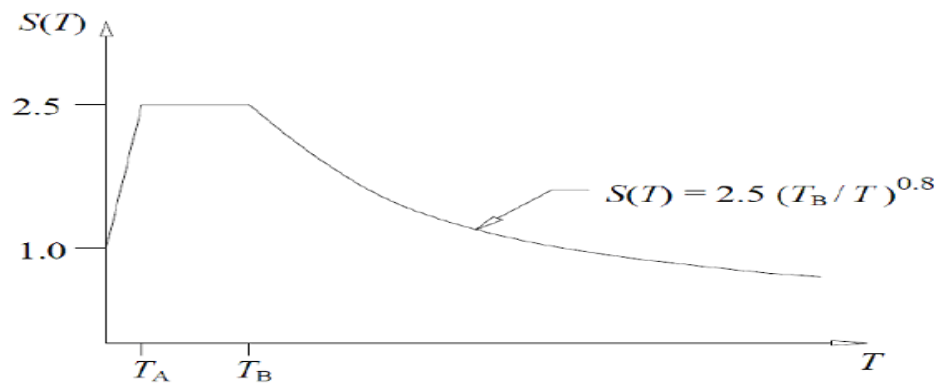
$$0 \leq T \leq T_A \Rightarrow R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (5.9)$$

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

Tablo 5.4: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R).

Taşıyıcı Sistem	Süneklik Düzeyi	
	Normal	Yüksek
Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
Deprem yüklerinin tamamının ; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	4	6
Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar:		
Çaprazların merkezi olması	3	-
Çaprazların dışmerkez olması	-	7
Betonarme perde olması	4	6
Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar:		
Çaprazların merkezi olması	4	-
Çaprazların dışmerkez olması	-	8
Betonarme perde olması	4	7

Şekil 5.3.'de, TDY 2007 Şekil 5.3.'de bulunan elastik tasarım spektrumu görülmektedir.



5.2.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Uygulama Sınırları

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceği binalar Tablo 5.5'de özetlenmiştir. Tablo 5.5'in kapsamına girmeyen binaların deprem hesabında, diğer yöntemler kullanılacaktır.

Tablo 5.5: Eşdeğer deprem yüğü yönetiminin uygulanabildiği binalar.

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

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (taban kesme kuvveti), V_t , Denklem (5.11) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (5.11)$$

Binanın birinci doğal titreşim periyodu T_1 , 5.1. bölüm'e göre hesaplanacaktır. Denklem (5.11)'da yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , Denklem (5.12) ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (5.12)$$

Denklem (5.10)'deki w_i kat ağırlıkları ise Denklem (5.12) ile hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (5.13)$$

Denklem (5.11)'da yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , Tablo 5.6'da verilmiştir. Endüstri binalarında sabit ekipman ağırlıkları için $n = 1$ alınacak, ancak

vinç kaldırma yükleri kat ağırlıklarının hesabında göz önüne alınmayacaktır. Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u göz önüne alınacaktır.

Tablo 5.6: Hareketli Yük Katılım Katsayısı.

Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0,80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0,30

Denklem (5.11) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denklem (5.14) ile ifade edilir.

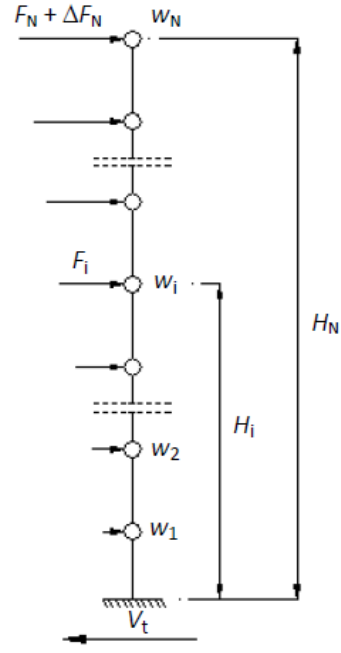
$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (5.14)$$

Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri Denklem (5.15) ile belirlenecektir.

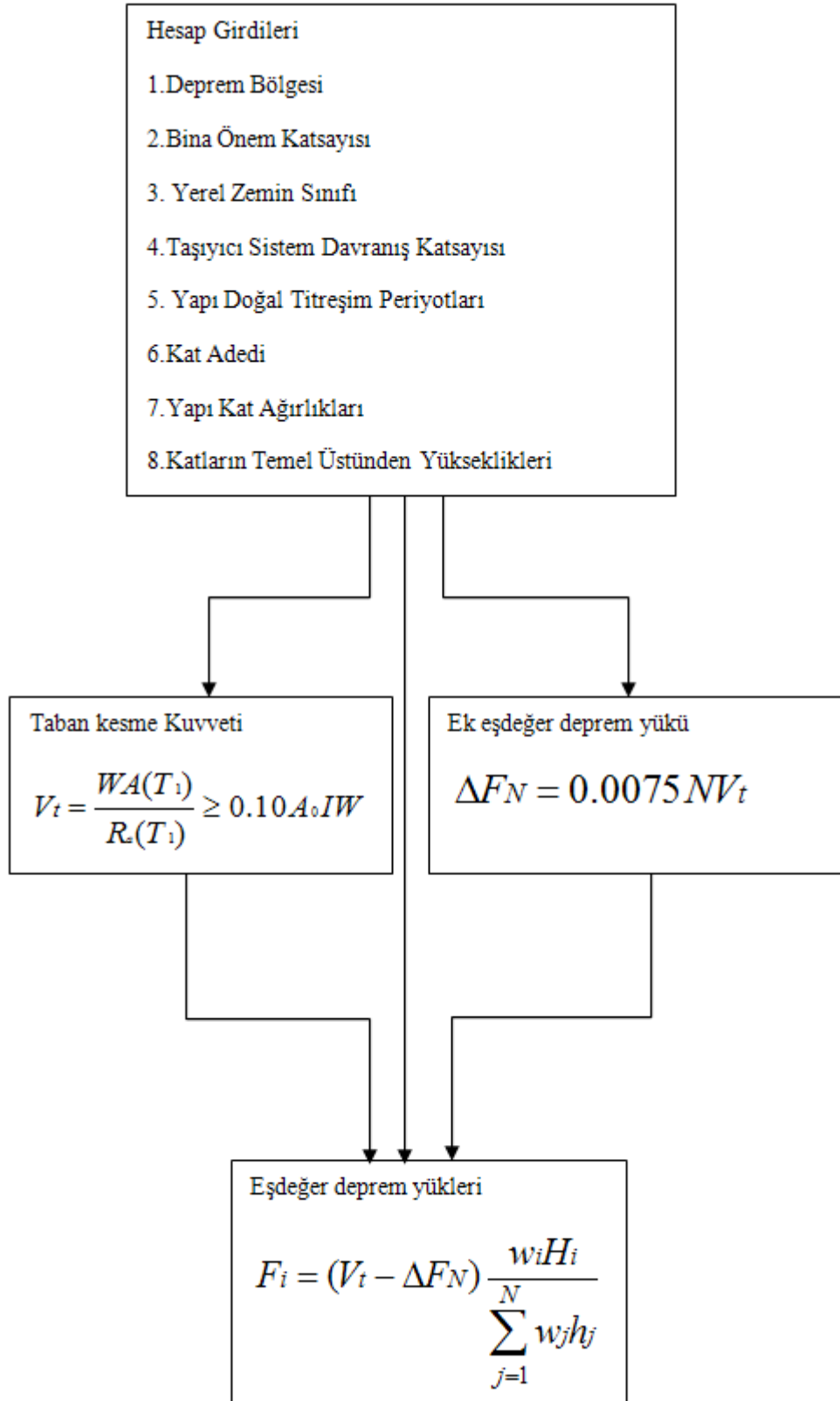
$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (5.15)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denklem (5.16) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (5.16)$$



Şekil 5.4: Bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri.



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

5.3. 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 , Denklem (5.17) ile elde edilecektir [TDY, 2007].

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (5.17)$$

Denklem (5.17)'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 [TDY, 2007].

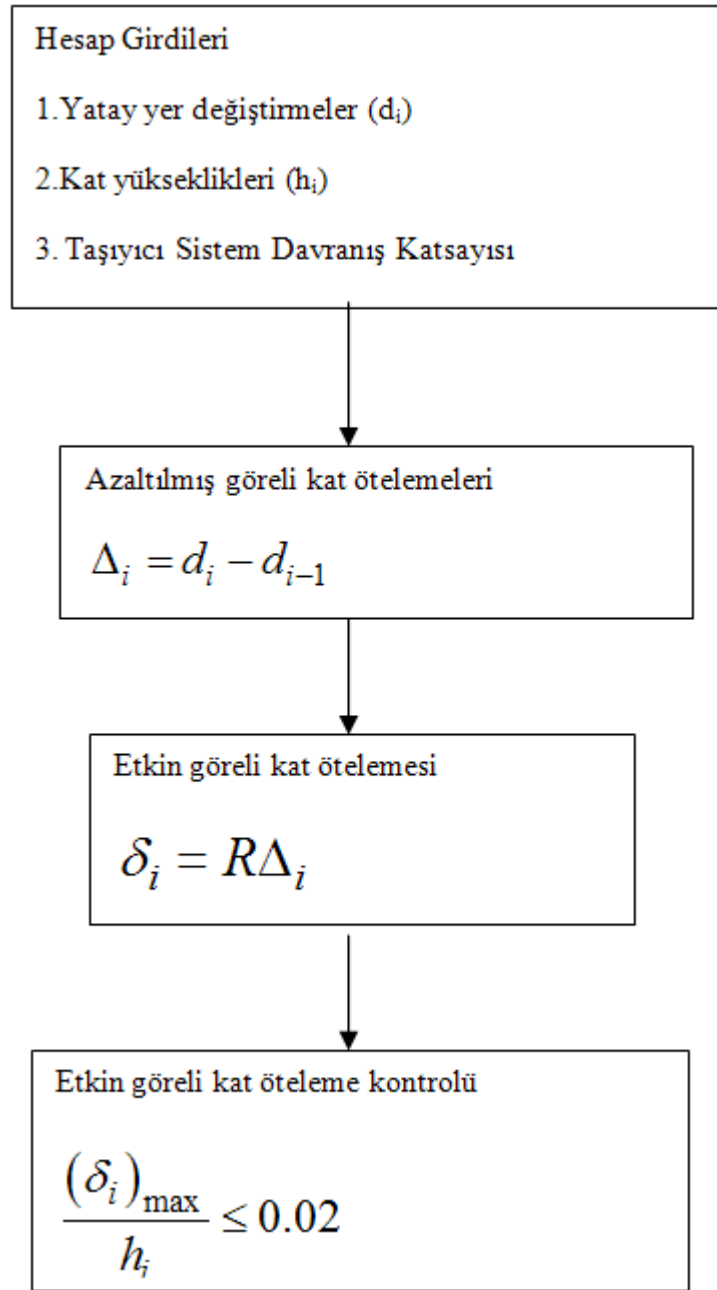
$$\delta_i = R \Delta_i \quad (5.18)$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın i 'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i , Denklem (5.19) ile elde edilecektir [TDY, 2007].

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0.02 \quad (5.19)$$

Denklem (5.18) ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, Denk.(5.19)'de verilen koşulu sağlayacaktır [TDY, 2007].

Denklem (4.19)'da verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır. Ancak verilen koşul sağlansa bile, yapısal olmayan gevrek elemanların (cephe elemanları vb) etkin göreli kat ötelemeleri altında kullanılabilirliği hesapla doğrulanacaktır.



Şekil 5.6: TDY2007 Görelî kat ötelemeleri kontrolü için hesap algoritması

5.4. 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 göz önüne alınabilir.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, İkinci Mertebe Gösterge Değeri, θ_i ’nin Denklem (5.20) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci

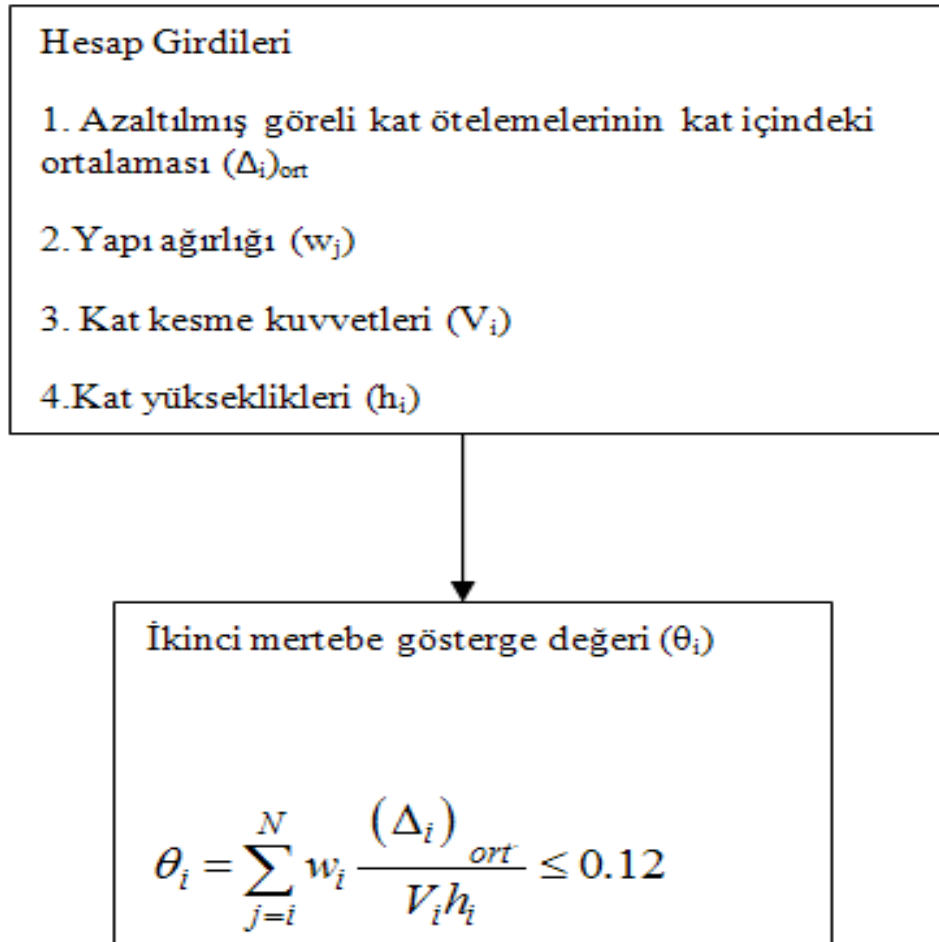
mertebe etkileri yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir [TDY, 2007].

$$\theta_i = \sum_{j=i}^N w_i \frac{(\Delta_i)_{ort}}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (5.20)$$

Burada (i)ort. İfadesi, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri'dir ve Denklem (5.17)'ya göre bulunacaktır [TDY, 2007].

V_i simgesi ise, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvvetini simgelemektedir. Denklem (5.20)'da bulunan w_i simgesi ise, binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını temsil etmektedir.

Denklem (5.20) koşulunun herhangi bir katta sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde artırılarak deprem hesabı tekrarlanmalıdır.



Şekil 5.7: TDY 2007 İkinci mertebe etkileri kontrolü hesap algoritması.

5.5. TDY2007'ye Göre Kirişlerin Tasarım

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar TDY, 2007 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 eksantrik 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 TDY, 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.21)$$

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.21)$$

$$\frac{b/2}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (5.22)$$

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

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (5.23)$$

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

TS648 Standardı Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç emniyet gerilmesi denk. (5.24)'deki gibidir.

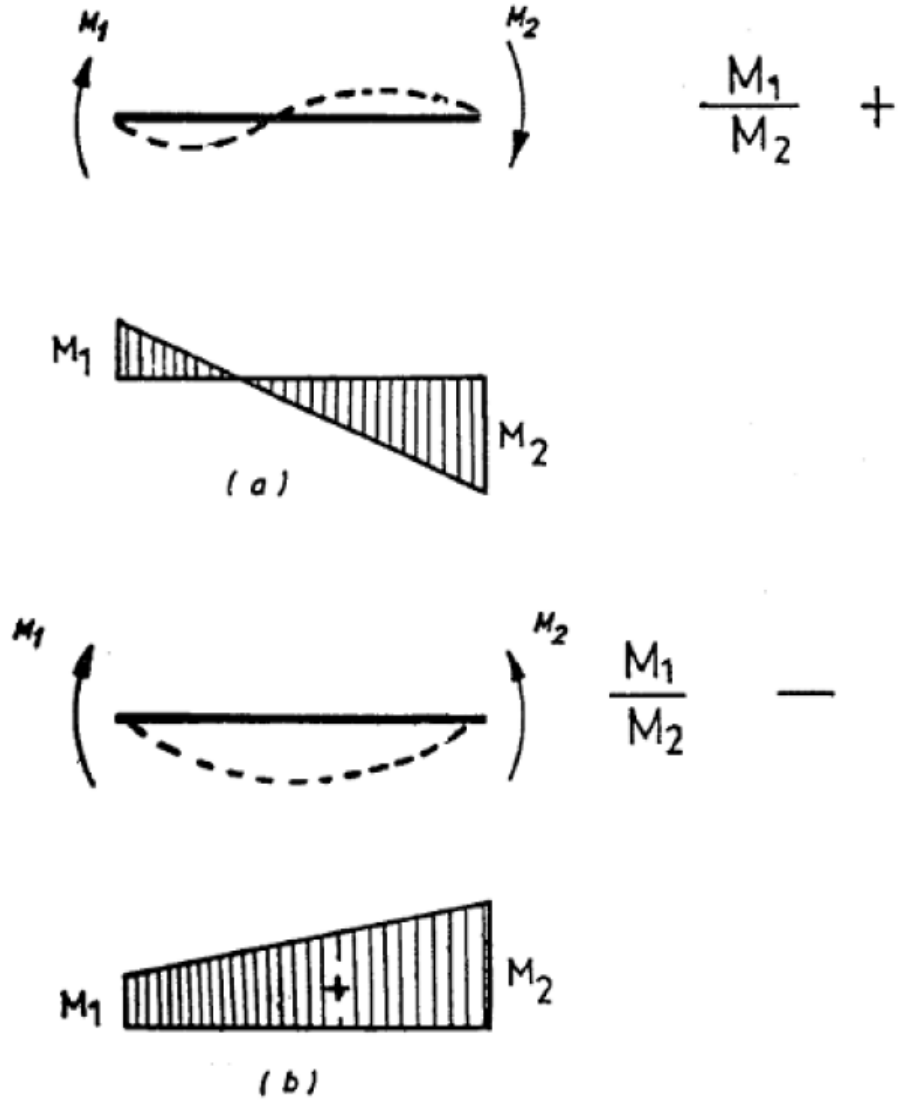
$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{sxd / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (5.24)$$

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

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (5.25)$$

C_b, Denklem (5.25)'da ki gibi hesaplanan bir katsayıdır. Burada ki M₁, kirisin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin küçüğü; M₂ ise kirisin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin büyüğüdür.

Momentlerin oran M₁/M₂, eğer M₁ ve M₂ aynı işarete sahipse (iki yönlü eğilme) pozitif Şekil 5.8-a'da görünmektedir. Ayrı işarete sahipse (tek yönlü eğilme) negatiftir Şekil 5.8-b görüldüğü gibi. Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktadaki moment uç momentlerinden fazlaysa C_b = 1,0 olarak alınmalıdır.

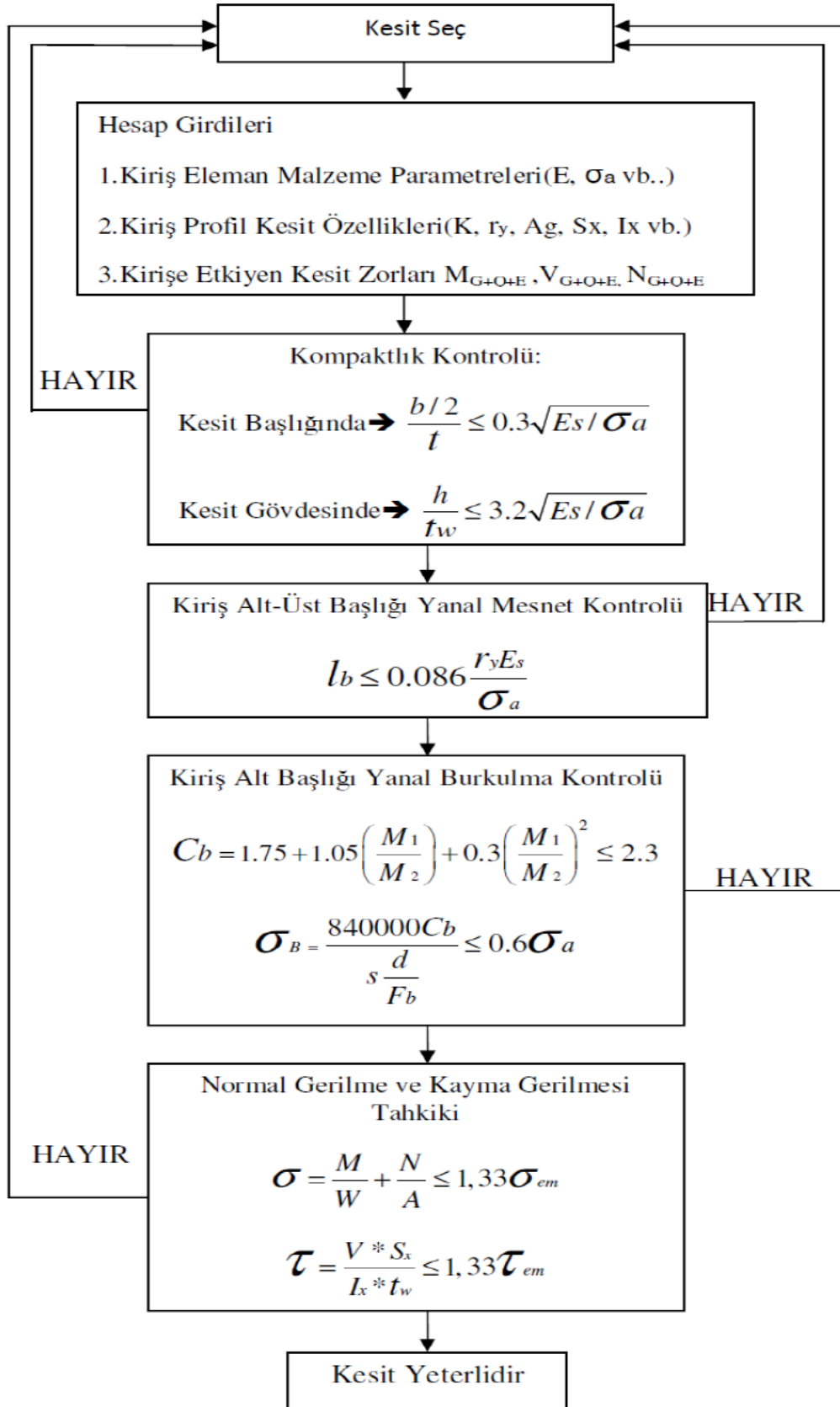


Şekil 5.8: a) İki yönlü eğilme M_1/M_2 oranının işareti, b) Tek yönlü eğilme M_1/M_2 oranının işareti

Normal gerilme ve kayma gerilmesi tahkiki, Denklem (5.26) ve Denklem (5.27)'de ki bağıntılar kullanılarak yapılır. Şekil 5.9.'da ise, TDY2007'ye göre kiriş hesabı için hesap algoritması verilmiştir.

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq 1.33\sigma_{em} \quad (5.26)$$

$$\tau = \frac{VS_x}{I_x t_w} \leq 1.33\tau_{em} \quad (5.27)$$

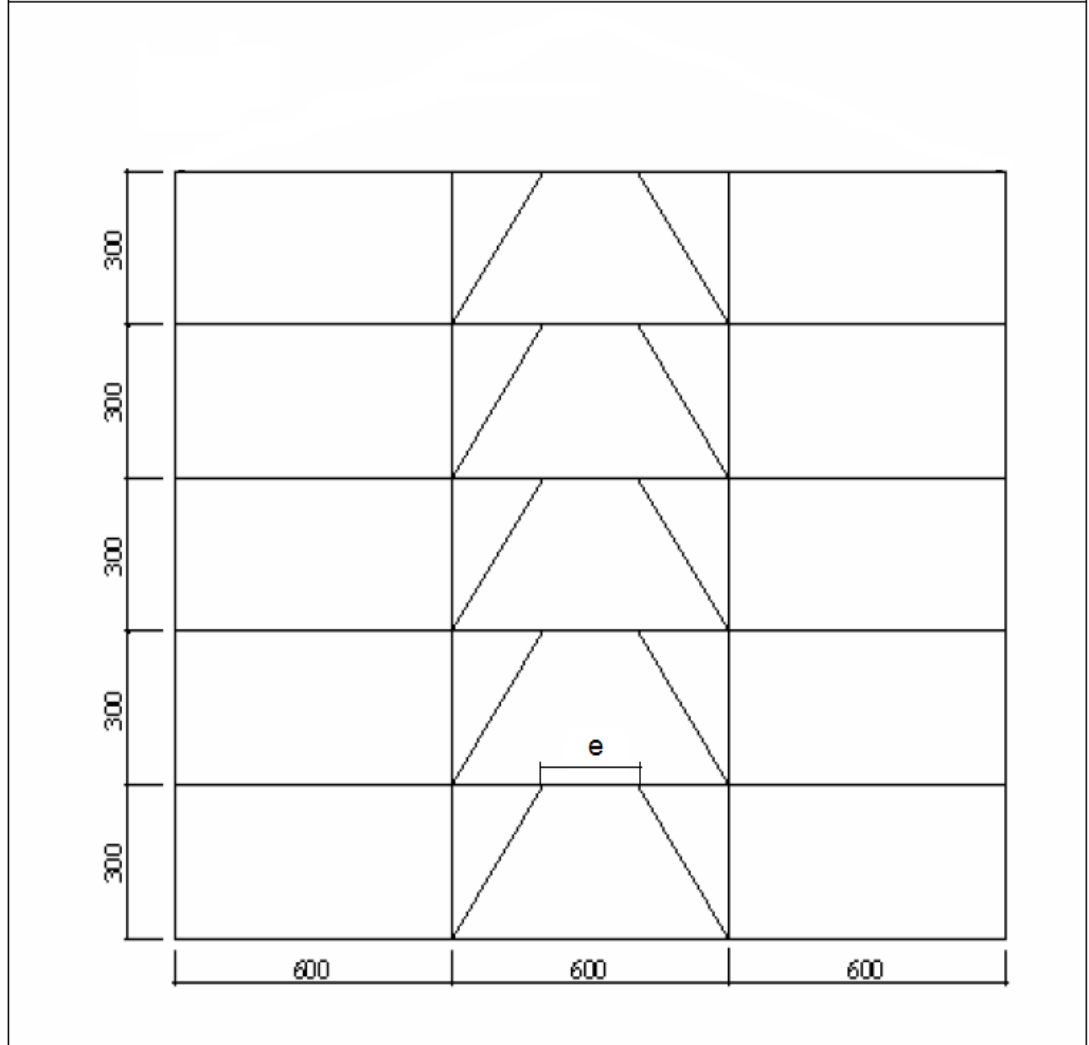


Şekil 5.9: TDY 2007 kiriş tasarım hesap algoritması.

6. ÖRNEK BİR YAPININ DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI SİSTEMLERLE MODELLENMESİNE AİT SAYISAL İNCELEME

6.1. Yapının Tanıtılması

Yapı x doğrultusunda 24 m uzunlunda, y doğrultusunda 18 m uzunluğa sahip 5 katlı bir iş merkezidir. Yapının taban alanı $432 m^2$ 'dir. Kat yüksekliği 3 m olup, toplam bina yüksekliği 15 m'dir. Taşıyıcı sistemde çerçeve aralığı 6 m olup, 3 açıklıktan oluşmaktadır. Yapının en kesit görünüşü Şekil 6.1 'de gösterilmektedir.



Şekil 6.1: Yapının enkesit görünüşü.

6.2. Deprem Karakteristikleri

- Etkin yer ivme katsayısı (1. derece deprem bölgesi): $A_0 = 0.40$ [TDY, 2007].
- Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri): $I = 1.00$ [TDY, 2007].
- Zemin sınıfı : Z2 [TDY, 2007].
- Spektrum karakteristik periyotları : $T_A = 0.15$ sn , $T_B = 0.40$ sn [TDY, 2007].
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (x doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler tarafından taşındığı çelik bina): $R=7$ [TDY, 2007].
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (y doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerle taşındığı bina): $R= 8$ [TDY, 2007].
- Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri): $n= 0.30$ [TDY, 2007].

Yerel Zemin Sınıfı:

zz (Tablo 2.4)

(2.4.3) Spektrum Katsayısı

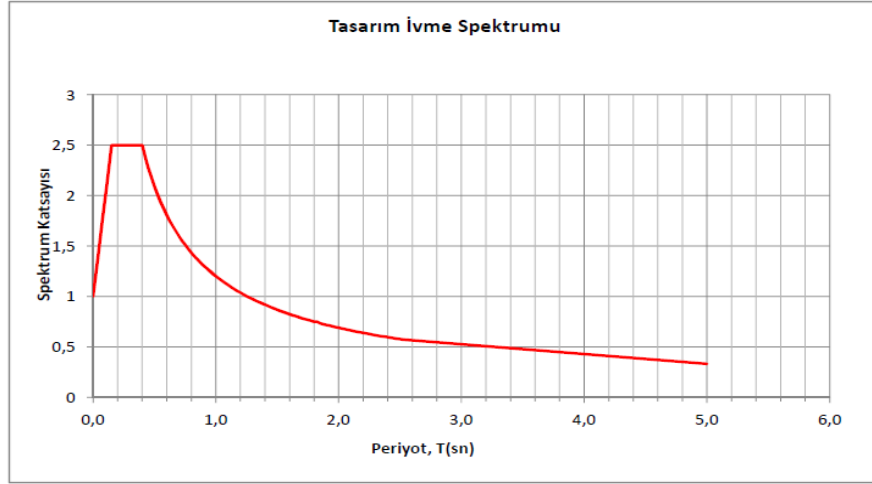
$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

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

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

Karakteristik Periyot, $T_A = 0,15$ s
Karakteristik Periyot, $T_B = 0,40$ s

şekil için son periyot 5 s



T(sn)	S(T)
0	1
0,0375	1,375
0,075	1,75
0,1125	2,125
0,15	2,5
0,40	2,5
0,425	2,382
0,45	2,275
0,475	2,179
0,5	2,091
0,525	2,011
0,55	1,938
0,575	1,870
0,6	1,807
0,625	1,749
0,65	1,695
0,675	1,645
0,7	1,598
0,725	1,554
0,75	1,512
0,775	1,473
0,8	1,436
0,825	1,401
0,85	1,368
0,875	1,337
0,9	1,307
0,925	1,278
0,95	1,251
0,975	1,226
1	1,201
1,025	1,178

T(sn)	S(T)
1,05	1,155
1,075	1,134
1,1	1,113
1,125	1,093
1,15	1,074
1,175	1,056
1,2	1,038
1,225	1,021
1,25	1,005
1,275	0,989
1,3	0,974
1,325	0,959
1,35	0,945
1,375	0,931
1,4	0,918
1,425	0,905
1,45	0,892
1,475	0,880
1,5	0,868
1,525	0,857
1,55	0,846
1,575	0,835
1,6	0,825
1,625	0,815
1,65	0,805
1,675	0,795
1,7	0,786
1,725	0,777
1,75	0,768
1,775	0,759
1,8	0,751

T(sn)	S(T)
1,825	0,751
1,85	0,734
1,875	0,726
1,9	0,719
1,925	0,711
1,95	0,704
1,975	0,697
2	0,690
2,025	0,683
2,05	0,676
2,075	0,670
2,1	0,663
2,125	0,657
2,15	0,651
2,175	0,645
2,2	0,639
2,225	0,633
2,25	0,628
2,275	0,622
2,3	0,617
2,325	0,612
2,35	0,606
2,375	0,601
2,4	0,596
2,425	0,591
2,45	0,586
2,475	0,582
2,5	0,577
2,525	0,573
5	0,331

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.2: Tasarım ivme spektrumu HÇP.

6.3. Yapıya Etkiyen Düşey Yükler

Çatı katı:

Çatı kaplaması	1,0 kN/m ²
İzalsasyon	0,2 kN/m ²
Trapez sac, betonarme döşeme	2,1 kN/m ²
Asma tavan, tesisat	0,5 kN/m ²
Çelik konstrüksiyon	0.5 kN/m ²
	g= 4.3 kN/m ²
Hareketli yük	q=1,0 kN/m ²

Normal katlarda:

Kaplama	0,5 kN/m ²
Trapez sac, betonarme döşeme	2,1 kN/m ²
Asma tavan, tesisat	0,5 kN/m ²
Çelik konstrüksiyon(kolonlar dahil)	0,8 kN/m ²
	g=4.9 kN/m ²
Hareketli yük	q=2,0 kN/m ²
Dış duvar yükü (h = 3,0 m)	$g_d = 3,0$ kN/m

Normal kat için, kat ağırlıkları ve kütleleri:

$$w_s = 18 \times 24 \times (4.9+0.3+2.0) + 2 \times (24+18) \times 3.0 = 2628.0 \text{ kN}$$

$$m_s = (2628.0) / (9.81) = 267.89 \text{ kNs } n^2/\text{m}$$

Diğer sonuçlar Tablo 5.1’de topluca gösterilmiştir.

Tablo 6.1: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	w_i	m_i
Çatı	1987.2	202.57
1	2628.0	267.87
2	2628.0	267.87
3	2628.0	267.87
4	2628.0	267.87
5	2628.0	267.87
Σ	15127.0	1524.0

6.4. Düzensizlik Kontrolü

Yönetmenlik 2.3 uyarınca düzensizlik kontrolleri yapılmıştır. Bina kat planında çıktıkların olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşeme büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir. Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle, düşey doğrultuda düzensizlik durumları da mevcut değildir.

6.5. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yöntemine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Madde 2.6.2' ye göre bina yüksekliğinin $H_N = 15\text{m} < 40,0\text{ m}$ olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

TDY, 2007'de 2.7.1'e göre göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) V_t , TDY, 2007'de Denklem (2.4) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_d(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (6.1)$$

6.6. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

TDY, 2007 Denklem (2.4) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak TDY, 2007 Denklem (2.7) ile ifade edilir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (6.2)$$

Binanın N 'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N 'in değeri TDY, 2007 Denklem (2.8) ile belirlenecektir.

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (6.3)$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına TDY, 2007 Denklem (2.9) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (6.4)$$

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim doğal periyodu, TDY, 2007 Denklem (2.11) ile hesaplanan değerden daha büyük alınmayacaktır.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (6.5)$$

i 'inci kata etkiyen fiktif yükü gösteren F_{fi} , TDY, 2007 Denklem (2.9)'da $(V_t - \Delta F_N)$ yerine herhangi bir değer (örneğin birim değer) konularak elde edilecektir. F_{fi} fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve Tablo 5.2'nin ikinci kolonunda verilmiştir. Ön boyutlandırma sonucunda kiriş ve kolon en kesitleri belirlenen sistemin, (x) doğrultusunda kat kütle merkezine etkileyen F_{fi} fiktif kuvvetleri altında analizi ile elde edilen d_{fix} yatay kat yer değiştirmeleri Tablo 5.2'nin 3. kolonunda görülmektedir.

Tablo 6.2. Fiktif Yüklerden Oluşan Kat Yer Değiştirmeleri

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fix} (m)	m_i	$m_i d_{fix}^2$	$F_{fi} d_{fix}$
Çatı	227.5	0.01346	202.57	0.03670	3.0622
5	252.1	0.01218	267.89	0.03974	3.0706
4	203.3	0.01034	267.89	0.02864	2.1021
3	154.5	0.00805	267.89	0.01736	1.2437
2	105.7	0.00552	267.89	0.00816	0.5835
1	56.9	0.00284	267.89	0.00216	0.1616
Σ	1000			0.13276	10.2237

Bu büyüklükler TDY, 2007 Denklem (2.11)'de yerine konularak yapı sisteminin (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu hesaplanır.

$$T_{1x} = 2\pi \left[\frac{0.13276}{10.2237} \right]^{1/2} = 0.716 \text{ s}$$

olarak bulunur. Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu da $T_{1y} = 1.081 \text{ s}$ değerini almaktadır.

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

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	F_{fi} (kN)
6(N)	1987,20	19	36763,2	227,50
5	2628,00	15,5	40734	252,08
4	2628,00	12,5	32850	203,29
3	2628,00	9,5	24966	154,50
2	2628,00	6,5	17082	105,71
1	2628,00	3,5	9198	56,92

161593,2 1000,00

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

(2.11. TDY)

x doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu

Kat	F_{fi} (kN)	w_i (kN)	m_i (kNs ² /m)	d_{fix} (m)	$m_i \cdot d_{fix}^2$	$F_{fi} \cdot d_{fix}$
6(N)	227,50	1987,20	202,57	0,01346	0,0367	3,0622
5	252,08	2628,00	267,89	0,01218	0,0397	3,0703
4	203,29	2628,00	267,89	0,01034	0,0286	2,1020
3	154,50	2628,00	267,89	0,00805	0,0174	1,2437
2	105,71	2628,00	267,89	0,00552	0,0082	0,5835
1	56,92	2628,00	267,89	0,00284	0,0022	0,1617

$T_{1x} = 0,71602$ s

0,1328 10,2234

y doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu

Kat	F_{fi} (kN)	w_i (kN)	m_i (kNs ² /m)	d_{fiy} (m)	$m_i \cdot d_{fiy}^2$	$F_{fi} \cdot d_{fiy}$
6(N)	227,50	1987,20	202,57	0,02776	0,1561	6,3155
5	252,08	2628,00	267,89	0,02649	0,1880	6,6775
4	203,29	2628,00	267,89	0,02484	0,1653	5,0497
3	154,50	2628,00	267,89	0,01955	0,1024	3,0205
2	105,71	2628,00	267,89	0,01382	0,0512	1,4609
1	56,92	2628,00	267,89	0,00804	0,0173	0,4576

$T_{1y} = 1,08099$ s

0,6803 22,9818

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.3: Yapının birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi HÇP.

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti $T_{1X} = 0.716 \text{ s} > 0.4 \text{ s} = T_B$ için

$$S(T_{1X}) = 2.5 \left(\frac{0.4}{0.716} \right)^{0.8} = 1.57 \quad \text{ve} \quad R_{ax}(T_{1X}) = R_X = 7$$

Değerleri TDY, 2007 Denklem (2.4)'de yerine konularak

$$V_{tx} = 15127.0 \left(\frac{0.40 \times 1.0 \times 1.57}{7} \right) = 1357.1 \text{ kN}$$

Şeklinde hesaplanır. Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti de

$$V_{ty} = 854.7 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

TDY, 2007 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için

$$\Delta F_{NX} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 6 \times 1357.1 = 61.07 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{NY} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 6 \times 854.7 = 38.46 \text{ kN}$$

şeklinde hesaplanır.

TDY, 2007 2.7.3.1'e göre burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dış merkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi için, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultuda kat boyutunun + %5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir. (x) ve (y) doğrultusundaki ek dışmerkezlikler

$$e_x = \pm 0.05 \times 24.00 = \pm 1.20 \text{ m} \quad e_y = \pm 0.05 \times 18.00 = \pm 0.90 \text{ m}$$

değerlerini alır. İncelenen bu binada kat döşemelerinin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalışması nedeniyle eşdeğer deprem yüklerinin sadece kütle merkezinin $\pm$ %5 ek dışmerkezlik kadar kaydırıldığı noktalara etkililmesi yeterli olmakta, ayrıca kat kütle merkezine uygulanması gerekmektedir.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına (x) ve (y) doğrultuları için TDY, 2007 Denk.(2.9) ile hesaplamaları F_{ix} ve F_{iy} eşdeğer deprem yükleri, Tablo 5.3'te topluca verilmiştir. En üst kat döşemesine etkileyen eşdeğer deprem yükleri ΔF_N tepe kuvvetlerini de içermektedir.

Tablo 6.3: Katlara etkileyen eşdeğer deprem yükleri.

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
Çatı	0.2275	355.92	224.15
5	0.2521	326.73	205.77
4	0.2033	263.48	165.94
3	0.1545	200.24	126.11
2	0.1047	136.99	86.28
1	0.0569	73.74	46.45
Σ	1.0000	1357.1	854.70



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2.7. EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ (2007 TDY)

Deprem Bölgesi	1	▼	(tablo 2.2)		
Yerel ZEMİN sınıfı=	Z2	▼	(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			
Azaltma X yönü Katsayısı, R=	7,00				
Azaltma Y yönü Katsayısı, R=	8,00				
Yapının X yönü Periyot, Tx	0,716	s	(2.11)		
Yapının X yönü Periyot, Ty	1,081	s	(2.11)		
S(Tx)=	1,5691		$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$		
S(Ty)=	1,1286		$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B)$		
			$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T)$		
Kat Adedi, N	6	▼			
Binan Toplam Ağırlığı (Bodrum Hariç), W	15127,20	kN	(2.5)		
X yönü için Toplam Eşdeğer Yüğü, Vt	1356,37	kN	(2.7)		
Y yönü için Toplam Eşdeğer Yüğü, Vt	853,61	kN	(2.7)		
X yönü için N kat Ek Deprem Yüğü , Fn	38,41	kN	(2.8)		
Y yönü için N kat Ek Deprem Yüğü , Fn	61,04	kN	(2.8)		
$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$					
(2.9)					
Kat	Ağırlık (wi)	Yükseklik (hi)	wi*hi	Fx	Fy
6(N)	1987,20	18,50	36763	338,25	241,35 kN
5	2628,00	15,50	40734	332,23	199,79 kN
4	2628,00	12,50	32850	267,93	161,12 kN
3	2628,00	9,50	24966	203,62	122,45 kN
2	2628,00	6,50	17082	139,32	83,78 kN
1	2628,00	3,50	9198	75,02	45,11 kN
Toplam Normal Katlar	15127,20		161593	1356,37	853,61 kN
Bodrum 1				0,00	0,00 kN
Bodrum 2				0,00	0,00 kN
Tasarım: Ünal EKŞİ				Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ	

Şekil 6.4: Eşdeğer deprem yükü yöntemi HÇP.

6.7. Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS498 Yük Standardı'na göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer rüzgar kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti;

$$W_i = c_f q A_i \quad (6.6)$$

denklemleri ile hesaplanır.

$c_f = 1.2$ aerodinamik yük katsayısıdır.

q nominal rüzgar basıncıdır. Bina yüksekliğine bağlı olarak,

$$0 < H \leq 8.0 \text{ m için } q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ve} \quad 8.0 \text{ m} < H \leq 20.0 \text{ m için } q = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

A_i : Kat döşemesine rüzgar yükü aktaran alandır ve rüzgar doğrultusunda dik olan yüzeyin genişliği ile ardışık iki kat yüksekliklerinin ortalamasının çarpımı ile elde edilir. Buna göre, (x) doğrultusunda yapıya etkiyen rüzgar kuvvetleri

$$W_{1x} = 1.2 \times 0.5 \times 18.0 \times \left(\frac{3.5 + 3.0}{2} \right) = 35.10 \text{ kN}$$

$$W_{2x} = 34.83 \text{ kN} \quad W_{3x} = 49.41 \text{ kN} \quad W_{4x} = W_{5x} = 51.84 \text{ kN}$$

$$W_{6x} = 25.92 \text{ kN}$$

Nominal rüzgar basıncının değer değiştirdiği katın altındaki ve üstündeki döşemelere etkiyen rüzgar kuvvetleri, yayılı rüzgar yüklerine statikçe eşdeğer kuvvetler olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde, (y) doğrultusundaki rüzgar kuvvetleri de olarak bulunur.

$$W_{1y} = 46.80 \text{ kN} \quad W_{2y} = 46.44 \text{ kN} \quad W_{3y} = 65.88 \text{ kN}$$

$$W_{4y} = W_{5y} = 69.12 \text{ kN} \quad W_{6y} = 34.56 \text{ kN}$$



DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

RÜZGAR YÜKLERİ (TS 498)

KAT	H _j (m)	H _i (m)	C _f	D _x (m)	D _y (m)	W _{ix} (kN)	W _{iy} (kN)
6(l)	18,5	3,0	1,2	18	24	34,56	25,92
5	15,5	3,0	1,2	18	24	69,12	51,84
4	12,5	3,0	1,2	18	24	69,12	51,84
3	9,5	3,0	1,2	18	24	69,12	51,84
2	6,5	3,0	1,2	18	24	43,20	32,40
1	3,5	3,5	1,2	18	24	46,80	35,10

D_x: Yapının x doğrultusundaki etkili yüzey uzunluğu

D_y: Yapının y doğrultusundaki etkili yüzey uzunluğu

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

C_f: Aerodinamik Yük Katsayısı

q: Emme (Hız basıncı) kN/m²

A: Etkilenen Yüzey Alanı m²

ÇİZELGE 5 - Yüksekliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve Emme

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

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.5. Rüzgar Yükleri HÇP

6.8. Yük Birleşimleri

G : Sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler

Q : Hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler

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

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

W_x, W_y : Sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki rüzgar yüklerinden oluşan iç kuvvetler

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, TDY, 2007 2.7.5'e ve TS648 Çelik Yapılar Standardı'na uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirilecektir.

Düşey yük birleşimleri (1 yükleme) :

$$G + Q \quad (6.7)$$

Düşey yük + Deprem birleşimleri (32 yükleme) :

$$G + Q \pm E_{x1} \pm 0.3 E_y \quad (6.8)$$

$$0.9G \pm E_{x1} \pm 0.3 E_y \quad (6.9)$$

$$0.9G \pm E_{x2} \pm 0.3 E_y \quad (6.10)$$

$$G + Q \pm E_{x2} \pm 0.3 E_y \quad (6.11)$$

$$0.9G \pm 0.3 E_x \pm E_{y1} \quad (6.12)$$

$$G + Q \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_{y1} \quad (6.13)$$

$$0.9G \pm 0.3 E_x \pm E_{y2} \quad (6.14)$$

$$G + Q \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_{y2} \quad (6.15)$$

Düşey yük + rüzgar birleşimleri (8 yükleme) :

$$G + Q \pm W_x \quad (6.16)$$

$$G + Q \pm W_y \quad (6.17)$$

$$0.9 G \pm W_x \quad (6.18)$$

$$0.9G \pm W_y \quad (6.19)$$

TDY, 2007 4.2.4'e göre yönetmenliğin gerekli gördüğü yerlerde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında, artırılmış deprem yükleri göz önüne alınacaktır. Artırılmış deprem yüklemelerinde, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler Ω_0 büyütme katsayıları ile çarpılarak artırılacaktır. TDY, 2007 Tablo 4.2'ye göre dış merkez çelik çaprazlı perdeler ve süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için büyütme katsayısı $\Omega_0=2.5$ değerlerini almaktadır.

TDY, 2007 4.2.3.5'e ve TS648 Çelik Yapılar Standardı'na göre, emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarda, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri düşey yük+ rüzgar yükleri için %15, düşey yük + deprem yükleri için

%33 artırılabacaktır. Birleşim ve eklerin tasarımında ise, her iki yükleme durumu için emliyet gerilmeleri %15 artırılabacaktır.

6.9. Sistemin analiz edilmesi

Şekil 5.1’de tanımlanan ve ön boyutlandırma sonucunda en kesit profilleri belirlenen yapı sisteminin, yukarıdaki bölümlerde hesaplanan düşey yükler ile deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analitik çözümü yapılmış ve toplam (41) adet yük birleşimi için eleman iç kuvvetleri elde edilmiştir.

6.10. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Göreli kat ötelemelerinin kontrolü, TDY, 2007 2.10.1’e göre yapılacaktır. Herhangi bir kolon için azaltılmış göreli kat ötelemeleri, Δ_i Denklem (5.17) verilen denklem ile hesaplanır. Bu örnekte, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yer değıştirmelerinin en büyük değeri, sayısal değeri Tablo 5.3’te verilen ve %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir. Her bir deprem doğrultusunda, binanın i’ince katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelemeleri, δ_i , Denklem (5.18) bağlantısı ile hesaplanacaktır.

Tablo. 6.4: (x) doğrultusunda göreli kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	h_1 (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$ (cm)	δ_{ix} / h_1
Çatı	300	2.0012	0.2030	1.4210	0.0047
5	300	1.7982	0.2806	1.9642	0.0065
4	300	1.5176	0.3415	2.3905	0.0080
3	300	1.1761	0.3731	2.6117	0.0087
2	300	0.8030	0.3936	2.7552	0.0092
1	350	0.4094	0.4094	2.86658	0.0082

Tablo. 6.5: (y) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	h_1 (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$ (cm)	δ_{iy} / h_1
Çatı	300	2.8882	0.2998	2.3984	0.0080
5	300	2.5884	0.4552	3.6416	0.0121
4	300	2.1332	0.5486	4.3888	0.0146
3	300	1.5846	0.5795	4.6360	0.0155
2	300	1.0051	0.5755	4.6040	0.0153
1	350	0.4296	0.4296	3.4368	0.0098

En büyük görelî kat ötelemeleri; (δ_{ix} / h_1) maks = 0.0092 , (δ_{iy} / h_1) maks = 0.0155 < 0.02 koşulunu sağlamaktadır.



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

X Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	(2.17)	(tablo 2.5)	(2.18)	(2.19)	
			Δ_{ix} (cm)	R	$\delta_{ix}=R\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i	$\delta_{ix}/h_i < 0.02$
6(i)	300,00	2,0012	0,2030	7	1,4210	0,0047	OK
5	300,00	1,7982	0,2806	7	1,9642	0,0065	OK
4	300,00	1,5176	0,3415	7	2,3905	0,0080	OK
3	300,00	1,1761	0,3731	7	2,6117	0,0087	OK
2	300,00	0,8030	0,3936	7	2,7552	0,0092	OK
1	350,00	0,4094	0,4094	7	2,8658	0,0082	OK

Y Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	R	$\delta_{iy}=R\Delta_{iy}$	(2.19)	
						δ_{iy}/h_i	$\delta_{iy}/h_i < 0.02$
6(i)	300,00	2,8882	0,2998	8	2,3984	0,0080	OK
5	300,00	2,5884	0,4552	8	3,6416	0,0121	OK
4	300,00	2,1332	0,5486	8	4,3888	0,0146	OK
3	300,00	1,5846	0,5795	8	4,6360	0,0155	OK
2	300,00	1,0051	0,5755	8	4,6040	0,0153	OK
1	350,00	0,4296	0,4296	8	3,4368	0,0098	OK

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.6: Görelî kat ötelemelerinin kontrolü HÇP.

6.11. İkinci Mertebe Etkileri

TDY 2007’de 2.10.2 madde uyarınca, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değerleri, Denk. (5.20)’den θ_i hesaplanarak, koşulu kontrol edilecektir. Kat döşemesinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada, E_{x1} ve E_{x2} yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötemelerinin ortalaması, (x) doğrultusu için $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilir. Benzer durum (y) doğrultusu için de geçerlidir. Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan θ_i parametresinin en büyük değeri, (y) doğrultusunda ve ikinci katta meydana gelmektedir. Bu değer

$$(\Delta_{2y})_{ort} = ((d_{2y})_{ort} - (d_{1y})_{ort}) = 0.9558 - 0.4060 = 0.5498 \text{ cm}$$

$$\sum_{j=2}^5 w_j = 4 \times 2628.0 + 1987.2 = 12499.2 \text{ kN} \quad (\text{Tablo 5.1'den})$$

$$V_{2y} = 854.70 - 46.45 = 808.25 \text{ kN} \quad (\text{Tablo 5.3'den})$$

$$h_2 = 300 \text{ cm} \text{ olmak üzere}$$

$$\theta_{maks} = \theta_{2y} = \frac{0.5498 \times 12499.2}{808.25 \times 300} = 0.028 < 0.12$$

koşulu sağladığından, ikinci mertebe etkilerinin TS 648 Çelik Yapılar Standardı’na göre değerlendirilmesi yeterlidir.

X Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

İ. Kat	W _j (kN)	V _{ix} (kN)	h _i (cm)	d _{xi} (cm)	(2.17)	(2.20)	θ _i ≤ 0,12
					(Δ _{ix}) _{ort} (cm)	θ _i	
6(i)	1987,20	338,25	300	2,0012	0,203000	0,0040	OK
5	4615,20	670,48	300	1,7982	0,280600	0,0064	OK
4	7243,20	938,41	300	1,5176	0,341500	0,0088	OK
3	9871,20	1142,03	300	1,1761	0,373100	0,0107	OK
2	12499,20	1281,35	300	0,8030	0,393600	0,0128	OK
1	15127,20	1356,37	350	0,4094	0,409400	0,0130	OK

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=1}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0,12 \quad (2.20)$$

Y Doğrultusu İçin Her Kattaki İkinci Mertebe Etkileri

İ. Kat	W _j (kN)	V _{iy} (kN)	h _i (cm)	d _{iy} (cm)	(Δ _{iy}) _{ort} (cm)	θ _i	θ _i ≤ 0,12
					(Δ _{iy}) _{ort} (cm)	θ _i	
6(i)	1987,20	241,35	300	2,8882	0,299800	0,0082	OK
5	4615,20	441,14	300	2,5884	0,455200	0,0159	OK
4	7243,20	602,26	300	2,1332	0,548600	0,0220	OK
3	9871,20	724,71	300	1,5846	0,579500	0,0263	OK
2	12499,20	808,49	300	1,0051	0,575500	0,0297	OK
1	15127,20	853,61	350	0,4296	0,429600	0,0218	OK

Şekil 6.7: İkinci mertebe etkileri HÇP.

6.12. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.Kat, 2 aksı çerçevesi, A-B aksları arası ana çerçeve kirişinin (Şekil 5.1) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G+Q+ E_{y2}+0.3 E_x$ yüklemesi) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kiriş mesnedinde oluşan iç kuvvetler:

$$\begin{aligned} M_{G+Q} &= 111.3 \text{ kNm} & M_E &= 64.9 \text{ kNm} & T_{G+Q} &= 84.0 \text{ kN} & T_E &= 22.3 \text{ kN} \\ M_{G+Q+E} &= 176.2 \text{ kNm} & T_{G+Q+E} &= 106.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan ikincil döşeme kirişlerinin düşey yükler ($G+Q$ yüklemesi) altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler:

$$M_{maks} = 62.1 \text{ kNm} \quad T_{maks} = 41.4 \text{ kN}$$

Seçilen kiriş kesit (IPE 270) için gerekli en kesit karakteristikleri:

$$W_x = 429 \text{ cm}^3, I_x = 5790 \text{ cm}^4, S_x = 242 \text{ cm}^3, t_w = 6.6 \text{ mm}$$

Normal gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{62.1 \times 10^6}{429 \times 10^3} = 144.8 \text{ N/mm}^2 < 212 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

Kayma gerilmesi:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{41.4 \times 242 \times 10^6}{5790 \times 10^4 \times 6.6} = 26.2 \text{ N/mm}^2 < 122 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim tahkiki: mesnetler arasında görelî düşey yer değıştirme oranı:

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{1.905}{600.0} = \frac{1}{315} < \frac{1}{300}$$

Seçilen kiriş kesit (IPE 400) için gerekli en kesit karekteristikleri:

$$W_x = 1160cm^3, I_x = 23130cm^4, S_x = 653.5cm^3$$

En kesit koşuları:

Başlık genişliği : $b = 180 \text{ mm}$, başlık kalınlığı: $t = 13.5 \text{ mm}$

En kesit yüksekliği: $d = 400 \text{ mm}$, gövde kalınlığı: $t_w = 8.6mm$

Gövde yüksekliği : $h = 400 - 2 \times 13.5 = 373 \text{ mm}$

Başlık alanı : $F_b = 18 \times 1.35 = 24.3 \text{ cm}^2$

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için TDY, 2007 4.3.1’de verilen en kesit koşuları uyarınca, kiriş en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY, 2007 Tablo 4.3.’te verilen koşuları sağlaması gerekmektedir. Kiriş en kesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{b/2}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (6.20)$$

şeklindedir. Fe37 yapı çeliğı için

$$\sqrt{E_s / \sigma_a} = \sqrt{206182 / 355} = 24.10$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerine konularak

$$\frac{90}{13.5} = 6.67 < 0.3 \times 24.10 = 7.23 \quad \frac{373}{8.6} = 43.37 < 3.2 \times 24.1 = 77.12$$

elde edilir ve en kesit koşularını sağlandığı görülür.

Betonarme döşemenin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Buna karşılık, negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır. TS648 Standardı Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve en kesit alanının çekme başlığı en kesit alanından daha küçük olması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (6.21)$$

denklemini ile hesaplanır. Burada;

s: kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, s=L=200 cm

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.22)$$

şelinde hesaplanan bir katsayıdır.

TDY, 2007 4.3.6.1'de yatay yük taşıyıcı sisteminin kirişlerin üst ve alt başlıklarının yanal doğrultuda mesnetlenmesini ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın

$$l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a} \quad (6.23)$$

TDY, 2007 denklem (4.11) koşulunu sağlamasını öngörmektedir. TDY, 2007 4.3.6.3'e göre, kompozit çelik taşıyıcı sistemlerde kirişlerin betonarme döşemeye bağlanan başlıklarında bu koşulu uyulması gerekli değildir. Ayrıca, yanal doğrultudaki mesnetler arası uzaklığın $l_b = 200\text{cm}$ olduğu çerçeve kirişlerinin alt başlıklarında da (kiriş başlığının ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünü yanal doğrultudaki atalet yarı çapı $r_y = 4.63\text{cm}$) bu koşulu sağladığı görülmektedir.

$$l_b = 200 \leq 0.086 \frac{4.63 \times 206182}{355} = 231\text{cm}$$

Güvenli yönde kalmak üzere $M_1/M_2 = -1$ alınarak hesaplanan $C_b = 1.00$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.00}{200 \times 40 / 2.43} = 2552 \text{ kg/cm}^2 \cong 255.2 \text{ N/mm}^2 > 212 \text{ N/mm}^2 \text{ ise}$$

$$\sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2$$

Normal Gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{176.2 \times 10^6}{1160 \times 10^3} = 151.9 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 212 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

Kayma Gerilmesi:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{106.3 \times 653.5 \times 10^6}{23130 \times 10^4 \times 8.6} = 34.9 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 122 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim Tahkiki (düşey yer değiştirme oranı):

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{0.407}{600.0} = \frac{1}{1474} < \frac{1}{300}$$

Fe37	▼	IPE 400
Steel:	Fe37	$\sigma_a = 355$ mpa Section: IPE 400

ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			YÜZEY ALANI		
G	kg/m	66,3	I _x	cm ⁴	23130	A _L	m ² /m	1,467
h	mm	400	W _{el,x}	cm ³	1156	A _G	m ² /t	22,12
b	mm	180	W _{pl,x}	cm ³	1307			
t _w	mm	8,6	r _x	cm	16,55			
t _f	mm	13,5	A _{vz}	cm ²	42,69			
r	mm	21	I _y	cm ⁴	1318			
A	cm ²	84,46	W _{el,y}	cm ³	146,4			
h _i	mm	373	W _{pl,y}	cm ³	229			
d	mm	331	r _y	cm	4,63			
Ø		M22	s _s	mm	60,2			
p _{min}	mm	96	I _t	cm ⁴	51,08			
p _{max}	mm	98	I _w ×10 ⁻³	cm ⁶	490			

Enkesit Koşulları

TDY 2007 (Tablo 4.3)

$$\begin{aligned} b/2t &< 0,3\sqrt{E_s/\sigma_a} \\ h/t_w &< 3,2\sqrt{E_s/\sigma_a} \end{aligned}$$

Başlık	6,67	<	7,121	compact
Gövde	43,37	<	75,954	compact

Kiriş Başlıklarının Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

TDY 2007 Denk (4.11)

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

$$l_b = 2 \leq 2,31 \text{ m}$$

Şekil 6.8: Ana çerçeve ve kirişlerinin boyutlandırılması-1 HÇP.

Yanal Burkulma Emniyet Gerilmesi

TS 648 (3.3.4.2)

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

C_b =Güvenli yönde kalmak üzere, $C_b = 1,00$
yanal mesnetler arasındaki bölgede sabit eğilme momenti varsayımı ile, $C_b=1.00$ olarak hesaplanan katsayı

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

s: kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki mesafe
s= 2 m

$\sigma_b = 255,2 \text{ mpa} \leq 213 \text{ mpa}$

Eğilme momenti Kapasitesi

$$M_p = W_p \sigma_a$$

$M_p = 410,38 \text{ kNm}$

$$\sigma_{em} =$$

$\sigma_{em} = 141 \text{ N/mm}^2$

Normal Gerilme

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

$M = 176,2 \text{ kNm}$
 $\sigma = 152,4 \text{ N/mm}^2 < 187,53 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti kapasitesi

$S_x = 653,5 \text{ cm}^3$ $T = 106,3$
 $\zeta_{em} = 82 \text{ N/mm}^2$

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

$\zeta = 34,9 \text{ N/mm}^2 < 109,06 \text{ N/mm}^2$

Sehim Tahkiki

$f_{maks} = 0,407$ $L = 600,0$

$$\frac{f_{maks}}{L} < \frac{1}{300}$$

$0,000678333 < 0,0033333$

Asal Gerilme

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 156,3716352$$

Şekil 6.9: Ana çerçeve ve kirişlerinin boyutlandırılması–1 HÇP.

6.13. Dışmerkez Çapraz Sisteminin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

1. Kat, A aksı çerçevesi, 1-2 akları arası kirişi (bakınız şekil 5.2 ve Şekil 5.31) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{x2} + 0.3E_y$ yüklemesi) için boyutlandırılacaktır. Düşey sabit hareketli yükler ile deprem etkilerinden dolayı kirişte oluşan iç kuvvetler:

$$\begin{aligned} M_{G+Q} &= -7.6 \text{ kNm} & M_E &= -55.5 \text{ kNm} & T_{G+Q} &= 3.7 \text{ kN} & T_E &= 184.8 \text{ kN} \\ M_{G+Q+E} &= -63.1 \text{ kNm} & T_{G+Q+E} &= 188.5 \text{ kN} & N_{G+Q} &\cong 0 & N_E &= -28.6 \text{ kN} \\ N_{G+Q;+E} &= -28.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kiriş en kesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{b/2}{t_w} \leq 3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (6.24)$$

şeklindedir. Fe37 yapı çeliği için

$$\sqrt{E_s / \sigma_a} = \sqrt{206182 / 355} = 24.10$$

değerini yukarıdaki ifadede yerine konularak

$$\frac{67.5}{10.2} = 6.62 < 0.3 \times 24.10 = 7.23$$

$$\frac{249.6}{6.6} = 37.82 < 3.2 \times 24.10 = 77.12$$

elde edilir ve en kesit koşullarını sağladığı görülür.

Seçilen kiriş kesit (IPE 270) için gerekli en kesit karakteristikleri:

$$A = 45.9 \text{ cm}^2, \quad W_x = 429 \text{ cm}^3, \quad I_x = 5790 \text{ cm}^4, \quad S_x = 242 \text{ cm}^3,$$

$$W_{xp} = 484 \text{ cm}^3$$

En kesit boyutları:

- Başlık genişliği: $b = 135 \text{ mm}$, başlık kalınlığı: $t = 10.2 \text{ mm}$
- En kesit yüksekliği: $d = 270 \text{ mm}$, gövde kalınlığı: $t_w = 6.6 \text{ mm}$
- Gövde yüksekliği: $h = 270 - 2 \times 10.2 = 249.6 \text{ mm}$
- Başlık alanı : $F_b = 13.5 \times 1.02 = 13.8 \text{ cm}^2$

süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin kirişleri için TDY, 2007 4.8.1’de verilen en kesit koşulları uyarınca, kiriş en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY, 2007 Tablo 4.3’te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

TDY, 2007 4.8.3.1 ve 4.8.3.2 uyarınca bağ kirişinin iki ucu ile bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün

$$0.45 \times b_{bf} \sqrt{E_s / \sigma_a} = 0.45 \times 13.5 \times 24.1 = 146 \text{ cm}$$

aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenmesi gerekmektedir. Bu koşulu sağlayabilmesi amacıyla, bağ kirişinin iki ucunda 60 cm aralıkla ve bağ kirişi dışında kalan kiriş kısımlarının ortalarında 135 cm aralıkla, bağ kirişine dik doğrultuda kirişler oluşturulacak ve bu kirişler kompozit betonarme döşemeye bağlanacaktır. Bu kirişlerde IPE 270 kesitinde olacaktır.

Betonarme döşemelerin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanal burkulması önlenmektedir. Buna karşılık, negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki yapılacaktır. TS648 Standardı Madde 3.3.4.2’ye göre basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve en kesit alanının çekme başlığı en kesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (6.25)$$

denklemini ile hesaplanır. Burada

s : kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, $s = (600 - 60) / 4 = 135 \text{ cm}$

C_b : Güvenlikli yönde kalmak üzere, yanal mesnetler arasındaki bölgede sabit eğilme momenti varsayımı ile, $C_b=1.00$ olarak hesaplanan bir katsayıdır.

6.13.1. Bağ Kirişin Boyunun Kontrolü

TDY, 2007 4.8.2.2'e göre, kolona bağlanan bağ kirişlerinin dışında bağ kirişin boyu; Denklem (4.1) bağlantısı sağlayacak şekilde belirlenir.

$$M_p = W_p \sigma_a = 484 \times 355 \times 10^{-3} = 171.8 kNm$$

$$V_p = 0.6 \sigma_a A_k = 0.6 \times 355 \times 249.6 \times 6.6 \times 10^{-3} = 350.9 kN$$

Buna göre, $e = 0.60$ m olarak seçilen bağ kirişi boyu

$$\frac{171.8}{350.9} = 0.49m \leq e \leq \frac{5 \times 171.8}{350.9} = 2.45m$$

koşulunu sağlamaktadır.

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.00}{1.35 \times 27 / 13.8} = 3180 kg / cm^2 \cong 318 N / mm^2 \quad \sigma_B = 141 N / mm^2$$

Bağ kirişi betonarme döşeme sistemine sürekli olarak bağlı olduğundan eksenel burkulma tahkiki gereksizdir.

Normal Gerilme:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{63.1 \times 10^6}{429 \times 10^3} + \frac{28.6 \times 10^3}{45.9 \times 10^2} = 153.3 N / mm^2 < 1.33 \times 212 N / mm^2 = \sigma_{em}$$

Kayma Gerilmesi:

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{188.5 \times 242 \times 10^6}{5790 \times 10^4 \times 6.6} = 119.4 N / mm^2 < 1.33 \times 122 N / mm^2 = \tau_{em}$$

Asal Gerilme :

$$\sigma_b = \sqrt{153.3^2 + 3.0 \times 119.4^2} = 257.4 \text{ N / mm}^2 < 0.80 \times 355 = 284 \text{ N / mm}^2 = \sigma_{em}$$

Sehim Tahkiki : düşey yer değıştirme oranı :

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{0.313}{600.0} = \frac{1}{1917} < \frac{1}{300}$$

6.13.2. Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

TDY, 2007 4.8.2.4'e uygun olarak, bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti;

$$\frac{N_d}{\sigma_a A} = \frac{28.6 \times 10^3}{355 \times 45.9 \times 10^2} = 0.018 < 0.15 \text{ için}$$

$$V_d = T_{G+Q+E} = 188.5 \text{ kN} \leq 350.9 \text{ kN} = V_p$$

$$V_d = 188.5 \text{ kN} \leq \frac{2 \times 171.8}{0.60} = 572.7 \text{ kN} = \frac{2M_p}{e}$$

koşularının her ikisini de sağlamaktadır.

6.13.3. Bağ Kirişinin Dönme Açısının Kontrolü

TDY, 2007 4.8.4'e uyarınca, bağ kirişinin dönme açısı kontrol edilecektir. Buna göre incelenen bağ kirişinin üzerinde bulunduğu 1. katın (x) doğrultusundaki

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{\delta_i}{h_i} = 0.0082$$

görelî kat ötelemesi açısından oluşan

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{0.60} \times 0.0082 = 0.082$$

bağ kirişi dönme açısı, bağ kirişi boyunun

$$\underline{e=0.60\text{m için:}} \quad \left[0.91 \frac{M_p}{V_p} \right] < \left[1.6 \frac{M_p}{V_p} = 0,784 \right]$$

değeri için $\gamma_p = 0.082 < 0.10$ koşulu sağlanmaktadır. Buna göre, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısımlarının tasarımında esas alınacak iç kuvvetler

$$\overline{V_d} = 1.1 \times 1.1 \times 350.9 = 424.6 \text{ kN}$$

$$\overline{M_p} = \frac{\overline{V_d} - T_{G+Q}}{T_E} \times M_E + M_{G+Q} = \frac{424.6 - 3.7}{184.8} \times 55.5 + 7.6 = 134.1 \text{ kNm}$$

Şeklinde hesaplanır. Bağ kirişin eğilme momenti kapasitesi

$$M_p = 171.8 \text{ kNm} > 134.1 \text{ kNm}$$

olduğundan kesit eğilme açısından yeterlidir. Buna karşılık, kat kirişinin bağ kirişi dışındaki kısmının, örneğin gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetlerine karşı takviye edilmesi gerekmektedir.



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

Fe37

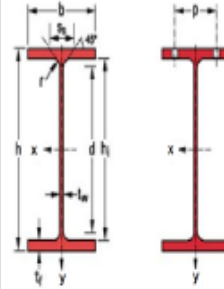
IPE 270

Steel: Fe37

$\sigma_a = 355$ mpa

Section: IPE 270

ÖLÇÜLER				STATİK DEĞERLER				YÜZEY ALANI			
G	kg/m	36,1	I_x	cm ⁴	5790	A_L	m ² /m	1,041	A_G	m ² /t	28,86
h	mm	270	$W_{el,x}$	cm ³	428,9						
b	mm	135	$W_{pl,x}$	cm ³	484						
t_w	mm	6,6	r_x	cm	11,23						
t_f	mm	10,2	A_{yz}	cm ²	22,14						
r	mm	15	I_y	cm ⁴	419,9						
A	cm ²	45,95	$W_{el,y}$	cm ³	62,2						
h_l	mm	249,6	$W_{pl,y}$	cm ³	96,95						
d	mm	219,6	r_y	cm	3,02						
Ø		M16	s_a	mm	44,57						
p _{min}	mm	72	I_t	cm ⁴	15,94						
p _{max}	mm	72	$I_w \times 10^{-3}$	cm ⁶	70,58						



Enkesit Koşulları

TDY 2007 (Tablo 4.3)				
$b/2t < 0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$				
$h/t_w < 3,2\sqrt{E_s/\sigma_a}$				
Bağlık	6,62	<	7,121	compact
Gövde	37,82	<	75,954	compact

Bağ Kirişi Dışında Kiriş Bölümünün Aralıkları Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

D.B.Y.B.H.Y. 4.8.3.1 ve 4.8.3.2 uyarınca	
$0.45 \times b_f \sqrt{E_s/\sigma_a}$	
146,41	cm

Bağ Kirişin Boyunun Kontrolü

$$M_p = W_p \sigma_a = 171,82 \text{ kNm}$$

$$V_p = 0,6 \sigma_a A_k = 350,89 \text{ kN}$$

$$1,0 M_p / V_p \leq e \leq 5,0 M_p / V_p \quad \text{D.B.Y.B.H.Y. Denklem (4.13)}$$

$$\sigma_{em} = 212 \text{ N/mm}^2$$

$$0,49 \leq e \leq 2,45$$

$$\text{Seçilen } e = 0,6 \text{ m}$$

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.10: Bağ kiriş boyutlandırılması-1 HÇP



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

TS 648 (3.3.4.2)

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

C_b =Güvenli yönde kalmak üzere, $C_b=1,00$
yanal mesnetler arasındaki bölgede sabit eğilme momenti
varsayımı ile, $C_b=1,00$ olarak hesaplanan katsayı

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

s:kirişin basınç başlığının yanıl burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki mesafe

$$s = 135 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 317,3 \text{ mpa} \geq 213 \text{ mpa}$$

Normal Gerilme

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

$$N_d = 28,6 \text{ kN}$$

$$M = 63,1 \text{ kNm}$$

$$\sigma = 153,3 \text{ N/mm}^2 < 281,96 \text{ OK}$$

Keeme kuvveti kapasitesi

$$S_x = 242,0 \text{ cm}^3$$

$$\zeta_{em} = 122 \text{ N/mm}^2$$

$$\zeta = 119,4 \text{ N/mm}^2 < 162,26 \text{ OK}$$

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

Sehim Tahkiki

$$f_{maks} = 0,313$$

$$L = 600,0$$

$$\frac{f_{maks}}{L} < \frac{1}{300}$$

$$0,00052 < 0,00333 \text{ OK}$$

Asal Gerilme

$$\sigma_b = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 194,3306089 < 284,00000 \text{ OK}$$

Bağ Kirişinin Tasarım Keeme Kuvvetinin Kontrolü
D.B.Y.B.H.Y. 4.8.2.4

$$N_d = 28,6 \text{ kN}$$

$$|N_d / \sigma_a A| = 0,018 < 0,15 \text{ OK}$$

$$V_d = T_{G+Q+E} = 188,5 \text{ kN} \leq 350,89 = V_p \text{ OK}$$

$$V_d = 188,5 \text{ kN} \leq 572,73 = \frac{2 M_p}{e} \text{ OK}$$

Bağ Kirişlerin Dönme Açısının Kontrolü

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{\delta_i}{h_i}$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0,0082$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$e = 0,6 \text{ m}$$

$$e \leq \frac{1,6 M_p}{V_p}$$

$$0,082$$

$$e \leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 0,78347578$$

$$0,082 < 0,1 \text{ OK}$$

$$\frac{1,6 M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 1,27314815$$

$$< 0,03 \text{ OK}$$

Eğilme Kapasitesi Kontrolü

$$M_E = 55,5 \text{ kNm}$$

$$M_{G+Q} = 7,6 \text{ kNm}$$

$$T_E = 184,8 \text{ kN}$$

$$T_{G+Q} = 3,7 \text{ kN}$$

$$V_d = 424,57 \text{ kN}$$

$$\overline{M}_p = \frac{V_d - T_{G+Q}}{T_E} \times M_E + M_{G+Q} = 134,00 \text{ kNm} > M_p = 171,82 \text{ OK}$$

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.11: Bağ kiriş boyutlandırılması-2 HÇP

6.13.4. Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

TDY, 2007 4.8.6.3 uyarınca kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1 D_a$ katından ($D_a=1.1$) oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını ön görmektedir.

TDY, 2007 4.8.6.1'e göre, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinin kesit seçimi sonucunda belirlenen

$$\frac{M_p}{M_d} = \frac{171.8}{63.1} = 2.72 \quad \text{ve} \quad \frac{V_p}{V_d} = \frac{350.9}{188.5} = 1.86$$

Tasarım büyütme katsayılarından küçüğü ile uyumlu olacak şekilde artırılması suretiyle belirlenecektir.

6.14. Çaprazların Boyutlandırılması

1.Kat, A aksı çerçevesi, 1-2 aksları arası çaprazları (bakınız şekil 5.3a) en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_{x2} - 0.3E_y$ yüklemesi) için boyutlandırılacaktır. Basınca çalışan çapraz elemanda oluşan iç kuvvetler:

$$N_{G+Q} = -24.3 \text{ kN}$$

$$N_E = -261.0 \text{ kN}$$

$$N_{G+Q+E} = -285.3 \text{ kN}$$

Seçilen kesit: □ 140x140x8

En kesit karakteristikleri: $A=41.6 \text{ cm}^2$, $i_{\min} = 5.36 \text{ cm}$

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çaprazları için TDY, 2007 4.8.1.1'de verilen en kesit koşulları uyarınca, eleman en kesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının TDY, 2007 Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlanması gerekmektedir. Çapraz elemanın en kesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar

$$\frac{b}{t} \leq 0.7\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad \text{veya} \quad \frac{h}{t_w} \leq 0.7\sqrt{E_s / \sigma_a} \quad (6.26)$$

şeklindedir. Fe52 yapı çeliği için

$$\sqrt{E_s / \sigma_a} = \sqrt{206182 / 355} = 24.1$$

değeri yukarıdaki ifadelerde yerine konularak

$$\frac{14 - 2 \times 0.8}{0.8} = 15.5 < 0.7 \times 24.10 = 16.9$$

elde edilir ve en kesit koşullarının sağlandığı görülür.

TDY, 2007 4.8.6.2'ye göre, ayrıca çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25 D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmesi gerekmektedir.

Bağ kirişi, tasarım büyütme kat sayısının

$$\frac{V_p}{V_d} = \frac{350.9}{188.5} = 1.86 < \frac{M_p}{M_d}$$

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

$$\overline{N_p} \cong 1.25 \times 1.1 \times 1.86 \times 261.0 + 24.3 = 691.8 kN$$

olarak hesaplanır. Kapasite kontrolü ise

$$\frac{\sigma_{em}}{1.7\sigma_{em}} = \frac{691.8 \times 10^3}{41.6 \times 10^2 \times 1.7 \times 109.5} = 0.893 < 1$$

şeklinde sağlanır.

TDY, 2007 4.8.1.2'ye göre basınca çalışan elemanların narinlik oranı

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

Sınır değerini aşmayacaktır.

Çubuk boyu $L = 442$ cm olan çapraz elemanlarda

$$\lambda = \frac{442}{5.36} = 82 < 96$$

Olduğundan narinlik koşulu sağlanmaktadır. Narinliğin $\lambda = 82$ değeri için, TS648

Çizelge 8'de bulunan basınç emliyet gerilmesi

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

Gerilme tahkiki:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{285.3 \times 10^3}{41.6 \times 10^2 \times 109.5} = 0.626 < 1.33$$

MALZEME

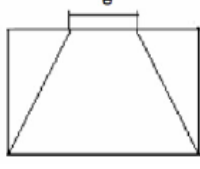
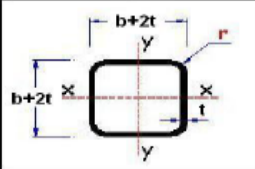
Fe52

Çelik Malzeme: **Fe52** $\sigma_a = F_y =$ **355** Mpa

HSS140X140X8

KARE KUTU KESİTİ

HSS140X140X8

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	34.70	I	$\times 10^8 \text{ mm}^4$	15.00	A	mm^2	4160.00
h+2t	mm	140.00	$W_a = S$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	197.00	KOMPAKTLIK KONTROLÜ		
b+2t	mm	140.00	$W_{pl} = Z$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	235.00			
t	mm	8.00	i=r	mm	53.60	E	Mpa	206182
ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ			$I_t = J$	$\times 10^3 \text{ mm}^4$	24300.00			
L ₁	cm	270.00	NARİNLİK HESABI			$0.70\sqrt{E_s/\sigma}$	TDY2007	16.87
L ₂	cm	350.00				b/t	w-t ratio	15.50
β	deg.	52.35	K _x =K _y		1			
L ₃	cm	442.04	(KL)/r		82.47	TDY2007	Kesit Kompakt	
			$4\sqrt{E/\sigma}$	TDY2007	96.398703			
			$4\sqrt{E/F_y}$	AISC	96.398703			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E/\sigma}$			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E/F_y}$			
			TDY2007	NARİNLİK UYGUN				

$$\frac{V_p}{V_d} = 1.86147 \quad (\text{Bağ kirişin tasarım büyütme katsayısı})$$

$$N_E = 261 \quad N_{G+Q} = 24.3 \quad N_{G+Q+E} = 285.3$$

TDY2007 & TS648 ÇAPRAZ KESİTİ TASARIMI			
N	kN	692.34	(TS648 - Çizelge 8'den, λ ile orantılı enterpolasyonla)
σ_{bem}	kg/cm ²	1095.00	
λ		82.47	
σ_{bem}	N/mm ²	109.5	$\sigma_{ab} / 1.7\sigma_{bem} \leq$ 1
σ_{ab}	N	692336.16	$\sigma_{ab} / 1.7\sigma_{bem}$ 0.89
A	mm ²	4160.00	KESİT YETERLİ

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.12: Çaprazların boyutlandırılması HÇP.

6.15. Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Kontrolleri; TDY, 2007 4.3.2. uyarınca, (2) aksı çerçevenin 1.kat 2/B düğüm noktasında kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu kontrol edilecektir. TDY, 2007 Denklem (4.3)'te güçlü kolon zayıf kiriş kontrolünün formülü verilmiştir.

$$D_a = 1.1$$

Sol ve sağ kiriş kesitleri : IPE 400 $W_{xp} = 1307 \text{ cm}^3$

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 1307 \times 355 \times 10^{-3} = 464.0 \text{ kNm}$$

Üst ve alt kolon kesitleri: HE 400B

$$A = 198 \text{ cm}^2 \quad W_{xp} = 3232 \text{ cm}^3 \quad N_{üst} = 1442.2 \text{ kN} \quad N_{alt} = 119.1 \text{ kN}$$

$$M_{pü} \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) = 3222 \times \left(355 - \frac{1442.1 \times 10^3}{198 \times 10^2} \right) \times 10^{-3} = 912.0 \text{ kNm}$$

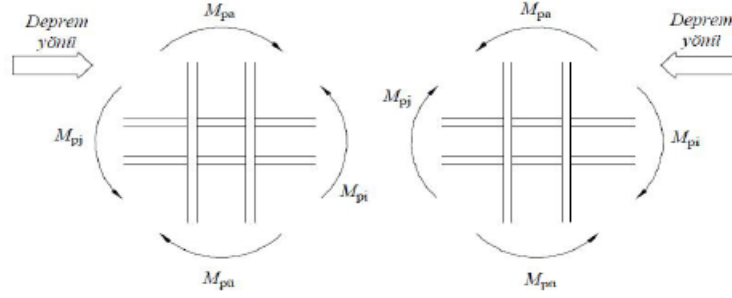
$$M_{pa} = 3232 \times \left(355 - \frac{1191.1 \times 10^3}{198 \times 10^2} \right) \times 10^{-3} = 953.0 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Kontrol } (953.0 + 912.0) = 1865.0 \geq 1.1 \times 1.1 \times (464.0 + 464.0) = 1123.0$$

4.3.2 Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olma Koşulu

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



Düğüm noktasındaki Kiriş sayısı: **2**

Kirişler

Krş 1.	Fe52	▼	Steel:	Fe52	Fy=	355	mpa
	IPE 400	▼	Ag=	2848	Zx=	1307	cm ³
Krş 2.	Fe52	▼	Steel:	Fe52	Fy=	355	mpa
	IPE 400	▼	Ag=	2848	Zx=	1307	cm ³

Kolonlar

Kln 1.	Fe52	▼	Steel:	Fe52	Fy=	355	mpa
	HE 400 B	▼	Ag=	19780	Zx=	3232	cm ³
Kln 2.	Fe52	▼	Steel:	Fe52	Fy=	355	mpa
	HE 400 B	▼	Ag=	19780	Zx=	3232	cm ³

Nüst= **1442.2** kN

Nalt= **1191.1** kN

$$M_{pa} \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) \quad M_{pu} \cong W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) \quad M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a$$

M_{pa}= **952.74** kNm

M_{pu}= **463.985** kNm

M_{vi}= **463.985** kNm

M_{pu}= **911.71** kNm

M_{vi}= **463.985** kNm

M_{vi}= **463.985** kNm

D_{a1}= **1.1**

D_{a2}= **1.1**

$$(M_{pa} + M_{pu}) \geq D_a (M_{pi} + M_{vj})$$

1864.446 ≥ 1122.844 **OK**

Şekil 6.13: Güçlü kolon zayıf kiriş kontrolü HÇP.

Tablo 6.6: Taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit profilleri.

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En kesit Profil
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE 270
A,...,D Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	IPE 270
1,...,5 Aksları ana kirişleri (1,2,3. katlarda)	IPE 400
1,...,5 Aksları ana kirişleri (4,5,6. katlarda)	IPE 360
±0.00/+9.50 kotları arasındaki (tüm kolonlar)	HE 400 B
+9.50/+18.50 kotları arasındaki (tüm kolonlar)	HE 360 B
Çapraz Sistemi elemanları (tüm katlarda)	□ 140x140x8

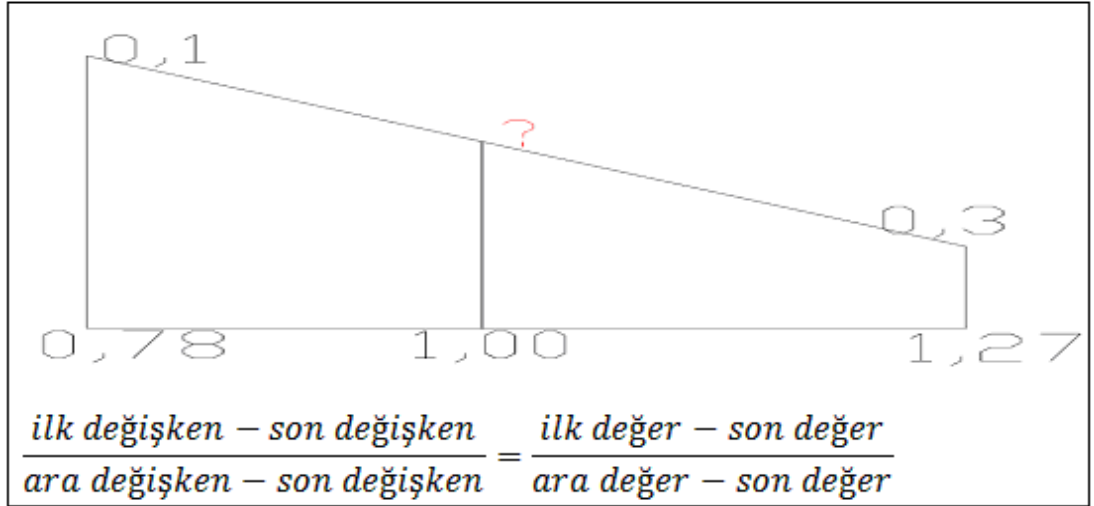
6.16. e=1.00 m İçin Bağ Kirişin Ve Çaprazların Boyutlandırılması

e=0,6m için seçilen IPE 270 kesiti e=1.00m içinde seçilmiştir. Buna göre bağ kirişin boyutlandırılmasında dönme açısının kontrolünü sağlıyor olması yeterlidir. Kolon boyutlandırılmasında kesit değişmediği için değişen bir şey yoktur. Çaprazların boyutlandırılmasında ise çaprazın boyu değiştiği için hesaplar değişecektir.

e=1.00 m için:

$$\left[1.6 \frac{M_p}{V_p} = 0,784 \right] < \left[2 \frac{M_p}{V_p} = 1 \right] < \left[2.6 \frac{M_p}{V_p} = 1,274 \right]$$

değeri için γ_p , e'nin büyüklüğüne göre 0.1 ile 0.03 arasında lineer interpolasyonla elde edilen değerden küçük olmalıdır. Buna göre,



Şekil 6.14: lineer interperasyon dağılımı.

formülünden 0,065 olarak sınır ara değer bulunur.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1} \times 0.0082 = 0.049$$

bağ kirişı dönme açısı, bağ kirişı boyunun $e=1\text{m}$ için değeri için

$$\gamma_p = 0.049 < 0.065$$

koşulu sağlanmaktadır.



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

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

C_b =Güvenli yönde kalmak üzere, $C_b=1,00$
yanal mesnetler arasındaki bölgede sabit eğilme momenti varsayımı ile, $C_b=1,00$ olarak hesaplanan katsayı

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

s:kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki mesafe
s= 135 cm

$$\sigma_b = 317,3 \text{ mpa} \geq 213 \text{ mpa}$$

Normal Gerilme

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

$$\begin{aligned} N_d &= 28,6 \text{ kN} \\ M &= 63,1 \text{ kNm} \\ \sigma &= 153,3 \text{ N/mm}^2 < 281,96 \text{ OK} \end{aligned}$$

Kesme kuvveti kapasitesi

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

$$\begin{aligned} S_x &= 242,0 \text{ cm}^3 \\ T &= 188,5 \text{ kN} \\ \tau_{em} &= 122 \text{ N/mm}^2 \\ \tau &= 119,4 \text{ N/mm}^2 < 162,26 \text{ OK} \end{aligned}$$

Sehim Tahkiki

$$\begin{aligned} f_{maks} &= 0,313 \\ L &= 600,0 \\ \frac{f_{maks}}{L} &< \frac{1}{300} \quad 0,00052 < 0,00333 \text{ OK} \end{aligned}$$

Asal Gerilme

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 194,3306089 < 284,00000 \text{ OK}$$

Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

D.B.Y.B.H.Y. 4.8.2.4

$$\begin{aligned} N_d &= 28,6 \text{ kN} \\ |N_d / \sigma_a \cdot A| &= 0,018 < 0,15 \text{ OK} \\ V_d = T_{G+Q+E} &= 188,5 \text{ kN} \leq 350,89 = V_p \text{ OK} \\ V_d &= 188,5 \text{ kN} \leq 343,64 = \frac{2 M_p}{e} \text{ OK} \end{aligned}$$

Bağ Kirişlerin Dönme Açısının Kontrolü

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{\delta_i}{h_i} = 0,0082$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0,0492$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$e = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \theta &\leq \frac{1,6 M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 0,0492 \quad 0,0492 < 0,1 \text{ OK} \\ \frac{1,6 M_p}{V_p} &\leq e \leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 0,0492 \quad 0,0492 < 0,065 \text{ OK} \\ \theta &\leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \quad \gamma_p = 1,2731481 < 0,03 \text{ OK} \end{aligned}$$

Eğilme Kapasitesi Kontrolü

$$M_E = 55,5 \text{ kNm} \quad M_{G+Q} = 7,6 \text{ kNm} \quad T_E = 184,8 \text{ kN}$$

$$T_{G+Q} = 3,7 \text{ kN} \quad \overline{V_d} = 424,57 \text{ kN}$$

$$\overline{M_p} = \frac{\overline{V_d} - T_{G+Q}}{T_E} \cdot M_E + M_{G+Q} = 134,00 \text{ kNm} > M_p = 171,82 \text{ OK}$$

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.15: Bağ kiriş boyutlandırılması–3 HÇP.

Çaprazların Boyutlandırılması;me değerinin değişmesinden çubuk boyu

L = 430.12 cm olan çapraz elemanlarda

$$\lambda = \frac{430.12}{5.36} = 80 < 96$$

Olduğundan narinlik koşulu sağlanmaktadır. Narinliğin $\lambda = 82$ değeri için, TS648 Çizelge 8’de bulunan basınç emliyet gerilmesi

$$\sigma_{em} = 1124,5kg/cm^2 \cong 1124.5N/mm^2$$

Gerilme tahkiki:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{285.3 \times 10^3}{41.6 \times 10^2 \times 112.45} = 0.61 < 1.33$$

koşulu sağlanmaktadır.



GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(TDY2007)

MALZEME

Fe52 ▼

Çelik Malzeme: Fe52 $\sigma_a = F_y =$ 355 Mpa

HSS140X140X8 ▼

KARE KUTU KESİT

HSS140X140X8

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	34,70	I	$\times 10^6 \text{ mm}^4$	15,00	A	mm^2	4160,00
h+2t	mm	140,00	$W_a = S$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	197,00	KOMPAKTLIK KONTROLÜ		
b+2t	mm	140,00	$W_{pl} = Z$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	235,00			
t	mm	8,00	i=r	mm	53,60	E	Mpa	206182
ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ			$I_t = J$	$\times 10^3 \text{ mm}^4$	24300,00			
L ₁	cm	250,00	NARİNLİK HESABI			$0.70\sqrt{E_s / \sigma}$	TDY2007	16,87
L ₂	cm	350,00				b/t	w-t ratio	15,50
β	deg.	54,46	Kx=Ky		1			
L ₃	cm	430,12	(KL)/r		80,25	TDY2007	Kesit Kompakt	
			$4\sqrt{E / \sigma}$	TDY2007	96,398703			
			$4\sqrt{E / F_y}$	AISC	96,398703			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E / \sigma}$			
			(KL)/r	$\leq$	$4\sqrt{E / F_y}$			
			TDY2007	NARİNLİK UYGUN				

$$\frac{V}{V_d} = 1,86147 \quad (\text{Bağ kirişin tasarım büyütme katsayısı})$$

$$N_E = 261 \quad N_{G+Q} = 24,3 \quad N_{G+Q+E} = 285,3$$

TDY2007 & TS648 ÇAPRAZ KESİTİ TASARIMI				
N	kN	692,34	(TS648 - Çizelge 8'den, λ ile orantılı enterpolasyonla)	
σ_{bem}	kg/cm^2	1124,50		
λ		80,25		
σ_{bem}	N/mm^2	112,45	$\sigma_{ab} / 1.7 \sigma_{bem} \leq$	1
σ_{ab}	N	692336,16	$\sigma_{ab} / 1.7 \sigma_{bem}$	0,87
A	mm^2	4160,00	KESİT YETERLİ	

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.16: Çaprazların boyutlandırılması-1 HÇP.

6.17. e=1.70 m İçin Bağ Kirişin Ve Çaprazların Boyutlandırılması

e=1.70m için:

$$\left[2.6 \frac{M_p}{V_p} \right] < \left[3.47 \frac{M_p}{V_p} = 1.7 \right]$$

değeri için $\gamma_p < 0.03$ koşulunu sağlamalıdır.

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1.7} \times 0.0082 = 0.029$$

bağ kirişi dönme açısı, bağ kirişi boyunune = 1.7 m için değeri için

$\gamma_p = 0.029 < 0.03$ koşulu sağlanmaktadır.



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

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

C_b =Güvenli yönde kalmak üzere, $C_b=1,00$
yanal mesnetler arasındaki bölgede sabit eğilme momenti varsayımı ile, $C_b=1,00$ olarak hesaplanan katsayı

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

s:kirişin basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki mesafe
 $s=135$ cm

$$\sigma_b = 317,3 \text{ mpa} \geq 213 \text{ mpa}$$

Normal Gerilme

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

$$\begin{aligned} N_d &= 28,6 \text{ kN} \\ M &= 63,1 \text{ kNm} \\ \sigma &= 153,3 \text{ N/mm}^2 < 281,96 \end{aligned}$$

OK

Kesme kuvveti kapasitesi

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

$$\begin{aligned} S_x &= 242,0 \text{ cm}^3 & T &= 188,5 \\ \zeta_{em} &= 122 \text{ N/mm}^2 \\ \zeta &= 119,4 \text{ N/mm}^2 < 162,26 \end{aligned}$$

OK

Sehim Tahkiki

$$F_{maks} = 0,313$$

$$L = 600,0$$

$$\frac{f_{maks}}{L} < \frac{1}{300}$$

$$0,00052 < 0,00333$$

OK

Asal Gerilme

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 194,3306089 < 284,00000 \text{ OK}$$

Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü
D.B.Y.B.H.Y. 4.8.2.4

$$N_d = 28,6 \text{ kN}$$

$$|N_d / \sigma_a \cdot A| = 0,018 < 0,15 \text{ OK}$$

$$V_d = T_{G+Q+E} = 188,5 \text{ kN} \leq 350,89 = V_p \text{ OK}$$

$$V_d = 188,5 \text{ kN} \leq 202,14 = \frac{2M_p}{e} \text{ OK}$$

Bağ Kirişlerin Dönme Açısının Kontrolü

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{\delta_i}{h_i} = 0,0082$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0,0289412$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$e = 1,7 \text{ m}$$

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 0,0289412 \quad 0,028941176 < 0,1 \text{ OK}$$

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 0,0289412 \quad 0,028941176 < 0,079 \text{ OK}$$

$$e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \text{ ise } \gamma_p = 1,2731481 \quad 0,028941176 < 0,03 \text{ OK}$$

Eğilme Kapasitesi Kontrolü

$$M_E = 55,5 \text{ kNm}$$

$$M_{G+Q} = 7,8 \text{ kNm}$$

$$T_E = 184,8 \text{ kN}$$

$$T_{G+Q} = 3,7 \text{ kN}$$

$$V_d = 424,57 \text{ kN}$$

$$\frac{\overline{M}_p}{T_E} = \frac{\overline{V}_d - T_{G+Q}}{T_E} \times M_E + M_{G+Q} = 134,00 \text{ kNm} > M_p = 171,82 \text{ OK}$$

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.17: Bağ kiriş boyutlandırılması—4 HÇP.

Çaprazların Boyutlandırılması; e değerinin değişmesinden çubuk boyu
L = 410,76 cm olan çapraz elemanlarda

$$\lambda = \frac{410,76}{5.36} = 76 < 96$$

Olduğundan narinlik koşulu sağlanmaktadır. Narinliğin $\lambda = 76$ değeri için, TS648
Çizelge 8’de bulunan basınç emliyet gerilmesi

$$\sigma_{em} = 1178 \text{ kg} / \text{cm}^2 \cong 1178 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Gerilme tahkiki:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{285.3 \times 10^3}{41.6 \times 10^2 \times 117.8} = 0.59 < 1.33$$

koşulu sağlanmaktadır.



GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

MERKEZİ ÇAPRAZ ELEMAN TASARIMI HESAP ÇİZELGE PROGRAMI(TDY2007)

MALZEME

Fe52 ▼

Çelik Malzeme: **Fe52** $\sigma_a=F_y=$ **355** Mpa

HSS140X140X8 ▼

KARE KUTU KESİTİ
HSS140X140X8

AĞIRLIK & ÖLÇÜLER			STATİK DEĞERLER			KESİT ALANI		
M	kg/m	34,70	I	$\times 10^6 \text{ mm}^4$	15,00	A	mm^2	4160,00
h+2t	mm	140,00	$W_{ax}=S$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	197,00	KOMPAKTLIK KONTROLÜ		
b+2t	mm	140,00	$W_{px}=Z$	$\times 10^3 \text{ mm}^3$	235,00			
t	mm	8,00	i=r	mm	53,60	E	Mpa	206182
ÇAPRAZ ÖLÇÜLERİ			$I_t=J$	$\times 10^3 \text{ mm}^4$	24300,00			
L_1	cm	215,00	NARİNLİK HESABI			$0.70\sqrt{E\sigma}/\sigma$	TDY2007	16,87
L_2	cm	350,00				b/t	w-t ratio	15,50
β	deg.	58,44	$K_x=K_y$		1			
L_3	cm	410,76	$(KL)/r$		76,63	TDY2007	Kesit Kompakt	
			$4\sqrt{E/\sigma}$	TDY2007	96,398703			
			$4\sqrt{E/F_y}$	AISC	96,398703			
			$(KL)/r$	$\leq$	$4\sqrt{E/\sigma}$			
			$(KL)/r$	$\leq$	$4\sqrt{E/F_y}$			
			TDY2007	NARİNLİK UYGUN				

$$\frac{V}{V_d} = 1,86147 \quad (\text{Bağ kirişin tasarım büyütme katsayısı})$$

$$N_E = 261 \quad N_{G+Q} = 24,3 \quad N_{G+Q+E} = 285,3$$

TDY2007 & TS648 ÇAPRAZ KESİTİ TASARIMI			
N	kN	692,34	(TS648 - Çizelge 8'den, λ ile orantılı enterpolasyonla)
σ_{bem}	kg/cm^2	1178,00	
λ		76,63	
σ_{bem}	N/mm^2	117,8	$\sigma_{ab} / 1.7\sigma_{bem} \leq 1$
σ_{ab}	N	692336,16	$\sigma_{ab} / 1.7\sigma_{bem} = 0,83$
A	mm^2	4160,00	KESİT YETERLİ

Tasarım: Ünal EKŞİ

Danışman: Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

Şekil 6.18: Çaprazların boyutlandırılması-2 HÇP.

Süneklik düzey yüksek dışmerkezi çelik çerçevelerde ilk olarak modelleme için bağ kirişi mesafesinin belirlenmesi gerekmektedir. Bunun için bağ kirişinde kullanılacak profil seçilmelidir. Çünkü bağ kirişi mesafesi, kullanılacak elemanın eğilme moment kapasitesi ve kesme kuvveti kapasitesine bağlı olarak belli bir aralıkta olması gerekir. Ayrıca bu mesafenin büyüklüğü sistemin göçme modunu değiştirmektedir. Sistemde bağ kirişi dışındaki profiller deprem etkisi altında elastik sınırdan kalacağından ekonomik olacak olan küçük kesitler atanır. Bu kesitler, deprem yönetmeliği gereğince belli kontroller yapılarak belirlenir. Bu parametrelerin bazıları

- Bağ kirişi boyu
- Sistemde oluşan görel kat ötelemeleri
- Profillerin yerel burkulma sınır değerlerini aşmaması
- Bağ kirişinin dönme açısı kontrolü
- Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi
- Çapraz elemanında kapasite kontrolü

e=0.60m için:

$$\left[0.91 \frac{M_p}{V_p} \right] < \left[1.6 \frac{M_p}{V_p} = 0,784 \right]$$

değeri için $\gamma_p = 0.082 < 0.10$ koşulu sağlanmaktadır.

e=1.00 m için:

$$\left[1.6 \frac{M_p}{V_p} = 0,784 \right] < \left[2 \frac{M_p}{V_p} = 1 \right] < \left[2.6 \frac{M_p}{V_p} = 1,274 \right]$$

değeri için $\gamma_p = 0.049 < 0.065$ koşulunu sağlamalıdır.

e=1.70m için:

$$\left[2.6 \frac{M_p}{V_p} \right] < \left[3,47 \frac{M_p}{V_p} = 1,7 \right]$$

değeri için $\gamma_p = 0.029 < 0.03$ koşulunu sağlamalıdır.

Bağ kirişinin plastikleşmesini etkileyen faktör bağ kirişin uzunluğudur. Bağ kirişi uzunluğu akma mekanizmasını ve kırılma modunu kontrol eder. Bağ kirişi uzunluğu kısa olan sistemlerde uç momentler plastik momente ulaşmadan önce bağ kirişi kesme kuvveti kapasitesine ulaşır. Bağ kirişi uzunluğu büyük olan sistemlerde göçme eğilmeden burkulma sonucunda meydana gelir. Görüldüğü üzere sistemde burkulma sadece bağ kirişinde olacaktır. Diğer elemanlar elastik sınırdaki şekil değiştirme yaparak herhangi bir elemanda hasar oluşmayacaktır.

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada ilk olarak dış merkezi çaprazlı çerçeveli sistemlerin TDY 2007'ye göre tasarım ve yapıya etkiyen yüklerin belirlenmesi için hesap algoritmaları oluşturulmuştur. Bu hesap algoritmaları kullanılarak tasarımın bütün adımlarında kullanılabilecek hesap çizelgesi programları yapılmıştır. Hazırlanan elektronik hesap çizelgeleri kullanılarak beş katlı ve taşıyıcı sistemi bir yönde dış merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşan bir iş merkezinin tasarımı yapılmıştır, farklı bağ kirişi mesafeleri seçilerek elamanların boyutlarındaki değişim incelenmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Dış merkez çaprazlı çerçevelerde bağ kirişi sigorta eleman görevi görür ve bağ kirişinin uzunluğu "e" inelastik davranışı kontrol eden anahtar parametredir.
- Bağ kirişindeki inelastik deformasyonun kesme kuvvetinden mi eğilme momentinden mi yoksa hem kesme kuvveti hem de eğilme momentinden dolayı mı olacağını "e" belirler.
- Bağ kirişi kısaysa inelastik davranış kesme kuvvetinden dolayı oluşur, bağ kirişi uzunsa inelastik davranış eğilmeden dolayı oluşur. Kesmeden dolayı akma; bağ kirişi enkesiti boyunca gövdede oluşur daha yüksek süneklik sağlar, kesme kuvveti bağ kirişi genişliği boyunca sabittir ve kayma gerilmesi inelastik bölgede kesit yüksekliği boyunca relatif olarak üniiformdur. Eğilmeden dolayı akma bağ kirişinin uçlarında oluşur ve daha az süneklik sağlar. Bağ kirişindeki yüksek moment gradyeni sebebiyle eğilmeden dolayı akma sadece bağ kirişinin uçlarında oluşur.
- Dış merkez çaprazlı çerçeveli sistemlerde mimari tercihler bizi zorunlu kılmıyorsa sistemin daha sünek davranışı ve yüksek enerji sönümlemesi için kısa bağ kirişler tercih edilmelidir.

KAYNAKLAR

- Akbaş B., (2013), “İleri Çelik Yapılar Ders Notları”, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü.
- Akbay F., (2001), “Çelik Çerçeve yapıların tanıtımı notları”, Orta Doğu Teknik Üniversitesi.
- ANSI/AISC 341-05, (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 360-05, (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.
- Astaneh A., (1998), Seismic Behavior and Design of Gusset Plate, Steel TIPS, Structural Steel Educational Council”, Morago, CA.
- Celep Z. ve Kumbasar N., (2003), “Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı”, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.
- Clark P., Aiken I., Kasai K., (1999), “Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices, Proceedings, 68th Annual Convention, Structural Engineers of California”, Santa Barbara, CA.
- Cochran M.L. ve Honeck W.C., (2004), “Design of Special Concentric Braced Frames, Steel TIPS, Structural Steel Educational Council”, Morago, CA.
- Çileli E., (2008), “Çok Katlı Çelik Yapılarda Çaprazlı Çerçeve Sistemlerin DBYBHY 2007' ye göre Tasarımı ve Süneklik Düzeylerinin Karşılaştırılması”, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi
- Deren H., Uzgider E., Piroglu F, (2004), “Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi”, İstanbul.
- İşçi Y.S., (2010), “Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve Elemanlarının Tasarımı için Hesap Çizelgesi Programı Hazırlanması ve Tasarım Uygulamaları”, Yüksek Lisans Tezi, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü.
- Simur İ., (2007), “Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve Sistemlerinin DBYBH 2007 Yönetmeliğine göre tasarımı”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

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.

T.S. 648, (1980), “Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü”, Ankara.

TDY 2007., (2007), “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Bölüm 4, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi”, Ankara.

Tunaboyu O., (2007), “Bilgisayar Destekli Çelik Yapı Tasarımı”, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Anabilim Dalı, Eskişehir.

Yardımcı, N., (2005), “Çelik Yapıların Tasarımı ve Tasarım Yöntemleri”, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 435-2005/1.

Yeşil R., (2010), “Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve Elemanlarının Tasarımı için Hesap Çizelgesi Programı Hazırlanması ve Tasarım Uygulamaları”, Yüksek Lisans Tezi, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü.

Zorbozan M., (2008), “Betonarme Yapı Tasarımı, Yıldız Teknik Üniversitesi Ders Notları”, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

1984 yılında Rize’de doğdu. İlk ve orta dereceli öğrenimini Kocaeli’de tamamladı. 2001 yılında Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümü eğitime başladı. 2002 yılında çiftanadal programından yararlanarak ikinci bölüm olarak Makine mühendisliği okumaya hak kazandı. 2005 yılında iki bölümden de mezun oldu. Mezun olduktan sonra yurt içi ve yurt dışı muhtelif inşaat firmalarında inşaat mühendisi olarak görev aldı. 2010 yılında Kayra Yapı İnşaat ve Mühendislik isimli firmayı kurdu. Halen aynı şirkette müteahhitlik ve projelendirme hizmetleri vermektedir.