

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOMPOZİT YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ
ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM
KULLANILARAK BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Gökhan ŞENOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2016

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOMPOZİT YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ
ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM
KULLANILARAK BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Gökhan ŞENOĞLU
501131019**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN

HAZİRAN 2016

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501131019 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Gökhan ŞENOĞLU , ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “KOMPOZİT YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM KULLANILARAK BELİRLENMESİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Yrd. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Erişan Filiz PİROĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Meltem ŞAHİN
Mimar Sinan Güzel Sanatlar Üniversitesi

Teslim Tarihi : 27 Nisan 2016
Savunma Tarihi : 7 Haziran 2016

Sevgili aileme,

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, kompozit yüksek bir yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme yöntemi kullanılarak deprem performansının belirlenmesi ve performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca bilgi ve yardımlarını benimle paylaşan, tecrübelerini aktaran danışman hocam sayın Yrd. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans tezimi hayata geçirebilmem konusunda büyük paya sahip olan, önerileri ile mühendislik bakış açımı genişleten hocam sayın Dr. Cüneyt TÜZÜN'e teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam sırasında karşılaştığım sorunlara bilgi ve tecrübeleriyle pratik çözümler sunan, iş yaşantımdaki yardımlarıyla bana yol gösteren Dr. Kerem PEKER ve Ahmet KAPTAN'a teşekkürlerimi sunarım.

Yaşamım boyunca bana güvenen, maddi manevi desteklerini üzerimden hiçbir zaman eksik etmeyen, sevgili aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Nisan 2016

Gökhan Şenoğlu
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER.....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET.....	xxiii
SUMMARY.....	xxvii
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı.....	3
2. YÜKSEK YAPILARIN GELİŞİM SÜRECİ	5
2.1 Yüksek Yapıların Tarihi	5
2.2 Yüksek Binaların Tarihsel Gelişimi	6
3. TASARIM STRATEJİLERİ VE TAŞIYICI SİSTEMLER.....	13
3.1 Yüksek Yapı Tasarım Parametreleri	13
3.1.1 Narinlik oranı	13
3.1.2 Bina servislerinin koordinasyonu	14
3.1.3 Çekirdeğin planlanması	15
3.1.4 Yapılabilirlik	15
3.1.5 Dinamik davranış ve bina ötelenmesi.....	16
3.2 Yapısal Taşıyıcı Sistemler	16
3.2.1 Çerçeve sistemler	16
3.2.2 Perdeli sistemler	18
3.2.3 Perde-çerçeve sistemler	20
3.2.4 Çaprazlı çerçeve sistemler	21
3.2.5 Tüp sistemler	22
3.2.5.1 Çerçeve-tüp sistemler.....	23
3.2.5.2 İç içe tüp sistemler	24
3.2.5.3 Modüler tüp sistemler	24
3.2.5.4 Çaprazlı tüp sistemler	25
3.2.6 Dış destek (outrigger) çerçeve sistem.....	25
4. PERFORMANSA GÖRE TASARIM	27
4.1 Deprem Yönetmeliklerinin Gelişimi	27
4.2 Performans Yaklaşımındaki Önemli Gelişmeler	29
5. SAYISAL İNCELEME.....	37
5.1 Yapı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri.....	37
5.2 Deprem Etkilerinin İncelenmesi.....	40
5.2.1 Deprem düzeyleri	40
5.2.1.1 D1 depremi	40
5.2.1.2 D2 depremi	40
5.2.1.3 D3 depremi	40

5.2.2 Tasarım spektrumu.....	41
5.3 Deprem İvme Kayıtlarının Belirlenmesi ve Ölçeklenmesi	43
5.3.1 Deprem hareketleri için genel kurallar	44
5.3.2 Yer hareketleri ölçeklendirme yöntemleri.....	45
5.3.2.1 Frekans tanım alanında ölçeklendirme	45
5.3.2.2 Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi	47
5.3.2.3 Frekans ve zaman tanım alanında ölçekleme yöntemlerinin karşılaştırılması.....	47
5.4 Rüzgar Etkilerinin İncelenmesi	50
5.4.1 Rüzgar hızı.....	50
5.4.2 Yüzey pürüzlülük katsayısı	50
5.4.3 Topoğrafya katsayısı	51
5.4.4 Çevredeki yapıların ortalama rüzgar hızı profiline etkisi.....	52
5.4.5 Rüzgar türbülansı	53
5.4.6 Rüzgar basıncı.....	53
5.4.7 Bir yüzeye etkiyen maksimum rüzgar yükü	53
5.5 Kompozit Yapı Elemanlarının Tasarımı	55
5.5.1 Kompozit kolon tasarımı	55
5.5.2 Kompozit kiriş tasarımı	62
5.5.3 Çaprazların boyutlandırılması	68
5.5.4 Merkezi çelik çaprazların birleşimleri.....	70
5.5.5 Çaprazların bağlandığı kolon kiriş birleşimi	78
5.6 Doğrusal olmayan analiz modelinin oluşturulması.....	82
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	87
KAYNAKLAR.....	93
EKLER	95
ÖZGEÇMİŞ.....	149

KISALTMALAR

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
AISC	: American Institute of Steel Construction
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
CTUB	: Council on Tall Buildings and Urban Habitat
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
IBC	: International Building Code
İYBDY	: İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
İYBRY	: İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği
LRFD	: Load Resistance Factor Design
NEHRP	: National Earthquake Hazard Reduction Program
NGA	: National Geospatial - Intelligence Agency
PEER	: Pasific Earthquake Engineering Research Center
SEAOC	: Structural Engineers Association of California
SEI	: Structural Engineering Institute
UBC	: Uniform Building Code

SEMBOLLER

A_c	: Beton alanı
A_s	: Çelik profil alanı
A_{sr}	: Sürekli donatı alanı
A_{st}	: Kayma çivisinin kesit alanı
b	: Profil başlık genişliği
b_{tri}	: Dönüştürülmüş efektif genişlik
b_{eff}	: Kompozit kirişin efektif tabla genişliği
C	: Dinamik katsayı
C_c	: Betonun ezilme kuvveti
$C_e(z)$	: Herhangi bir yükseklikteki yüzey pürüzlülük katsayısı
C_p	: Yüzey basınç katsayısı
$C_q(z)$	: Zemin yüzeyinden ölçülen yükseklikle değişen etkilenme katsayısı
C_s	: Çeliğin akma kuvveti
C_t	: Topoğrafya katsayısı
d	: Profil faydalı yükseklik
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_{pl}	: Guse plakası genişliği
D	: Kompozit kolon çapı
E_c	: Beton elastisite modülü
$E_{I_{eff}}$	: Kompozit kolon efektif eğilme rijitliği
E_s	: Çelik elastisite modülü
f'_c	: Betonun karakteristik basınç dayanımı
F_a	: Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
F_{cr}	: Eğilmeli burkulma gerilmesi
F_e	: Elastik kritik burkulma gerilmesi
F_{exx}	: Kaynak kopma mukavemeti
F_v	: 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı
F_y	: Çelik akma dayanımı
F_{ye}	: Beklenen çelik akma dayanımı
F_{ysr}	: Donatı akma dayanımı
$F^{filtrelenmiş}(\omega)$	: Kaydedilen hareketin filtrelenmiş Fourier spektrum genliği
$F^{gerçek}(\omega)$	: Kaydedilen hareketin Fourier spektrum genliği
h	: Kompozit kolonun iç çapı
h	: Kesit yüksekliği
h_0	: Çevredeki yapıların ortalama yüksekliği
h_{story}	: Kat yüksekliği
h_y	: Zemin seviyesini fiktif olarak yükseltmek için tanımlanan mesafe
H	: Yapının zemin üzerindeki yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_c	: Beton kesit atalet momenti
I_{eff}	: Kompozit kiriş efektif atalet momenti
I_{eq}	: Kompozit kiriş eşdeğer atalet momenti
I_s	: Çelik profil atalet momenti
I_{sr}	: Donatı atalet momenti

I_{tr}	: Kompozit kiriş dönüştürülmüş atalet momenti
$I_w(z)$	: Zemin yüzeyinden ölçülen yükseklikle değişen türbülans şiddeti
k	: I profil başlık kalınlığı artı yarıçap uzunluğu
K	: Yapı tipi katsayısı
K	: Efektif boy faktörü
l	: Kiriş boyu
l_{xi}	: Kiriş komşu açıklığı
L	: Yatayda tutulmuş eleman uzunluğu
L_{brace}	: Çapraz elemanın hesap boyu
L_w	: Çapraz kaynak uzunluğu
M_C	: C noktasındaki eğilme dayanımı
M_d	: Kompozit kiriş tasarım momenti
M_n	: Kompozit kiriş moment kapasitesi
M_r	: Gerekli eğilme dayanımı
n	: Çelik ile betonun elastisite modülü oranı
N	: Guse plakası kiriş yüzü genişliği
N_{req}	: Sıfır ile maximum moment noktaları arasında gerekli kayma çivisi sayısı
N_{chs}	: Sıfır ile maximum moment noktaları arasında seçilen kayma çivisi sayısı
N_{uf}	: Başlığa etkiyen aksenal kuvvet
N_{uw}	: Gövdeye etkiyen aksenal kuvvet
q_b	: Temel rüzgar basıncı
$q_p(z)$	: Rüzgara dik doğrultudaki düzlemde z yüksekliğindeki bir yüzeye etkiyen maksimum rüzgar yükü
P_C	: C noktasındaki aksenal basınç dayanımı
P_{cr}	: Kritik burkulma yükü
P_{cre}	: Efektif kritik burkulma yükü
P_e	: Elastik kritik burkulma yükü
P_{no}	: Kompozit kolon basınç kapasitesi
P_r	: Gerekli basınç dayanımı
P_{uc}	: Basınç sınır yükü
P_{ut}	: Çekme sınır yükü
r	: Atalet yarıçapı
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_g	: Çelik sacın pozisyonu ve çivi sıra sayısına bağlı azaltma katsayısı
R_p	: Çelik sacın pozisyonu ve çivi sıra sayısına bağlı azaltma katsayısı
R_y	: Akma gerilmesi için güç fazlası katsayısı
R_T	: Kopma gerilmesi için güç fazlası katsayısı
S	: Zemin katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$S_a^{gerçek}(T)$	: Tepki spektrumu spektral ivmesi
$S_a^{hedef}(T)$	: Hedeflenen tasarım ivme spektrumu
S_{M1}	: İncelenen zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme
S_{MS}	: İncelenen zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
S_1	: Referans zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme
S_s	: Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme
t	: Zaman
t_c	: Kompozit düşmenin üst plak kalınlığı
t_{pl}	: Guse plakası kalınlığı

t_w	: Gövde kalınlığı
T	: Periyot
T_0	: Spektrum köşe periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik köşe periyotları
$TH^{gerçek}(t)$	: Kaydedilen deprem ivme kaydı
T_L	: Uzun periyot bölgesine geçiş periyodu
T_S	: Spektrum köşe periyodu
V	: Taban kesme kuvveti
V_b	: Temel rüzgar hızı
V_d	: Tasarım kesme kapasitesi
V_{grv}	: Düşey yüklerden meydana gelen kiriş ucu kesme kuvveti
$V_m(z)$	: Herhangi bir yükseklikteki ortalama rüzgar hızı
V_n	: Nominal kesme kapasitesi
w	: Whitmore genişliği
W	: Yapı ağırlığı
$W(z,t)$	: Ortalama değerin etrafındaki hız değişimlerini ifade eden dinamik rüzgar hızı
w_{max}	: Türbülans standart sapması
x	: Üst başlıktan itibaren elastik tarafsız eksenin uzunluğu
x_{pl}	: Plastik tarafsız eksenin yeri
Z	: Bölge katsayısı
Z_c	: Beton kesidin mukavemet momenti
Z_s	: Çelik kesidin mukavemet momenti
z_0	: Yüzey pürüzlülük uzunluğu
z_{min}	: Yüzey pürüzlülük katsayısının sabit olduğu minimum yükseklik
$\theta^{gerçek}(\omega)$	: Kaydedilmiş deprem hareketi Fourier spektrum fazı
Δ	: Yapının deniz seviyesinden yüksekliği
ϕ_c	: Eksenel basınç güvenlik katsayısı
ϕ_t	: Eksenel çekme güvenlik katsayısı
Φ_b	: Eğilme güvenlik katsayısı
Φ_v	: Kesme güvenlik katsayısı
ρ	: Havanın yoğunluğu
σ_u	: Kayma çivisinin kopma mukavemeti
σ_w	: Türbülans standart sapması
ω	: Açısal frekans
$\omega_{min}, \omega_{max}$	: Maksimum ve minimum ölçekleme frekansları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 5.1 : Çapraz kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı.	38
Çizelge 5.2 : İYBDY tasarım spektrum değişkenleri.	42
Çizelge 5.3 : Deprem ivme kayıtları ve özellikleri.	49
Çizelge 5.4 : Yüzey pürüzlülük uzunlukları ve minimum yükseklikler.	51
Çizelge 5.5 : Sayısal incelemede kullanılan yüzey basınç katsayıları.	54
Çizelge 5.6 : Eksenel yük ve eğilmeye maruz elemanların narinlik sınırları.	56
Çizelge 5.7 : Basitleştirilmiş kapasite eğrisi noktaları.	61
Çizelge 5.8 : Basitleştirilmiş burkulmalı kapasite eğrisi noktaları.	61
Çizelge 5.9 : Basitleştirilmiş tasarım eğrisi noktaları.	61
Çizelge 5.10 : Basınç elemanlarının sınıflandırılması için genişlik - kalınlık sınırları.	69
Çizelge 5.11 : Sünek basınç elemanlarının sınıflandırılması için genişlik- kalınlık sınırları.	69
Çizelge A.1 : Yapı periyotları ve modların kütle katılım oranları.	100
Çizelge A.2 : Yükleme durumlarına göre oluşan mesnet tepkileri.	101
Çizelge B.1 : X doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.	107
Çizelge B.2 : Y doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.	110

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Büyük Giza (Cheops) Piramidi.	5
Şekil 2.2 : Home Insurance Binası.	7
Şekil 2.3 : Empire State Binası.	8
Şekil 2.4 : Burj Khalifa Binası.	10
Şekil 2.5 : Yüksek binaların karşılaştırılması.	11
Şekil 3.1 : Çerçeve sistem görünüşü.....	17
Şekil 3.2 : Rijit çerçevelerde yatay öteleme.....	18
Şekil 3.3 : Eğilme ve kesme deformasyon profili.	21
Şekil 3.4 : Çapraz türleri.	22
Şekil 3.5 : Çevre kolonda kayma gecikmesi nedeniyle oluşan gerilme dağılımı.	23
Şekil 3.6 : Çapraz tüp taşıyıcı sistemler: (a) Çelik ya da kompozit, (b) betonarme...25	
Şekil 3.7 : Outrigger çerçeve sistem.....	26
Şekil 4.1 : Kesit hasar bölgeleri.	32
Şekil 5.1 : Kat planı.	38
Şekil 5.2 : İYBDY tasarım spektrumu.....	41
Şekil 5.3 : İYBDY-2008 elastik ivme spektrumları.....	42
Şekil 5.4 : Deprem kaydı Pseudo spektrumu ile tasarım ivme spektrumunun ilişkisi.	44
Şekil 5.5 : Frekans tanım alanında ölçekleme aşamaları.	46
Şekil 5.6 : Zaman tanım alanında ölçekleme işlemi.....	47
Şekil 5.7 : Çevredeki yapıların ortalama rüzgar hızı profiline etkisi.	52
Şekil 5.8 : Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayı bölgeleri.....	54
Şekil 5.9 : Kompozit kolon kesitleri.....	55
Şekil 5.10 : Kompozit kolon karşılıklı etki diyagramı.	59
Şekil 5.11 : Kompozit kolon etki diyagramı 1. method.....	60
Şekil 5.12 : İç kuvvetleri belli bir kompozit kolonun kapasite ve tasarım eğrisi.....	62
Şekil 5.13 : Kompozit döşemenin elemanları.	63
Şekil 5.14 : Kompozit döşeme kesit ölçüleri.	64
Şekil 5.15 : Kompozit kiriş plastik tarafsız eksen.	64
Şekil 5.16 : Eşdeğer kesit elastik tarafsız eksen.....	67
Şekil 5.17 : Çapraz elemanlar ve bağlantıları için hesap uzunlukları.	71
Şekil 5.18 : Bağlantı plakası akma çizgisinin döşemeden izole edilmesi.....	72
Şekil 5.19 : Bağlantı plakası geometrik tanımlar.	74
Şekil 5.20 : Guse plakasının kolon ve kiriş bağlantısı serbest cisim diyagramı.	75
Şekil 5.21 : Guse plakası serbest kenar uzunlukları.....	78
Şekil 5.22 : Çaprazlardan birleşim bölgesine aktarılan kuvvetler.....	79
Şekil 5.23 : İki kat geçen çaprazın ara kat uç bağlantı detayı.	81
Şekil 5.24 : Merkezi çapraz uç bağlantı detayı.	81
Şekil 5.25 : Sönüm - yükseklik ilişkisi.	83
Şekil 5.26 : Monotonik kuvvet - şekil değiştirme ilişkisi.	84
Şekil 5.27 : Çevrimsel histerik kuvvet - şekil değiştirme ilişkisi.....	84
Şekil A.1 : Yapı kat görünüşleri: (a)Plan. (b)3 boyut.....	96

Şekil A.2 : 3 boyutlu model görünüşü görünüşleri: (a)Çubuk. (b)Katı model.	97
Şekil A.3 : Model kesit görünüşleri: (a)A kesidi. (b)B kesidi. (c)2 kesidi.....	98
Şekil A.4 : Bina hakim mod şekillerinin görünümü ve periyotlar.....	99
Şekil A.5 : Doğrusal tasarım X yönü görelî kat ötelemesi oranları.	102
Şekil A.6 : Doğrusal tasarım Y yönü görelî kat ötelemesi oranları.	102
Şekil B.1 : X doğrultusu rüzgar basıncı.	103
Şekil B.2 : X doğrultusu rüzgar kuvveti.....	103
Şekil B.3 : X doğrultusu rüzgar kat momenti.	104
Şekil B.4 : X doğrultusu rüzgar bina devrilme momenti.	104
Şekil B.5 : Y doğrultusu rüzgar basıncı.	105
Şekil B.6 : Y doğrultusu rüzgar kuvveti.....	105
Şekil B.7 : Y doğrultusu rüzgar kat momenti.	106
Şekil B.8 : Y doğrultusu rüzgar bina devrilme momenti.	106
Şekil C5.1 : Çapraz tipik birleşim detayı.	127
Şekil D.1 : PEER-NGA RSN:15 1. bileşen ivme kaydı.....	128
Şekil D.2 : PEER-NGA RSN:15 2. bileşen ivme kaydı.....	128
Şekil D.3 : PEER-NGA RSN:288 1. bileşen ivme kaydı.....	128
Şekil D.4 : PEER-NGA RSN:288 2. bileşen ivme kaydı.....	129
Şekil D.5 : PEER-NGA RSN:735 1. bileşen ivme kaydı.....	129
Şekil D.6 : PEER-NGA RSN:735 2. bileşen ivme kaydı.....	129
Şekil D.7 : PEER-NGA RSN:739 1. bileşen ivme kaydı.....	130
Şekil D.8 : PEER-NGA RSN:739 2. bileşen ivme kaydı.....	130
Şekil D.9 : PEER-NGA RSN:748 1. bileşen ivme kaydı.....	130
Şekil D.10 : PEER-NGA RSN:748 2. bileşen ivme kaydı.....	131
Şekil D.11 : PEER-NGA RSN:751 1. bileşen ivme kaydı.....	131
Şekil D.12 : PEER-NGA RSN:751 2. bileşen ivme kaydı.....	131
Şekil D.13 : PEER-NGA RSN:769 1. bileşen ivme kaydı.....	132
Şekil D.14 : PEER-NGA RSN:769 2. bileşen ivme kaydı.....	132
Şekil E.1 : Seçilen ölçeksiz kayıtların pseudo ivme spektrumu.....	133
Şekil E.2 : PEER-NGA RSN:15 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması	134
Şekil E.3 : PEER-NGA RSN:15 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması	134
Şekil E.4 : PEER-NGA RSN:288 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	135
Şekil E.5 : PEER-NGA RSN:288 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	135
Şekil E.6 : PEER-NGA RSN:735 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	136
Şekil E.7 : PEER-NGA RSN:735 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	136
Şekil E.8 : PEER-NGA RSN:739 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	137
Şekil E.9 : PEER-NGA RSN:739 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	137
Şekil E.10 : PEER-NGA RSN:748 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	138
Şekil E.11 : PEER-NGA RSN:748 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.....	138

Şekil E.12 : PEER-NGA RSN:751 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.	139
Şekil E.13 : PEER-NGA RSN:751 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.	139
Şekil E.14 : PEER-NGA RSN:769 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.	140
Şekil E.15 : PEER-NGA RSN:769 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.	140
Şekil F.1 : X yönü kat kesme kuvvetleri dağılımı.	141
Şekil F.2 : Y yönü kat kesme kuvvetleri dağılımı.	141
Şekil F.3 : X yönü görel kat ötelemeleri oranı dağılımı.	142
Şekil F.4 : Y yönü görel kat ötelemeleri oranı dağılımı.	142
Şekil F.5 : A aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	143
Şekil F.6 : B aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	144
Şekil F.7 : E aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	145
Şekil F.8 : F aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	146
Şekil F.9 : 2 aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	147
Şekil F.10 : 1 aksı plastik mafsallık kapasite oranları.	148

KOMPOZİT YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM PERFORMANSININ ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM KULLANILARAK BELİRLENMESİ

ÖZET

Küreselleşme sebebiyle nüfusun büyük bölümünün kentlere yoğunlaşmasıyla birlikte yüksek yapıya olan ihtiyaç ortaya çıkmıştır. Geleneksel tasarım yöntemleriyle dizayn edilen yüksek yapılarda, son 50 yılda meydana gelen orta ve yüksek şiddetli depremler nedeniyle yapısal hasarlar oluşmuştur. Meydana gelen hasarlara bağlı olarak can, ekonomik ve sosyal kayıpların çok fazla olması, deprem etkilerinin gerçeğe en yakın olarak saptanması gerekliliğini doğurmuştur. Deprem etkileri altında dayanım esaslı tasarım yöntemlerine alternatif olarak şekil değiştirme esaslı tasarım yöntemlerinin geliştirilmesine başlanmıştır. Performansa bağlı tasarımın ana felsefesi, deprem etkisi nedeniyle taşıyıcı sistemde meydana gelebilecek yer değiştirme, şekil değiştirme ve hasar seviyelerinin önceden saptanmasıdır. Özellikle son 20 yılda ABD'deki araştırma çalışmalarının sonucunda hazırlanan ATC, FEMA dokümanlarıyla birlikte, kuvvete dayalı dayanım prensipleri, yerini yer değiştirme odaklı performansa göre tasarıma bırakmıştır. Günümüzde deprem etkilerinin dizayna hakim olduğu yüksek yapılar, performansa dayalı tasarım yöntemleriyle yapılmaktadır.

Yüksek lisans tezi olarak tamamlanan bu çalışma kapsamında, taşıyıcı sistemi çerçeve ve yüksek sünek merkezi çelik çaprazlardan oluşan 47 katlı kompozit bir binanın ön tasarımı yapılarak, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemiyle deprem performansı belirlenmiştir. Sayısal incelemede malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan yapısal sistem, ETABS sonlu elemanlar yazılımı yardımıyla oluşturulan matematik model sayesinde, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği D3 felaket senaryosu ivme spektrumuna göre ölçeklenmiş yer hareketleriyle çözülmüştür.

Yapının düşey yükler altındaki çözümü için AISC 360-10 yönetmeliği yük ve tasarım katsayıları tasarımı (LRFD) yöntemi tercih edilmiştir. Merkezi çelik çaprazların tasarımı için AISC 341-10 yönetmeliğinden de yardım alınmıştır. Doğrusal olmayan malzeme ve kuvvet şekil değiştirme eğrileri için ASCE 41-13 ve ATC-72 dokümanlarından yararlanılmıştır. Yapıya etkiyen yatay yüklerin hesabı için, İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği 2009 ve İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği 2008 esas alınmıştır. Çelik çaprazların ve kolon giriş birleşim tahkikleri için kapasite prensipleri kullanılarak yapının boyutlandırılması tamamlanmıştır.

Sunulan çalışma 6 kısımdan oluşmaktadır. Birinci bölümde, performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin kavramsal açıklaması yapılarak, tasarım yönteminin ortaya çıkmasına neden olan deprem etkileri ve hasar süreçlerinden bahsedilmektedir. Yapılan çalışmanın amacı da gene bu bölümde özetlenmiştir.

İkinci bölümde, çok katlı yapıların gelişim aşamalarından bahsedilmektedir. Geçmişten günümüze kadar uzanan çok katlı yapı tasarımları incelenerek, daha yüksek yapılar inşa edilmesine olanak sağlayan taşıyıcı sistemlerin gelişimi anlatılmaktadır. Ayrıca bu bölümde yüksek yapıların bölgelere göre dağılımı ve kullanılan yapısal malzemeler değerlendirilmiştir.

Çalışmanın üçüncü kısmında, yüksek bir yapının tasarımı için ele alınması gereken parametreler diğer disiplinleri de içine alarak irdelenmiştir. Bununla birlikte, yapısal taşıyıcı sistemlerin özellikleri ve kullanım durumları ile ilgili detaylı bilgilendirme yapılmaktadır. Yapı taşıyıcı sistemleri sınıflandırılarak, taşıyıcı sistem düzenlenmesi aşamasında önemli noktalara da bu bölümde değinilmektedir.

Dördüncü bölümde, performansla ilgili tasarımın gerekliliği ve yöntemlerin tarihsel gelişimi anlatılarak, deprem yönetmeliklerindeki tasarım süreci günümüze kadar değerlendirilmektedir. Bu bölümde ayrıca Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) 'nin ilgili bölümleri irdelenerek eksik noktalarına değinilmektedir.

Tezin beşinci kısmına, sayısal olarak incelenen çok katlı yapının özelliklerinden, taşıyıcı sisteminden ve tasarım kabullerinden bahsedilerek başlanmıştır. Daha sonra, yapının sismik tasarımında kullanılan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'nin tasarım ivme spektrumunun oluşturulması için gerekli ifadeler değerlendirilerek, farklı deprem düzeyleri için ivme spektrumları oluşturulmuştur. Çalışmanın önemli kısımlarından deprem yer hareketlerinin seçimi ve ölçeklenmesi bu bölümde yer almaktadır. Deprem kayıtları seçilirken dikkat edilmesi gereken hususlar, yönetmeliklerce öngörülen koşullar incelenmiştir. Yer hareketlerinin ölçeklendirme yöntemlerinin detayları anlatılan bu bölümde ayrıca ölçeklendirme yöntemleri karşılaştırılmıştır. Yüksek bir yapının maruz kaldığı dinamik rüzgar etkilerinin incelenmesi için İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği kullanılmıştır. Rüzgar yüklerinin hesabı için gerekli olan rüzgar hızı profilinin çıkarılması için gerekli ifadeler anlatılmıştır. Rüzgar etkilerinin ardından yapısal elemanların tasarımlarına geçilmiştir. İlk olarak dairesel enkesitli kompozit kolon tasarımından bahsedilmektedir. AISC 360-10'da yer alan koşullar anlatılarak, tasarım için dikkat edilmesi gerekenler detaylandırılmıştır. Dairesel kompozit kolon tasarımındaki ilgili etki diyagramlarının oluşturulması için gerekli sınır durumlar da ek olarak bu bölümde yer almaktadır. Daha sonra kompozit kirişlerin plastik gerilme dağılımına göre tasarımının anlatımına geçilmektedir. Kesitteki gerilme dağılımı ve tasarım sınır koşullarının irdelendiği bu kısımda, kayma çivilerinin hesabı da bulunmaktadır. Kirişlerin ardından çapraz elemanların boyutlandırılmasında sınır koşullardan bahsedilerek, çekme ve basınç dayanımlarının hesaplanması anlatılmıştır. Sayısal incelemenin bir parçası olarak, merkezi çaprazların birleşimlerinin tahkiki de bu çalışma kapsamında incelenmektedir. Kapasite sınır koşullarına göre çaprazların birleşim hesaplarının aşamaları anlatılmıştır. Ayrıca geometrik ve konstrüktif kurallar ilgili ifadelerle desteklenmiştir. Çapraz elemanların plastikleşmesinden dolayı oluşan etkilerle birlikte çaprazların bağlandığı kolon-kiriş birleşim hesabı yine bu bölüm içerisinde yer almaktadır. Beşinci bölümün sonunda doğrusal olmayan analiz modelinin oluşturulmasında dikkat edilmesi gereken hususlardan bahsedilmektedir. Kullanılan malzeme özellikleri ve sönüm değerleriyle birlikte, çevrimsel ve monotonik kuvvet şekil değiştirme eğrileri hakkında bilgiler verilmektedir. Çelik elemanlarda doğrusal olmayan şekil değiştirmeler sırasında meydana gelebilecek bozulmalarla birlikte, zaman tanım alanında analiz tanımlarından bahsedilerek bu bölüm tamamlanmıştır.

Altıncı bölümde, yapılan çalışmanın ardından elde edilen sonuçlar ve yapılması düşünülen geliştirmeler için öneriler sıralanmıştır.

Çalışma süresince oluşturulan hesaplama tabloları, taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması için veri dosyaları, ölçeklenmiş yer hareketleri, sayısal analiz modeli görüntüleri ve performans değerlendirme sonuçları ekler bölümünde toplanmıştır.

SEISMIC EVALUATION OF A COMPOSITE HIGH-RISE BUILDING BASED ON NONLINEAR DYNAMIC TIME HISTORY ANALYSIS

SUMMARY

The majority of the population has intensified to major cities by the impact of globalization, causes the need for high-rise buildings. High buildings which have been designed with conventional design procedures, have faced huge structural damages in consequence of middle and high level of earthquakes in past 50 years. Due to damages caused, great number of life, economical and social losses show the necessity of designation of earthquake impacts close to reality. In earthquake regions, development of deformation based design procedures have been commenced as an alternative method of strength based design. The main philosophy of performance based design is, identification of displacement, deformation and damage levels of structural members that faced to earthquake forces during the design process. Especially contribution of reports such as ATC, FEMA that are published results of studies which have performed in USA in last 20 years, performance based design have become more popular than strength based design. Displacement based design procedure is used for current global design method for high-rise buildings in seismic regions.

In scope of this study that is completed as a master of science thesis, 47 story composite high-rise building's, which consist of frames and special concentric braces preliminary design has been completed. Also seismic evaluation of a structure has been made with nonlinear dynamic time history analysis. In numerical examination, structural system that have material and geometrical nonlinearity, is analysed with finite element software named Etabs with scaled ground accelerations according to Istanbul High-rise Building Earthquake Code MCE level (D3) earthquake acceleration spectra.

AISC 360-10 design code is followed for the gravity load design of the structure with load and resistance factor design. For ductile members, especially special concentric braces are designed according to AISC 341-10 and AISC 360-10. Nonlinear material properties and idealized force deformation relationship of the members are formed by following ASCE 41-13 and ATC-72 documents. In order to determination of the lateral loads of the structure, local wind and earthquake codes of Istanbul are used. Istanbul High-Rise Buildings Wind and Earthquake codes are not official codes however they both are recommended to be followed for the buildings higher than 60 meters located in Istanbul that's why; in this study these reports are based on determination of lateral effects. Connection of special concentric braces and frames are performed according to capacity principles also design steps are explained with construction rules and limitations.

This study consist of 6 parts. In first part, definition of performance based design concept and necessity of seismic evaluation are explained. Moreover, earthquake effects and damage levels caused to create displacement based design method are mentioned. General scope of this study is also summarized in this part.

Second part begins with development process of multi story structures. From past to present, design of high buildings are investigated, and evolution of structural systems which allow structural engineers to be able to design higher structures, are indicated as well. Additionally, distribution of high-rise buildings according to regions and materials used is mentioned in this chapter.

Third section of the study includes, high-rise building design parameters with taking into consideration of other disciplines as a design team. Also properties of structural systems and application cases for the building types, are explained in detail. While classification of structural systems, significant points are discussed for arrangement of structural system of given building.

In fourth chapter, necessity of performance based design and historical development of methods are explained. This part includes design process of seismic design codes until today for the buildings constructed in seismic regions. Moreover, related parts of Turkish Seismic Code 2007 are investigated while missing topics and concepts are mentioned.

Fifth part of the study starts with, explanation of details for high-rise building that is considered in numerical examination, structural system properties and design assumptions are also mentioned. Afterwards, required expressions are given for creating design acceleration spectra for different intensity of earthquakes using with Istanbul High-Rise Buildings Seismic Code. One of the most important section as selection and scaling of ground motions takes place in fifth part as well. Important issues about selecting ground motions and limitations offered by seismic codes are investigated. While methods for scaling ground motions are explained in details, comparison has been made for parameters and results for mentioned scaling methods. In order to investigate dynamic wind effects for a high-rise building, Istanbul High-Rise Wind Provision is followed. Although Turkish Wind Code is on regulation, it has not been updated for a long time and doesn't include dynamic effects of the wind pressure therefore; that code is not considered in this study. Determination of wind loads, required expressions are explained in order to create wind speed profile of the structure. After calculation of wind loads, design phases of structural members are mentioned. First of all, concrete filled tube design according to AISC 360-10 provision is explained in detail with supplied expressions for each step, then major points for taken into consideration during the design are suggested. Limit states for creating capacity curves of concrete filled tubes are also defined in this chapter, these states are supported with expressions. Take advantage of capacity curves, moment axial force design curve including buckling is given as well. Composite beam calculation phases with plastic stress distribution is explained in detail. The part, which composite beam design limitations and rules are identified according to AISC provisions, also includes calculation of shear studs needed for composite action on beam. After columns and beams, calculation and sizing of special concentric braces are mentioned with specifying tension and compression strength of the brace member in ultimate limit states. As a part of numerical examination, connection checks for special concentric braces and frames are investigated with supported equations and geometric limitations. Capacity limit states are applied for identifying maximum effects that connection might encounter, by considering different loading cases. Calculation of typical beam-column connection where brace is also joined, is likewise shown in fifth chapter with taking into consideration of plastic hinge occurrence in brace section. Finally, important issues are discussed for creating nonlinear analysis model. Additionally, nonlinear

material properties and damping values are explained, moreover monotonic and cyclic behavior of force-deformation relationship of steel members are indicated. Before concluding this part, reasons of degradations for force deformation relationships in steel elements are discussed and definitions of nonlinear time history analysis application are explained briefly.

Section six includes, results of numerical examination of the study and suggestions for further development studies respectively.

Calculation tables, charts, figures of numerical analysis model, spreadsheets of structural member design, scaled ground motions and performance assessment results are given in appendix section.

1. GİRİŞ

Dünyadaki küreselleşmenin etkisiyle insanlar, iş ve yaşam koşullarının iyileşmesi amacıyla büyük kentlere göç etmektedir. Kentlerdeki nüfus artışıyla birlikte yapı gereksinimi de gün geçtikçe artış göstermektedir. Özellikle 2000’li yıllardan sonra bu gereksinimi karşılamak adına, Amerika ve Asya kıtalarında yoğun olarak orta yükseklikteki binalardan çok, yüksek yapılar inşa edilmeye başlanmıştır. Bu yapıların tasarımında, şekil ve yer değiştirmeye dayalı performans ölçütlerine yer verilmiştir. Deprem ve yapı mühendisliğindeki son yıllardaki gelişmeler, yapı güvenliklerinin daha gerçekçi test edilmesi ve mevcut yapıların güçlendirilmesine yön veren *performansa dayalı tasarım* yöntemini meydana getirmiştir. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri ile taşıyıcı sistem elemanlarındaki şekil değiştirmelerin, yapısal elemanların şekil değiştirme kapasiteleriyle karşılaştırılarak ilgili hasarın değerlendirilmesi performansa dayalı tasarım yöntemlerinin temelini oluşturur.

Northridge (1994), Kobe (1995) ve Kocaeli (1999) gibi nüfus yoğunluğunun fazla olduğu kentlerde önemli hasarlar meydana getiren büyük depremler, güçlendirilmesi ve değerlendirilmesi gereken büyük miktarda yapı stoğunu ortaya çıkarmıştır. Mevcut yapıların deprem performansının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde, günümüz yönetmeliklerinde benimsenen geleneksel *dayanım göre tasarım* yöntemi yeterli olmamaktadır.

Dayanım göre tasarım yönteminde yapıların sahip olması gereken dayanım seviyesi, elastik deprem yükünün dayanım azaltma katsayısına bölünmesi ile hesaplanmaktadır. R katsayısı ilgili yönetmeliklerce yapısal sistemin türüne ve kullanılan malzeme özelliklerine göre bağlı olarak yapısal sistemin süneklik kapasitesi de değerlendirilerek belirlenir. Azaltılmış deprem etkileri altında yapıların elastik analize göre kapasite tasarım ilkelerince belirlenmiş kurallara uygun olarak, yapısal elemanların minimum dayanımları belirlenir. Bu yaklaşımda yapısal elemanların doğrusal olmayan şekil değiştirme kapasitelerinin, depremin talep ettiği elastik olmayan deformasyon istemlerine göre yeterli olduğu varsayılmaktadır.

Bu nedenle depremin talep ettiği inelastik Şekil değiştirmeler net değildir ve dayanıma göre tasarımı bazı noktalarda eksiklikler içerdiğini göz önüne sermektedir:

- Mevcut yapıların dayanım seviyeleri ve süneklik kapasitelerinin dayanım azaltma katsayısı ile belirlenmesi imkânı bulunmamaktadır.
- Taşıyıcı elemanlarda oluşan doğrusal olmayan davranış nedeniyle sistemde yük ve deformasyon dağılımı değişebilir, bu değişimin doğrusal analizle tahmin edilme şansı yoktur.
- Dayanıma göre tasarım yaklaşımında kabul edilen hasarın dağılımı ve büyüklüğü belirlenememektedir.
- Hangi taşıyıcı ya da taşıyıcı olmayan yapısal elemanlarda hasar oluşacağı belirsizdir.

Yapısal taşıyıcı elemanların performansının belirlenmesindeki ana etken sistem elemanlarındaki hasar seviyeleridir. Hasar seviyelerinin belirlenmesinde modern depreme dayanıklı yapı tasarımı yönetmeliklerinde, yapısal elemanlarda meydana gelen hasar seviyeleri, elemanların Şekil değiştirme istemleri ile belirlenmektedir. İnelastik Şekil değiştirmelerin gerçeğe en yakın olarak hesaplanması, yapı hasar durumunun doğru bir biçimde belirlenebilmesi adına büyük önem taşımaktadır; bu yüzden yer ve Şekil değiştirmeye dayalı analiz yöntemlerinin tercih edilmesi gerekmektedir.

Yönetmelikler taşıyıcı sistem elemanlarının can ve göçme güvenliği şartlarını sağlasa da, depremlerden sonra yapıların kullanılabilirlik durumları da önem taşımaktadır. Oluşacak hasardan sonra yapının kullanım durumu, onarım süresi ve maliyeti yapının önemine göre değerlendirilmelidir. Servis koşulları farklı yapıların depremden sonra kullanımlarının belli bir süreliğine de olsa kesintiye uğraması ya da; onarım maliyetinin yeniden yapım maliyetine eşdeğer olması, hedeflenen performans düzeyine göre tasarım yöntemini vazgeçilmez kılmaktadır (Gözütok, 2011).

1.1 Tezin Amacı

Bu çalışmada, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme ilkeleri kabul edilerek çok katlı kompozit bir binanın zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile çözümlenerek, deprem performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, örnek olarak alınan yüksek bir binanın doğrusal olmayan analiz ile çözümlenmesi aşamasında oluşturulan analiz modelinde dikkat edilmesi gereken hususlara dikkat çekmek ve analiz sonuçlarının değerlendirilmesi amaçlanmaktadır.

Dünyada birçok örneği bulunan; ancak ülkemizde yeni tasarlanmaya başlanan kompozit yapıların davranışının anlaşılması ve performans değerlendirmelerinin geleneksel yüksek yapılarla karşılaştırılması açısından bu çalışmanın inşaat mühendislerine örnek olması hedeflenmektedir.

2. YÜKSEK YAPILARIN GELİŞİM SÜRECİ

2.1 Yüksek Yapıların Tarihi

İnsanoğlu geçmiş zamandan beri yüksek yapıların sosyal statü sembolü olmasına ve her yerden görülebilmesine hayran olmuştur. Toplum en fazla saygıyı yüksek yapıları inşa edenlere göstermiş ve bu yapılar otorite sembolleri haline gelip efsanelere konu olmuştur. Dünyanın yedi harikası olan; Artemis Tapınağı, Alexandria Feneri, Halikarnas Mozalesi, Büyük Rodos Heykeli, Mısır Piramitleri bu yapılardan birkaçı olarak örneklendirilebilir. Gücün, zenginliğin ve gösterişin sembolü olan bu yapılar, gökyüzüne erişmek için harcanan çabanın sonucunda ortaya çıkmıştır. Geçmişten günümüze büyük bir kısmı felaketlere karşı koyamayarak yıkılsa da, zamana meydan okuyan piramitler hala ayaktadır. Milattan önce 2560 yılında yapımına başlanan ve yaklaşık olarak 20 yılda tamamlandığı düşünülen 146,5 metre yüksekliğindeki Giza Piramidi (Şekil 2.1), 4000 yıl boyunca dünyanın en yüksek yapısı olmuştur. 2,3 milyon taştan inşa edilen bu yapı bugün 139 metre yüksekliğiyle ihtişamını sürdürmektedir.



Şekil 2.1 : Büyük Giza (Cheops) Piramidi (Parker ve Wood, 2013).

Geçmiş toplumların daha yükseğe ulaşabilme isteği bir sonraki kuşaklara da ışık tutmuş, malzeme ve yapı mühendisliğinin de gelişimiyle birlikte insanlar yüksek binalar inşa etmeye başlamışlardır. Ancak daha yüksek binaların inşası düzeyde ulaşım sorununu da beraberinde getirmiştir. Merdivenlerin ulaşımı zor ve yavaş kılması, insanların daha yüksek mekânlarda bulunmasını engellemiştir. Daha çok yük taşımacılığı ve fabrikalarda kullanılan asansörler, insanlar tarafından güvenli bulunmuyordu. 19. yüzyılın ortalarına doğru güvenli asansör sistemlerinin gelişmesiyle birlikte geleneksel yapı düzeninden daha yüksek yapılara geçişin başlaması, malzeme ve yapı mühendisliğindeki gelişmelerle birlikte olağan olmuştur.

19. yüzyıldan itibaren yüksek binalara “gökdelen” ismi verilse de, yüksek bina teriminin tarihi geçmiş zamanlara dayanır. Yüksek binaların gökdelen olarak adlandırılmasının temel nedeni toplumda heyecan ve şaşkınlık yaratmasıdır. Yapı mühendisleri için yüksek bina; tasarımında deprem ve rüzgârın yaratmış olduğu yatay kuvvetlerin etkisinin birinci derecede hâkim olduğu yapılardır. Yükseklik göreceli bir kavramdır, binanın yüksek bina ya da gökdelen olması için belirli bir yüksekliğe ya da kat sayısına ait genel bir sınıflama yoktur. Binaların sınıflandırıldığı yükseklik içinse çeşitli görüş bulunmaktadır. Birçok otorite, binaların yüksekliğini zemin ile binanın mimarisinin tepe noktası arasındaki uzunluğunu, binanın yüksekliği kabul ederken, mühendislere göre binanın yüksekliği temel seviyesinden itibaren ölçülmelidir. 14 kat ve 50 metre ve üzeri binalar “yüksek binalar”, 300 metre ve üzeri binalar “süper yüksek binalar”, 600 metre ve üzeri yüksekliğe sahip binalar ise “mega binalar” olarak adlandırılabilir (CTBUH, 2008).

2.2 Yüksek Binaların Tarihsel Gelişimi

Sanayi devrimiyle birlikte şehirleşmenin artması, büyük kentlerde yer ve nüfus sorununu beraberinde getirmiştir. 1880’lerin ortalarından başlayarak Chicago ve New York gibi önemli Amerikan şehirlerindeki ekonomik büyüme şehir merkezlerindeki yüksek yapı yoğunluğunu doğurmuştur. Teknolojik gelişmelerle yapısal elemanlarda tuğla ve taşın yerine yangına dayanıklı demirin ve derin temellerin kullanılmasıyla birlikte teknik ve ticari anlamda büyük yenilik getiren yüksek binalar yapılmaya başlanmıştır. Sonraki gelişmelerle birlikte, 1885 yılında literatürde ilk yüksek bina olarak adlandırılan 10 katlı Home Insurance Building (Şekil 2.2) inşa edilmiştir. Bina ağırlığı dolgu duvarlar yerine çelik çerçeveler

tarafından taşınan bu binanın taşıyıcı sistemi, yapı mühendislerine tasarımlarını geliştirme imkânı sunmuştur. Çeliğin yapısal eleman olarak kullanılması mimari tasarımların da önünü açmış kalın dolgu duvarların olmaması özgün tasarımların üretilmesine katkı sağlamıştır.



Şekil 2.2 : Home Insurance Binası (Günel ve Ilgın, 2014).

Yirminci yüzyılın başlarında yeni bir yüksek yapı akımı başlamıştır. Beyaz yakalı çalışan sayısının artışıyla birlikte oluşan ofis ihtiyacı ve mühendislik alanındaki gelişmeler daha yüksek bina yapma hedeflerini doğurmuştur. Döneme göre iddaalı yükseklik ve mimarileriyle ön plana çıkan Flatiron ve Singer Tower yapılarını Woolworth Bina'sı izlemiştir. 1920'li yılların sonlarına gelindiğinde gökdelenlerin yükseklikleri Chrysler ve Empire State Binoları ile yükselmeye devam ederken bu yapılar modernliğin ve bilimin sembolü haline gelmiş kültürel ve sanatsal alanda iz bırakmışlardır. Bu binalar mimari olarak da bir akımın simgesi olmuş ve yüksek yapı yarışını hızlandırmışlardır. Özellikle 102 katlı Empire State Binası (Şekil 2.3) 380 metrelik yüksekliğiyle günümüzün en dikkat çekici sembolik yapılarından biri olmasıyla birlikte en yüksek bina olma rekorunu 1972 yılına kadar elinde tutmuştur.

Gökdelen kavramı, sanayileşme döneminin bir ürünü olan ucuz yakıt, enerji ve işlenmiş maden ürünlerinin çelik ve beton gibi inşaat malzemelerini daha mümkün kılmasından doğmuştur. 20. Yüzyıldan itibaren beton ve çelik fiyatları azalırken bunu işçilik maliyetlerinin artması izlemiştir.

1960'lı yılların başlarından itibaren çelik çerçeve taşıyıcı sistemlerin, büyük kesitler nedeniyle katlardaki kullanım alanlarını azaltmaları nedeniyle etkin ve ekonomik olmadığı görüşü hâkim olmuştur. Rijit çelik çerçevelerin yüksek yapıların taşıyıcı sistemleri için tek çözüm olmadığının düşünülmesiyle, çoklu taşıyıcı sistemler üzerine çalışmalar yapılmıştır. Çerçeve sistemlerin alternatifi olarak tüp sistem kavramı dönemin önemli mühendislerinden Fazlur Khan, Hal Iyengar ve William LeMessurier tarafından öne sürülmüştür. Tüp-çerçeve, tüp-çapraz, iç içe tüp taşıyıcı sistemler yüksek binalara taşıyıcı sistem yenilikleriyle birlikte dikdörtgen ve kutu formunda olan geleneksel mimariye özgürlük sunmuştur. Tüp sistemler kullanılan malzeme miktarını azaltarak daha ekonomik bir tasarım sunmakla birlikte, çerçeve sistemli yapılardan daha yüksek yapıların inşasına imkân vermektedir. Örneğin Willis Tower Binası, Empire State Binasında kullanılan çelik miktarının 3'te birine inşa edilmiştir. Genellikle ofis binaları olarak kullanılan bu yapılarda, kolon kesitlerinin küçülmesi ve kullanılabilir kat alanlarının fazla olması tüp sistemlerin bir başka ekonomik artısı olarak belirtilebilir.



Şekil 2.3 : Empire State Binası (Günel ve İlgin, 2014).

1980'lerden 2000'li yıllara doğru gelindiğinde, yapı mühendisliğine çelik ve betonarme elemanların birlikte kullanıldığı kompozit taşıyıcı sistem kavramı eklenmiştir. Kompozit taşıyıcı sistemler kendi içerisinde yatay ve düşey yükleri paylaşırlar. Genel olarak kompozit taşıyıcı sistemlerde yatay deprem yükü betonarme çekirdek, düşey yükler için ise moment aktaran rijit çelik çerçeveler tarafından taşınmaktadır. Özellikle plan geometrisi büyük olan yapılardaki yüksek eksenel kuvvetlerin taşınması için ideal taşıyıcı sistemlerdir; çünkü yatay yüklerin taşınması için tasarlanmış betonarme elemanlar oldukça yüksek seviyede düşey yük taşırlar (Gözütok, 2011).

Yapı mühendisliği için en önemli teknolojik gelişmelerden biri bilgisayarın hayata geçmesidir. 1990'lı yıllardan itibaren karmaşık matematik problemlerin çözümünde bilgisayarların kullanılmaya başlanmasıyla, büyük yapı sistemlerinin analizleri daha kolay hal almış, davranış ve analiz modelleri geliştirilerek uygun çözümler üretilmeye başlanmıştır. Sistem davranışının daha iyi tahmin edildiği analizlerde, sistem içerisindeki yük ve rijitlik dağılımı daha doğru hesaplanabildiğinden, daha güvenli ve ekonomik tasarımlar hayat bulmuştur. Yapı ve deprem mühendisliğinin bugün ulaşmış olduğu gelişmelerde bu dönemki programlama ve yazılım çalışmaları büyük önem taşımıştır.

2000'li yıllardan itibaren en yüksek bina rekoru Amerika kıtasından Malezya'ya uzandı. 1998 yılından 2004 yılına kadar bu rekoru elinde tutmayı başaran 452 metre yüksekliğindeki Petronas Kuleleri'nin taşıyıcı sistemi iç içe tüp olarak belirlenmiştir. Yüksek mukavetli betonların gelişmesiyle birlikte bu yapıda çelik yerine betonarme elemanlar kullanılmıştır. Taywan'daki Taipei 101 Binası, 510 metrelik yüksekliğiyle rekorun Asya kıtasında kalmasını sağlamış olsa da, 828 metre yüksekliğindeki Burj Khalifa (Şekil 2.4) binası çok büyük bir farkla dünyanın en yüksek binası olarak tarihe geçmiştir. Bu yapının inanılmaz yüksekliğini betimlemek gerekirse; Petronas Kule'lerinin üzerine Empire State Binası eklendiğinde, Burj Khalifa binasından sadece 5 metre yüksekte olmaktadır (Şekil 2.5).

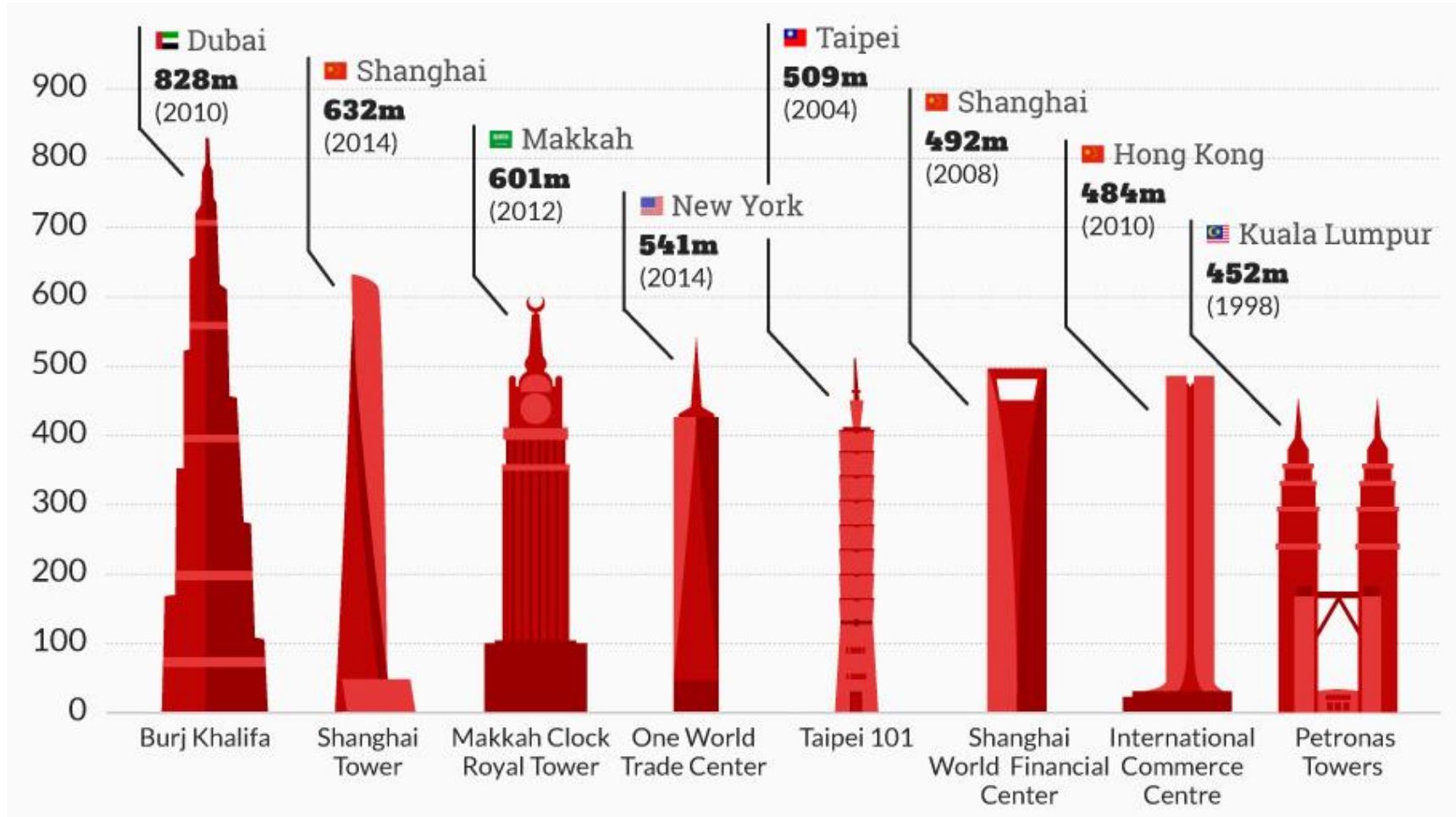
En yüksek binaların bulunduğu yerler de, zamanla hızlı bir değişim göstermiştir. 1990 yılına kadar dünyanın en yüksek yüz binasından 80 tanesi Kuzey Amerika'da bulunurken, günümüzde bu rakam 23'e gerilemiştir. Asya kıtasındaki 45 adet yüksek binayı, Ortadoğu 27 ile takip etmektedir (Parker ve Wood, 2013).



Şekil 2.4 : Burj Khalifa Binası (Parker ve Wood, 2013).

Şehirleşmenin arttığı büyük kentlerde, yüksek yapıların kullanım amacı da ticari faaliyetlerden, konuta doğru değişim göstermektedir. Özellikle yüksekliğin ana tema olduğu projelerde, döşeme kalınlıklarını azaltıp yapıyı hafif tutma adına, bina kullanım amacı konut olarak belirlenmektedir. Çünkü; ofis olarak tasarlanan binaların döşemeleri daha fazla yüke maruz kaldıklarından daha kalın olmaktadır. Ayrıca binada yaşayan sayısının fazla olmaması, binanın servis sağlayıcıları için gereken alanların azalmasına böylece; taşıyıcı elemanlar için daha serbest bölgeler oluşmasına olanak vermektedir.

Son yıllarda değişim gösteren eğilimler arasında malzeme de büyük önem taşımaktadır. Yüksek dayanımlı betonun kullanımının artması ve ekonomik çözümler üretmesiyle birlikte, yüksek yapılarda çelik malzeme kullanımı 1970’li yıllarda %90 iken; betonarme ve kompozit yüksek yapıların tercih edilmesiyle birlikte günümüzde %17’lik orana gerilemiştir. Bu durum beton teknolojisinin çeliğe nazaran daha büyük bir değişim gösterdiğini açıklamaktadır. Dinamik etkilere tepki olan sönüm oranının artırılması ve aktarılması gereken devasa düşey yükler nedeniyle günümüzde çelik ve beton birlikte kullanılarak, her iki malzemenin de en iyi özellikleri birleştirilmiştir.



Şekil 2.5 : Yüksek binaların karşılaştırılması (McCarthy, 2014).

3. TASARIM STRATEJİLERİ VE TAŞIYICI SİSTEMLER

3.1 Yüksek Yapı Tasarım Parametreleri

Yüksek bina dizaynı, düşük veya çok katlı geleneksel bina tasarım aşamalarının tümünü içerir ancak; mühendis ve mimarların yüksek yapıların tasarımında anahtar rol oynayan diğer parametreleri de göz önüne almaları gerekir. Tasarım gelişimi her bir uzmanlık alanının bir araya gelip birlikte efektif çalışmasıyla yön alır. Yapı mühendislerinin dışında; rüzgâr uzmanları, deprem mühendisleri, geoteknik uzmanları, yangın danışmanları, asansör uzmanları ve cephe mühendislerinin bir takım olarak çalışmasıyla yüksek yapının hayata geçmesi mümkündür.

Taşıyıcı sistem seçimi, binanın temel planını oluşturmaktadır ve projenin ana parametresini oluşturur. Yüksek yapıların tasarımında ana faktör olan ve geleneksel az katlı yapılardan farklı olarak etki yaratan yatay yüklerdir. Az katlı binalarda düzgün yerleştirilmiş rijit düşey elemanlar ve onları birbirine bağlayan rijit diyaframlar ya da çapraz sistemler sayesinde güvenli taşıyıcı çözümler mühendisler tarafından sunulmaktadır. Ancak yüksek binalarda durum biraz farklıdır çünkü; düşey yüklerde olduğu gibi yatay yükler yapı yüksekliği ile doğru orantılı değil, yüksekliğin kuvveti şeklinde artış gösterir. Bina yüksekliğiyle artan kuvvet kolu nedeniyle deprem ve rüzgâr etkileri nedeniyle büyük eğilme momentleri ortaya çıkarak, ana taşıyıcı elemanlar olan çekirdek duvarlar ve kolonların boyutlandırılmasında etkili olmaktadır. Göreli kat ötelemelerinin belli bir limitin üzerinde olması, taşıyıcı olmayan elemanların hasar görmesine ve konfor koşullarının sağlanamamasına yol açmaktadır.

3.1.1 Narinlik oranı

Projenin planlama aşamasında yapılması istenen yapının ana boyutları belirlenmelidir. Narinlik oranı yapının yüksekliğinin, yapının plandaki küçük olan boyutuna bölünmesiyle bulunur. Narinlik oranının belirlenmesi, taşıyıcı sistemin ne kadar zorlu bir şekilde çalışması gerektiğini ortaya çıkarır. Narinlik oranı $H/6$ ve daha düşük olan yapıların inşası mümkünken; bu oranının $H/8$ ve üzerine çıkması

yapım koşullarının zorlanması ve taşıyıcı sistemde dinamik etkilerin baskın davranmasına yol açar. Narinlik oranına göre taşıyıcı sistem seçilmeli, ya da narinlik oranının düşürülmesi için yapı boyutları değiştirilmelidir.

3.1.2 Bina servislerinin koordinasyonu

Yapı mühendisleri, binanın integrasyonu için diğer disiplinlerle birlikte çalışmalıdır. Yapının yaşanabilir olması ayakta olmasından daha önemlidir. Yüksek binalar, servislerin yükseklik boyunca dağıtımının önem kazandığı yapılardır. Tasarım aşamasında dikkate alınması gereken bina servisleri:

- Su servisi: Genellikle binanın tüm yüksekliği boyunca basınçlı su pompalanması mümkün olmamaktadır. Bu yüzden her 30 katta bir su depoları konmalı, suyun iletim basıncı düşürülmemelidir.
- Elektrik iletimi: 100 metreden sonraki yüksekliklere düşük voltajlı elektrik iletiminin sağlanması yetersiz kalmaktadır. Binanın ara katlarına kurulacak ara istasyonlar sayesinde, voltajın tüm bina boyunca belirli bir seviyede iletilmesi mümkündür.
- Havalandırma servisi: Binanın havalandırılması için yüksek hacimlerde temiz havanın iletilmesi gerekmektedir, bu durum da havalandırma borularının kesitlerinin artmasına yol açar. Mekanik tesisatın sağlıklı bir şekilde çalışabilmesi için; havalandırma istasyonlarla bölünmeli, yapının farklı katlarına yükseklik boyunca dağıtılmalıdır.
- Veri iletimi: Fiber optik kablolar 90-100 metre aralıklarla iletmeli bu yükseklikler aşıldığında ise, veri istasyonları eklenmelidir.

200 metreye kadarki yapılarda servis istasyonları binanın bodrum ya da çatı katlarına konumlandırılırken, daha yüksek yapılarda ara katlarda da kullanılır. Ara katlarda bulunan servis boşluklarına rijit elemanlar ekleyerek binayı ara seviyelerde güçlendirmek de mümkündür.

Taşıyıcı olmayan servis elemanlarına dinamik etkilerden gelen kuvvetlerin iyice belirlenmesi gerekir. Binanın olası bir deprem durumunda düşeydeki iletiminde sorun olmaması can güvenliğinin sağlanabilmesi açısından birinci koşuldur.

3.1.3 Çekirdeğin planlanması

Yüksek bir binanın çekirdeği, tartışmasız tasarım aşamasında dikkate alınması gereken en temel elemandır. Çekirdekler, binanın günlük servisinin sağlanması gereken tüm sistemleri barındırırken, birçok yüksek yapının taşıyıcı ana iskeletini oluşturarak yüksek oranda düşey yük ve önemli oranda yatay yük taşırlar. Etketif planlanamayan çekirdek; yapının düşük kalitede olmasını, kat alanlarının boşa harcanması ve yapının yavaşlatılmasına yol açarken, yapım maliyetini de büyük oranda arttırmaktadır. Mimarlar, asansör uzmanları ve yangın mühendisleri tasarım sürecine dahil olarak çekirdeğin planlaması yapılmalı ve yapım sürecini yavaşlatan unsurlar giderilmelidir. Unutulmamalıdır ki; yüksek yapının çekirdeğinin inşası bina maliyetinin önemli bir kısmını kapsamaktadır.

Yüksek binaların çekirdekleri genellikle betonarme perde elamanlardan oluşur. Asansör ve merdiveni çevreleyen perde duvarlar olabildiğince uzun olmalı ve yapının burulma düzensizliğinden kaçınması için simetrik olarak merkezine konumlandırılmalıdır. Betonarme perdelerin kalınlıkları genellikle 35-60 cm arasında değişir. Yüksekliği 200 metreden fazla olan yapılarda, daha kalın perde kesitleri kullanmak gerekir. Dinamik etkilerden oluşan devrilme momentine karşı koymak için perdelerin taşıdığı eksenel basınç kuvveti maksimize edilmelidir. Özellikle deprem etkilerinden oluşabilecek çekme kuvvetlerinin meydana gelmemesi için yüksek seviyede düşey yük taşınmalıdır. Perdelerin sistemin düşey yüklerin büyük bir kısmını taşıması, çerçeve kolonlarını daha rahatlatacaktır.

Bina servislerinin toplandığı çekirdekte bu hizmetlerin katlara dağıtılabilmesi için boşluklar ve geçişler gerekmektedir. Mekanik tesisat ve havalandırma için perdede bırakılan delikler, çekirdek pedesinin rijitliğini önemli oranda azaltır. Perdenin etketif çalışabilmesi, detayların ve yapım hızının güçleşmemesi için bu delikler en aza indirgenmelidir. Ayrıca perde uç bölgelerinde ve yüksek gerilmelerin olduğu alanlarda delik açılmamalıdır.

3.1.4 Yapılabilirlik

Çekirdek alanı yapı plan geometrisinin önemli bir kısmını kapsar. Genellikle çekirdek yapının merkezinde konumlandığı için; yapım sırasında düşey erişim için kullanılması kaçınılmazdır. Tasarımcıların odaklanması gereken ana konulardan biri çekirdeğin nasıl kolay ve hızlı bir şekilde yapılacağıdır. Genellikle, çekirdeğin

plandaki yerleşimine bağlı olarak, modern yapım teknikleri arasında kabul edilen kayar kalıp ve tırmanır kalıp (jump-forming) kullanılmaktadır. Hangi kalıp sisteminin seçilmesi gerektiği, proje taleplerine göre değişiklik göstermektedir. Yüksek yapılar yapım kolaylığının sağlanabilmesi için, tekrar eden yapım aşamalarından meydana gelir. Bu yüzden katlardaki elemanlar, tekrar eden ve belirli döngülerde değişen taşıyıcı elemanlardan oluşturulur.

Kolon kesitlerinde belli bir standart oluşturmak için değişimler minimize edilmedir. Kullanılan kalıpların mümkün olduğu kadar çok kullanılması zaman ve ekonomi açısından kazanç sağlamaktadır. Kolon kesitlerinin azalması yerine donatının azaltılması veya beton kalitesinin düşürülmesi gibi çözümler üretilerek, kolon kesit değişimlerinin belirli katlarda olması planlanmalıdır.

3.1.5 Dinamik davranış ve bina ötelenmesi

Yüksek yapılar, rüzgar ve deprem gibi dinamik etkiler altında kaçınılmaz olarak yatay yer değiştirme yapmaktadır. Tasarımcılar için dikkate alınması gereken tepe deplasmanı genellikle bina yüksekliği ile ilişkilendirilir. Geleneksel olarak binanın tepe deplasmanı limiti $H/500$ olmakla birlikte; görelî kat ötelemeleri için sınırın, kat yüksekliğinin 300-400'te biri olması, taşıyıcı olmayan elemanların hasar görmemesi için iyi sonuçlar vermektedir.

Görelî kat ötelemeleri binanın performansını anlamaya yardımcı olsa da, önemli olan binanın dinamik davranışının belirlenebilmesidir, bu da yapının sönümüyle alakalıdır. Sönüm yapının enerji sönümleyebilme yeteneğidir. Yapıda enerji sönümü, yapısal elemanlarda çatlak oluşumu sonucu meydana gelir. Bu yüzden uygulanabilir sönüm oranları yapının işletme durumundaki gerilme değerlerine ya da daha önemlisi yapının önemli dinamik etkiler altındaki şekil değiştirmelere bağlıdır. Özellikle narin yüksek yapılarda, farklı sönüm oranları kullanılarak ön tasarımın yapılarak, yapının sönüme olan hassaslığı belirlenmelidir.

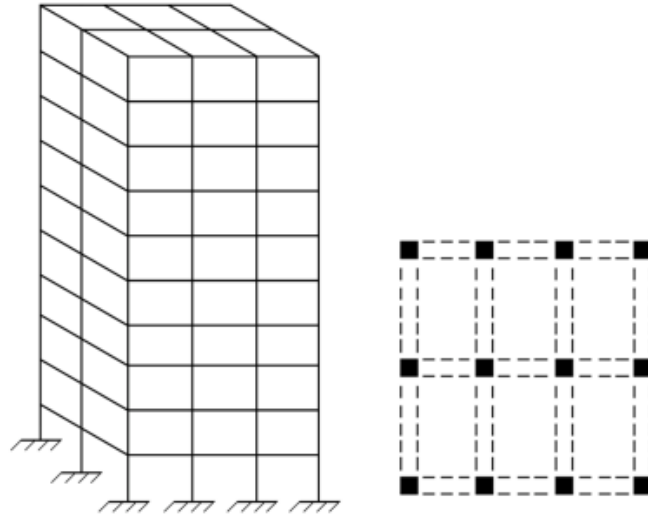
3.2 Yapısal Taşıyıcı Sistemler

3.2.1 Çerçeve sistemler

Çerçeve sistemler, birbirlerine rijit olarak bağlanan sürekli olarak imal edilmiş kolon ve kirişlerden meydana gelirler. Her iki doğrultuda yatay ve düşey yükleri aktaran

moment aktaran çerçevelerde, yatay yükler kolon ve kirişlerin sürekliliği ile taşınır. Her bir çerçeve, yatay yükün bir kısmını kendi rijitliğinin yapının toplam rijitliği oranında taşır. Taşınan yükün miktarında, düğüm noktalarının rijitliği ve kolon kirişlerin sünek davranış göstermeleri büyük önem taşır. Çerçevelerin rijitlikleri kiriş ve kolonların kesit boyutlarıyla doğru orantılıyken, açıklık ve kat yüksekliğiyle ters orantılıdır. Artan kirişlerin rijitlikleri ve çerçevelerin yükseklik genişlik oranıyla birlikte, kolonlarda oluşan şekil değiştirmeler yapı sistemini etkilemeye başlar (Çakıroğlu, 1978).

Çerçeveler betonarme, çelik ya da kompozit olarak tasarlanabilirler. Yerinde dökme betonun kullanımıyla elemanlarda ve düğüm noktalarında süreklilik sağlanırken, öngörülebilir rijitlik de sağlanabilmektedir. Sünek çelik çerçevelerde ise yüksek mukavemetli bağlantılar sayesinde yeterli dayanım ve şekil değiştirme kapasitesi sağlanmaktadır.

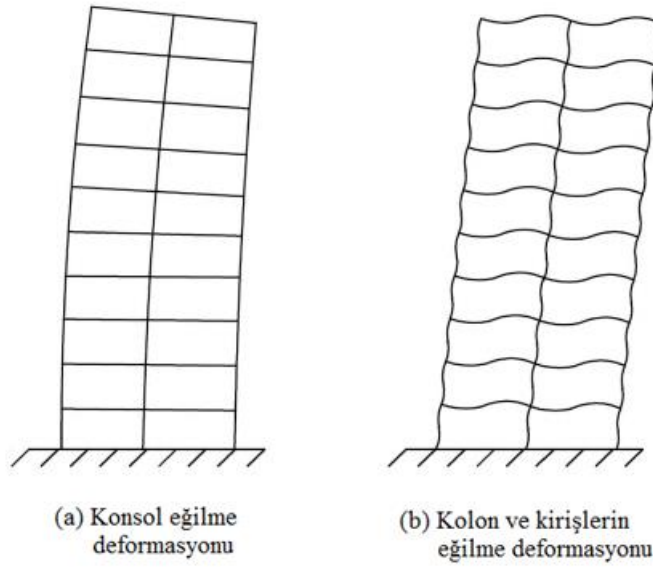


Şekil 3.1 : Çerçeve sistem görünüşü (Günel ve Ilgın, 2014).

Yüksek yapılarda en ekonomik ve hızlı çerçeve çözümü, kirişsiz döşeme – rijit çerçeve sistemidir. Döşeme açıklıklarının 8-9 m arasında olması ekonomik bir tasarım olması için yeterlidir ancak; açıklıklar kat yüksekliklerine ve döşemedeki yerel yüklere göre değişiklik göstermektedir.

Basit taşıyıcı sistem olan çerçevelerde, artan yapı yüksekliklerinde yatay yükleri ve sehim sınırlarını karşılamak adına, elemanların kesitleri ciddi oranda büyür. Bu yüzden çerçeve tipi taşıyıcı sistemler yaklaşık olarak 75 metre yüksekliğe kadarki yapılar için uygundur (Şekil 3.1).

Yüksek sismik aktivitenin gözlemlendiği bölgelerde yapılan binalarda, yapısal elemanlar arasındaki bağlantı detayları, deprem sırasındaki sünek davranışın sağlanabilmesi için çok önemlidir. Çerçeve sistemlerde süneklik, kolon ve kirişlerde elastik sınırların ötesindeki davranışın gözlemlenerek plastik mafsall oluşumuyla meydana gelir. Çelik sünek bir malzeme iken, beton gevrek davranır böylece; betonarme elemanların sünek davranmasını donatı ile sağlanmış olur. Yüksek binalar dayanıma göre boyutlandırıldıklarında en büyük sorun yatay ötelenme miktarıdır. Binalarda konfor koşullarını kötüleştiren yatay ötelemenin %20'lik kısmı binanın konsol olarak eğilme deformasyonlarından, %80'lik kısmı ise kolon ve kirişlerde eğilmeden meydana gelen kayma deformasyonlarıdır (Şekil 3.2) (Schueller, 1977).



Şekil 3.2 : Rijit çerçevelerde yatay öteleme (Günel ve Ilgın, 2014).

3.2.2 Perdeli sistemler

Perdeli sistemler, her iki dik doğrultuda yatay yüklerin taşınması için betonarme perde duvarların kullanıldığı sistemlerdir. Perdeli sistemler düşeyde konsol davranışı gösterirken yatayda yapıya önemli derecede rijitlik katkısı yaparlar. Betonarme perdeler binanın servis iletimine de ev sahipliği yaparlar. Yüksek binalarda merdiven, asansör ve tesisat sistemlerini çevreleyen yapının merkezine konumlanan betonarme perde grubuna çekirdek adı verilir. Çekirdek yeterli yatay, burulma ve eğilme rijitliğiyle, yapının karşılaştığı en zor durumlara karşı koyar. Betonarme çekirdeği bulunan sistemlerde perde, konsol davranışı göstererek yatay yüklerden meydana gelen kesme kuvvetlerinin ve eğilme momentlerinin neredeyse tümünü

temellere kadar iletir. Perdelerin yatay rijitliklerinin kolonlarınkine oranla yüksek olması yatay yüklerin perdeler tarafından, düşey yüklerin ise kolonların tarafından taşınmasını sağlar. Böylece kolon kesitleri daha küçük olabilmektedir.

Perdeler düzlemde düzgün geometrik şekillerde bulunabileceği gibi, mimari gereksinimlerden ötürü L, E, F, C, H, T şeklinde birden fazla perdenin birleşmesiyle oluşan geometrik formlara da sahip olurlar. Çekirdek perdeleri genelde birleştirilmiş formlardan oluşan perdelerden oluşmaktadır.

Normal kuvvet ve eğilme etkisi altındaki kolon ve perdeler arasındaki farklar çoğu zaman ayırt edilemeyebilir. Perdenin plandaki boyutunun kolonunkine çok oranla büyük olması ve perdenin kolona göre daha rijit olması elemanlar arasındaki farklar olarak göze çarpsa da, elemanın perde ya da kolon olarak çalışıp çalışmadığını yapının taşıyıcı sistemi belirler. Perde geometrisindeki elemanların moment diyagramları konsol davranışı gösteriyorsa; o elemanlar için perde tanımlaması uygundur.

Çekirdek perdeler arasındaki geçiş ve mekanik delikler nedeniyle perdelerde büyük boşluklar oluşmakta ve perdelerin birbirinden ayrılmasına yol açmaktadır. Özellikle yüksek yapılarda, birbirinden ayrılan perdelerin birlikte çalışıp, birbirlerine yük aktarabilmeleri için bağ kirişleri teşkil edilir. Bu bağlantı kirişleri sayesinde tek bir perdenin sağlamış olduğu eğilme rijitliğinden çok daha büyük eğilme rijitliği olan “birleştirilmiş perde duvarlar” oluşur.

Dolu perdelerde, düşey yüklerden dolayı oluşan basınç kuvvetleri oldukça büyük, yatay yüklerden oluşan eğilme momentleri küçüktür. Birleştirilmiş perdelerde ise bağ kirişleri perde duvarı iki parçaya ayırır ve her bir perde kendi yük alanı kadar düşey yük taşıyarak ayrı birer eleman gibi davranır. Birleştirilen perdelerdeki yatay yük dağılımı ise perdelerin rijitlik bağıntılarıyla orantılı olarak paylaştırılır (Çakıroğlu, 1978). Bağ kirişlerinde oluşan kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri bu kirişlerin tasarımını ve detaylandırılmasını zorlaştırır; bağ kirişleriyle yapının şekil değiştirme performansı önemli ölçüde artar. Çekirdek perdelerinin bağ kirişleriyle bağlanmasıyla “çift eğrilikli” yerdeğiştirme profili oluşur (Şekil 3.3). Birleştirilmiş perdelerde, yatay yüklerden oluşan eğilme momentlerinin etkisiyle bazı bölgelerde çekme kuvvetleri oluşabilir. Özellikle deprem bölgelerinde yapılacak yüksek yapı tasarımında sıkça karşılaşılan bu durum için perdeler sünek olacak şekilde

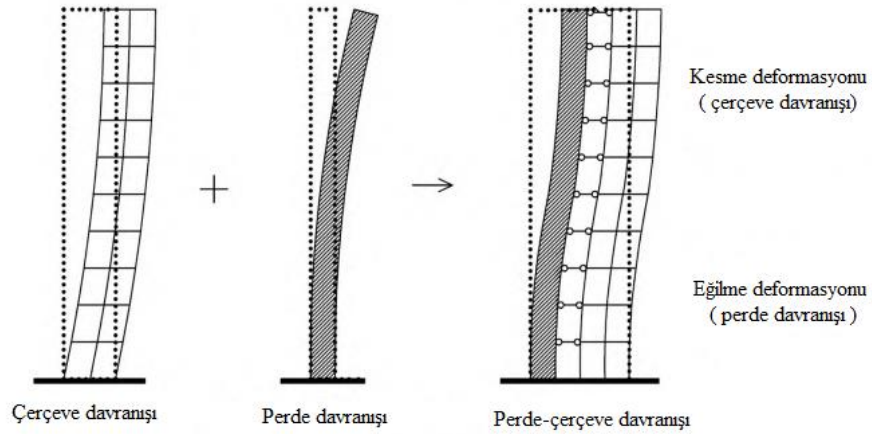
detaylandırılmalıdır. Perdelerdeki başlık bölgeleri oluşacak bu çekme kuvvetlerinin karşılanması için çok önemlidir. Ayrıca eksenel kuvvet ve eğilme momentinin yanı sıra kesme kuvveti de betonarme perdeler için bir başka önemli tasarım parametresidir.

Konsol davranışının sonucu olarak, göreceli kat ötelemelerinin üst katlara doğru kontrol edilmesi güçleşir, bu yüzden perdeli sistemlerde bina tepe noktası yer değiştirmesinin kontrol edilmesi için ek önlemler alınmalıdır. Bu taşıyıcı sistem, 120 metre yüksekliğe kadarki yapılar için genellikle yeterlidir. Perde duvarların planda geniş yer kaplamasına rağmen, oldukça yüksek yapıların inşa edilebilmesine imkân verir. Diğer taşıyıcı sistemlere göre daha az ekonomiktir.

3.2.3 Perde-çerçeve sistemler

Artan yapı yüksekliğiyle birlikte, artış gösteren yatay yer değiştirmelerin belli bir sınırdan olması için çerçeve sistemler yetersiz kalmaktadır. Sadece moment aktaran çerçevelerin kullanıldığı taşıyıcı sistemlerde, yeterli rijitliğin sağlanabilmesi için kolon kesitlerinin büyük olması gerekmektedir bu durum da yapının ekonomik olmasının önünde engel oluşturur. Yatay yüklerin taşınmasında önemli katkısı bulunan perdelerle birlikte rijit ya da yarı rijit çerçevelerin yüksek yapıların taşıyıcı sistemi olarak kullanılması oldukça yaygındır. Perde-çerçeve sistemi betonarme olabileceği gibi, çelik çerçevelerin bulunduğu kompozit olarak da tasarlanabilir. Bu taşıyıcı sistemin ana felsefesi; kolon ve kirişlerin eğilme davranışıyla düşey yüklerin önemli bir kısmını taşıırken, düşey yükün kalan kısmını ve yatay yükleri sünek davranış sergileyecek şekilde betonarme perdelerin taşımasıdır. Perdelerin büyük rijitliklerinden dolayı oluşan süneklik ve stabilite etkisizliği ise sisteme çerçevelerin eklenmesiyle giderilmektedir (Gözütok, 2011).

Perde-çerçeve sistemlerinde moment aktaran çerçevelerde kayma şekil değiştirmeleri hakimken, perdelerde eğilme şekil değiştirmeleri davranışta baskındır. Kayma etkisindeki şekil değiştirmelerin büyüklükleri alt katlarda fazla iken, konsol perde davranışı nedeniyle eğilme şekil değiştirmeleri yapının üst katlarında daha fazladır (Şekil 3.3). Binanın üst katlarında perde duvarlar çerçeveler tarafından tutulurken, binanın alt kısımlarında çerçeveler perdeler tarafından tutulur. Bu etkileşim sonucunda ters eğrilik şekil değiştirme profili ortaya çıkar böylece; tüm yatay şekil değiştirmeler kabul edilebilir sınırlar içerisine çekilir.



Şekil 3.3 : Eğilme ve kesme deformasyon profili (Günel ve Ilgın, 2014).

3.2.4 Çaprazlı çerçeve sistemler

Çaprazlı çelik çerçeveler, moment aktaran çerçeveler ile düşeyde yer alan çapraz elemanların birlikte bulunduğu taşıyıcı sistemlerdir. Diagonal çapraz elemanlar kolon ve kirişler arasında uzanarak sistemin makas şeklinde uzanmasını sağlar. Kolon, kiriş ve çaprazlar genellikle çelik elemanlardan seçilirken kompozit elemanlar da kullanılmaktadır. Çapraz elemanlar için betonarme elemanlar tercih edilmez çünkü çaprazlar, yatay yükler altında her iki yönde çevrimsel yüklenirler. Bir başka deyişle; üzerlerinde basınç ve çekme kuvvetleri oluşur. Betonarme elemanların çekme kuvvetlerine karşı dayanıksız olmasından ötürü tasarımda yer bulmazlar. Çelik elemanlar da basınca karşı burkulma davranışı gösterdiklerinden çapraz elemanların boyutlandırılmasında basınç kuvvetleri rol alır.

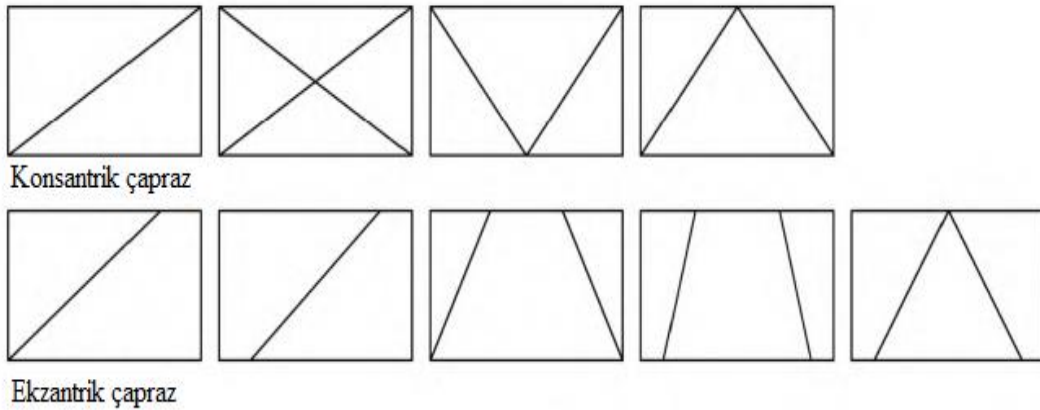
Yatay yüklerin yönüne bağlı olarak çapraz elemanların birinde basınç kuvveti meydana gelirken diğer çiftinde çekme kuvveti oluşur. Diagonal çapraz elemanlar sadece çekme kuvveti alan elemanlarda kullanılırken, genellikle kullanılan X çaprazlı sistemlerde çaprazlardan birinin basınç etkisi altında burkularak yük taşımaya devam etmeyeceği ancak; diğerinin çekme kuvvetini almaya devam edeceği prensibiyle tasarım yapılmaktadır. Çaprazlar mimari formları olarak 3 grupta incelenebilir (Şekil 3.4) :

- Diagonal çaprazlar
- X çaprazlar
- V çaprazlar

Yapısal olarak çapraz elemanlar iki ana grupta toplanır (Şekil 3.4):

- Konsantrik çaprazlar
- Ekzantrik çaprazlar

Konsantrik çaprazlı sistemlerde, çaprazlar kolon ve kirişlerin düğüm noklarına bağlandığından genelde elemanlar aksenal yüklerle yüklenirler. Ekzantrik çapraz elemanlar ise kolon-kiriş düğüm noktasına belirli bir mesafeyle bağlanarak, kirişte eğilme momenti meydana getirirler. Ekzantrik çaprazlı sistemlerin yatay rijitlikleri ve şekil değiştirme kapasiteleri konsantrik çapraz sistemler kadar fazla olmasa da sismik bölgelerde yapılan uygulamalarda gösterdikleri sünek davranış nedeniyle oldukça yaygın kullanılmaktadır. Çaprazlı çerçeveler geçmişten günümüze kadar birçok yapıda kullanılmıştır. 319 metre yüksekliğindeki *Chrysler Building* (New York, 1930) ve 381 metre yüksekliğindeki *Empire State Building* çaprazlı sistemlerin kullanıldığı, zamanının en yüksek binalarıdır.



Şekil 3.4 : Çapraz türleri

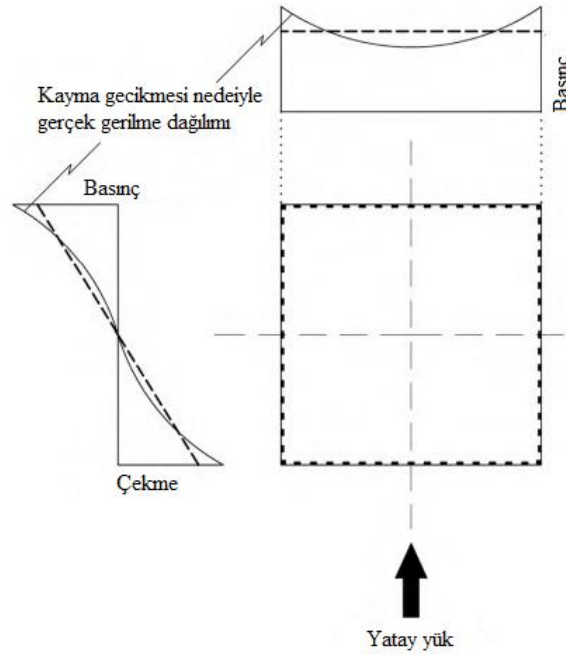
3.2.5 Tüp sistemler

Tüp sistemler 1960'lı yılların başlarında boru biçiminde tasarımın babası şeklinde anılan, ünlü yapı mühendisi Fazlar Rahman tarafından icad edilmiştir. Tüp sistemler aşağıdan yukarı konsol olarak çalışan içi boş kutu şeklinde tasarlanırlar. Yapısal etkinliğinin yanı sıra büyük kesitlerin sınırladığı kullanılabilir alanlara izin vermesiyle oldukça ekonomik olan bu sistem; kare, dikdörtgen, dairesel, üçgen gibi plan formlarında yapılabilmektedir. Tüp sistemleri üç başlık altında toplamak mümkündür: çerçeve-tüp sistemler, çaprazlı-tüp sistemler, demet-tüp sistemler.

3.2.5.1 Çerçeve-tüp sistemler

Genel kavram olarak bu yapısal sistem, içi boş olan bir tüpün çekme ve basınç bölgeleri arasındaki mesafeyle her iki yönde oluşabilecek yatay etkilere karşı koyması için tasarlanmıştır. Tüp sistemler moment aktaran çerçevelerden evrimleşmiştir. Yapıyı çevreleyen 3 boyutlu çerçeveler yapının tüm yatay ve düşey yüklerini etkili bir biçimde zemine iletmektedir. 1,5 ile 4,5 metre aralıklarla yerleştirilen çevre kolonları derin kirişlerle birleştirilerek yapıyı saran rijit çerçeveler oluşturulur.

Kolon boyutları ve aralıkları ile kirişlerin eğilme rijitliklerinin davranışta hâkim olduğu bu sistemde, sınırlı eğilme ve kesme rijitliği bulunan kirişlerdeki eğilme deformasyonları nedeniyle kolonlardaki eksenel gerilmeler köşe kolonlardan iç kolonlara doğru azalır. Bununla birlikte yatay yüklerden meydana gelen eksenel basınç ve çekme kuvvetlerinin dağılımı doğrusal olmamaktadır. Kirişlerin rijitliğine bağlı olarak bu duruma *kayma gecikmesi (shear lag)* adı verilir (Şekil 3.5).



Şekil 3.5 : Çevre kolonda kayma gecikmesi nedeniyle oluşan gerilme dağılımı (Günel ve Ilgın, 2014).

Kafes çerçeveli tüp sistemler, çevre kolonları yerine yakın mesafedeki çapraz elemanlardan oluşmaktadır. Bu sistem geleneksel tüp sisteme göre yatay ve düşey yüklerin taşınmasında daha etkilidir. Yatay yüklerin neden olduğu etkilerin çerçevelerin eğilme dayanımı ile karşılandığı çerçeve sistemlere karşın; kafes

sistemlerde deprem ve rüzgârdan oluşan kesme kuvvetleri, çapraz elemanların basınç ve çekme deformasyonlarıyla karşılanmış olur. 41 Katlı 180 metre yüksekliğindeki “30th St Mary Axe (Londra 2004)” binası kafes çerçeveli tüp taşıyıcı sistem örneklerinden biridir.

Tüp sistemler yüksek bina teknolojisinde bir milat taşı olmuştur. Yapım kolaylığı ve hızlı olması nedeniyle betonarme yapıların benzer çelik yapılara oranla daha ucuz yapılabilmesini sağlamıştır. 170 metreye kadar yükseklikteki yapılar için kullanılabilir.

3.2.5.2 İç içe tüp sistemler

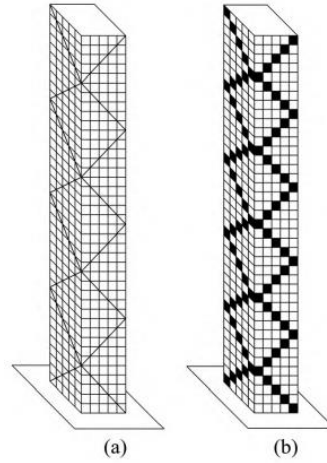
İç içe tüp sistemler, çerçeve tüp sistemlerin rijitliğini çekirdek perde ile birleştiren sistemlerdir. Yapısal olarak perde-çerçeve sistemi gibi davranır; yatay yükler altında dikkate değer şekilde daha güçlüdür. Yapının yatay yükler etkisi altında deformasyon eğilimi nedeniyle üst katlara etkiyen yükler dış çevre tüp tarafından, alt katlardaki yükler ise iç çekirdek tarafından taşınır. Bu tip sistemler, tüp sistemin doğası gereği eğilme, burulma ve kesme kapasitesi yüksek sistemlerdir. İç içe tüp taşıyıcı sisteminin uygulaması 180-200 metre yüksekliğe kadarki yapılarda rahatlıkla yapılabilir.

3.2.5.3 Modüler tüp sistemler

Literatürde “Bundle-tube” olarak adlandırılan modüler tüp sistemleri, birden çok tüp sistemin birleştirilmesi sonucu oluşan tek bir tüp şeklinde davranan sistemlerdir. Bina yükseklikleri artarken, yapının yükseklik genişlik oranı da artar. Bu oranın artması yapının narinleşmesini ve esnekleşmesine neden olurken aynı zamanda şekil değiştirmelerin fazlalaşmasına yol açar. Farklı katlara uzanan tüp sistemler yardımıyla, alt katlardaki büyük kesitler yerine yapıya yayılmış tüp çerçeveler sayesinde yeterli rijitlik sağlanmış olur. 70 kat ve üzeri yapıların taşıyıcı sistemi için oldukça uygun olan modüler tüp sisteminde, iç kolonlar ve bunları birbirine bağlayan kirişler birlikte çalışarak kesme kuvveti altında konsol kiriş gibi çalışırlar. Kuvvet dağılımının yapının içerisine doğru kaymasıyla birlikte, kayma gecikmesi azalırken, flanşlarda bulunan çerçevelerin daha verimli kullanılmasını sağlar. 1974 yılında yapılan 442 metre yüksekliğindeki Willis Tower 9 farklı tüpün birleştirilmesiyle, modüler tüp taşıyıcı sisteme örnek olarak gösterilebilir.

3.2.5.4 Çaprazlı t p sistemler

Modüler t be benzer olan bu sistemde, ek olarak  evre çerçevelere eklenmiş diagonal çaprazlar yer alır. Eklenen çaprazlar yatay rijitliği önemli bir oranda arttırırken,  evre kolonlar arası mesafenin azalmasına yardımcı olur. Çaprazlar sayesinde derin kirişlerin esnekliğinden meydana gelen kayma gecikmesi azaltılırken ideal konsol davranışı sağlanmış olur. Çapraz elemanlar eğimli kolonlar gibi davranarak, kolonlardan y k alırlar ve d  eydeki yük dağılımının kolonlara eşit olarak payla tırılmasına yardımcı olurlar.  elik ve kompozit yapılarda birden fazla katı geçen diagonal çapraz elemanlar cephe hizasında yer alırken, betonarme yapılarda çapraz olarak düşünülen yerlere perde duvarlar koyulur böylece yapının mimari görünüşü deği tirilmi  olur. Kompozit ve betonarme  aprazlı t p sistem g r n   leri  ekil 3.6'da görülmektedir. Bu taşıyıcı sistem uygulanarak 300 metre yüksekliğe kadarki binaların yapılması mümkündür.



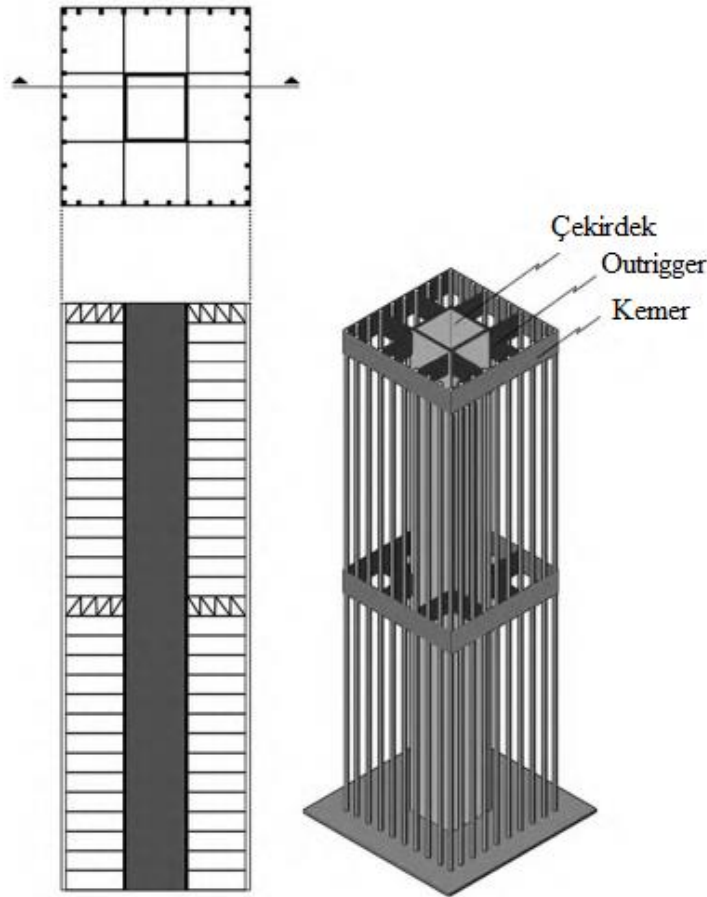
Şekil 3.6 : Çapraz t p taşıyıcı sistemler: (a)  elik ya da kompozit, (b) betonarme (Parker ve Wood, 2013).

3.2.6 Dış destek (outrigger)  er eve sistem

Binanın ihtiyaç duyduğu yatay stabilitenin sağlamabilmesi için perde- er eve sistemlere dış kolonlarla çekirdeğin dış destek (outrigger) ile bağlanmasıyla oluşturulan taşıyıcı sistemlerdir. Yapının rijitliğinin arttırılması için yapı yüksekliği boyunca belirli katlarda outrigger uygulanmaktadır. Payandalar yapının taşıyıcı sistemine göre  elik makaslardan, betonarme perde duvarlardan veya derin kiri lerden olu abilirler. Yüksek eğilme ve kesme rijitliği olan bu elemanlar genellikle bir kat yüksekliğince uzanır bu yüzden; genellikle mekanik ve servis katlarında kullanımları yaygındır. Dış destek elemanları çekirdeğe moment aktaran

bağlantıyla bağlanırken, çevre kolonlara mafsallı olarak bağlanırlar. Yatay yükler altında eğilmenin meydana geldiği yönde kolonlar çekirdeğe destek olur. Payandalar çekirdeği eğilmeye karşı engellerken, kolonlarda çekme ve basınç kuvvetleri meydana getirirler böylece; sistem tam bir konsol davranışı sergileyerek rijitliği önemli bir miktar artar ve yatay yer değiştirmeler sınırlandırılmış olur.

Payandaların bulunduğu katlarda, çerçeve kolonlarını birbirine bağlayan kirişlerin yerine “kemer” adı verilen yeterli eğilme ve kayma rijitliğine sahip perde ya da makas olarak tasarlanan elemanların koyulması, payandalardaki eksenel kuvvetlerin alt katlardaki kolonlara eşit olarak dağıtılması için gereklilik taşır. Ayrıca bu elemanlar sanal olarak payanda görevi yapar ve çekirdeğin çerçevelere bağlanmasını kolaylaştırarak, diyaframdaki yük akışını düzenler. Payandaların kullanıldığı yapılarda en etkili çözüm tek bir katta outrigger elemanlarının bina yüksekliğinin yaklaşık olarak %40-60’ı arasında yerleştirilmesi uygundur (Taranath, 1998).



Şekil 3.7 : Outrigger çerçeve sistem (Günel ve Ilgın, 2014).

4. PERFORMANSA GÖRE TASARIM

Günümüzde birçok ülkede depreme dayanıklı yapı tasarımı köklü bir değişim aşamasındadır. Sismik tasarım gerekliliklerinin değişmesinin en önemli nedeni; yürürlükteki tasarım yönetmeliklerinin 1994 Northridge ve 1995 Kobe gibi önemli depremler karşısında can güvenliği perspektifinde iyi sonuçlar alınmasına karşın, yapılarda oluşan hasar seviyeleri, yapıların kullanım dışı kalmalarından dolayı oluşan ekonomik kayıp ve onarım masraflarının beklenmeyecek kadar yüksek olmasıdır.

Geleneksel sismik tasarım yöntemleri, dayanım ve süneklik parametreleriyle can güvenliği sağlanırken, servis koşullarının da kontrol edilmesini hedefler. Tasarım kıstası olarak, elemanlarda oluşan gerilme ve kuvvetlerin sınırlandırılması yönetmeliklerde belirtilen yatay kesme kuvvetine göre belirlenir. Ancak yürürlükte olan yönetmeliklerde depremin yapıdan talepleri ve yapının sismik kapasitesi gibi kavramlarda büyük belirsizlik bulunmaktadır. Performansa bağlı tasarım ise daha genel bir tasarım felsefesiyle ilerler: belirlenmiş sismik tehdit seviyesine göre amaçlanan performans hedeflerinin uygulanması tasarımın ana fikrini oluşturur. Performans hedefleri sınırlandırılan gerilmeler olabileceği gibi; yük, yer değiştirme ya da hedeflenen hasar seviyesi olabilir.

4.1 Deprem Yönetmeliklerinin Gelişimi

Depreme dayanıklı yapı tasarımının temelleri yirminci yüzyılın başlarında ortaya çıkmıştır. 1908 Messina (İtalya) ve 1923 Kanto (Japonya) depremlerinden sonra meydana gelen çok sayıda can kaybının ardından, her iki ülkede de pratik olarak, yapılara etkiyen deprem yüklerinin, yapı ağırlığının %10'u mertebesinde olduğu kabul edilmiştir. Deprem kuvvetlerinin belirlenebilmesi için belirlenen bu sezgisel yaklaşım 1972'den sonra Amerika'da UBC'de de aynı şekilde benimsenmiştir. Bu dönemden sonra Amerika'da yoğunlaşan çalışmaların meyveleri sonucunda, Housner ve Biot'un ortaya attığı *davranış spektrumunu* akımını esas alan 1958 UBC'den itibaren, yapının doğal titreşim periyodunun deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılan ifadeler yönetmeliklerce kullanılmıştır. Deprem bölgelerindeki yapıların

davranışları esas alınarak yapı tipi katsayısı kavramı da kendini 1958 yönetmeliğinde bulmuştur. Bu yönetmeliğe göre yapıya etkiyen taban kesme kuvveti aşağıdaki ifadede tanımlanmıştır (Aydinoğlu, 2007):

$$V = Z.K.C.W \quad (4.1)$$

Bu formülde belirtilen Z bölge katsayısına, K yapı tipi katsayısına, C yapı periyoduna göre hesaplanan dinamik katsayıya, W yapı ağırlığa karşılık gelirken V depremden dolayı oluşan taban kesme kuvvetine karşılık gelmektedir. Gene aynı yönetmelikte, taban kesme kuvvetinin toplam yapı ağırlığının %10'unu aşmaması öngörülmüştür. Deprem yükleri deprem katsayısının ilgili elemanın ağırlığıyla çarpılmasıyla bulunmaktadır başla bir değişle, deprem yükleri yapıya uniform olarak etkililmektedir. Daha sonra yayımlanan UBC'lerde taban kesme kuvvetinin belirlenmesi için iki yeni parametre daha eklenmiştir:

$$V = Z.I.K.C.S.W \quad (4.2)$$

Bu ifadede I bina önem katsayısını, S ise zemin katsayısını belirtmektedir.

Deprem yüklerinin tam olarak belirlenebilmesi amaçlı yapılan çalışmalar, tüm dünyadaki deprem tasarım yönetmeliklerine ilham kaynağı olmuştur. Özellikle UBC'deki kavramlar ülkemiz yönetmeliklerine girmeyi başarmıştır. Tarihsel sırasıyla kısaca özetlemek gerekirse:

1961 deprem yönetmeliğinde yapıya etkiyen maksimum taban kesme kuvveti yapı ağırlığının %10'u ile sınırlandırılmıştır. Deprem yükü hesaplanırken; zemin ve bölge katsayıları dikkate alınmıştır. Ayrıca malzeme emniyet gerilmeleri, deprem etkileri altında yapılacak hesaplamalar için %50 arttırılmıştır. (Gözütok, 2011)

1968 yönetmeliğine gelindiğinde dinamik katsayı, zemin katsayısı ve önem katsayısı taban kesme kuvvetinin hesaplanması için kullanılmıştır. En büyük kesme kuvveti yapının önem durumuna göre sınırlandırılmıştır. Buna göre depremin yükü önem katsayısının 1 olduğu durumlarda 0.072, önem katsayısının 1.5 olduğu durumlarda ise 0.108 katsayısıyla yapı ağırlığının çarpılmasıyla sınırlandırılmıştır. 1975 yılı yönetmeliğinde *yapı tipi katsayısı* ilk kez belirtilmiştir. Bu katsayı bölge katsayısını, zemin katsayısını ve önem katsayısını birleştiren dinamik bir katsayı olarak tanımlanmıştır. Deprem nedeniyle oluşan kesme kuvvetlerinin yapıya ters üçgen

şeklinde etkililmesi ve yüksek mod etkilerinin hesaba dâhil edilebilmesi için tepe (kamçı) kuvveti tanımlanmıştır. En büyük deprem yükü katsayısı ise binanın sünekliğine göre açıklanarak, sünek yapılar için 0.1, sünek olmayan yapılar için 0.15 olarak belirtilmiştir (Aydınoğlu, 2007).

1975 yönetmeliği de dâhil olmak üzere geçen sürede, yapıların deprem performansı ifadesi yer almamıştır. Hedef performans tanımlarının bulunmaması, mühendislerce yapıya, yönetmeliklerde belirtilen ifadelerce hesaplanan deprem kuvvetlerinin etkiyeceği ve hasar oluşmayacağı gibi hatalı bir görüşünün yaygınlaşmasına sebep olmuştur. 1960 yıllardan sonra ABD’de yapılan araştırmalara göre deprem etkilerinin tahmin edilenden çok büyük olduğu bu yüzden; deprem durumunda yapısal hasarın kaçınılmaz olduğunu ortaya koymuştur. Hasarın oluşacağı öngörüsüyle hareketle, meydana gelecek hasarların can güvenliğini tehdit etmeyecek şekilde sınırlandırılması performansa göre tasarımın temellerini oluşturmuştur.

4.2 Performans Yaklaşımındaki Önemli Gelişmeler

1971 yılında ABD’de meydana gelen San Fernando Depremi’nin ardından, depreme dayanlı tasarım konusunun ayrıntılı şekilde araştırılması amacıyla Applied Technology Council (ATC) kurulmuştur. 1978 yılında yayımlanan ve deprem mühendisliğinin milat taşı kavramlarına yer veren ATC 3-06 dokümanı tarihsel bir dönüm noktası olmuştur. Günümüzde kullanılan modern deprem yönetmeliklerinin omurgasını sistematik ve detaylı oluşturan bu çalışmayla beraber:

- Davranış spektrumu belirli bir süre içinde aşılma olasılığına göre tanımlandı.
- Yapı tipi katsayısı yerine, taşıyıcı sistem süneklik düzeyini çok daha iyi temsil eden, yapı davranış katsayısı (R) tanımlandı.
- Kapasite tasarımı ilkeleri yeniden tanımlandı.
- Göreli kat ötelemesi limit kavramları iyileştirildi.

ATC ‘nin ortaya attığı kavramlar tüm dünyada hemen kabul görmemiştir. Imperial Valley ve Mexico City depremleri sonrası UBC kapsamına alınmıştır. Türkiye’de ise yaklaşık 20 yıllık bir sürenin ardından 1997 yönetmeliğinde benimsenmiştir.

1975 yılında yayımlanan yönetmeliğin yetersizlikleri özellikle 1992 Erzincan depreminden sonra daha çok anlaşılmıştır ve yönetmeliğin iyileştirilmesine yönelik çalışmalar hızlanarak, 1998 yılında yeni bir deprem yönetmeliği yayımlanmıştır. 1997 yönetmeliğiyle birlikte ilk defa elastik deprem spektrumu, deprem bölgeleri için belirlenmiş etkin yer ivmeleri cinsinden açıklanmıştır. Yapının doğal titreşim periyoduna göre belirlenen deprem yükü azaltma katsayısıyla azaltılan elastik deprem yüklerine göre tasarım prensibi benimsenmiştir. İçerisinde barındırdığı kavramları ve farklı metodolojisiyle mühendisler tarafından anlaşılması zor olarak değerlendirilen yönetmeliğin değeri, ülkede meydana gelen 1999 yılı depremlerinden sonra iyice anlaşılmıştır (Aydınoğlu, 2007).

1989 Kuzey California’da meydana gelen Loma Prieta depremi bölgenin altyapı ve üstyapı tesislerinde önemli derecede hasara yol açmıştır. Hasar boyutunun yüksek olması mevcut yapı stoğundaki deprem riskinin gerçekçi bir biçimde belirlenebilmesi için çalışmaların artmasına yol açarak, performansa göre tasarım kavramının mühendislik camiasına kazandırılmasını sağlamıştır. SEAOC tarafından 1995 yılında yayımlanan Vision 2000 ile başlayan bu akımı 1996 yılında ATC 40, FEMA 273 ve FEMA 274 belgelerinin yayımlanması izlemiştir.

Performansa göre tasarım kavramları, geleneksel dayanıma göre tasarım prensiplerine karşı radikal değişiklikler getirmiştir. Dayanıma göre tasarımın esas aldığı deprem yüklerinin yönetmeliklerce belirtilen dayanım azaltma katsayıları kullanılarak azaltılmasıyla, doğrusal elastik dayanım ile doğrusal olmayan dayanım ilişkilendirilmektedir. Teorik varsayımlara dayanan bu ilişki ve doğrusal analizin yaptığı birçok kabule rağmen; Paulay’ın öncülüğü yapmış olduğu kapasite tasarımı yaklaşımlarıyla birlikte depreme dayanıklı yapılar inşa edilebilmiştir. Kapasite kavramlarıyla birlikte yapıların doğrusal olmayan şekil değiştirmelere maruz kalacağının bilinmesine karşın; bu davranışın ne şekilde olacağı sayısal olarak ortaya koyulamamaktadır. Mevcut binaların değerlendirilmesi söz konusu olduğunda dayanım ilkeleri sonuç vermemekte ve belirsizlikler yüzünden aşırı güvenli tasarımlar uygulanmaktadır.

Performansa göre tasarımda, belirli seviyedeki deprem hareketleri sonucunda yapısal taşıyıcı elemanlarda oluşabilecek hasarın sayısal olarak belirlenerek ilgili performans hedeflerinin öngördüğü kabul edilebilir sınırlar içinde olup olmadığı kontrol edilebilmektedir. Şiddetli depremler etkisinde doğrusal elastik davranış

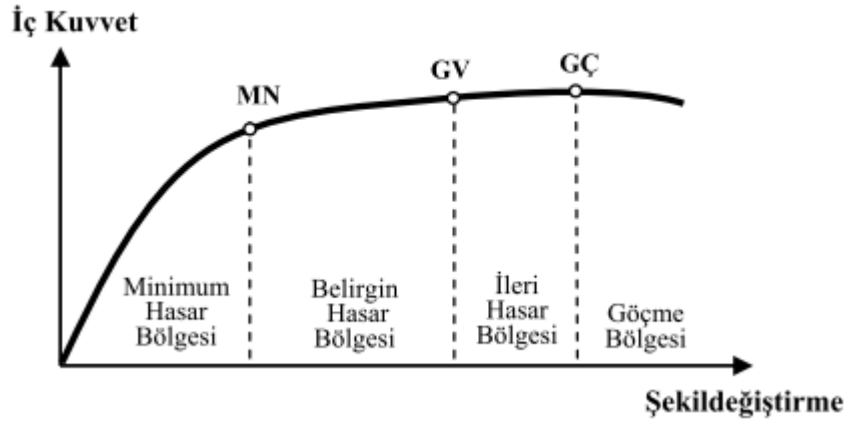
sınırlarının ötesinde doğrusal olmayan davranış hakim olduğundan, performansa göre tasarım yaklaşımı şekil değiştirmeye göre tasarım kavramıyla örtüşmektedir.

Şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım için, belirlenen deprem etkisi altında çok karmaşık ve zor olmayan yöntemlerle, pratik bir şekilde doğrusal olmayan analizin yapılabilmesi ve analiz sonucunda plastik şekil değiştirmelerin elde edilmesi gerekmektedir. Bu amaca uygun olarak ATC 40 ile birlikte ortaya atılan İtme Analizi (Pushover Analysis) ile birlikte deprem mühendisliği alanında bir devrim yaratılmıştır (Fajfar, 2002). Peter Fajfar tarafından geliştirilen adım adım N2 yöntemi ile Sigmunda Freeman'ın geliştirdiği Kapasite Spektrum Yöntemiyle birlikte statik itme analizi, iç kuvvetlerin ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin belirlenebildiği bir tasarım yöntemi olarak modern yönetmeliklerde yerini almıştır. Her iki method da sistemdeki doğrusal hâkim titreşim modunun doğrusal olmayan davranış modelinde de geçerli olduğunu savunur. İtme analizi doğrusal hâkim modla orantılı eşdeğer deprem yüklerinin yapıya etkilerek, modal bağıntılar yardımıyla tek serbest dereceli sisteme dönüştürülmesiyle başlar. Tek serbest dereceli sistemin deprem istemi belirlendikten sonra gene modal bağıntılar sayesinde sistem çok serbestlik derecesine geri çevrilerek gerçek deprem istemleri belirlenir. Doğrusal olmayan davranışın anlaşılması için pratik ve anlaşılır olan itme analizinin en büyük eksikliği, sistemin dinamik davranışını tek modla sınırlamış olmasıdır. Bu yüzden belirli bir yüksekliğe kadar olan, planda düzenli ve burulma düzensizliği bulunmayan yapıların değerlendirilmesi için kullanılmalıdır (Aydınoglu, 2015).

Doğrusal olmayan deprem istemlerinin elde edilebilmesi için yüksek modların katkısını da içeren çok sayıda itme analizi yöntemi bulunmamaktadır. Modal İtme Analizi (Chopra ve Goel, 2002) ve Artımsal Spektrum Analizi (Aydınoglu, 2003) yöntemleri itme analizinde diğer modların etkisini dâhil eden yöntemlerdir. İtme analizi temelde yaklaşık ve basit bir yöntem olmasıyla birlikte yüksek modların katılımıyla birlikte iteratif matematiksel operasyonlar elverişsiz sonuçlar verebilir. Bu yüzden özellikle şekil değiştirmeye göre tasarım şartlarının yerine getirilebilmesi için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılması gerekmektedir.

2007 yılında yürürlüğe giren deprem yönetmeliğinin bir öncekine göre en önemli farkı, mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesiyle ilgili kısmın eklenmiş olmasıdır. Mevcut binalar statik itme analizi yöntemleri ya da zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizi

yöntemleriyle değerlendirilebilmektedir. Yapı performansı belirlenirken, eleman bazında kesit hasar sınırları uyarınca kesitin hangi hasar bölgesinde yer aldığı belirlenir. Bina genelindeki her bir taşıyıcı sistem elemanının hasar seviyesinin dağılımına göre de yapı performansı değerlendirilmektedir. Sünek elemanlar için kesitteki limit durumları: elastik ötesi davranışın sınırını gösteren Minimum Hasar Sınırı (MN), kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranış sınırını gösteren Güvenlik Sınırı (GV) ve kesitin göçme öncesi davranışını simgeleyen Göçme Sınırı (GÇ) şeklindedir. Kesit hasarı MN'ye ulaşamayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında yer alan kesitler Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ile GÇ arasında yer alan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde ve şekil değiştirmeleri GÇ'nin üzerinde yer alan elemanlar Göçme Bölgesi'nde bulunurlar (Şekil 5.1).



Şekil 4.1 : Kesit hasar bölgeleri (DBYBHY, 2007).

Kesit hasarlarının bina boyunca değerlendirilmesiyle bina performans düzeyleri belirlenir. 2007 yönetmeliği uyarınca kesitlerdeki en elverişsiz hasarın binadaki dağılımına göre *Hemen Kullanım Performans Düzeyi*, *Can Güvenliği Performans Düzeyi* ve *Göçme Öncesi Performans Düzeyi* olmak üzere 3 adet performans seviyesi yer alır:

- *Hemen kullanım performans seviyesi*: Taşıyıcı elemanlarda az hasar oluşur. Yapıda depremden sonra dayanım, süneklik ve rijitlik kaybı oluşmamaktadır.
- *Can güvenliği performans seviyesi*: Taşıyıcı sistemde önemli hasar oluşmasına karşın; yerel ya da toplu göçme gözlemlenmemektedir.

- *Göçme öncesi performans seviyesi:* Taşıyıcı elemanlarda dayanım ve rijitlik kayıpları oluşarak, yapıyı bölgesel veya toplu göçmeye zorlayan hasar seviyesidir.

Tanımlanan performans hedefleri, binanın kullanım amacı ve türüne göre üç farklı deprem düzeyi için tanımlanmaktadır. Yapının önem durumuna göre belirlenen deprem düzeylerindeki minimum performansları yönetmelik tarafından sunulmuştur. Bina sahibinin isteği ve kullanım amacına göre daha yüksek performans hedefleri içeren tasarım ve değerlendirmeler yapılabilir. Taşıyıcı sistemler için, birden fazla yer hareketi için farklı performans hedefleri öngürülebilir. Literatürde bu durum “*çok seviyeli performans hedefi*” olarak adlandırılır (Özer, 2009). 2007 Deprem Yönetmeliği’nin belirttiği farklı deprem düzeyleri:

- *Sık:* 72 yıl dönüş periyodu olan 50 yılda aşılma olasılığı %50
- *Seyrek:* 475 yıl dönüş periyodu olan 50 yılda aşılma olasılığı %10
- *Çok seyrek:* 2475 yıl dönüş periyodu olan 50 yılda aşılma olasılığı %2

Son yirmi yıl içinde tüm dünyada dayanıma göre tasarımdan, şekil değiştirmeye göre göre tasarıma geçilmesi, sadece mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi bölümünü içeren 2007 Deprem Yönetmeliğinin yetersizliklerini ortaya koymuştur. Bu sebeple 2015 yılında taslak olarak yayımlanmak üzere yeni bir deprem yönetmeliği oluşturma çalışmaları yapılmaktadır. Bu yönetmelik kavram olarak şekil değiştirmeye göre tasarımın yeni yapılacak binalar için de yapılabilmesini öngörmektedir. Özellikle sayıları gün geçtikçe artan yüksek binalar ve deprem yalıtımlı binaların tasarımları için şekil değiştirmeye göre tasarım zorunlu bir hal almıştır.

2007 Deprem Yönetmeliği’ne göre en önemli değişikliklerden biri olarak, güncellenen Türkiye Deprem Tehlikesi Haritası kapsamında dönüş periyotları 43, 72, 475 ve 2475 yıl olan 4 farklı deprem düzeyi için yatay ve düşey deprem spektrumlarının sunulacak olmasıdır. Önceki yönetmelikte yer alan etkin yer ivmesi ve deprem bölgesi gibi kavramlar yerine ise ilgili bölgenin spektral ivme değerleri 0.2 saniye ve 1.0 saniye için tanımlanmakta ayrıca yerel zemin koşullarının etkisi de önceki yönetmeliklerden farklı olarak tasarıma uyarlanmaktadır (Aydınoglu, 2015).

Mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için ilk kez 2007 yönetmeliğinde oluşturulan bölüm değişmektedir. Doğrusal hesap sonucu azaltılmış iç kuvvetlerin kesit kapasiteleri ile karşılaştırılmasına dayalı hasar tespit yöntemi yürürlükten kalkarken; tüm değerlendirme yöntemleri şekil değiştirmeye göre değerlendirme ilkeleri uyarınca yapılacaktır. Burulma düzensizliği olan ya da çok katlı yapıların değerlendirilmesi için, çok modlu itme analizi ya da zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizinin yapılması öngörülmektedir. Ayrıca tek modlu itme analizi ile çok modlu lineer analiz (Mod birleştirme yöntemi) sonuçlarının birleştirilmesi esasına dayanan “Karma Yöntem” de yeni yönetmelik kapsamında yer alacaktır.

Uluslararası kabul gören yönetmeliklere göz atılacak olursa, NEHRP (2000) tasarım yer hareketi olarak aşılma olasılığı 50 yılda %2 olan gerçekleşmesi en büyük depremin (MCE: Maximum Considered Earthquake) 2/3 ü kadarlık kısmının seçilmesini belirtmiştir. Yönetmelikte bahsi olan en büyük deprem spektrumu ise bölgeye göre değişiklik gösteren kısa ve uzun periyot spektral ivme değerleri ile oluşturulmaktadır.

Oldukça yaygın olarak tasarım yapılan bir başka yönetmelik ise Eurocode 8’dir. Tasarım için farklı deprem seviyelerindeki performansları hedefleyerek iki aşamaya bölen bu yaklaşımda; oluşması az olasılıklı büyük depremlerde yapısal bütünlüğün korunması, yapının hayatı boyunca sık maruz kalacağı küçük ve orta şiddetteki depremlerde ise hasarın sınırlandırılıp hemen kullanılabilmesi amaçlanmaktadır. Dönüş periyodu 475 yıl olan depremde göçmenin önlenmesi, 75 yıllık dönüş periyodu bulunan depremlerde ise hasarın sınırlandırılması hedeflenir (Gözütok, 2011).

2014 yılında yayımlanan Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council’in (LATBSDC) “yüksek yapıların sismik analizi ve tasarımı için alternatif yöntemler” adlı raporunda yüksek yapıların performansının belirlenebilmesi için iki tür yer hareketi dikkate alınmıştır. 43 yıl dönüş periyodu olan 30 yılda aşılma olasılığı %50 olan yer hareketi altında servis koşullarının sağlanması amaçlanmaktadır. Bu değerlendirmede yapısal taşıyıcı ya da taşıyıcı olmayan elemanların elastik sınırları içinde kalması, hasar oluşsa bile binanın fonksiyonuna devam ederek hasarın onarılabilmesi amaçlanır. Oluşması nadir büyük depremler etkisinde ise ASCE 7-10, IBC 2012’de olduğu üzere göçme güvenliğinin sağlanması amaçlanır. Bu bağlamda

değerlendirmenin yapılabilmesi için üç boyutlu zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak yapısal elemanların kontrolü tamamlanır. Her iki yönde seçilen deprem kayıtları 2475 yıllık dönüş periyodu bulunan 50 yılda aşılma olasılığı %1 olan en büyük deprem spektrumuna göre ölçeklenerek analiz yapılmaktadır.

5. SAYISAL İNCELEME

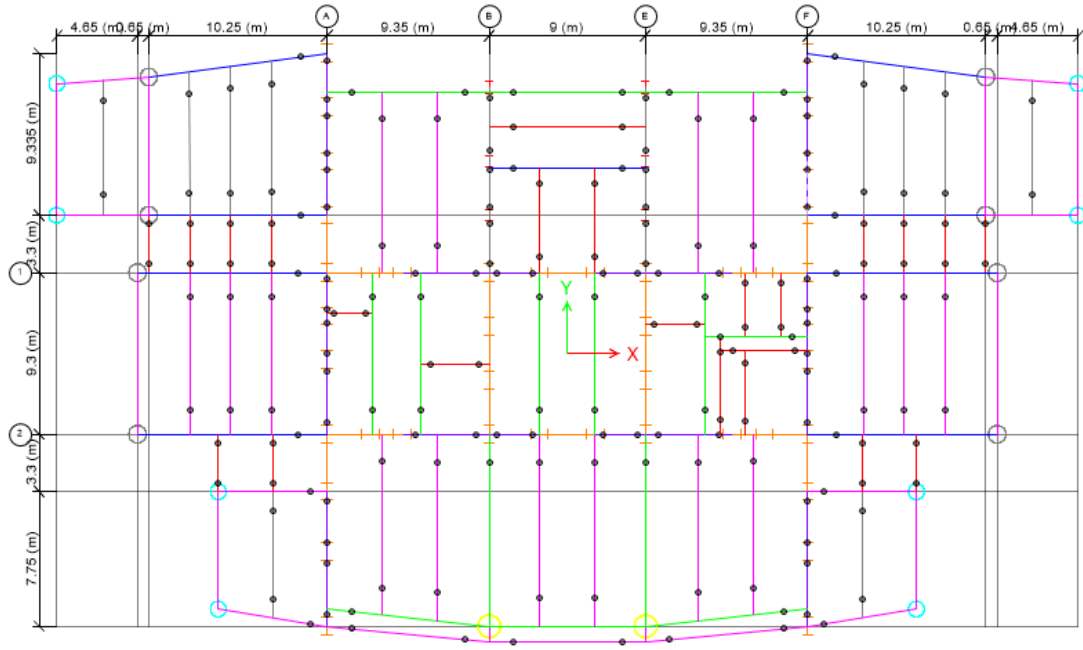
Bu bölümde, çok katlı kompozit bir binanın ana tasarım parametreleri ve eleman boyutlandırılması ile birlikte zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile yönetmelik koşullarınca değerlendirilmesi yer almaktadır. Bölüm içerisinde, sayısal incelemesi yapının tanıtılması, yapının boyutlandırılmasında esas alınan deprem ve rüzgar yüklerinin incelenmesi, kompozit kolon, kompozit kiriş ve merkezi çaprazların tasarlanması anlatılmaktadır. Ayrıca zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yönteminde kullanılan deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi konularına da değinilmektedir.

5.1 Yapı ve Taşıyıcı Sistem Özellikleri

Performansı değerlendirilecek yapının büyük bir çoğunluğu çelik elemanlardan oluşsa da yapı çevresinde yer alan kolonların ve kirişlerin kompozit olmasından ötürü yapı kompozit olarak tanımlanmıştır. Tipik kompozit yüksek yapılardaki yatay yükleri taşıyan betonarme çekirdek yerine, merkezi çelik çaprazlar tercih edilmiştir. Yapı taşıyıcı sistemini yüksek sünek merkezi çelik çaprazlar ile çerçeveler oluşturmaktadır. Yapı çevresinde yer alan kompozit kolonlar ise düşey yüklerin taşınmasında kullanılmaktadır.

190.35 m yüksekliğinde olan bina 47 kattan oluşmaktadır. Kat yükseklikleri çapraz eğimlerinin değişmemesi için tüm yapı boyunca 4.05 m olacak şekilde düzenlenmiştir. Yapı çekirdeğine ulaşım sağlanabilmesi için, belirli katlarda mimari kapı boşlukları bırakılması gerekmektedir. Bu yüzden bu bölgelerde çapraz yerine tek yönlü diagonal elemanlar kullanılmıştır. Yapı plan görünüşü şekil 5.1’de görülmektedir.

Yapı tasarımında AISC 360-10 yönetmeliği esas alınmıştır. Yük ve dayanım katsayıları yöntemi ile kontroller yapıp, kesitler boyutlandırılmıştır. Yapının performans değerlendirmesi, ASCE 41-13 yönetmeliği uyarınca tamamlanmıştır.



Şekil 5.1 : Kat planı.

Sayısal incelemede eksenel yüklerin yüksek mertebede olmasından ötürü, kesitleri optimize etmek adına yüksek mukavemetli S355 çelik kullanılmıştır. Moment aktaran çerçeve kirişleri ve kolon kesitleri yapma I profillerden oluşturulmuştur. Çapraz kirişlerinde mafsallı olarak hadde profilleri kullanılmıştır. Çapraz kesitlerinde yapma kutu profiller tercih edilmiştir. Çekirdek boyunca merkezi çapraz kesitleri bina boyunca 2 kez değişmektedir. Çapraz kesitleri ve bina yüksekliği boyunca dağılımı aşağıdaki çizelgede gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : Çapraz kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı.

Kat	Kesit	B [mm]	H [mm]	t [mm]
1. - 16.	250x250x20	250	250	20
17. - 32.	300x300x20	300	300	20
33. - 47.	350x350x25	350	350	25

Sayısal incelenen yapı çok amaçlı kullanılan karma bir binadır. Bu yüzden yapının ön boyutlandırılması sırasında dikkate alınan düşey yükler, katın kullanım amacına göre farklılık göstermektedir. Bina servislerinin sağlanabilmesi için 2 adet mekanik kat ve 3 adet sosyal tesis ve havuz katı bulunmaktadır. Yapının ayrıca 10 adet bodrum katı bulunmaktadır. Ancak sayısal analiz modelinin hızlanması amacıyla doğrusal olmayan davranışın yapının zemin üstünde kalan konsol kısmında incelenmesine karar verilmiştir. Bu yüzden yapı modeli podyum katlarının kütle ve rijitliklerinin üst yapıya herhangi bir etkisi olmayacak şekilde düzenlenmiştir.

Yapısal sistemin doğrusal olarak boyutlandırılması sırasında dikkate alınan düşey yük değerleri şu şekildedir:

- Zati Yükler

Betonarme: 25 kN/m^3

Yapısal çelik: 78 kN/m^3

- Ölü Yükler

Kaplama: 2.9 kN/m^2

Bölme duvarlar: 1.0 kN/m^2

Mekanik tesisat: 5.5 kN/m^2

Cephe: 2.0 kN/m^2

Kar: 0.75 kN/m^2

- Hareketli Yükler

Otel katları: 2.5 kN/m^2

Rezidans katları : 2.0 kN/m^2

Merdiven: 5.0 kN/m^2

Mekanik tesisat: 7.5 kN/m^2

Havuz katı : 5.0 kN/m^2

Yapı boyutlandırılması için gerekli yük birleşimleri ASCE 7-10 uyarınca oluşturulmuştur. Depremlı durumda, depremin düşey etkilerini de dikkate almak adına arttırılmış sismik yüklerin olduğu yük kombinasyonları ihmal edilmiştir. Yönetmeliğin dayanıma göre arttırılmış yükleri dikkate alan, yük ve dayanım katsayılarına göre (LRFD) tasarım ilkeleri kabul edilmiştir.

Yönetmelikte yüksek sünek merkezi çaprazlı ve çerçeveli dual sistemler için deprem yükü azaltma katsayısı 7 olarak verilmiştir. Ancak yapının narin ve yüksek olması

nedeniyle deprem yükü azaltma katsayısı $R=6$ olarak ön tasarım yapılmıştır. Yüksek yapılardaki dinamik davranış belirsizliği nedeniyle deprem yükü azaltma katsayısının 6 olarak kullanılması önerilmektedir.

5.2 Deprem Etkilerinin İncelenmesi

Sayısal incelemenin yapılacağı yapı İstanbul ilinde yer almaktadır. İstanbul , yanal atım özelliğine sahip aktif bir yay olan Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın üzerinde bulunmaktadır. Bu yüzden yapının depremselliğinin incelenmesi oldukça önemlidir. Yapıya etkiyen deprem yüklerinin belirlenmesi için İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından 2008 yılında yürürlüğe giren, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği kullanılacaktır. Bodrum katlar hariç en az 60 metre yüksekliğe sahip yapıların deprem hesabının, bu taslak yönetmeliğe göre yapılması gerekmektedir.

Temel felsefe olarak bu yönetmelik, performansa dayalı deprem tasarımını benimsemektedir. Yönetmelikte öngörülen çeşitli senaryo depremlerinde yapının performans düzeyleri öngörülmektedir:

5.2.1 Deprem düzeyleri

5.2.1.1 D1 depremi

Binaların servis ömürleri boyunca karşılaşma olasılığı en fazla olan, şiddeti çok yüksek olmayan ancak sıklıkla gözlemlenebilen 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan yer hareketleridir. D1 depremlerinin dönüş periyodu 72 yıl olarak belirlenmiştir.

5.2.1.2 D2 depremi

Binaların servis ömürlerinde karşılaşma olasılığı fazla olmayan, şiddetli yer hareketlerini ifade eden D2 deprem seviyesinin 50 yılda aşılma olasılığı %10'dur. Binalar için tasarım depremi olarak da bilinen D2 depreminin dönüş periyodu 475 yıldır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007'de tasarım için öngörülen ivme spektrumu D2 depremi düzeyindedir.

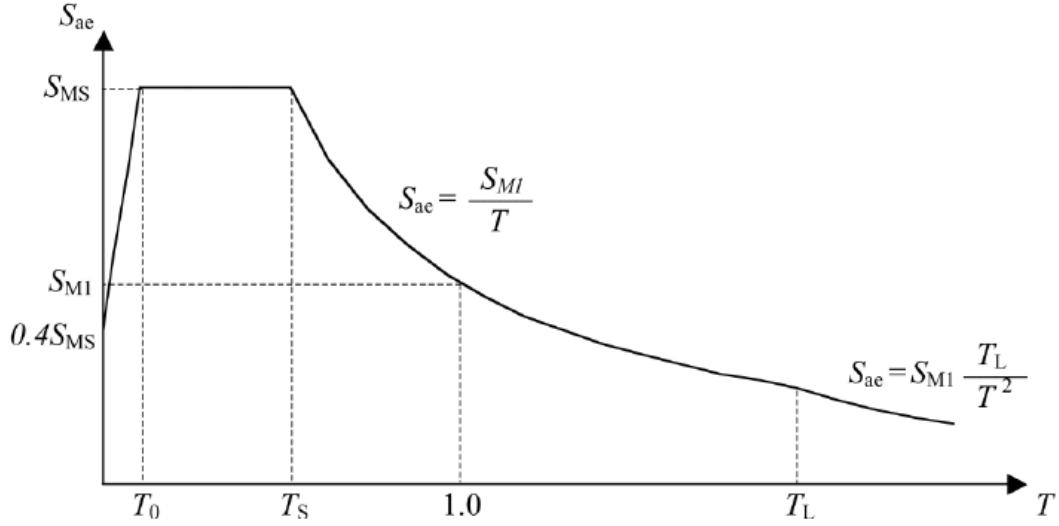
5.2.1.3 D3 depremi

Bu deprem düzeyi yönetmelik kapsamında tasarımı yapılan yüksek binaların ömrü boyunca karşılaşabileceği en şiddetli depremdir. 50 yılda aşılma olasılığının %2 olmasından oldukça seyrek gözlemlenebildiği söylenebilir. D3 depreminin dönüş

periyodu ise 2475 yıldır. Bu deprem felaket senaryosu depremi olarak da adlandırılmaktadır.

5.2.2 Tasarım spektrumu

Ele alınan deprem senaryoları için kullanılan tasarım spektrumu şekildeki gibidir:



Şekil 5.2 : İYBDY tasarım spektrumu (İYBDY, 2008)

0.2 saniye ve 1 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşılık gelen spektral ivme değerleri zemin etkisi parametreleriyle aşağıda verilen eşitlikler kullanılarak hesaplanır. F_a ve F_v değerleri zemin özelliklerine göre farklılık göstermektedir.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (5.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (5.2)$$

Yatay deprem tasarım parametreleri:

$$S_{ae}(T) = 0.4 S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} T \quad (T_0 \leq T) \quad (5.3a)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (T_0 \leq T \leq T_s) \quad (5.3b)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_s \leq T \leq T_L) \quad (5.3c)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (5.3d)$$

Spektrum köşe periyotları için;

$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (5.4)$$

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (5.5)$$

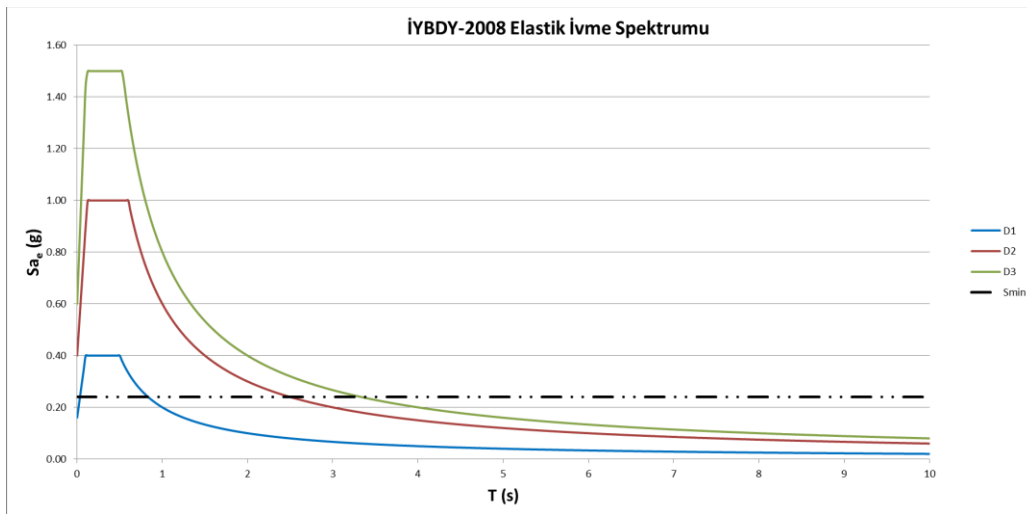
İfadeleri kullanılabilir. Yönetmelikte T_L için 12 s değerinin uygun olacağı söylenmektedir.

Sayısal inceleme için, B tipi zemin sınıfı için D1, D2 ve D3 deprem senaryolarının spektrumlarının elde edilmesi sırasında kullanılan değişkenler çizelge 5.2’de gösterilmektedir.

Çizelge 5.2 : İYBDY tasarım spektrum değişkenleri.

	Spektral İvme				Zemin Etki Katsayısı		
	D1	D2	D3		D1	D2	D3
S_s	0.4	1	1.5	F_v	1.0	1.0	1.0
S_1	0.2	0.6	0.8	F_a	1.0	1.0	1.0
	Köşe Periyotları				Spektral İvme		
	D1	D2	D3		D1	D2	D3
T_s	0.5	0.6	0.53	S_{MS}	0.4	1.0	1.5
T_0	0.1	0.12	0.11	S_{M1}	0.2	0.6	0.8

Çizelge 5.2’de verilen değişkenler kullanılarak her bir deprem senaryosu için oluşturulan ivme spektrumları şekil 5.3’de görülebilmektedir.



Şekil 5.3 : İYBDY-2008 elastik ivme spektrumları.

5.3 Deprem İvme Kayıtlarının Belirlenmesi ve Ölçeklenmesi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle çözüm yaparken mühendislerin en büyük sorunu deprem kayıtlarının bulunması ve ilgili yönetmeliklerce öngörülen tasarım ivme spektrumuna ölçeklenmesidir. Deprem ivme kayıtları 3 çeşit kaynaktan seçilebilir (Fahjan, 2008):

- Yapay üretilen ivme kayıtları
- Benzeştirilmiş kayıtlar
- Deprem esnasında kaydedilen ivme kayıtları

Genellikle doğrusal ya da doğrusal olmayan analizlerde deprem hareketi esnasında kaydedilen gerçek kayıtlar kullanıldığından, bu çalışmada da gerçek kayıtların kullanılması uygun görülmüştür.

Gerçek kayıtlar, yer hareketinin genlik, frekans içeriği, atım tipi ve derinlik gibi sismolojik özellikleri içermeleri nedeniyle diğer seçeneklere göre bir adım öndedirler. Ayrıca zemin özellikleri ve deprem bölgesinin özellikleriyle en uyumlu fay hareketi kayıtlarının kullanılması, yapılan analizin doğruluğa yakınlığını arttırmaktadır. (Gözütok, 2011).

Günümüz şartlarında kaydedilen depremlere veri tabanlarından ulaşmak oldukça kolaydır. Ancak; dünya bazında eldeki kayıtların varlığının çokluğu, ivme kayıtlarının seçimi ve ölçeklenmesi konusunun en önemli araştırma konularından biri haline gelmesine neden olmuştur. Kaydedilen gerçek yer hareketlerinin sayısının fazla olmasına rağmen, büyüklük, zemin sınıfı, kaynak mesafesi yırtılma mekanizması gibi parametrelerin eşleşmesi oldukça güç olduğundan uygun yer hareketlerinin seçiminde zorluklar yaşanmaktadır.

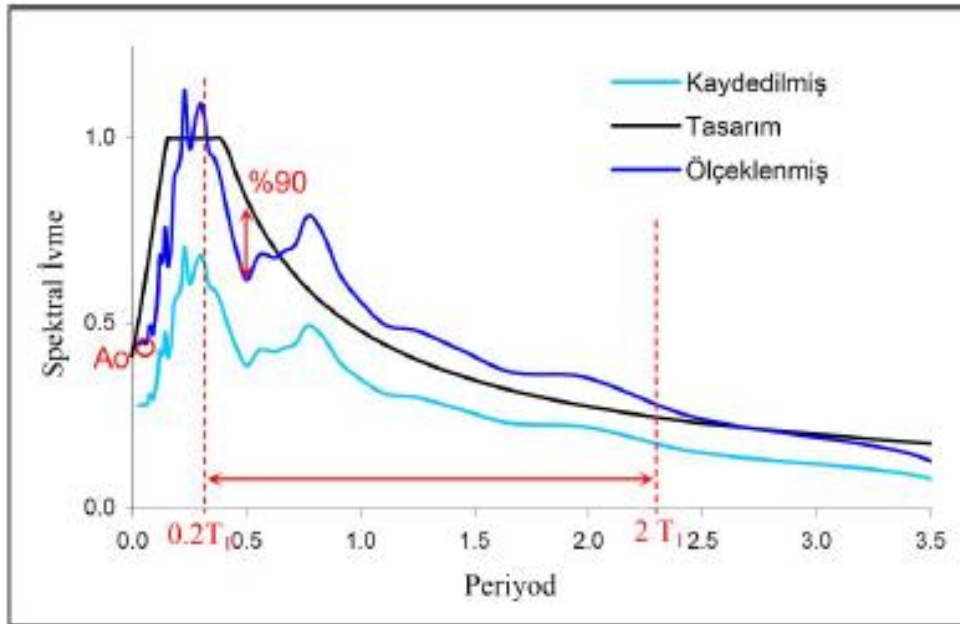
Depreme dayanıklı tasarım yönetmeliklerinde deprem kayıtlarının seçiminde, sismolojik özelliklerden çok, tepki spektrumuna uygunluk ön plandadır. Böylece kayıtlar en büyük yer ivmesine uyacak şekilde ölçeklenmiş olur.

İvme kayıtları için, Cosmos Virtual Data Center, Peer Strong Motion Database ya da European Strong Motion Database veri tabanları kullanılabilir. Bu çalışmada seçilen deprem kayıtları Pasific Earthquake Engineering Research Center veri tabanından temin edilmiştir.

5.3.1 Deprem hareketleri için genel kurallar

DBYBHY 2007’de olduğu gibi İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği’nde de zaman tanım alanında doğrusal ya da doğrusal olmayan deprem analizinin yapılabilmesi için deprem hareketlerinin bazı özelliklere sahip olması gerekir:

- Her bir deprem yer hareketi takımından hesaplanan 0 saniye periyodundaki %5 sönüm oranlı spektral genliklerin ortalaması tasarım spektrumunun 0 saniye periyodundaki spektral genliğinden daha küçük olamaz.
- Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, 15 saniyeden ve yapının birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından kısa olmamalıdır.
- Şekil 5.4’ten de görüleceği üzere; yapay olarak oluşturulan her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için elde edilen spektral ivmelerin ortalaması, dikkate alınan deprem doğrultusundaki yapı hakim periyodu T ’ye göre $0.2T$ ile $2T$ arasındaki periyotlar için yönetmelikte bulunan $S_{ae}(T)$ spektral ivmelerinin %90’ından daha düşük olmamalıdır.
- Tasarım spektrumuna uyacak şekilde üretilen yapay yer hareketlerinin faz spektrumu, senaryo depremi için ölçeklenen gerçek yer hareketlerinin faz spektrumu ile benzerlik göstermelidir.



Şekil 5.4 : Deprem kaydı Pseudo spektrumu ile tasarım ivme spektrumunun ilişkisi (Kulu, 2009)

5.3.2 Yer hareketleri ölçeklendirme yöntemleri

Kaydedilmiş depremlerin ölçeklendirilmesinde kullanılan iki temel yöntem bulunmaktadır:

- Frekans tanım alanında ölçeklendirme
- Zaman tanım alanında ölçeklendirme

5.3.2.1 Frekans tanım alanında ölçeklendirme

Deprem sırasında kaydedilmiş yer hareketleri bu yöntemle tasarım ivme spektrumuna neredeyse bire bir uyan uyan bir hareketin oluşturulması temeline dayanmaktadır (Fahjan, 2009).

Frekans tanım alanında ölçekleme işleminin adımlarını şekil 5.5'deki gibi basitçe özetlemek gerekirse:

Birinci adımda, tasarım yapılacak spektrum $S_a^{hedef}(T)$ belirlenir. Daha sonra hedeflenen tasarım spektrumuna $S_a^{hedef}(T)$ uyacak şekilde ölçeklenmek üzere, bir deprem kaydı seçilir $TH^{gerçek}(t)$. Sönüm oranı tasarım spektrumunki ile aynı olmak koşuluyla seçilen deprem kaydının davranış spektrumu oluşturulur $S_a^{gerçek}(T)$. Dördüncü adımda ölçeklemenin yapılacağı periyot aralığında tasarım spektrumu ile gerçek kaydın davranış spektrumu arasındaki oran denklem 5.6 uyarınca hesaplanır.

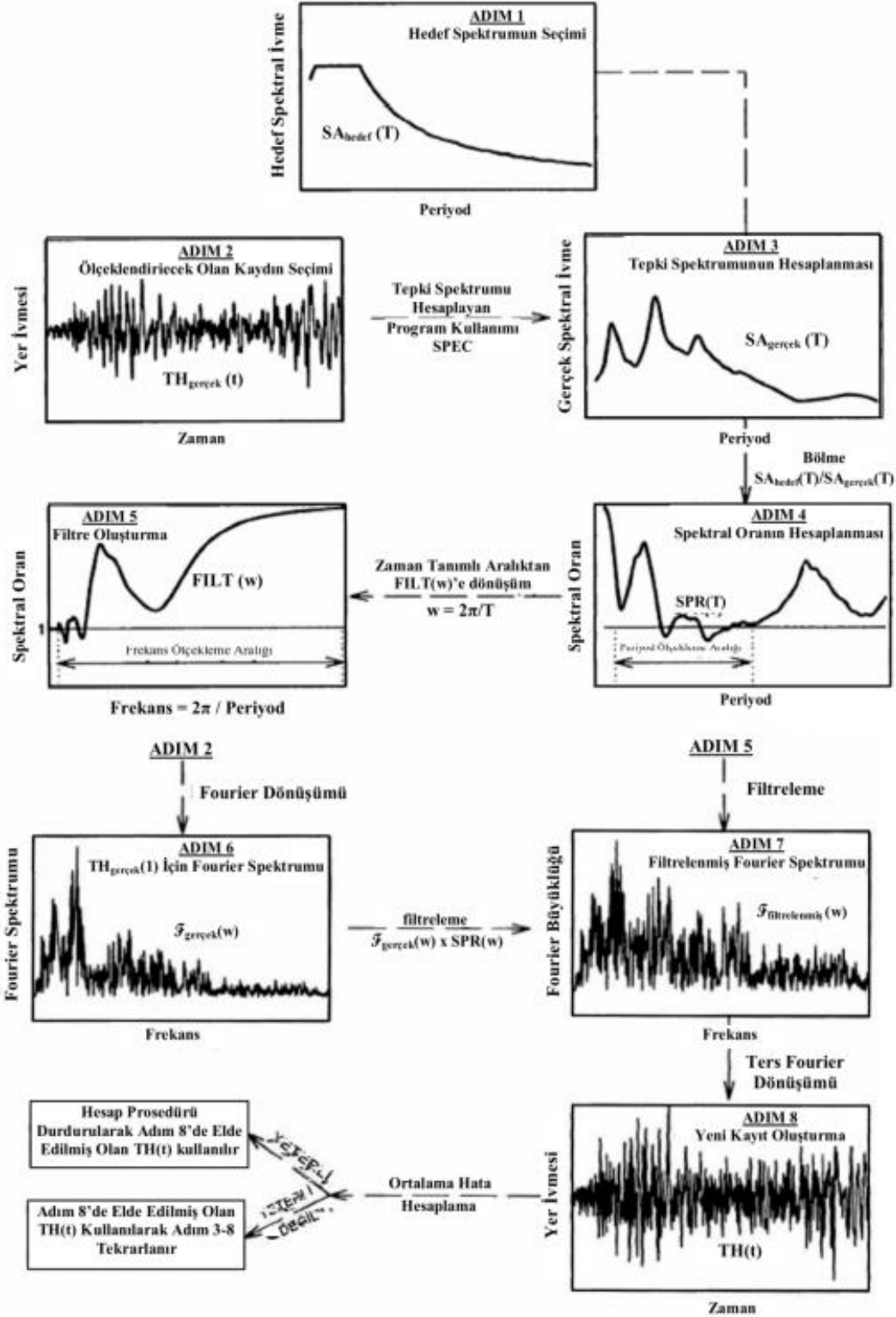
$$SPR(T) = \frac{S_a^{hedef}(T)}{S_a^{gerçek}(T)} \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (5.6)$$

Bir sonraki adımda $SPR(T)$ fonksiyonu açısal frekans cinsinden yazılır:

$$FILT(\omega) = SPR(\omega) \quad \omega_{min} \leq \omega \leq \omega_{max} \quad (5.7)$$

Altıncı ve yedinci adımda, hızlı Fourier algoritması kullanılarak, kaydedilen deprem kaydının Fourier spektrum genliği $F^{gerçek}(\omega)$, Fourier spektrum fazı $\theta^{gerçek}(\omega)$ hesaplanır. Fourier spektrum genliği $FILT(\omega)$ ile çarpılarak $F^{filtrelenmiş}(\omega)$ fonksiyonuna ulaşılır. Daha sonra filtrelenmiş Fourier spektrum genliği $F^{filtrelenmiş}(\omega)$ ile gerçek kaydın Fourier spektrum fazından $\theta^{gerçek}(\omega)$, ters Fourier dönüşümü kullanılarak yapay bir $TH(t)$ kaydı oluşturulur. Yönetmeliklerdeki uygunluk şartları sağlanana dek iteratif olarak dördüncü adımdan itibaren tüm adımlar tekrarlanarak

seçilen yer hareketleri ölçeklenmiş olur. Kullanılan iteratif methodlarla birlikte hedef ivme spektrumuna istenen yakınlık da sağlanmış olur, ayrıca seçilen gerçek deprem kaydın fiziksel özellikleri de bozulmamış olur. (Fahjan, 2009).

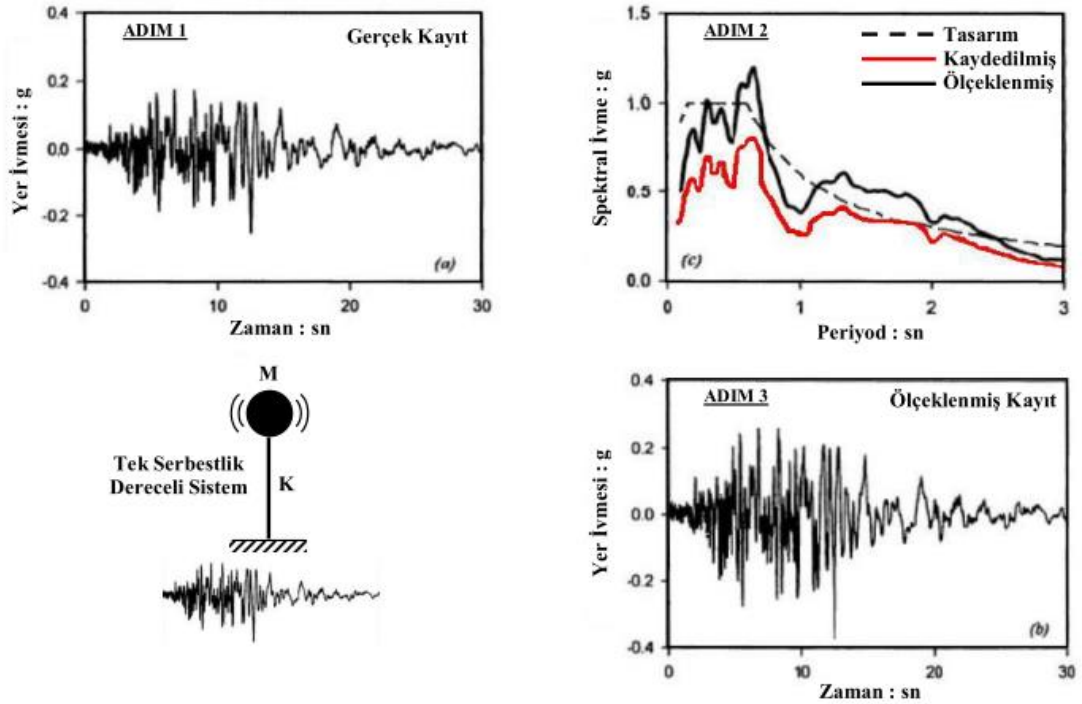


Şekil 5.5 : Frekans tanım alanında ölçekleme aşamaları (Kulu, 2009).

5.3.2.2 Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi

Zaman tanım alanında, seçilen yer hareketi sabit bir katsayı ile çarpılarak istenilen periyod aralığında hedef tasarım ivme spektrumuna en uygun eşleşme sağlanır. Zaman tanım alanında ölçekleme işleminde, deprem kaydının frekans içeriği değişmeden kalır.

Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi gerçek yer hareketinin seçilmesi ile başlar, hedef spektrumun sönüm oranı ile aynı olmak üzere kaydın tepki spektrumu elde edilir. Kaydın tepki spektrumu, hedef tasarım spektrumuna belirli bir oranda yaklaşıp dek aşağı ya da yukarı yönde ölçeklenir. Elde edilen ölçekleme katsayısı deprem ivme kaydı ile çarpılarak yeni bir yer hareketi elde edilmiş olur. Zaman tanım alanında ölçekleme işlemi Şekil 5.6’te özetlenmiştir.



Şekil 5.6 : Zaman tanım alanında ölçekleme işlemi (Fahjan, 2009).

5.3.2.3 Frekans ve zaman tanım alanında ölçekleme yöntemlerinin karşılaştırılması

Deprem hareketlerinin ölçeklendirme yöntemleriyle doğru bir biçimde hedeflenen tasarım spektrumuna eşleştirilmesi mümkündür. İzlenen yöntemlerin kendi aralarında farkları vardır. Hangi ölçekleme yönteminin kullanılması gerektiği incelenen kayıtlara ve analiz türüne göre de değişiklik göstermektedir:

- Zaman tanım alanında ölçekleme yöntemi ile elde edilen deprem yer hareketlerinin doğrusal olmayan davranış spektrumları, yerdeğiştirme bölgesinde, eşit yerdeğiştirme kuralını sağlamaktadır.
- Eşit yerdeğiştirme kuralı, frekans tanım alanında ölçeklenen kayıtlarda sağlanamamaktadır. Bu yüzden doğrusal olmayan analizlerde frekans tanım alanında ölçeklenen deprem kayıtlarının kullanılması önerilmemektedir.
- Frekans tanım alanında kaydın frekans içeriği değiştiği için deprem hareketinin sismolojik özellikleri kaybolur.

Sismik tasarımı ve eleman boyutlandırılması İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği D2 depremi tasarım spektrumuna göre tamamlanan örnek yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizle performans değerlendirilmesine yer hareketleri seçimiyle başlanmıştır.

Yapı lokasyonu ve zemin özellikleri göz önünde bulundurularak seçilen yer hareketleri, frekans tanım alanında İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğince oluşturulan 2475 yıl dönüş periyodu olan D3 depremi elastik spektrumuna göre ölçeklenmiştir.

Marmara bölgesinin sismik özellikleri incelendiğinde fayların yanal atımlı olduğu bilinmektedir. Doğrusal olmayan analiz için genellikle yanal atım özellikli Düzce, Kocaeli, Kobe, Imperial Valley depremleri kullanılmaktadır. Analizde kullanılan kayıtların farklı olmasını sağlamak ve farklı fay mekanizlarını incelemek adına sayısal çalışmada genellikle ters eğik kırılma tipine sahip deprem hareketlerine yer verilmiştir. Deprem kayıtların seçimi ve ölçeklendirilmesinde, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Deprem Araştırma Enstitüsünün yürütmüş olduğu İstanbul İli Anadolu Yakası bölgesinde yapılacak yüksek binalar için kullanılması önerilen kayıtların seçimi ve ölçeklenmesi konulu projeden yararlanılmıştır.

Çizelge 5.3 : Deprem ivme kayıtları ve özellikleri.

PEER- NGA Kayıt Numarası	Şiddet	Yıl	Yer	Kırılma Tipi	İstasyon Adı	Vs_30 (m/s)	Merkez Üstü Uzaklığı (km)	Bileşen 1	Bileşen 2
15	7.36	1952	Kern County	Ters	Taft Lincoln School	385.43	38.89	KERN_TAF021.AT2	KERN_TAF111.AT2
288	6.9	1980	Irpinia, Italy	Normal	Brienza	561.04	22.56	ITALY_A-BRZ000.AT2	ITALY_A-BRZ270.AT2
735	6.93	1989	Loma Prieta	Ters eğik	APEEL 7 - Pulgas	415.27	41.86	LOMAP_A07000.AT2	LOMAP_A07090.AT2
739	6.93	1989	Loma Prieta	Ters eğik	Anderson Dam	488.77	20.26	LOMAP_AND250.AT2	LOMAP_AND340.AT2
748	6.93	1989	Loma Prieta	Ters eğik	Belmont - Envirotech	627.59	44.11	LOMAP_BES075.AT2	LOMAP_BES345.AT2
751	6.93	1989	Loma Prieta	Ters eğik	Calaveras Reservoir	571.99	35.49	LOMAP_CLR090.AT2	LOMAP_CLR180.AT2
769	6.93	1989	Loma Prieta	Ters eğik	Gilroy Array #6	663.31	18.33	LOMAP_G06000.AT2	LOMAP_G06090.AT2

5.4 Rüzgar Etkilerinin İncelenmesi

Yüksek yapıları geleneksel yapılardan ayıran en önemli özellik yapı yüksekliğinin artmasıyla ortaya çıkan dinamik etkilerin yapı üzerindeki etkisini arttırmasıdır. Yüksek yapı tasarımında deprem ve rüzgar yükleri yapısal sistemin oluşturulması ve boyutlandırılması sırasında ana etkenleri oluşturur. Ülkemizde rüzgar tasarımında güncel detaylı bir yönetmelik olmadığından ötürü, incelenen yapının rüzgar hesapları İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği uyarınca yapılmıştır.

İYBRY-2009, Eurocode tabanlı bir yönetmeliktir. EN.1991.1.4 incelendiğinde yönetmelikteki ifade ve parametrelerin birebir aynı olduğu gözlemlenebilir. Ülkemizin de coğrafi konumu bakımından Avrupa kıtasına yakın olmasından ötürü bu yönetmeliğin kullanılması oldukça uygundur.

5.4.1 Rüzgar hızı

Temel rüzgar hızı, havalimanları gibi açık bir arazilerde herhangi bir yönde yerden 10 metre yükseklikte ölçülen 10 dakikalık ortalama rüzgar hızlarından aşılma olasılığı 0.02 olan rüzgar hızıdır. İstanbul ve civarı için temel rüzgar hızı 25 m/s olarak verilmektedir. İncelenen sayısal örnekte de temel rüzgar hızı bu değer kabul edilmiştir.

Ortalama rüzgar hızı ;

$$V_m(z) = C_e(z) C_t V_b \quad (5.8)$$

İfadesi ile bulunur. Bir binaya etkiyen rüzgar hızı ise genel olarak denklem 5.9 ile tanımlanmaktadır.

$$V(z, t) = V_m(z) + w(z, t) \quad (5.9)$$

Bu ifadede ortalama rüzgar hızı $V_m(z)$, rüzgarın statik bileşenidir ve rüzgar hızlarının seçilen bir zaman aralığındaki ortalamasına eşittir. $w(z,t)$ ise etraftaki türbülans etkilerini ifade eden dinamik rüzgar hızıdır.

5.4.2 Yüzey pürüzlülük katsayısı

Rüzgarın geldiği doğrultudaki yüzey pürüzlülüğünün ortalama rüzgar hızına ve hızın yükseklikle değişimine etkisini tanımlayan katsayı, yüzey pürüzlülük katsayısıdır.

Bu katsayı aşağıdaki ifadeler ile belirtilir:

$$z > z_{min} \quad C_e(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad ; \quad k_r = 0.23(z_0)^{0.07} \quad (5.10a)$$

$$z \leq z_{min} \quad C_e(z) = C_e(z_{min}) \quad (5.10b)$$

Yukarıdaki ifadelerde yer alan, yüzey pürüzlülük uzunluğu z_{min} ve yüzey pürüzlülük katsayısının sabit olduğu minimum yükseklik z_0 arazi tipine göre değişmektedir. Yönetmelikte, beş farklı arazi türü için çizelge 5.4'de gösterilen değerlerin kullanılmasını önerilmektedir.

Çizelge 5.4 : Yüzey pürüzlülük uzunlukları ve minimum yükseklikler (İYBRY, 2009)

Arazi Tip No	Arazi Tipi	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Denize açık kıyı şeritleri	0.003	1
I	Göl çevreleri veya engebesiz düz ve geniş alanlar	0.01	1
II	Seyrek ağaçların ve yapıların olduğu ova, çayır tipi alanlar	0.05	2
III	Köyler, banliyöler, ormanlık alanlar	0.3	5
IV	Şehir merkezleri ve benzeri en az %15 oranında ortalama yüksekliği 15m ve üzeri yapılarla kaplı alanlar.	1	10

Sayısal incelemedeki yapı, İstanbul şehir merkezinde olduğundan arazi tipi, IV olarak seçilmiştir.

5.4.3 Topoğrafya katsayısı

İstanbul'daki tüm bölgeler için, yapının bulunduğu yerin deniz seviyesinden yüksekliğine bağlı olarak değişen topoğrafya katsayısı için:

$$C_t = 1.0 + 0.001 \Delta \quad (5.11)$$

ifadesi yer almaktadır. Deniz seviyesinden yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı arttırılmaktadır. İncelenen yapı, deniz seviyesinden 90.55 metre yükseklikte

5.4.5 Rüzgar türbülansı

Rüzgar türbülansı, rüzgar hızının dinamik etkilerini içerir ve türbülans standart sapması cinsinden tanımlanmaktadır. Ortalama maksimum türbülans rüzgar hızı, $\bar{w}_{max}$ için yönetmelikte aşağıdaki ifade yer almaktadır.

$$\bar{w}_{max} = 3.5 k_r V_b \quad (5.13)$$

Denklem 5.9 ve denklem 5.13 bir araya getirilirse, maksimum rüzgar hızı:

$$|V(z, t)|_{max} = V_m(z) + \bar{w}_{max} \quad (5.14)$$

5.4.6 Rüzgar basıncı

Rüzgar basıncı, havanın yoğunluğu ve rüzgar hızının karesi ile orantılıdır. Rüzgar basıncının hesabı için temel rüzgar basıncı ve yükseklikle değişen etkilenme katsayısı kullanılarak aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır:

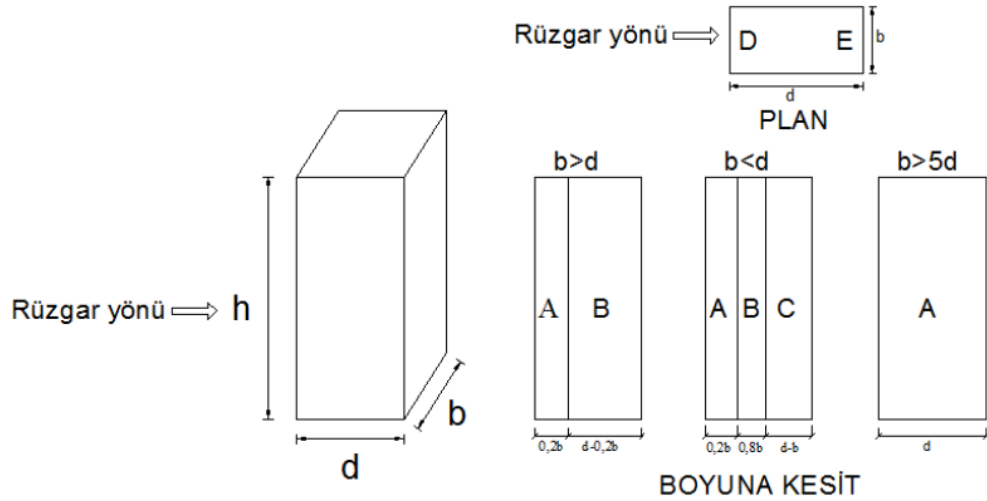
$$q_p(z) \approx C_q(z) q_b \quad (5.15)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2(z) \quad ; \quad C_q(z) = C_e^2(z) C_t^2 [1 + 7I_w(z)] \quad (5.16)$$

5.4.7 Bir yüzeye etkiyen maksimum rüzgar yükü

Rüzgara dik doğrultudaki düzlemde, z yüksekliğindeki bir yüzeye etkiyen maksimum rüzgar yükü, maksimum rüzgar basıncı, yüzey basınç katsayısı ve yüzey alanının çarpılmasıyla elde edilir. Yüzey basınç katsayısı C_p , yüzeyin bina üzerindeki konumunda göre değişiklik gösterir. Pozitif değerler rüzgara dik doğrultudaki basıncı ifade ederken, negatif değerler yüzeye dik doğrultudaki çekmeyi belirtmektedir. Yönetmelikte yüzey basınç katsayılarını ifade ederken yapı ve rüzgara maruz elemanlar için $C_{p,10}$ ve $C_{p,1}$ katsayıları verilmektedir. Yapısal taşıyıcı elemanların rüzgar hesabı için $C_{p,10}$ değerleri kullanılmalıdır.

Yönetmelik rüzgar doğrultusunda emme ve basınç oluşturacak rüzgar etkilerini ifade ederken, rüzgar yönüne dik doğrultuda da yapının rüzgar yüklerine maruz kaldığı görülmektedir. Yapıya etkiyen rüzgar yüklerinin hesabı, rüzgarın her bir doğrultusu için ayrı ayrı hesaplanmalıdır (Şekil 5.8).



Şekil 5.8 : Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayı bölgeleri (İYBRY, 2009)

Yönetmelikte verilen yüzey basınç katsayıları binanın genişlik/derinlik oranıyla değişmektedir. Yapılan sayısal incelemede, rüzgarın her iki doğrultusu için kullanılan basınç katsayıları çizelge 5.5'te gösterilmektedir.

Çizelge 5.5 : Sayısal incelemede kullanılan yüzey basınç katsayıları.

	A (yan yüz)		B (yan yüz)		C (yan yüz)		D (ön yüz)		E (arka yüz)	
h/d	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$
3.44	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	0.00	0.80	1.00	-0.62	0.00
5.90	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	0.00	0.80	1.00	-0.70	0.00

Önceden hesaplanan rüzgar basınç değerleri, rüzgarın etkidiği yöndeki kat yüksekliği, plan genişliği ve çizelge 5.5'de verilen yüzey basınç katsayıları ile çarpılarak bir kata etkiyen rüzgar yükü bulunur. Bina taşıyıcı elemanları ve rüzgara doğrudan maruz kalan cephe elemanlarının hesabı için; analiz modelinde aşağıdan yukarıya doğru fiktif yüzeyler oluşturularak rüzgar basıncı bu yüzeylere yayılı olarak etkitilebilir. Böylece rüzgar etkileri geçişe yakın bir şekilde simüle edilmiş olur.

İkinci bir alternatif olarak kata gelen rüzgar yükleri katın kütle merkezine noktasal yük olarak etkitilebilir, böylece yapının kat içi rijitlik dağılımına göre kuvvetler yatay yükleri taşıyan elemanlara dağıtılır. Bu çalışmada rüzgar yükleri bahsedilen alternatif method yöntemiyle sisteme etkitilmiştir.

İYBRY'nde, rüzgarın oluşturduğu kat ivmelerinin konfor tahkiki için herhangi bir kısım bulunmadığından, rüzgar konfor kontrolü bu çalışma kapsamına alınmamıştır.

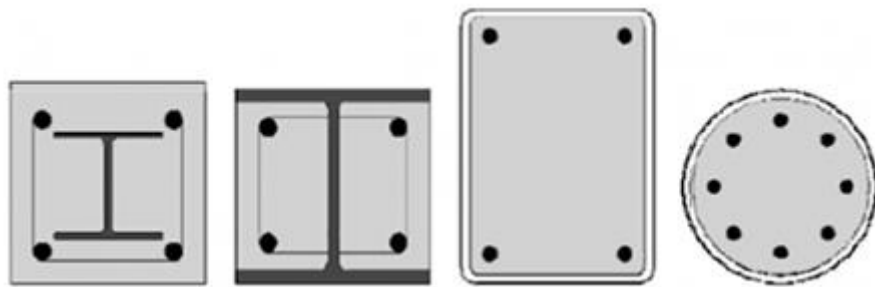
5.5 Kompozit Yapı Elemanlarının Tasarımı

Kompozit elemanlar, farklı malzeme ya da dayanımdaki kesitlerin bir arada çalışmasıyla oluşturulan yapı elemanlarıdır. Çelik yapı endüstrisinin ilerlemesiyle birlikte özellikle gelişmiş ülkelerdeki çelik konstrüksiyonun artması kompozit yapı elemanlarının da kullanılmasını doğurmuştur. Taşıyıcı sistemde kompozit kolonlar ve kirişler rol oynamaktadır; bu yüzden bu bölümde sayısal incelemede tasarımı yapılan kompozit kolon ve kirişlere yer verilecektir.

5.5.1 Kompozit kolon tasarımı

Yüksek yapılarda yüklerin fazlalığı nedeniyle kolonlar çok fazla eksenel kuvvet etkisi altındadırlar. Tasarım yapılırken, çelik kesitlerin büyüklüğü ile kullanım alanlarını azaltması, betonarme elemanların ise büyüklüğü ve donatı yerleşim sorunları nedeniyle kompozit kolonlar tercih edilmektedir. Basınca çalışan beton ile birlikte çelik profil hem basınç hem de çekme gerilmelerinin karşılanmasında rol oynar.

Kompozit kolonlar gömülü ya da dolurulmuş elemanlar olabilirler. Gömülü kompozit kolonlarda betonarme kesite çelik profiller yerleştirilmektedir. Doldurulmuş kompozit kesitler ise, boru ya da kutu profillerin içerisinde beton ile doldurulmasıyla oluşturulan kompozit kolonlardır. İsteğe bağlı olarak dolu kompozit kolonların içerisine çelik profil yerleştirilmesi de mümkündür (Şekil 5.9).



Şekil 5.9 : Kompozit kolon kesitleri (AISC 360-05, 2005).

İncelenen yapıda dairesel kesitli kolonlar tercih edilmiştir. Eksenel yüklerin fazlalığı nedeniyle yüksek mukavemetli beton ve çelik kullanılmıştır. Her keside, kesit alanının %1'i donatı yerleştirilmiştir.

Kompozit kolonların tasarımı AISC 360-10 yönetmeliğine göre yapılmıştır. Bu bölümde dairesel kesitli dolu kompozit kolonun tasarımı anlatılacaktır.

Dairesel kompozit kesitlerin seçiminde çelik profilin narinlik oranı önemlidir. Yerel burkulma, buruşma olmaması ve çelik profilin yeterli sünekliğe sahip olması nedeniyle genellikle kompakt kesitler kullanılmaktadır. Yönetmelikteki narinlik limitleri çizelge 5.6'da gösterilmiştir:

Çizelge 5.6 : Eksenel yük ve eğilmeye maruz elemanların narinlik sınırları (AISC 360-10, 2010).

	Çap - kalınlık oranı	λ_p Kompakt / Kompakt olmayan	λ_r Kompakt olmayan / Narin	En çok izin verilen
Dairesel kesitler	D/t	$\frac{0.09 E}{F_y}$	$\frac{0.31 E}{F_y}$	$\frac{0.31 E}{F_y}$

Kolonun basınç dayanımı için beton, çelik ve donatının basınç dayanımları birlikte dikkate alınır (Denklem 5.17).

$$P_{noA} = F_y A_s + 0.95 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (5.17)$$

Yönetmelikte kolonun zayıf ekseninde elastik burkulma yükünün bulunması için kesidin efektif eğilme rijitliğinin hesaplanması gerekmektedir:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (5.18)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (5.19)$$

Eşdeğer çelik bir keside dönüşümü yapılarak efektif eğilme rijitliği hesaplanan kolonun burkulma yükünün hesaplanması için Euler bağıntısı denklem 5.20'de verilmektedir:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2} \quad (5.20)$$

Burkulmadan dolayı kolonun eksenel basınç dayanımı:

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 ; P_n = P_{no} \left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right] \quad (5.21a)$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25 ; P_n = 0.877 P_e \quad (5.21b)$$

Narinlikten dolayı kolonun eksenel basınç kapasitesinin yüzde kaçına düştüğünü görmek için basit bir narinlik katsayısı ifadesinden yararlanılabilir (Denklem 5.22).

$$\lambda_A = \frac{P_{nA}}{P_{noA}} \quad (5.22)$$

Burkulma nedeniyle azaltılmış eksenel basınç kapasitesi hesaplanan kolonun tasarımı için, yönetmelikte LRFD için verilen Φ_c katsayısı ile P_{nA} çarpılmalıdır. Eksenel basınç için yönetmelikte $\Phi_c = 0.75$ kullanılmaktadır.

Kesidin çekme kapasitesinin hesabı için, çelik profil ve donatının çekme dayanımları bir araya getirilir. Özellikle büyük kesitlerde çelik profilin katkısı çok daha büyük olacağından hesapta güvende kalmak amacıyla donatının katkısı ihmal edilebilir (Denklem 5.23). Kesidin tasarım çekme dayanımı için çekme dayanımı $\Phi_t = 0.90$ ile azaltılmalıdır.

$$P_{nt} = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (5.23)$$

Kesidin karşılıklı etki diyagramının hesaplanabilmesi için eksenel basınç ve eğilme etkisi altında 3 noktaya daha ihtiyaç duyulur. D noktası için:

$$P_{noD} = 0.95 f'_c \frac{A_c}{2} \quad (5.24)$$

$$Z_c = \frac{h^3}{6} \quad (5.25)$$

$$Z_s = \frac{d^3}{6} - Z_c \quad (5.26)$$

$$M_{nD} = F_y Z_s + 0.95 f'_c \frac{Z_c}{2} \quad (5.27)$$

İfadeleri kullanılmaktadır. Etki diyagramında B noktasının belirlenebilmesi için gereken eksenel yük ve moment değerlerine verilen eşitlikler kullanılarak ulaşılır:

$$K_c = f'_c h^2 \quad (5.28)$$

$$K_s = f_y [(d - t)/2] t \quad (5.29)$$

$$q = \frac{(0.026 K_c - 2K_s)}{0.0848 K_c} + \frac{\sqrt{[(0.026 K_c + 2K_s)^2 + 0.857 K_c K_s]}}{0.0848 K_c} \text{ [rad]} \quad (5.30)$$

$$h_n = \frac{h}{2} \sin[(\pi - \theta)/2] \quad (5.31)$$

$$Z_{cB} = \frac{h^3}{6} \sin[(\theta/2)]^3 \quad (5.32)$$

$$Z_{sB} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin[(\theta/2)] \quad (5.33)$$

$$M_{nB} = F_y Z_{sB} + 0.95 f'_c Z_{cB}/2 \quad (5.34)$$

Tasarım eğilme dayanımı için yönetmelik LRFD tipi dizayn için $\Phi_b = 0.90$ değerinin kullanılmasını öngörmektedir. Tasarım eğrisi için M_{nB} Φ_b ile çarpılmalıdır. E noktasının eksenel basınç dayanımı için denklem 5.37'den yararlanılabilir:

$$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4} \quad (5.35)$$

$$\theta_2 = \pi - 2 \arcsin \left(2 \frac{h_E}{h} \right) \quad (5.36)$$

$$P_{noE} = P_a - 0.25 [F_y (d^2 - h^2) + 0.5 \cdot 0.95 f'_c h^2] (\theta_2 - \sin(\theta_2)) \quad (5.37)$$

Burkulma etkisinin dahil edilebilmesi için denklem 5.21a veya denklem 5.21b'deki ifadeler yardımıyla P_{nE} hesaplanmalıdır. Daha sonra A noktasındaki gibi $\Phi_c = 0.75$ ile çarpılarak tasarım eksenel kuvvet sınır değeri belirlenir. Eğilme dayanımı sınır değerinin hesaplanması için aşağıdaki denkliklerden yararlanılmaktadır:

$$Z_{cE} = \frac{h^3}{6} \sin[(\theta_2/2)]^3 \quad (5.38)$$

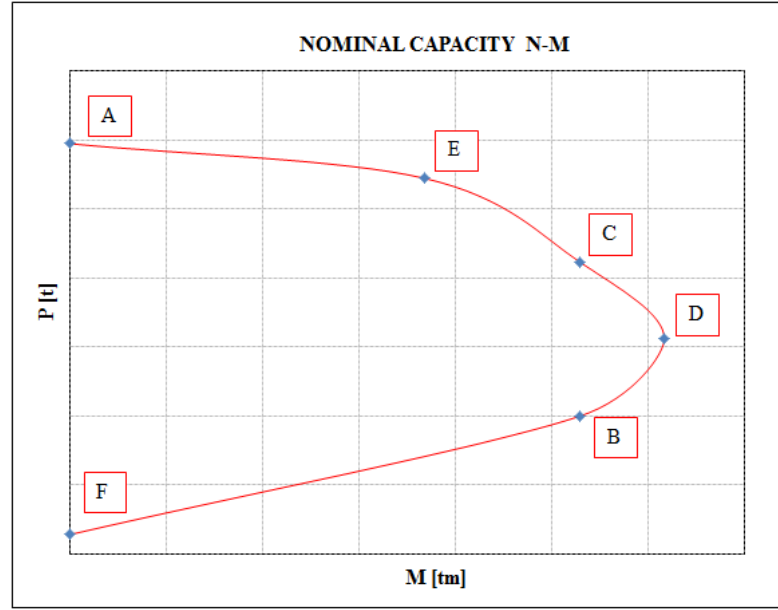
$$Z_{SE} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin[(\theta_2/2)] \quad (5.39)$$

$$M_{nE} = F_y Z_{SE} + 0.95 f'_c Z_{cE}/2 \quad (5.40)$$

Son olarak C noktasının eksenel basınç ve eğilme dayanımları hesaplanarak kapasite ve tasarım için kullanılan karşılıklı etki diyagramı oluşturulmuş olur.

$$P_{noC} = 0.95 f'_c A_c \quad (5.41)$$

Denklem 5.21a veya denklem 5.21b ifadeleri kullanılarak burkulmalı basınç dayanımı P_{nC} 'ye ulaşılabilir. C noktası eğilme dayanımı, B noktası için hesaplanan değere eşittir. Tasarım eğilme dayanımı için $\Phi_b=0.90$ kullanılmalıdır.



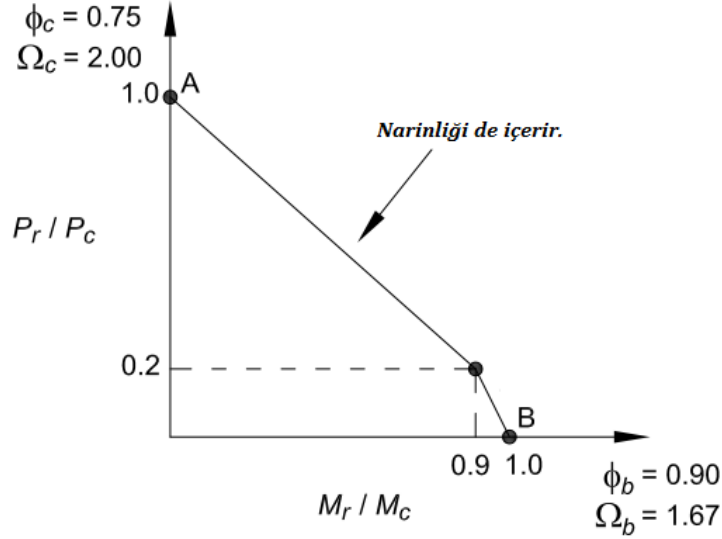
Şekil 5.10 : Kompozit kolon karşılıklı etki diyagramı.

AISC 360-10 Commentary I5 uyarınca kompozit kolonların taşıma oranlarının belirlenebilmesi için iki method vardır. Birinci yöntem kesidin etkileşim denklemleriyle hesap yaparken, ikinci yöntemde ise etkileşim diyagramları plastik gerilme dağılımından elde edilmektedir. Birinci yöntemdeki sonuçlar fazla emniyetli olduğundan elde edilen sonuçlar itibariyle bu çalışmada ikinci yöntem kullanılmıştır.

Method 1 eksenel ve eğilmeden dolayı meydana gelen taşıma gücü oranlarının birleştirilmesi esasına dayanır. Kompozit kolonun taşıma gücü oranı için:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad ; \quad \frac{P_u}{\Phi_c P_{rnc}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (5.42a)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad ; \quad \frac{P_u}{\Phi_c P_{rnc}} + \sqrt{\frac{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}{M_n}} \leq 1 \quad (5.42b)$$



Şekil 5.11 : Kompozit kolon etki diyagramı 1. method (AISC 360-10, 2010).

İkinci yöntemde, önce kolonun kapalı etkileşim diyagramı çizilir. Daha sonra A, C ve B noktaları kullanılarak eğri lineerleştirilerek basit hale getirilir. Burkulma etkisiyle azalan eksenel yük kapasitesini göstermek için A', B' ve C' noktaları etkileşim diyagramı üzerinde birleştirilir. Azaltılmış normal kuvvet ve moment kapasite değerleri gerekli Φ değerleriyle azaltılarak tasarım eğrisi oluşturulur. Elemanda meydana gelen iç kuvvetler bu eğrilerin içerisinde kalıyorsa güvenli bir tasarım elde edilmiş olur (Şekil 5.11). Yönetmelik elemanın taşıma gücü oranının hesaplanması için aşağıdaki ifadelerle yer vermektedir:

$$P_r < P_c \quad ; \quad \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad (5.43a)$$

$$P_r \geq P_c \quad ; \quad \frac{P_r - P_c}{P_A - P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1 \quad (5.43b)$$

Sayısal örnekteki kompozit kolonların tasarımında ikinci yöntem uygulanmıştır. Eğrilerin çizilebilmesi için gereken noktalar çizelge 5.7, 5.8, 5.9'de verilmiştir.

Çizelge 5.7 : Basitleştirilmiş kapasite eğrisi noktaları (AISC 360-10, 2010).

	N	M
A	P_{noA}	0
C	$0.95 A_c f'_c$	M_{nB}
B	0	M_{nB}

Çizelge 5.8 : Basitleştirilmiş burkulmalı kapasite eğrisi noktaları (AISC 360-10, 2010).

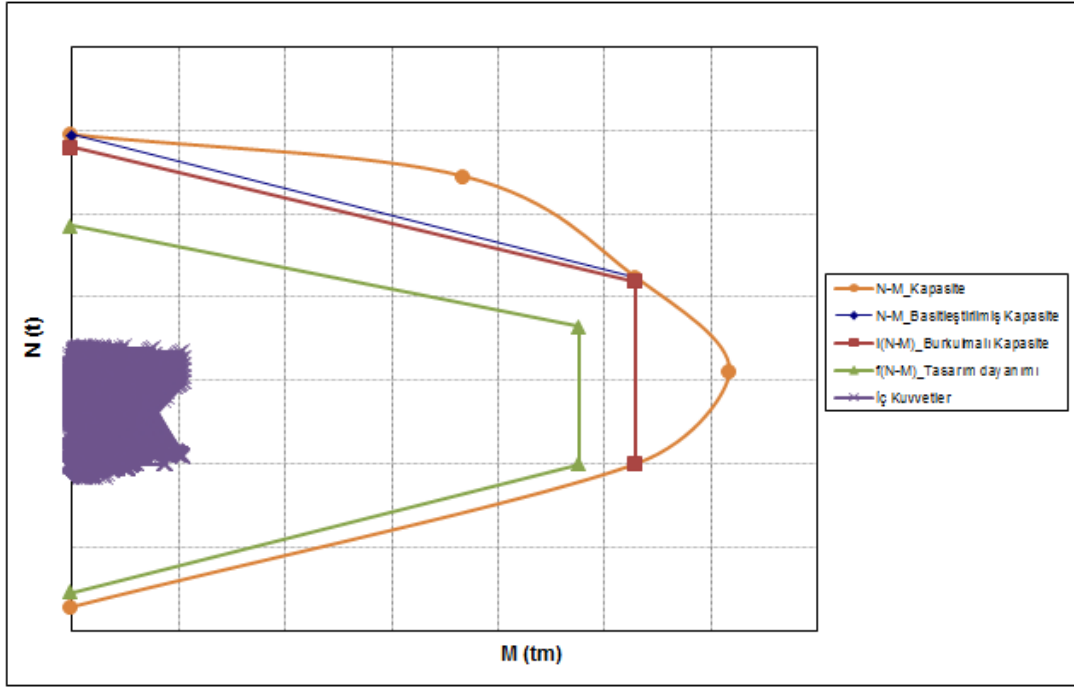
	N	M
A'	$\lambda_A P_{noA}$	0
C'	P_{nC}	M_{nB}
B'	0	M_{nB}

Çizelge 5.9 : Basitleştirilmiş tasarım eğrisi noktaları (AISC 360-10, 2010).

	N	M
A''	$0.75 P_{nA}$	0
C''	$0.75 P_{nC}$	$0.90 M_{nB}$
B''	0	$0.90 M_{nB}$
F''	$-0.90 P_{nt}$	0

Şekil 5.12'den de görülebileceği gibi yüksek çaplı dairesel çelik profiller seçildiğinde, özellikle kompakt kesitlerde burkulma, kesidin dayanımını çok da azaltmamaktadır. Bu yüzden profil seçimlerinde narinlik değerlerine dikkat edilmelidir.

Kompozit kolonlarda kalıp ihtiyacı yoktur. Dolu kesitlerdeki çelik profil, beton priz alınca kadar kalıp görevi görür ve yüklerin taşınmasını sağlar. Bu yüzden boru kompozit kolonların yerleşimi 3-4 kata kadar yapılabilmektedir.

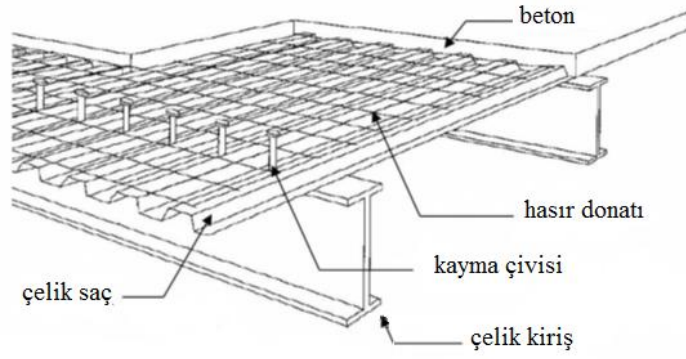


Şekil 5.12 : İç kuvvetleri belli bir kompozit kolonun kapasite ve tasarım eğrisi.

5.5.2 Kompozit kiriş tasarımı

Birçok binada ve köprülerde betonarme döşemenin çelik kirişler tarafından taşındığını görmek mümkündür. Kompozit kirişler, çelik kirişlerin üzerine betonarme plak yapılmasıyla inşa edilir. Eğer çelik kirişler, betonarme plağa kayma çivileriyle bağlanırlarsa, betonarme ve çelik tek bir kesit olarak çalışır. Çelik kiriş ile tabliyenin kayma elemanı ile birbirine bağlanmadığı durumlarda kiriş ve betonarme plağın alt ve üst liflerinde birbirinden bağımsız çekme ve basınç gerilmeleri meydana gelir. Bu yüzden kesidin kompozit olabilmesi çok önemlidir (Şekil 5.13).

Kompozit kirişler tablalı betonarme kirişlere benzerler, kirişin başlık kısmı betonarme iken gövdesi çelik olmuş olur. Kompozit kirişlerde neredeyse tüm basınç gerilmelerini betonarme alırken, çekme gerilmeleri çelik kiriş tarafından karşılanır. Bu durum da yapısal sistemin doğru çalışması için temel tasarım hedefidir. Geleneksel betonarme döşeme imalatından farklı olarak, çelik kirişler yerleştirildikten sonra üzerine çelik sac koyularak beton dökümünün hızlı bir biçimde yapılması mümkün olmaktadır. Özellikle yüksek yapılar gibi birbirini tekrar eden imalat aşamaları için, kalıp ihtiyacının olmaması ve betonun prizini alana kadar beklenmesine gerek olmaması, zaman ve maliyet bakımından ciddi bir kazanç sağlamaktadır.



Şekil 5.13 : Kompozit döşemenin elemanları (ASCE, 2002).

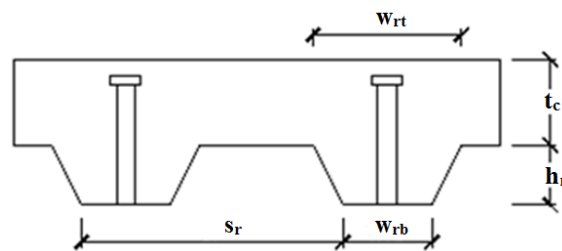
Sayısal incelemede kompozit kirişlerin hesabı AISC 360-10'a göre yapılmıştır. Bu bölümde kompozit bir kirişin tasarım aşamaları açıklanacaktır. Tasarım tipi olarak yük ve dayanım katsayıları dizaynı (LRFD) kullanılmıştır.

Kompozit kirişin eğilme hesabı iki aşamalı olmaktadır. Kiriş beton prizini alana kadar çelik kiriş gibi, beton prizini aldıktan sonra kompozit olarak çalışır bu yüzden çelik kiriş, kendi ağırlığını, çelik sac ve ıslak betonun ağırlığını varsa inşaat yüklerini taşıyacak şekilde ön boyutlandırma yapılmalıdır. Çelik kiriş, $l/360$ 'dan daha fazla sehim yapmamalıdır.

Kompozit kirişler iki ucu mafsallı ara kirişler olarak tasarlanırlar. Çelik saclar, genellikle kiriş doğrultusa dik olacak şekilde yerleştirilmektedir. Sacları kirişe paralel olarak yerleştirmek de mümkündür ancak bu durumda açıklıklar küçültülmeli ya da ara kirişlerle döşemenin sehim yapması önlenmelidir.

Kompozit kirişlerin efektif tabla genişliği, tarafsız eksenin ve gerilme dağılımının bulunabilmesi için çok önemlidir. Yönetmelikte kompozit kirişlerin efektif tabla genişliği için denklem 5.44 verilmektedir:

$$b_{eff} = \min \left[\left(\frac{l}{8} \right)^2, \left(\frac{l_{x1} + l_{x2}}{2} \right) \right] \quad (5.44)$$



Şekil 5.14 : Kompozit döşeme kesit ölçüleri.

Büküm sacın alanı hesaplanırken bükümlü alt kısmın alanı yüksekliğin yarısı uniform olacak şekilde idealleştirilirse, beton alanı (Şekil 5.14):

$$A_c = b_{eff}(t_c + h_r / 2) \quad (5.45)$$

Betonun ezilme sınır durumunda taşıyabileceği en çok basınç kuvveti C_c ve çeliğin akma sınır kuvveti C_s için aşağıdaki ifadeler kullanılmaktadır.

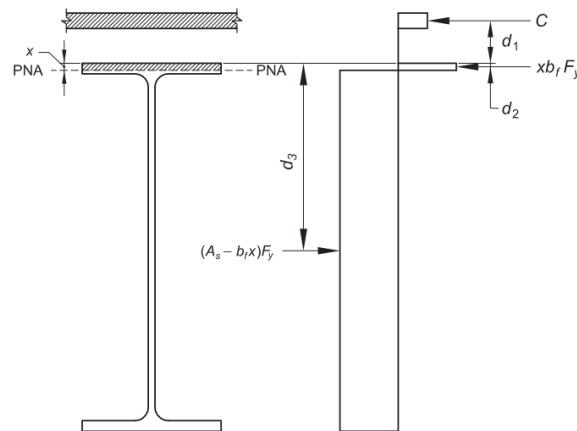
$$C_c = 0.85 f'_c A_c \quad (5.46)$$

$$C_s = F_y A_s \quad (5.47)$$

Kompozit kirişlerde her bir malzemenin sınır durumu elde edildikten sonra, kesit güç tükenmesine, bu değerlerden en küçüğüne erişildiğinde ulaşılabacaktır. Kompozit kirişler moment aktarmadıkları için kesitin plastikleşmesi istenmez. Bu yüzden akma sınır durumunun bir kısmının aktarılması için gereken gerilme dağılımı hesaplanır. Bu duruma kesitin kompozitlik yüzdesi denir. Yönetmelikte başlangıç hesapları ve tasarım için %50 kompozitlik kullanılması önerilmektedir.

$$C = 0.5 \min(C_s, C_c) \quad (5.48)$$

Kesitin plastik tarafsız ekseninin elde edilmesi için gerekli ifadeler aşağıda yer almaktadır (Şekil 5.15). Daha sonra kompozit kesitin %50 kompozitlik yüzdesi ile taşıyabileceği moment elde edilir. Tasarım moment değeri için $\Phi_b=0.90$ kullanılmaktadır.



Şekil 5.15 : Kompozit kiriş plastik tarafsız eksen (AISC design examples, V14.1).

$$x_{pl} = \frac{C_s - C}{2 b F_y} \quad (5.49)$$

$$a = \frac{C}{0.85 f' c b_{eff}} \quad (5.50)$$

$$d_1 = d - a/2 \quad (5.51)$$

$$d_2 = x_{pl}/2 \quad (5.52)$$

$$d_3 = d/2 \quad (5.53)$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + A_s F_y (d_3 - d_2) \quad (5.54)$$

$$M_d = \Phi_b M_n \quad (5.55)$$

Kesitin kesme dayanımının elde edilmesinde, yönetmelik çelik profilin yükseklik gövde kalınlığı oranını dikkate almaktadır. Çelik kirişin kesme kapasitesi hesabından farklı olarak, kompozit kirişlerde C_v katsayısı bulunmaktadır. Tasarım kesme kuvveti için $\phi_v=1.00$ kullanılmaktadır.

$$\frac{h}{t_w} < 260 ; \quad k_v = 5 \quad (5.56)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} ; \quad C_v = 1 \quad (5.57a)$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} k_v ; \quad C_v = 1 \quad (5.57b)$$

$$1.10 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} k_v < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} k_v ; \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{(E_s/F_y) k_v}}{h / t_w} \quad (5.57c)$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} k_v ; \quad C_v = 1.51 k_v \frac{E_s}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (5.57d)$$

$$V_n = 0.6 F_y d t_w C_v \quad (5.58)$$

$$V_d = \Phi_v V_n \quad (5.59)$$

Kompozit kirişleri, çelik elemanlarının narinlik seviyesine göre yerel burkulma ve buruşmaları önlemek adına berkitme levhaları ile belirli aralıklarla rijitleştirmek gerekir. Yönetmelikte, denklem 5.60'ta verilen limitin aşılmadığı durumlarda berkitme levhalarına gerek duyulmadığı belirtilmektedir.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (5.60)$$

Betonarme ve çelik arasındaki kuvvet geçişi, kayma çivileri tarafından sağlanmaktadır. Kayma çivisinin aktardığı kuvvet elemanın çapına, malzeme dayanımlarına göre değişiklik göstermektedir. Bir kayma çivisinin aktarabileceği maximum kesme kuvveti için yönetmelikte denklem 5.61 ve 5.62 yer almaktadır: Bu iki ifadeden elde edilen değerlerin en küçüğü, kayma çivisinin kesme dayanımını verir.

$$Q_n = 0.5 A_{st} \sqrt{f' c} E_c \quad (5.61)$$

$$Q_n = R_g R_p A_{st} \sigma_u \quad (5.62)$$

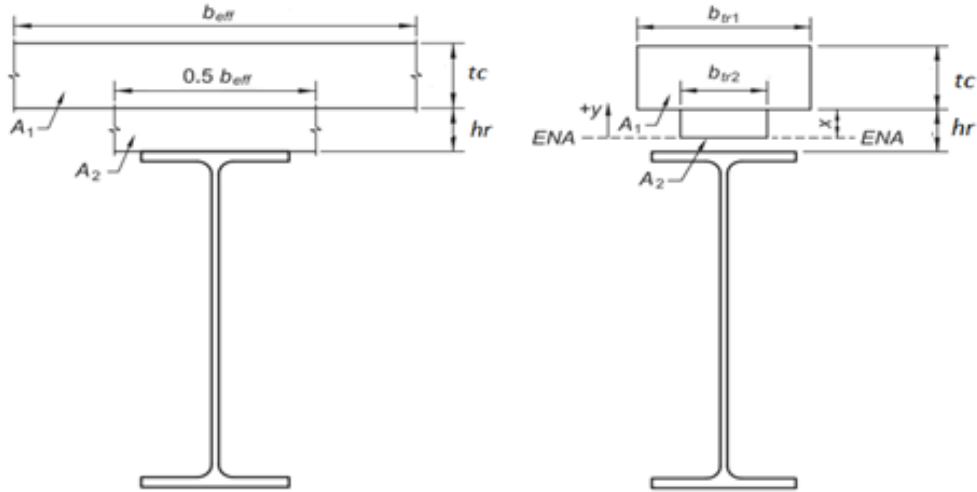
Gerekli kayma çivi sayısının bulunması için, momentin sıfır ile maksimum noktaları arasındaki bölgeye, kompozitlik oranından bulunan kuvvetin, kayma çivisinin dayanımına bölünmesiyle bulunan miktarda kayma çivisi yerleştirilir. Kayma elemanlarının yerleşimindeki ana prensip, sabit bir arayla tüm kiriş boyunca tek yada iki sıra olarak koyulmasıdır. Çivilerin (Shear stud) yerleştirileceği aralık, maximum ve sıfır moment noktaları arasındaki mesafenin, gerekli çivi sayısına bölünmesiyle elde edilmektedir (Denklem 5.63).

$$N_{req} = C / Q_n \quad (5.63)$$

Bazı durumlarda çivi aralıklarının şantiyede imal edilebilir olmamasından ötürü hesaplanandan daha fazla kayma elemanı koyulabilir. Bu durumda aktarılan kuvvet:

$$\sum Q_n = N_{chs} Q_n \quad (5.64)$$

Kompozit kirişlerin sehim hesaplarının yapılabilmesi için kesitin atalet momentinin hesaplanması gerekir. AISC 360-10'a göre alt sınır atalet momentinin bulunması için iki yöntem vardır. Sayısal incelemede efektif atalet momentinin hesaplandığı yöntem izlenmiştir. Betonarme plak, büküm sacın üst ve alt bölgesi olarak iki kısma ayrılmıştır. Alt kısmın efektif genişliği büküm yerleri nedeniyle yarısı olacak şekilde idealleştirilmiştir. Kompozit kesit hesaplarının temelinde eşdeğer tek malzemeden oluşan bir kesit oluşturmak yer alır. Bunun için beton alanlar malzeme elastisite modülleri oranında azaltılarak eşdeğer çelik keside çevrilmiş olur. Böylece yapma çelik profil hesabı yaparmış gibi atalet momenti kolaylıkla hesaplanabilmektedir (Şekil 5.16).



Şekil 5.16 : Eşdeğer kesit elastik tarafsız eksen (AISC design examples, V14.1).

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.65)$$

$$b_{tri} = \frac{b_{eff}}{n} \quad (5.66)$$

$$A_1 = b_{tr1} t_c \quad (5.67)$$

$$A_2 = b_{tr1} x \quad (5.68)$$

$$\sum A_y = 0 \rightarrow A_1 \left(\frac{t_c + x}{2} \right) + A_2 \frac{x}{2} + A_s \left(x - \frac{h}{2} \right) = 0 \quad (5.69)$$

Tarafsız eksenin yeri bulunduktan sonra, bu noktaya göre kesidin dönüştürülmüş atalet momenti, I_{tr} hesaplanır. Kompozitlik oranı ile bulunan eşdeğer atalet momentinin ardından sehim hesapları için azaltılmış efektif atalet momentinin bulunmasıyla hesap tamamlanır. Yönetmelik hareketli yüklerden oluşan sehim, kiriş boyunun 360'ta 1'ini geçmeyecek şekilde sınırlandırmıştır.

$$I_{eq} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{\min(C_s, C_c)}} (I_{tr} - I_s) \quad (5.70)$$

$$I_{eff} = 0.75 I_{eq} \quad (5.71)$$

Büyük açıklıklara sahip kompozit kirişlerin fazla sehim yapmasının önüne geçmek için çelik profillere ters sehim verilmektedir. Böylece beton prizini aldıktan sonra kompozit kirişin atalet momentiyle birlikte kiriş daha az deplasman yapmaktadır. Aksi takdirde yüklü çelik kirişler sehim yaptıktan sonra kompozit olacağından kompozit kesitin eğilme rijitliği sehime bir katkı yapmamaktadır.

Yapısal modellemede, kompozit döşemelerin sadece düzlem içi rijitlikleri dikkate alınmalıdır. Bu yüzden kompozit döşemeler membran eleman olarak modellenir böylece; üzerlerine etkiyen yayılı yüklerin kirişlere aktarılmasını sağlamakla yetinirler ve yatay yükler etkisinde kat diyaframının oluşmasını sağlarlar.

Kompozit döşemeye koyulacak donatı hesabı için, kiriş plastik tarafsız eksen bulunurken donatının katkısı ihmal edildiğinden, basit plak hesabı yapılması uygundur. Döşemenin yatay yükleri ana taşıyıcılara aktarabilmesi için döşemedeki donatıların, diyaframa gelen kat kesme kuvvetini de karşılaması gerekmektedir.

5.5.3 Çaprazların boyutlandırılması

Çaprazlar taşıyıcı sistemde deprem ve rüzgar yükü gibi yatay yükleri taşıyarak yapıya yanal rijitlik sağlarlar. Ayrıca düşey yüklerin taşınmasında da çerçevelere yardımcı elemanlardır. Tersinir yükler etkisinde çapraz elemanlara, aksenal çekme ve basınç kuvvetleri etkimektedir. Depremin yönü ve doğrultusuna göre değişen iç kuvvetlere göre çapraz elemanların tasarımı yapılmaktadır. AISC 360-10 uyarınca aksenal çekme kuvveti altındaki elemanların kapasitesi (Denklemler 5.72):

$$P_n = F_y A_s \quad (5.72)$$

Sayısal örnekte LRFD'ye göre tasarım yapılacağı için elemanın çekme kapasitesi $\phi_t=0.90$ ile çarpılarak tasarım çekme kapasitesine ulaşılır.

Eksenel basınç altındaki elemanların tasarımı için ilk önce lokal buruşmaların meydana gelmemesi ve çapraz kesidinin sünek davranış gösterebilmesi için kompaktlık koşullarını sağlaması gerekmektedir. Sayısal incelemede yapma dikdörtgen kutu profiller kullanılacağından, yönetmelikteki kutu kesitlerin kompaktlık sınırları incelenmiştir (Çizelge 5.10).

Çizelge 5.10 : Basınç elemanlarının sınıflandırılması için genişlik- kalınlık sınırları (AISC 360-10, 2010).

Kesit	Genişlik-kalınlık oranı	Kompakt (λ_p)	Nonkompakt (λ_r)	Narinlik (λ_s)
	b/t	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	-

Deprem bölgelerinde yapılacak yapılarda kullanılacak enerji sönmüleyen elemanların narinliklik oranlarının izin verilen limiti aşmaması gerekmektedir. Sayısal incelemede çapraz kesitleri kutu profiller olduğu için kutu profilin sınır durumları incelenmiştir (Çizelge 5.11).

Çizelge 5.11 : Sünek basınç elemanlarının sınıflandırılması için genişlik- kalınlık sınırları (AISC 341-10, 2010).

Kesit	Genişlik-kalınlık oranı	Yüksek Sünek Elemanlar (λ_{hd})	Normal Sünek Elemanlar (λ_{md})
	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	$0.64 \sqrt{E/F_y}$

Kompakt olan ya da olmayan çapraz kutu kesitlerinin boyutlandırılmasında kritik durum, eğilmeli burkulmadır. I kesitlerin aksine, kutu ve boru kesitlerde burulmalı ve eğilmeli burulmalı burkulma gözlemlenmemektedir. Bu yüzden kesidin basınç

kapasitesini eğilmeli burkulma sınır durumu belirlemektedir.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (5.73)$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (5.74a)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; F_{cr} = 0.877 F_e \quad (5.74b)$$

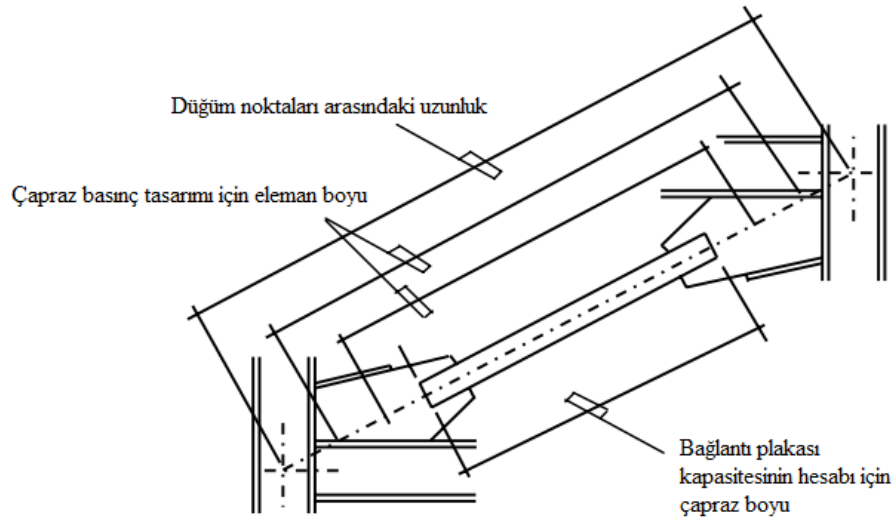
Çaprazın burkulmalı basınç kapasitesi hesaplandıktan sonra tasarım basınç kapasitesi $\phi_c=0.90$ çarpanı ile azaltılarak, artırılmış etkiler altında kesitin uygunluğu kontrol edilir.

5.5.4 Merkezi çelik çaprazların birleşimleri

Çelik çaprazlı sistemler yatay yüklerin karşılanması ve göreceli ötelenmelerin minimize edilmesi adına oldukça ekonomik sistemlerdir. Çaprazlar, basınç elemanı burkuluma kadar sadece eksenel kuvvet ile yüklenirler. Teorik olarak moment çok az olsa da pratikte eğilme olmadığı söylenebilir. Özel merkezi çaprazlı sistemlerde, basınç altındaki elemanın burkulmasına izin verilerek yapının sünek davranış göstermesi hedeflenmektedir. Bu yüzden; çaprazların bağlantı detayları basınç çubuğunun düzlemde ya da düzlem dışı burkulmasına göre oluşturulmalıdır. Çaprazların sismik etkiler altındaki performansı, çaprazların burkulma moduna göre belirlenir. Basınç kuvveti altındaki basınçların burkulma modunun düzlem içinde olması, düzlem dışı olmasına göre daha çok tercih edilmelidir. Çünkü; çerçeve etkileşimli çaprazlar düzlem içi burkulma modlarında daha çok enerji sönmölemektedir. Çaprazlar düzlem içinde burkulduklarında bağlantı levhalarının kuvvetli ekseni etrafında burkulurlar; bu da plastik mafsalın bağlantı levhasının hemen yakınındaki çapraz kesidinde meydana gelmesini sağlayarak enerji sönmüne katkıda bulunur. Çaprazın düzlem dışında burkulmasında ise, burkulma bağlantı levhasının zayıf ekseni etrafında olacağından, plastik mafsal guse levhasında meydana gelir. Plastikleşmenin çapraz kesidinde meydana gelmemesi düzlem içi rijitliği oldukça düşüreceğinden, çaprazda oluşacak plastikleşmeye nazaran daha az

enerji sönümlenmektedir. Eğer çaprazların yeteri kadar basınç kuvveti etkisi altında burkulması isteniyorsa, bağlantıların bu etkileri karşılayacak biçimde tasarlanması gerekmektedir. Bir başka deyişle, çapraz elemanların bağlantıları çaprazların plastikleşmesinden dolayı oluşan etkileri karşılayacak şekilde olmalıdır.

Bilgisayar analizlerinde çaprazlar düğüm noktaları arasındaki uzunluklarına göre boyutlandırılmaktadır. Ancak, gerçek çapraz boyu hesaplanandan daha kısa olduğundan daha büyük burkulma kapasitesine sahiptir. Bağlantı levhalarının kapasiteleri hesaplanırken, çaprazların gerçek boylarının burkulma kapasitesi dikkate alınmalıdır. Başlangıçta rölatif olarak bir değer kabul edilerek bağlantı detayları ortaya çıktıktan sonra kontroller yapılmalıdır (Şekil 5.17).

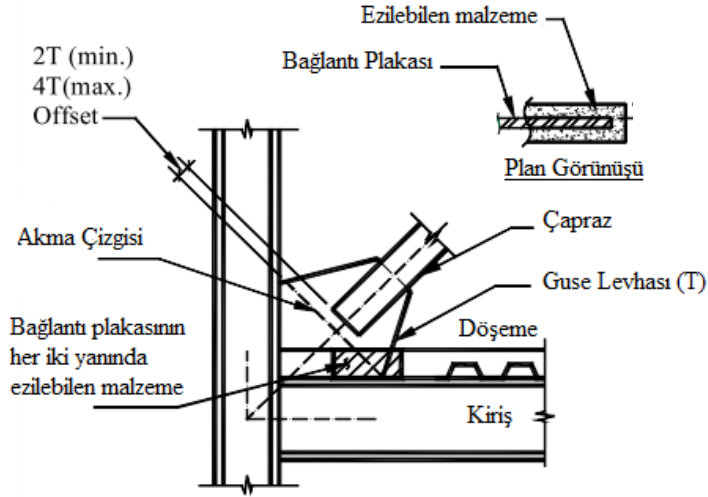


Şekil 5.17 : Çapraz elemanlar ve bağlantıları için hesap uzunlukları (Steel Tips, 2004).

Bağlantı levhasının burkulma çizgisi, çaprazın merkezine dik olmalıdır. Uluslararası yönetmeliklerde çaprazın bitiş noktası ile bağlantı plakası arasında en az bağlantı plakasının kalınlığının 2 katı kadar mesafe bulunmasının gerekliliğinden söz edilmektedir. Bu mesafe guse levhasının kalınlığının 4 katından daha fazla olmamalıdır. Whitmore uzunluğu olarak da bilinen bu uzunluk, çaprazın düzlem dışı burkulabilmesi için gerekli plastik dönmenin olabilmesi için gereklidir.

Çaprazın kenarından, bağlantı plakasının eğimli köşesine en az 25 mm olacak şekilde; bağlantı plakası çapraz aksından 30° eğimle giriş ve kolona birleşmelidir. Mühendisliğin baş parmak kuralı olarak, bağlantı plakasının kalınlığı kutu ya da boru çapraz kesitlerin et kalınlığının iki katı mertebesinde olmalıdır.

Çaprazların düzlem dışına dönmelerinin kısıtlanmaması adına, kompozit döşeme sistemlerinde bağlantı plakasının üzerine beton dökümü yapılmamalıdır. Döşemenin bağlantı noktasında sürekli olması, guse plakasının hareketini engelleyeceğinden bu bölgelere basınç altında deforma olabilen malzemeler yerleştirilmelir.



Şekil 5.18 : Bağlantı plakası akma çizgisinin döşemeden izole edilmesi (Steel Tips, 2004).

Daha önce de bahsedildiği üzere, çapraz bağlantıları, kesidin çekmeden plastikleşmesi ya da burkulması limit durumları için incelenen en elverişsiz kuvvetlere göre boyutlandırılmalıdır. Çekme sınır durumu için:

$$P = R_y F_y A_g \quad (5.75)$$

ifadesi kullanılır. Burada yer alan R_y akma gerilmesinin karakteristik dayanımındaki dağılımı dikkate almak için ifadeye eklenmiştir. Yapılan deneylerde akma gerilmesi karakteristik dayanımlardan daha fazla değerlere ulaşmaktadır bu yüzden, çekme sınır durumunda bu etkiyi de göz önüne almak gerekmektedir. AISC yönetmelirinde farklı dayanımlardaki çelikler için çeşitli katsayılar yer almaktadır. Sayısal incelemede, S355 tipi çelik malzeme kullanılacağı için $R_y=1.4$ kullanılmıştır.

Basınç sınır durumu için, kesidin kritik burkulma dayanımının hesaplanması gerekmektedir. Burkulma dayanımı için denklem 5.73 ve 5.74a ifadeleri kullanılmaktadır. K katsayısı 1 olarak alınmış, atalet yarıçapı için de kesidin et kalınlığına bağlı denklem 5.86 ifadesi kullanılmıştır. Ayrıca basınç etkisi altındaki çaprazların narinliği 200 değerini aşmamalıdır.

Burada dikkat edilmesi gereken husus, tasarım yaparken kullanılan dayanım azaltma katsayısının olmamasıdır. Çünkü kesidin basınç kapasitesi hesaplanmaktadır. Kritik burkulma yükü hesaplanan çaprazın basınç dayanımı R_y ile arttırılarak burkulma limit durumu elde edilmiş olur. Kesitin burkulmadan sonraki dayanımı burkulma dayanımının 0.3 katına inmektedir. Bağlantılar çapraz plastikleşerek burkulduktan sonra da yükü güvenle taşıyabilmeleri için denklem 5.76a ve 5.76b 'de yer alan sınır durumlardan elverişsizi kullanılmalıdır. Denklemlerde kullanılan akma gerilmesi karakteristik değil, beklenen akma gerilmesi olmalıdır ($F_{ye}=R_y F_y$).

$$P = 1.14 P_{cre} \quad (5.76a)$$

$$P = 0.3 (1.14 P_{cre}) \quad (5.76b)$$

Bağlantı plakası çaprazlara kaynaklanacaktır. Kaynakların çapraz kesitlerinin çekme veya basınç sınır durumlarından meydana gelebilecek en elverişsiz kuvveti aktarabilmesi gerekmektedir. Bağlantı plakası kutu çapraz kesidini yaracağı için sayısal incelemede 4 adet kaynak için hesap yapılmıştır. Farklı tasarımlara göre kaynak adetleri değişebilir. Kaynak kalınlığı varsayılan kalınlık için kaynak boyu aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanmaktadır. İfadede yer alan F_{exx} kaynak elektrotunun kopma dayanımıdır.

$$\phi R_n = 4 (0.75) t L_w (0.6 F_{exx}) \geq R_u \quad (5.77)$$

Kutu kesitin kaynakların bulunduğu kenarlarının blok kopma dayanımının kontrol edilmesi için kaynaklara komşu kesitlerde denklem 5.77'de verilen ifadeden yararlanılmıştır.

$$A_{nv} = 4 t L_w \quad (5.78)$$

$$\phi R_n = (0.75) (0.6 F_u A_{nv}) \geq R_u \quad (5.79)$$

Kutu kesitin net enkesitinde kesme gecikmesi kopması durumu da incelenmelidir. Genelde uygulamada, çapraz bağlantıları için kutu ya da boru enkesitli elemanların ortasını yarıp bağlantı plakası yerleştirilir. Bu plaka nedeniyle enkesitte kayıp meydana gelir. Kesidin çekmeden plastikleşmesinden ortaya çıkan çekme kuvvetinin karşılanabilmesi için azalan enkesidin en az o kadar dayanımının olması gerekir.

Azalmış enkesit alanı ile istenen dayanımın sağlanamadığı durumlarda, kutu ya da boru kesidin dışına takviye levhaları kaynaklanarak enkesitten oluşan kaybın ortadan kaldırılması amaçlanmaktadır. Aşağıda yer alan ifadeler bu kontrolün yapılması için gösterilmiştir. Denklem 5.81’de yer alan X yarım kesidin ağırlık merkezi ile guse plakasının yüzü arasındaki mesafedir. Bağlantı plakasının en kesit alanının çok olduğu durumlarda kaybı önlemek adına, takviye plakaları daha yüksek dayanımlı çelik malzemeden de olabilmektedir.

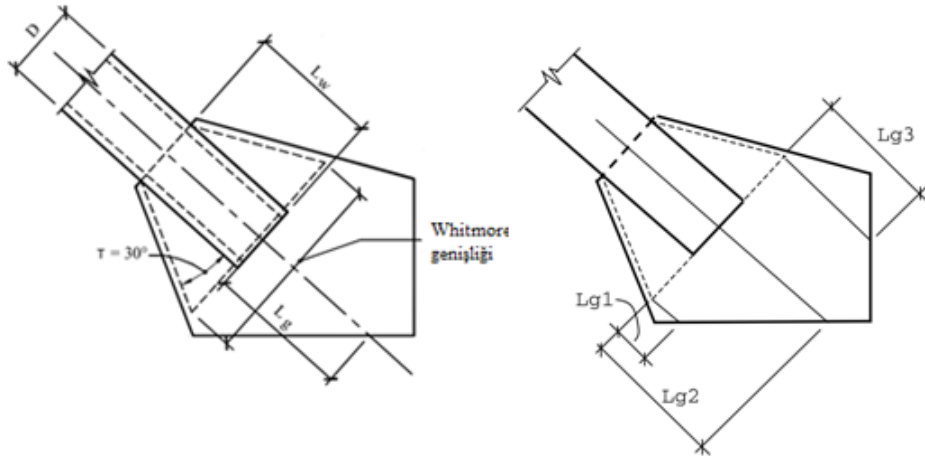
$$A_e = UA_n \quad (5.80)$$

$$U = 1 - \left(\frac{X}{L_w} \right) \quad (5.81)$$

$$X = \frac{(B^2 + 2BH)}{4(B + H)} \quad (5.82)$$

$$\phi R_T F_u A_e \geq R_y F_y A_g \quad (5.83)$$

Bağlantı plakasının (guse plakası) boyutlandırılması ve basınç kontrolü için Whitmore genişliğinin hesaplanması gerekmektedir (Şekil 5.19).



Şekil 5.19 : Bağlantı plakası geometrik tanımlar (Steel Tips, 2004).

$$w = D + 2L_w(\tan 30) \quad (5.84)$$

$$L_{g.avg} = \frac{[L_{g1} + L_{g2} + L_{g3}]}{3} \quad (5.85)$$

Guse levhasının burkulmalı basınç dayanımının hesaplanabilmesi için denklem 5.86, 5.74a ve 5.74b ifadeleri kullanılmaktadır. Yönetmelikte guse levhasının burkulma katsayısı için $K=1.2$ alınması önerilmektedir. Çapraz basınç kapasitesi hesabından farklı olarak, levhada plastikleşme olması istenmediği için bulunan dayanım $\phi = 0.90$ ile azaltılmalıdır. Ayrıca Whitmore kesitinde çekme kontrolü de yapılmalıdır. Whitmore kesiti tasarım kesme dayanımı, sınır durumdan büyük olmalıdır.

$$r = 0.288 t \quad (5.86)$$

$$\phi t L_w F_y \geq R_u ; \phi = 0.90 \quad (5.87)$$

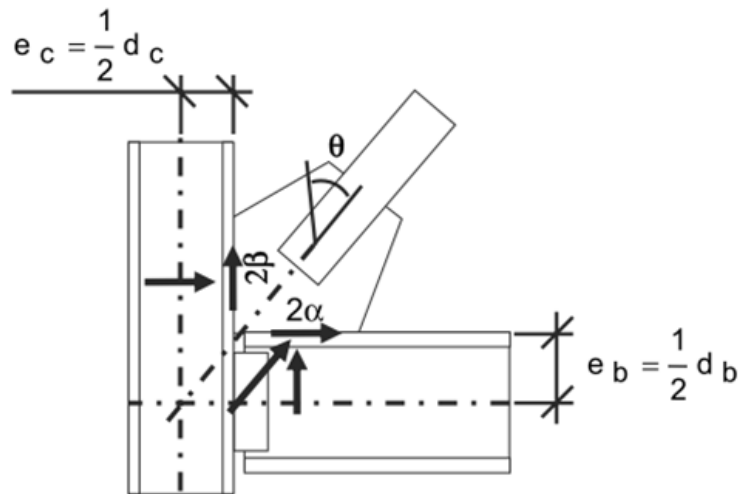
Guse plakasında blok kesme kopması kontrolü için aşağıdaki ifadelerden yararlanılmıştır:

$$A_{nv} = 2 t_{pl} L_w \quad (5.88)$$

$$A_{nt} = t_{pl} H \quad (5.89)$$

$$\phi R_n = \min\{0.75[0.6F_u A_{nv} + F_y A_{nt}]; 0.75 [0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]\} \quad (5.90)$$

Çapraz bağlantı levhasının kolon ve kirişe bağlantısının incelenebilmesi için bağlantı noktalarına etkiyen kuvvetlerin belirlenmesi gerekir. Bağlantının serbest cisim diyagramı şekil 5.20’de görülebilir.



Şekil 5.20 : Guse plakasının kolon ve kiriş bağlantısı serbest cisim diyagramı

$$\alpha = (\beta + e_b) \tan(\theta_v) \quad (5.91)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (5.92)$$

Geometrik koşullar belirlendikten sonra, plakanın kolon ve kirişe birleştiği noktalardaki normal kuvvet ve kesme kuvveti aşağıdaki ifadeler yardımıyla bulunabilir:

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (5.93)$$

$$H_{uc} = \frac{d_c/2}{r} P_u \quad (5.94)$$

$$V_{ub} = \frac{d_b/2}{r} P_u \quad (5.95)$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (5.96)$$

Kaynak gerilmelerinin kontrolü için kıyaslama gerilmeleri yöntemi kullanılabilir. Çünkü kaynaklara hem eksenel hem de kesme kuvveti aynı anda etmektedir. Kaynak kalınlığının belirlenebilmesi denklem 5.97 ve 5.98'den yararlanılabilir.

$$\sqrt{\left(\frac{H_{uc}}{\phi F_y t 2\beta}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{uc}}{\phi F_y t 2\beta}\right)^2} \leq 1 \quad (5.97)$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_{ub}}{\phi F_y t 2\alpha}\right)^2 + 3\left(\frac{H_{ub}}{\phi F_y t 2\alpha}\right)^2} \leq 1 \quad (5.98)$$

Çapraza gelen basınç kuvveti nedeniyle kirişin gövdesinin buruşmaması için ek kontrollere ihtiyaç vardır. Eğer guse plakasının kalınlığı ile kiriş gövde kalınlıkları birbiriyle aynı ya da yeterli derecede yakın ise, bu kontrolün yapılmasına gerek yoktur.

$$\frac{N}{d_b} > 0.2; 0.75 \cdot 0.4(t_w)^2 \left[1 + \left(\left(\frac{4N}{d_b} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \right] \sqrt{E F_{yw} t_f / t_w} \geq V_{ub} \quad (5.99)$$

$$\phi(2.5k + N)F_{yw}t_w \geq V_{ub} ; \phi = 1 \quad (5.100)$$

Sayısal incelemede iki kat geçen X çaprazlar bulunmaktadır. Çaprazlar her iki katta bir kirişin orta noktasına bağlanmaktadır. Aynı düğüm noktasına iki farklı çapraz elemanı bağlandığı için, iki farklı yükleme durumu için kontrol yapılması gerekmektedir.

- 1) Her bir çapraz kesiti +/- P_{uc} aksenal yükü ile yüklenirler (basınç elemanı burkulmadan hemen önce). Yatay yükler çekme ve basınç olacak şekilde eşit olarak çaprazlara dağılır. Bu durumda guse plakasında kesme ve eğilme etkileri görülür.
- 2) Basınç çubuğunun burkulduğu, çekme elemanında akma gözlemlendiğinde bağlantı plakasında düşey aksenal kuvvet ve eğilme meydana gelir.

$$P_{uc} = F_{cr}A \quad (5.101)$$

$$H_u = 2P_{uc} \frac{L_{beam}}{2L_{brace}} \quad (5.102)$$

$$M_u = H_u \frac{d_b}{2} \quad (5.103)$$

$$H_u = (0.3P_{uc} + P_{ut}) + \frac{l}{2L_{brace}} \quad (5.104)$$

$$P_u = (P_{ut} - 0.3P_{uc}) + \frac{h_{story}}{L_{brace}} \quad (5.105)$$

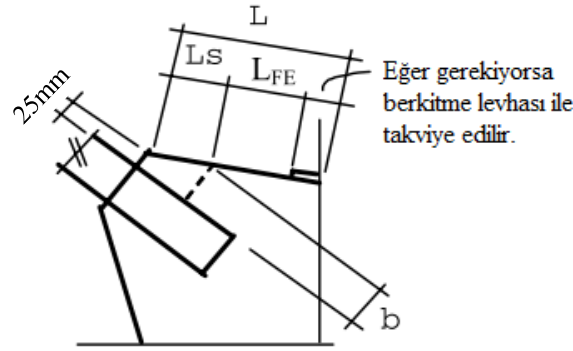
$$S_{pl} = t_{pl}d_{pl}^2/6 \quad (5.106)$$

$$\phi R_n = (0.75)0.60 (F_u A_{nv}) \geq \phi R_n = (0.75)2 (F_u L_w t_w) \quad (5.107)$$

Çapraz elemanın yüzeyinden guse levhasının serbest köşesine olan uzaklık olan b, kompaktlık sınırını aşmamalıdır. Eğer yönetmelikte verilen sınır aşıyorsa, yerel burkulma ve buruşma olmaması için; bağlantı plakasının serbest ucu berkitme levhaları ile güçlendirilmelidir (Denklem 5.108).

$$\frac{b}{t} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad (5.108)$$

Bir diğer kontrol de çapraz bağlantı plakasının serbest kenar uzunluğunun yönetmelikçe belirlenen sınırın aşılp aşılmadığıdır. Guse plakasının kenar uzunluğu denklem 5.110’da verilen sınır değeri aştığı bölgelerde, rijitleştirici berkitme levhaları koyulmalıdır (Şekil 5.21).



Şekil 5.21 : Guse plakası serbest kenar uzunlukları (Steel Tips, 2004).

$$L_{FE} = L - L_S \quad (5.109)$$

$$\frac{L_{FE}}{t} \leq \frac{3}{4} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.110)$$

Çapraz bağlantılarının şematik olarak gösterimi sonraki şekillerden incelenebilir. Dikkat edilmesi gereken konstruktif kurallar ve hesapta kullanılan parametreler, ilgili birleşim detaylarında gösterilmektedir.

5.5.5 Çaprazların bağlandığı kolon kiriş birleşimi

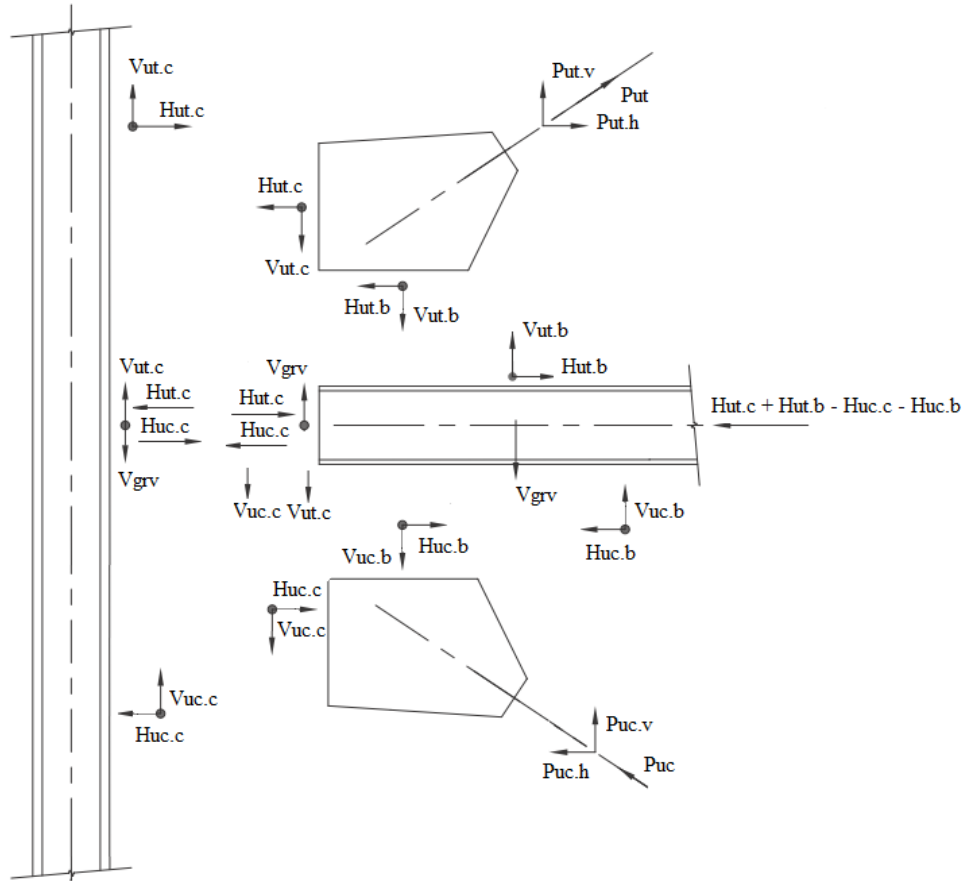
Kolon kiriş birleşimleri, çaprazlarda oluşan plastikleşme sınır durumuna göre oluşan iç kuvvetlere göre tasarlanmalıdır. Ana prensip, çapraz elemanların kapasiteleri ile yüklenerek doğrusal olmayan deformasyon yaptığıında, kolon kiriş birleşiminin oluşan kuvvetleri güvenli bir şekilde taşımasıdır. Bu yüzden; kolon kiriş birleşiminde dikkate alınacak kuvvetler, çaprazların çekme ya da basınç sınır durumundan oluşan kuvvetler ile düşey yüklerden oluşan kuvvetlerin toplamıdır. Çaprazlar plastikleştiğinde düşey yükler kolonlara aktarılabilirdir.

Birleşime etkiyen kesme kuvveti ve eksenel kuvvet için:

$$V_u = V_{ut.b} + V_{uc.b} + V_{grv} \quad (5.111)$$

$$N_u = H_{ut.c} + H_{ut.b} - H_{uc.c} + H_{uc.b} \quad (5.112)$$

Kirişin tasarım kesme dayanımı, birleşime etkiyen kesme kuvveti V_u 'dan büyük olmalıdır. Kirişe etkiyen eksenel kuvvet N_u kiriş kesitindeki başlık ve gövdeye alanları oranlarında dağıtılır. Sayısal uygulamada kolon kiriş birleşimi guse plakasına kadar kaynaklı olarak bağlanacak, daha sonra civatalı basit birleşimle bağlanacaktır. Böylece analiz modelinde çapraza bağlanan kirişlerin mafsallı olarak davranması sağlanacaktır.



Şekil 5.22 : Çaprazlardan birleşim bölgesine aktarılan kuvvetler.

Bir düğüm noktasına birleşen çaprazların her biri için, çekme sınır durumu, burkulma basınç sınır durumu (burkulmadan hemen önce) ve burkulma sonrası sınır durumları incelenerek birleşim, plastikleşmeden dolayı oluşan farklı etkilerin en elverişsiz iç kuvvetleri içerecek şekilde tasarlanmalıdır. Özellikle merkezi çapraz bağlantılarında

aynı düğüm noktasında 4 çaprazın bağlandığı sistemlerde, çok fazla sınır durum ortaya çıktığından birleşim detayları oldukça zaman almaktadır. Genel prensip olarak bağlantı detaylarının tiplendirilmesi ve çapraz kesitlerinin çok fazla değiştirilmemesi tercih edilmektedir.

Kiriş gövdesini kolon başlığına birleştiren köşe kaynaklarının tahkiki için, kiriş faydalı gövde derinliği kadar kaynak boyu alınarak, AISC 360-10 denklem 8-2 ve J2.4 uyarınca:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{N_{uw}}{V_u} \quad (5.113)$$

$$D = \frac{\sqrt{N_{uw}^2 + V_u^2}}{0.852 F_{EXX} 2 l (1.0 + 0.5 \sin \theta^{1.5})} \frac{25.4}{16} [mm] \quad (5.114)$$

Kiriş başlığını, kolon başlığına bağlayan kaynakların kontrolü için ise kirişin başlığına etkiyen eksenel kuvvet dikkate alınmaktadır (Denklem 5.115).

$$D = \frac{N_{uf}}{0.852 F_{EXX} 2 l (1.0 + 0.5 \sin \theta^{1.5})} \frac{25.4}{16} [mm] \quad (5.115)$$

Birleşim bölgesinde, kolona kiriş başlığı hizasında süreklilik plakalarının gerekip gerekmediğinin kontrolü için, kolon kesidinin gövdesinin lokal akmasına, başlığının lokal eğilmesine dikkat edilmelidir. Kolonda gövde burkulması tahkikinin yapılmasına gerek yoktur; çünkü sadece tek bir başlık yüklüdür. Eğer denklem 5.116 ve 117'deki ifadeler sağlanmazsa kolona kiriş başlık hizalarında, süreklilik levhaları takviye edilmelidir.

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (5k + t_{f.beam}) \geq N_{uf} ; \phi = 0.90 \quad (5.116)$$

$$\phi R_n = \phi 6.25 F_{yf} t_f^2 \geq N_{uf} ; \phi = 0.90 \quad (5.117)$$

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w t_{f.beam} \geq N_{uw} ; \phi = 0.90 \quad (5.118)$$

Guse levhasından sonra kiriş, gövdesinden civatalı bağlantıyla kaynaklanan kirişe eklenecektir. Bu bağlantının sadece düşey yüklerden gelen kesme kuvvetine göre tasarlanması yeterlidir; çünkü analiz modelinde çapraz kirişleri mafsallı olarak

81

5.6 Doğrusal olmayan analiz modelinin oluşturulması

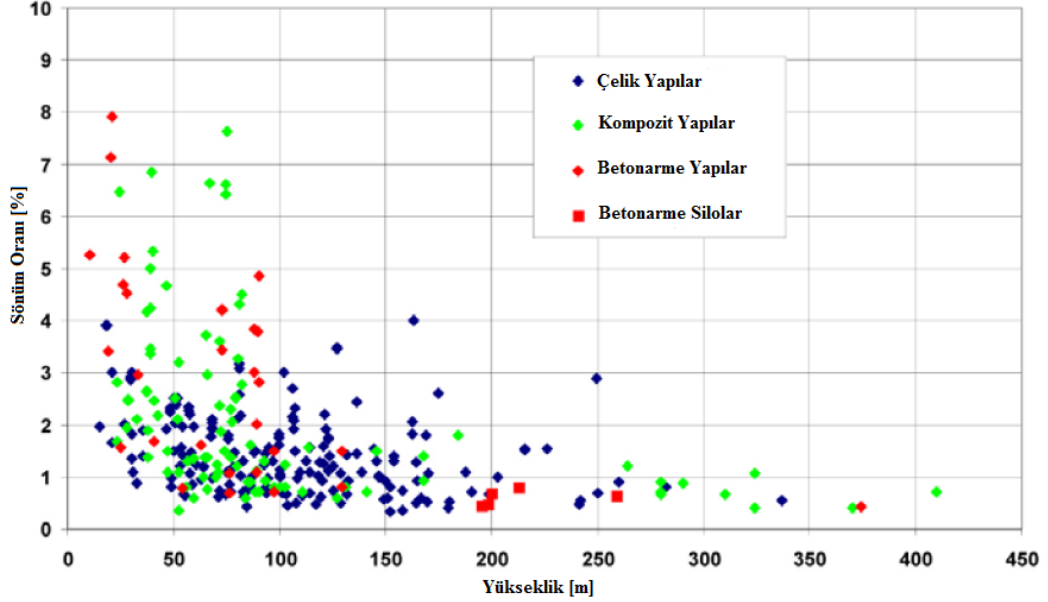
Yapısal performansın tam olarak belirlenebilmesi için, doğrusal olmayan analiz modelini oluşturan elemanlar ve malzemelerin dayanımlarının nominal ya da minimum değil beklenen (expected) değerler olmalıdır. Bu özellikler genellikle rijitlik, dayanım ve deformasyon karakteristiklerini içerir. “Beklenen” terimi malzemenin geniş bir yelpazede gerçek davranışının ölçülerek ortalama değerlerin alınmasını anlatmaktadır. Beklenen malzeme dayanımlarının modelleme aşamasında dikkate alınması yapının gerçek davranışının ölçülebilmesi için çok önemlidir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğinde S355 sınıfı çelik için:

$$F_{ye} = 1.1 F_y \quad (5.119)$$

ifadesi yer almaktadır. Aynı zamanda ATC-72 raporunda beklenen dayanımın normal dayanımın 1.1 katı kadar alınması önerilmektedir. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council raporunda ise S355 sınıfında denk gelen dayanımdaki malzeme için denklem 5.119’da yer alan değer kullanılmaktadır.

Geleneksel olarak yapıdaki enerji sönümünün doğrusal analizle idealize edilmesi için viskoz sönüm kullanılır. Ancak doğrusal olmayan analizde, enerji sönümünün kaynağının belirlenmesi ve yapıyı ne şekilde etkilediğinin belirlenmesi gerekmektedir. Yapıda doğrusal olmayan elemanların davranışları, yapının sönümünü belirlemektedir. Bu yüzden bu elemanların histerik davranışlarının tanımlanması gerekmektedir. Yüksek yapılarda, geleneksel yapılara göre sönümün rölatif katkısı farklı olabilmektedir. Yapılan sönüm ölçümlerine göre, sönüm oranları yüksek yapılarda daha azdır, bu yüzden modern tasarım yönetmeliklerinde yüksek yapıların doğrusal analizde kullanılacak sönüm değerlerinin %5’ten az olması önerilmektedir. CTBUH’ın 2008 yılında yayımlanan raporuna göre, doğrusal tasarım aşamasında çelik yapılar için %2-3, betonarme yapılar için ise %3-5 arasında sönüm değerlerinin kullanılması önerilmektedir. Raporda ayrıca yapılarda yüksekliğin artmasıyla birlikte sönüm değerlerinin azaldığı gösterilmektedir. Ayrıca doğrusal olmayan analizde geleneksel az katlı çelik yapılar için kullanılan %2.5-5 ve betonarme yapılar için %5 değerinin çok katlı yapılar için çok fazla olduğu belirtilmektedir.

Sayısal incelemedeki yapı için davranış spektrumu analizi ile ön boyutlandırma yapılırken %3 sönüm dikkate alınırken, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz için %2.5 sönüm kullanılmıştır. Japonyadaki yüksek binaların sönüm oranlarının ölçüldüğü çalışmaya göre, tasarımda kullanılan sönüm oranları gerçek gerçekte ölçülenlere oranla oldukça fazladır (Şekil 5.24).



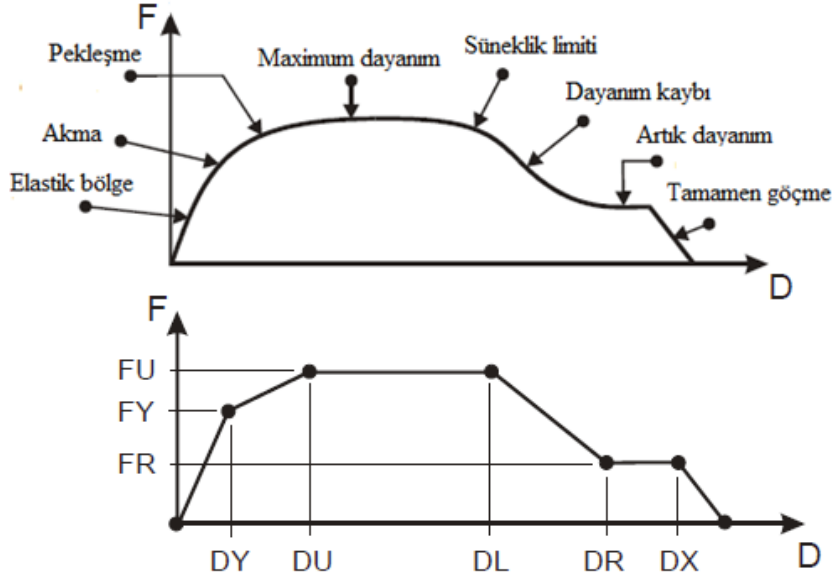
Şekil 5.25 : Sönüm - yükseklik ilişkisi (CTBUH, 2008).

Yapıdaki inelastik davranış belirli elemanlarda plastik mafsall oluşması ile meydana gelecektir. Çekirdek bölgesinde yer alan çapraz elemanlarda ve çerçevelerde oluşacak doğrusal olmayan şekil değiştirmelerle yatay yüklerden meydana gelen etkiler karşılanacaktır. İnelastik şekil değiştirmeler plastik mafsall adı verilen belirli bölgelerde yoğunlaşacaktır. Plastik mafsallarda beklenen davranışın olabilmesi için elemanların kuvvet-deformasyon ilişkisi tanımlanmalıdır.

Omurga (backbone) eğrisi, elemanın histerik davranışını tarif eden referans kuvvet-şekil değiştirme ilişkisinin sınırlarını belirleyen eğridir. Eğer çevrimsel yükleme yoksa, omurga eğrisi monotonik yükleme eğrisine yakındır. Bu eğriye başlangıç omurga eğrisi adı verilmektedir. Yüklemenin anlık durumuna göre yenilenen backbone eğrisine çevrimsel omurga eğrisi denir. Bu eğri, yüklemenin doğrultusuna bağlı olarak yön değiştirerek, elemanda hasar meydana gelmesini tarifler.

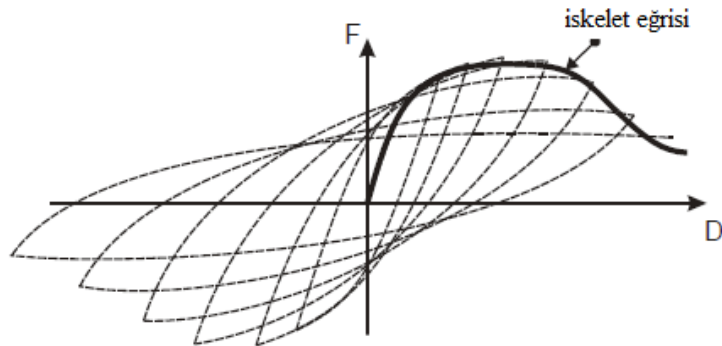
Çevrimsel yükleme altındaki omurga eğrilerinde, her bir çevrimin maksimum kuvvet şekil değiştirme noktalarının birleştirilmesiyle iskelet (skeleton) eğrisi oluşturulur. Çevrimsel yüklemekten kaynaklanan rijitlik ve dayanım azalmasından dolayı iskelet

eğrisi, omurga eğrisinin altında yer almaktadır. Doğrusal olmayan analizde uygun kuvvet şekil değiştirme eğrisinin kullanılması, sistem davranışının algılanması bakımından oldukça önemlidir. Omurga eğrisi ve linearize edilmiş eğri aşağıdaki şekilde görülmektedir:



Şekil 5.26 : Monotonik kuvvet - şekil değiştirme ilişkisi.

İskelet eğrisinin altında kalan alan yükleme boyunca elemanda doğrusal olmayan şekil değiştirmelerden ötürü sönmölen enerjiyi göstermektedir. Her bir çevrimde azalan dayanım ve rijitlik bir sonraki çevrimde, elemanın daha az bir dayanımla daha fazla şekil değiştirmesine neden olmaktadır. Sünek davranışın gözlemlenebilmesi için çevrim sayısının ve maksimum şekil değiştirme kapasitesinin fazla olması gerekmektedir (Şekil 5.26).



Şekil 5.27 : Çevrimsel histerik kuvvet - şekil değiştirme ilişkisi.

Elemanın kuvvet şekil değiştirme eğrisinde monotonik ya da tersinir yüklemeler altında bozulmalar meydana gelir. Bu bozulmalar dayanım ve rijitlik kaybına sebep

olur. Monotonik yüklemeler altında oluşan bozulmalar, tersinir yüklemeyle birlikte hızlanır ve elemandaki kayıplar giderek artar. Bu sebeple bozulmalardan ötürü, yükler yeniden dağıtılarak diğer elemanlara aktarılmalıdır, görelî kat ötelemeleri ve tepe yer değıştirmesi artar ve yapının göçme mekanizması beklenenden farklı olarak değışim gösterebilir. Eğer deneysel histerik eğriler sonucu gözlemlenen bozulmalar önemliyse analitik modelde de göz önünde bulundurulmalıdır.

Çelik elemanlarda, aşağıda listelenen nedenlerden ötürü kolon ve kirişlerin plastik mafsâl bölgelerinde ve çapraz elemanların burkulma sonrası davranışlarında bozulma gözlemlenebilir:

- Başlık veya gövdenin lokal burkulması
- Yanal burulmalı burkulma
- Sünek yırtılma

Ek olarak, birleşim bölgelerinde dikkate alınması gereken bozulmalar da bulunmaktadır. Birleşim bölgelerinde bu etkilerin dikkate alınacak bir model oluşturulması ya da elemanın iskelet eğrisi üzerinde bozulmalardan oluşan kayıpların etkisi eklenmelidir. Çelik elemanların birleşim bölgelerindeki bozulma nedenleri aşağıda listelenmiştir:

- Çatlak oluşumu ve kırılma
- Civataların akması, ezilmesi ya da kayması
- Blok kopma
- Lokal plaka eğilmesi
- Plaka basınç burkulması

Doğrusal analizin tersine, doğrusal olmayan analizler yük yoluna bağımlıdır. Bir başka deyişle sonuçlar düşey ve yatay yüklerin birleştirilmesiyle oluşturulmaktadır. Doğrusal olmayan analizle performans değerlendirilmesi sırasında, analizde dikkate alınan düşey etkiler, standart tasarımda kullanılan arttırılmış yüklerin aksine beklenen düşey yüklerden oluşmalıdır. Genel prensip olarak beklenen düşey yükler yapının zati ağırlığı ile tasarım hareketli yüklerinin azaltılmasıyla hesaplanır. Tasarımda belirlenen hareketli yüklerin doğrusal olmayan analiz sırasında azaltılmasının iki temel nedeni bulunmaktadır:

1. Bina boyunca tasarım hareketli yükün olma olasılığının azlığı.
2. Deprem sırasında hareketli yüklerin bulunması olasılığının düşük olması.

Hareketli yük azaltma katsayısı hesaplanırken bahsedilen nedenler dikkate alınmaktadır. Böylece hareketli yük azaltma katsayısı olarak 0.4 ve yük faktörü olarak 0.5 kullanılmasıyla, $0.4 \times 0.5 = 0.2$ net hareketli yük katılım katsayısı elde edilmiş olur. Doğrusal olmayan analizde düşey yükler için gerekli yükleme:

$$1.0D + 0.2L \quad (5.120)$$

olarak belirlenmiş olur. Sayısal incelemede tüm doğrusal olmayan zaman tanım alanındaki çözümler, P-Delta etkileri dikkate alınarak hesaplanan denklem 5.120'de yer alan yükleme sonucu oluşan etkiler oluşmasının ardından çözümlenmiştir. Bir başka ifadeyle, ölçeklenmiş deprem kayıtlarının başlangıç yüklemesi efektif düşey yüklerin çözümü olmaktadır.

Kullanılan sonlu elemanlar programında yer alan hızlı doğrusal olmayan analiz seçeneği, model büyüklüğü ve yer hareketi kayıtlarının fazlalığı nedeniyle bir tercih sebebidir. Teknolojik gelişmeler sayesinde bilgisayar donanım kapasiteleri oldukça yüksek olsa da, yüksek katlı bir yapının doğrusal analizinin direkt integrasyon yöntemiyle yapılması oldukça uzun zaman almaktadır. Ibrahimbegovic ve Wilson tarafından geliştirilen bu yöntem, özellikle doğrusal olmayan elemanların önceden belirlenip, plastik şekil değiştirmelerin belirli bölgelerde oluşacağı, sistemin geri kalanının doğrusal elastik davranmasının öngörüldüğü durumlarda oldukça etkilidir. Doğrusal olmayan eleman sayısının herhangi bir sınırının olmadığı bu yöntemde, uygun davranış modları Ritz vektörleri yardımıyla bulunmaktadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada 47 katlı, merkezi çelik çapraz ve çerçeve kompozit bir yüksek yapının tasarım aşamaları anlatılmıştır. Yapının doğrusal olarak tasarlanıp boyutlandırılmasında, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği 2008 D2 senaryo depremi kullanılmıştır. Dinamik rüzgar etkileri detaylı bir biçimde İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği'ne göre hesaplanmıştır. Yapının taşıyıcı elemanlarından dairesel kompozit kolonların, yük ve dayanım katsayıları yöntemi ile AISC 360-10'a göre tasarımı yapılarak, aynı yönetmelik şartları uyarınca kompozit kiriş hesabının temel parametreleri incelenmiştir. Yapının çekirdeğini oluşturan yüksek sünek merkezi çaprazların boyutlandırılması ve kapasiteye göre birleşim detaylarında dikkat edilecek hususlara değinilerek, yapının ön tasarımı tamamlanmıştır. Binanın matematik modelinin oluşturulmasında ETABS 2015 V15.2.0 sonlu elemanlar programından yararlanılmıştır. Yapının zaman tanım alanında performansının belirlenebilmesi için seçilen yer hareketleri İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği 2475 dönüş periyodu olan D3 felaket depremine göre ölçeklenmiştir. Çalışmada yapısal taşıyıcı sistem, malzeme ve geometri özellikleri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınarak yayılı plastisite varsayımıyla modellenmiştir. Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi olan çekirdek bölgesinde yer alan merkezi çapraz ve çerçeve elemanlarının doğrusal olmayan davranış sergilemesine izin verilerek diğer taşıyıcı elemanların elastik sınırlar içerisinde kalması tasarım hedefidir. Doğrusal olmayan elemanların kuvvet şekil değiştirme eğrileri ASCE 41-13'de yer alan tariflere göre tanımlanmıştır. Sayısal incelemede 7 çift frekans tanım alanında ölçeklenmiş yer hareketi farklı doğrultularda birleştirilerek toplamda 14 adet analiz yapılmıştır. Yapının performansı değerlendirilirken yönetmelik şartları gereğince 7 deprem kaydının etkilerinin ortalaması dikkate alınmıştır. Yapının tasarım performans hedefi göçme güvenliğinin sağlanması olarak belirlenmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizle yapı performansı belirlenerek, tasarım hedefiyle uyumluluğu değerlendirilmiştir. Çalışmanın İstanbul sınırları içerisinde yapılacak çok katlı yüksek bir binanın yönetmelik şartlarına uygun olarak tasarlanması ve doğrusal olmayan analizle performansının değerlendirilmesi adına

ileriki çalışmalar için örnek teşkil etmesi amaçlanmaktadır. Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçları sıralamak gerekirse:

1. Deprem yönetmeliklerinde yer alan minimum deprem yükü şartı, yüksek yapıların sismik tasarımına hakim olmaktadır. Çünkü; yapı narinleştikçe artan periyod nedeniyle, tasarım ivme spektrumunda yapıya etkiyen ivme azaldığından, yapıya ağırlığıyla ortantılı olarak az bir deprem yükü etkimektedir. Genel olarak modern yüksek yapı yönetmeliklerinde, yapı ağırlığının $(G+nQ)$ yaklaşık %4 'ü kadarlık kısmı, minimum taban kesme kuvveti olarak yapıya etkilerek sismik tasarımın yapılması önerilmektedir. Ancak artan yapı ağırlığı nedeniyle sayısal incelemedeki yüksek yapı tasarımında dikkate alınan deprem yükü, minimum şartların sağlanması adına yaklaşık her iki yönde 2 kata varan katsayılarla arttırılarak binanın ön boyutlandırılması yapılmıştır.
2. Yapı narinliği çok fazla olduğu için, tepe yer değiştirmesi ve görelî kat ötelemesi oranlarının sınırlandırılması oldukça zordur. Yapının rijitliği arttıkça azalan periyod nedeniyle yapıya etkiyen deprem yükü artmakta ve yatay yer değiştirmeler de buna bağılı olarak artış göstermektedir. Tasarımda optimizasyonun önemi burda ortaya çıkarak, özellikle çelik yüksek yapı tasarımında ana tasarım parametreleri yer değiştirmeler ve konfor şartları olmaktadır. Yapı dayanım yönünden ele alındığında, kesitlerin gerekenden fazla boyutlandırıldığı düşünülebilir ancak; yapının yeterli rijitliğe sahip olması için kaçınılmazdır. Bu durumu yapının performansının değerlendirilmesi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan şekil değiştirmeler de kanıtlamaktadır.
3. Yapının boyutlandırılmasında kullanılan İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğinde yer alan D2 depremi tasarım ivme spektrumu ($R=1.5$), tasarım aşaması II'de yer alan beklenen malzeme dayanımları ile doğrusal olmayan analiz yöntemiyle çözüldüğünde yapıdaki plastik şekil değiştirmelerin çekirdek bölgesindeki çaprazların bazılarında gözlemlendiği görülmektedir. Görelî kat öteleme ve plastik şekil değiştirme sınırları incelendiğinde yapının hemen kullanım performans seviyesi şartlarını sağladığı ortaya çıkmıştır.

4. Dönüş periyodu 2475 yıl olan felaket senaryosu depremi (D3) için; yönetmelikte belirtilen spektruma göre ölçeklenen yer hareketleri ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre, yapı boyutlandırılmasında ön görüldüğü üzere, plastik şekil değiştirmeler yapının çekirdek bölgesinde merkezi çapraz kesitlerinde uzama ve kısalma plastik şekil değiştirmesi ve çaprazlı çerçeveleri birbirine bağlayan çelik kirişlerde eğilme ve kayma deformasyonları ile meydana gelmiştir. Yapı taşıyıcı sistemini oluşturan kolon ve kiriş kesitlerinin büyük bir bölümü elastik sınırları aşmamıştır. Yapı yüksekliğinin artmasıyla birlikte plastikleşen çapraz eleman sayısının da arttığı gözlemlenmiştir. Bu durum, yapı boyutlandırılması sırasında konfor şartlarına göre yapılan boyutlandırmaların gerçellendiğinin göstergesidir. Yapı boyutlandırılması sırasında felaket senaryo depremi için hedeflenen göçme güvenliğinin sağlanması koşulunun sağlandığı gözlemlenmiştir. Doğrusal olmayan analizlerden elde edilen sonuçlara göre yapıya etki eden maksimum taban kesme kuvvetleri karşılaştırıldığında ise, binaya gelen kuvvetlerin yapının boyutlandırılması sırasında 475 yıllık dönüş periyodu olan (D2) elastik deprem yükü mertebesinde olduğu görülmektedir. Bu durum, yapıda neden beklenenden daha az doğrusal olmayan şekil değiştirmenin meydana geldiğini açıkça ortaya koymaktadır.
5. Yapının plan geometrisi gereği X doğrultusunda simetrik olmaması yapının hakim modunun burulma davranışı göstermesine neden olmaktadır. Yapı rijitlik merkezi ile kütle merkezi her ne kadar birbirine yakın olsa da, tasarım sırasında deprem yönetmeliğinde öngörülen her iki yön ve doğrultu için $\pm 5\%$ ek dış merkezliğin dikkate alınmasından dolayı yapıdaki iç kuvvetler ve şekilde değiştirmeler büyük oranda artmaktadır. Analiz sonuçlarına göre yapının bir doğrultusunda uygulanan ivme spektrumu sonucunda yapının her iki yönünde birden taban kesme kuvveti meydana gelmektedir. Bu durum görelî kat öteleme oranlarının da beklenenden fazla olmasına neden olmaktadır. Yapının performans değerlendirmesi sırasında karşılaştırılan görelî kat ötelemeleri oranları, kat diyafram merkezlerinden değil, ilgili kattaki en büyük görelî kat öteleme oranı göz önünde bulundurularak

hesaplanmıştır. Bu farklılık yapının performans sonuçlarını önemli oranda değiştirmektedir.

Bu çalışmadan sonra gerçekleştirilebilecek, ileri araştırma ve tasarım çalışmaları için öneriler aşağıda yer almaktadır:

1. Yapının matematik modeline temel de dahil edilerek, yapının doğrusal olmayan davranışı incelenebilir. Temel ile yapı etkileşiminin yol açacağı etkiler değerlendirilerek, analiz sonuçlarına göre tasarım yenilemeleri yapılabilir. Üst yapıda meydana gelen plastik şekil değiştirmelerin yapı zemin davranışına etkisi bu çalışma kapsamına alınmamıştır. Farklı katı modeller kullanılarak zemide oluşan gerilmelerin de değerlendirilmesi yararlı olacaktır.
2. Yükesk yapıların büyük bir bölümünün zemin altında “podyum” adı verilen bodrum katları bulunmaktadır. Kütlesi ve rijitliği yapı üst katlarına nazaran oldukça büyük olan bu katlar da doğrusal olmayan analiz modeline dahil edilerek üst yapının dinamik davranışından meydana gelen şekil değiştirmeler incelenebilir. Analiz modelinin boyutunu ve çözüm süresini ciddi miktarda arttıracığından, bu tez kapsamında incelenen çalışmada göz önüne alınmamıştır. Yapının zeminden üstü dikkate alınarak altı ankastre mesnetli kabul edilerek yapılan çözüm ile podyum katları ile birlikte gerçek kütle ve rijitlik dağılımının bulunduğu çözümler karşılaştırılarak yüksek yapılarda podyum katlarının etkisi incelenebilir. Gerekli tasarım ve kabuller için ATC-72 raporundan yararlanılabilir.
3. Yapının taşıyıcı sistemine alternatif olarak bina çekirdeğinin merkezi çelik çaprazlar yerine betonarme perdeler ya da çelik plakalardan oluşturulması alternatifi incelenebilir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan fiber (lif) analizi ile perdelerdeki doğrusal olmayan şekil değiştirmeler incelenerek yapı performansları kıyaslanabilir.
4. Kompozit kolonlarda plastik mafsallı oluşumu ve davranış eğrilerinin belirlenebilmesi için gerekli literatür araştırması yapılarak, bu elemanlar doğrusal olmayan modellemeye dahil edilebilir.

5. Yapının performansını belirleyen şekil değiştirmelerin daha doğru belirlenmesi için, “Perform-3D” sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak çözüm yapılabilir. Sayısal çalışmada kullanılan sonlu elemanlar programı ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak performans değerlendirmesi tamamlanabilir.
6. Yapının rüzgâr yüklerinin belirlenmesinin yanında, yapının konfor analizi de ayrıca yapılabilir. Hesaplanan rüzgar yüklerinden oluşan ivmeler, yapıyı kullananları rahatsız etmeyecek sınırlar içerisinde olmalıdır; bu yüzden boyutlandırma aşamasında rüzgar yüklerinin sadece dayanım yönünden değil konfor yönünden de tasarımda etkin rol oynamaktadır. Ülkemizde konfor analizinin yapılabilmesi için kullanılan bir rüzgar yönetmeliği bulunmadığından, uluslararası yapım yönetmeliklerinden yararlanılması uygun olacaktır.
7. Yapısal çözümlere inşaat aşaması yükleme durumları eklenerek tasarım yapılabilir. Yüksek yapıların inşası sırasında yapım süresince oluşan elastik uzama kısaltmaların neden olduğu etkiler göz önünde bulundurularak özellikle düşey yük taşıyan elemanlar tasarlanabilir.
8. Deprem ivmelerinin seçiminde, kaydedilmiş yer hareketlerinin yanında, hedef ivme spektrumuna uygun yapay kayıtlar oluşturulup yapının performans incelemesi bu kayıtlara göre de değerlendirilerek sonuçlar karşılaştırılabilir.
9. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi olarak “Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz (FNA)” kullanılmıştır. Bu yöntem ek olarak; doğrusal olmayan analiz eigenvalue vektörleri kullanılarak direk integrasyon yöntemi ile yapılarak, iki yöntemin yapının davranışına etkisinin olup olmadığı veya sonuçların ne mertebede değiştiği karşılaştırılabilir.

KAYNAKLAR

- Alternative Design Criteria** (2014). An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region Consensus Document, *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*, Los Angeles, USA.
- American Institute of Steel Construction Committee.** (2011). *Design Examples V14.1. United States, AISC.*
- ANSI/AISC 341-10 seismic provisions for structural steel buildings.** (2010). Illinois, Chicago: AISC.
- ANSI/AISC 360-10 specification for structural steel buildings.** (2010). Illinois, Chicago: AISC.
- Applied Technology Council.** (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1 (Report No. SSC 96-01). California : California Seismic Safety Report.
- ASCE/SEI 7-02 minimum design loads for buildings and other structures.** (2002). Reston, Virginia: ASCE.
- ASCE/SEI 41-13 seismic evaluation and retrofit of existing buildings.** (2013). Reston, Virginia: ASCE.
- Aydınoglu, M.N.** (2007). Deprem Katsayısından Peformansa Göre Tasarıma: Bir Mühendisin Bakış Açısından Deprem Mühendisliğinin 40 Yılı, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, (s.15-41). İstanbul, 16-20 Ekim.
- Aydınoglu, M.N.** (2015). Yeni Deprem Yönetmeliğinin Genel Çerçevesi, *Sekizinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, (s.173-179). İstanbul, 11-15 Mayıs.
- Chopra, A.K.** (2000). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering.* New Jersey: Prentice Hall.
- Çakıroğlu, A.** (1978). Yatay Yükleri Taşıyan Yapı Elemanları Ders Notları. İstanbul.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik.** (2007). T. C. Resmi Gazete, 26454, 6 Mart 2007.
- Etabs 2015** (Version 15.2.0) [Computer software]. Berkeley, California : Computers and Structures Inc.
- Fahjan, Y.M.** (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi Ve Ölçeklenmesi. *İMO Teknik Dergi*, 292, 4423–4444.
- Fajfar, P.** (2002). Structural Analysis in Earthquake Engineering – A Breakthrough of Simplified Non-linear methods, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, 843.

- Gözütok, B.** (2011). *Betonarme yüksek bir yapının deprem performansının zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme yöntemi kullanılarak belirlenmesi*. (Yüksek lisans tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Günel, M.H. & Ilgın, H.E.** (2014). *Tall Buildings Structural Systems and Aerodynamic Form*. Oxon: Routledge.
- İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği** (2008). Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi. İstanbul.
- İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği** (2009). Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Boğaziçi Üniversitesi. İstanbul.
- Kulu, S.** (2009). *Burulma düzensizlikleri farklı betonarme binaların hasar bölgelerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan yöntemlerin karşılaştırılması üzerine sayısal inceleme*. (Yüksek lisans tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- McCarthy, N.** (2014). One World Trade Center is the World's Fourth Tallest Building. *Statista*. Retrieved January 13, 2016, from <https://www.statista.com/chart/2917/tallest-buildings/>
- Özer, E.** (2009). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları. İstanbul.
- Parker, D. & Wood, A.** (2013). *The Tall Buildings Reference Book*. New York: Routledge.
- Recommendations for Seismic Design of High-rise Buildings** (2008). *Council on Tall Buildings and Urban Habitat Seismic Working Group*, Chicago, USA.
- Schueller, W.** (1977). *High-Rise Building Structures*. New York: John and Wiley Sons Inc.
- Seismomatch** (Version 2.1.2) [Computer software]. Pavia, Italy : Seismosoft.
- Seismosignal** (Version 5.1.2) [Computer software]. Pavia, Italy : Seismosoft.
- Structural Steel Educational Council.** (2004). Design of special concentric braced frames. California : Steel Tips Report.
- Tall Buildings** (2014). Structural Design of Concrete Buildings Up to 300 m Tall, *Working Group of the Concrete Centre and Fédération Internationale du Béton Task Group*, London, England.
- Taranath, B.S.** (1998). *Structural Analysis & Design of Tall Buildings*. New York: McGraw Hill.
- Taşkın, B., Sezen, A., Kara, F.İ. ve Tuğsal Ü.M.** (2008). Betonarme yapıların performansa dayalı tasarımında Türkiye deprem kayıtları kullanılarak hedef deplasmanların belirlenmesinde ampirik ilişkilerin türetilmesi (Proje No. 106M048). İstanbul : TÜBİTAK Mühendislik Araştırma Grubu Projesi.

EKLER

EK A: Analiz model görünüşleri ve sonuçlar

EK B: Yapı rüzgar yükü hesapları

EK C: Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılması

EK C1: Dairesel dolu kompozit kolon tasarımı

EK C2: Yapma I kolon tasarımı

EK C3: Kompozit kiriş tasarımı

EK C4: Kutu enkesitli çapraz tasarımı

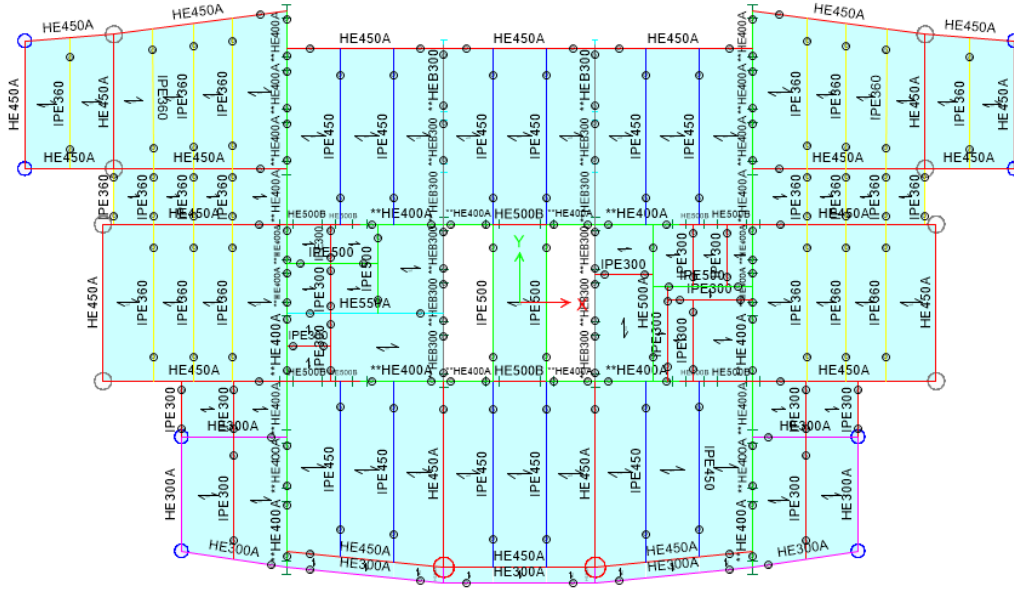
EK C5: Kutu enkesitli çapraz birleşim hesabı (kapasite)

EK D: Deprem ivmeleri

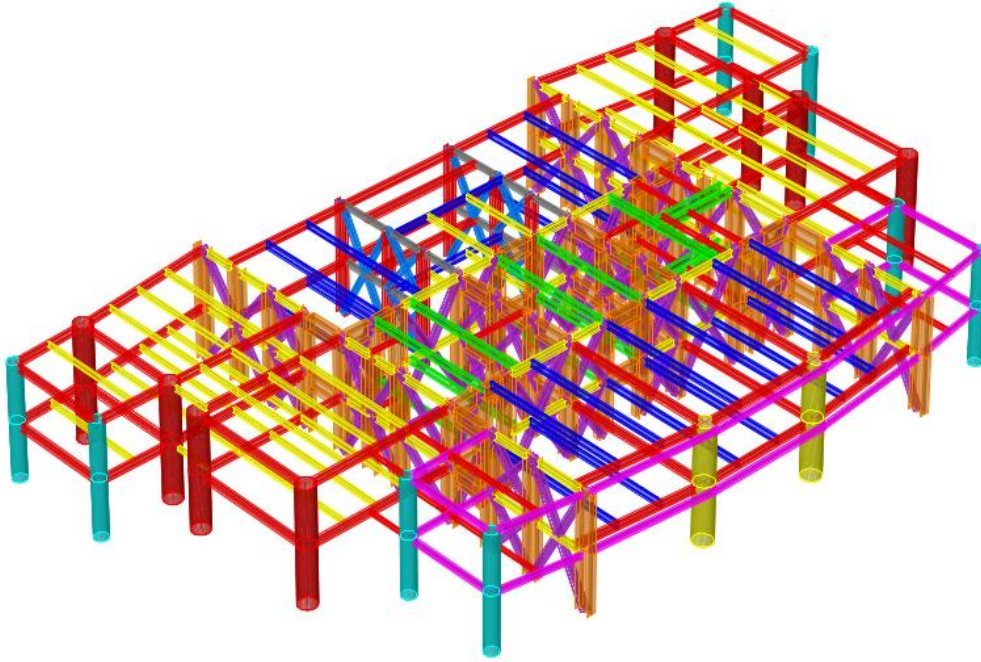
EK E: Deprem ivme spektrumları

EK F: Performans sonuçları

EK A: Analiz model görünümleri ve sonuçlar

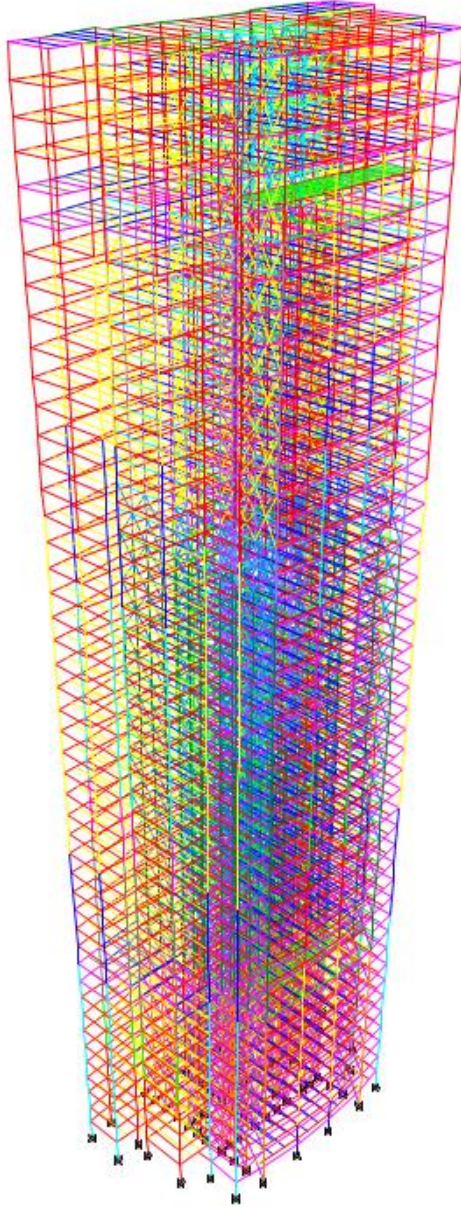


(a)

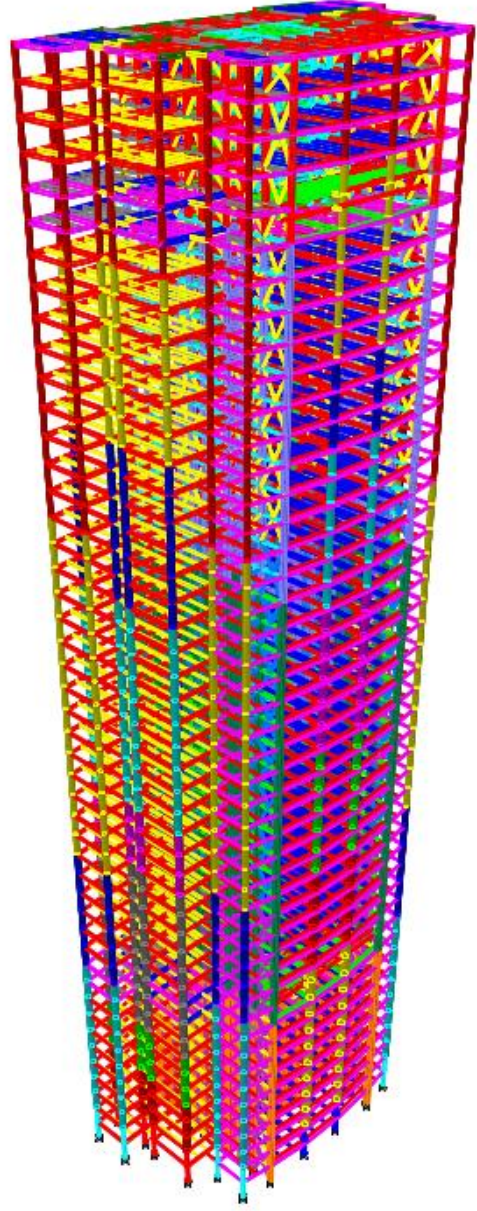


(b)

Şekil C5.1 : Yapı kat görüşleri: (a) Plan. (b) 3 Boyut.

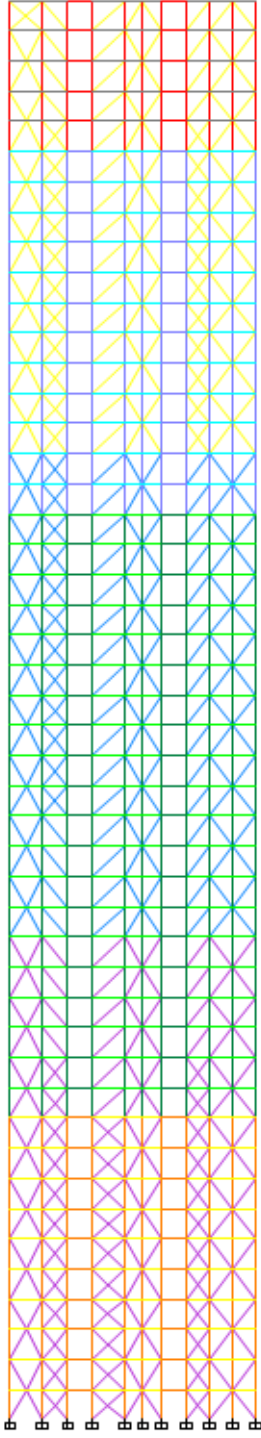


(a)

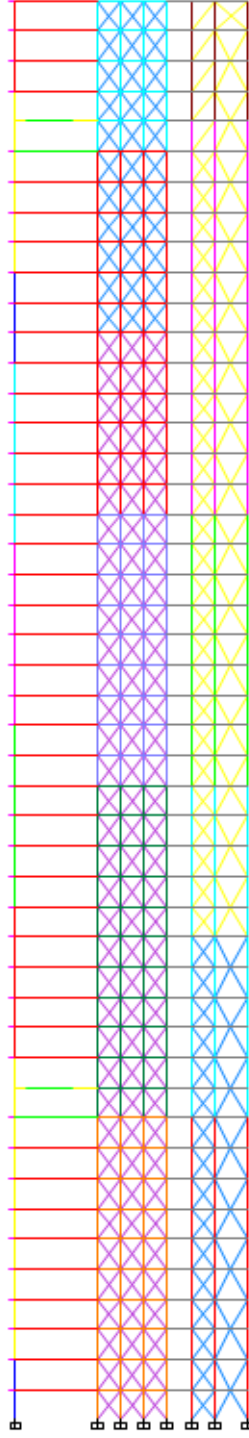


(b)

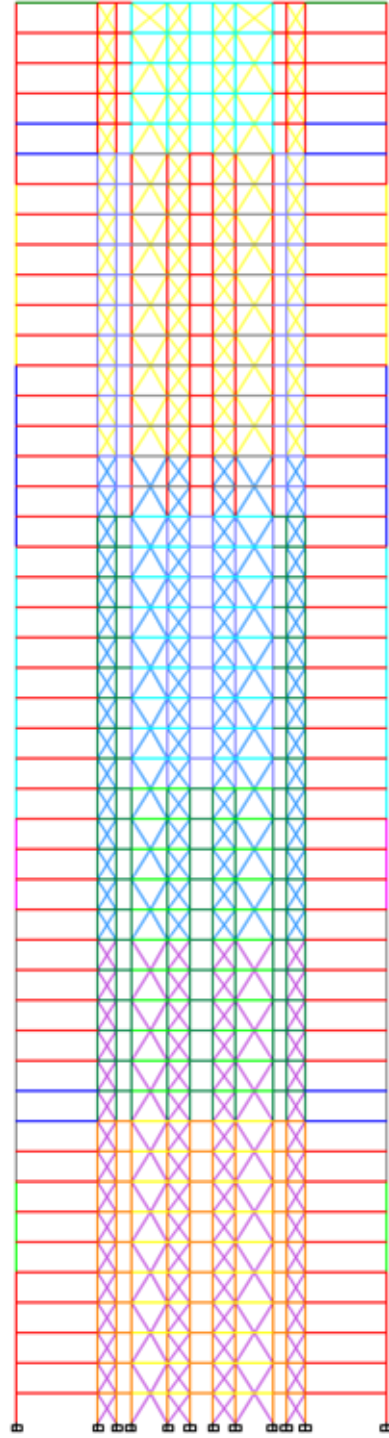
Şekil C5.1 : 3 boyutlu model görünüşü: (a) Çubuk. (b) Katı model.



(a)

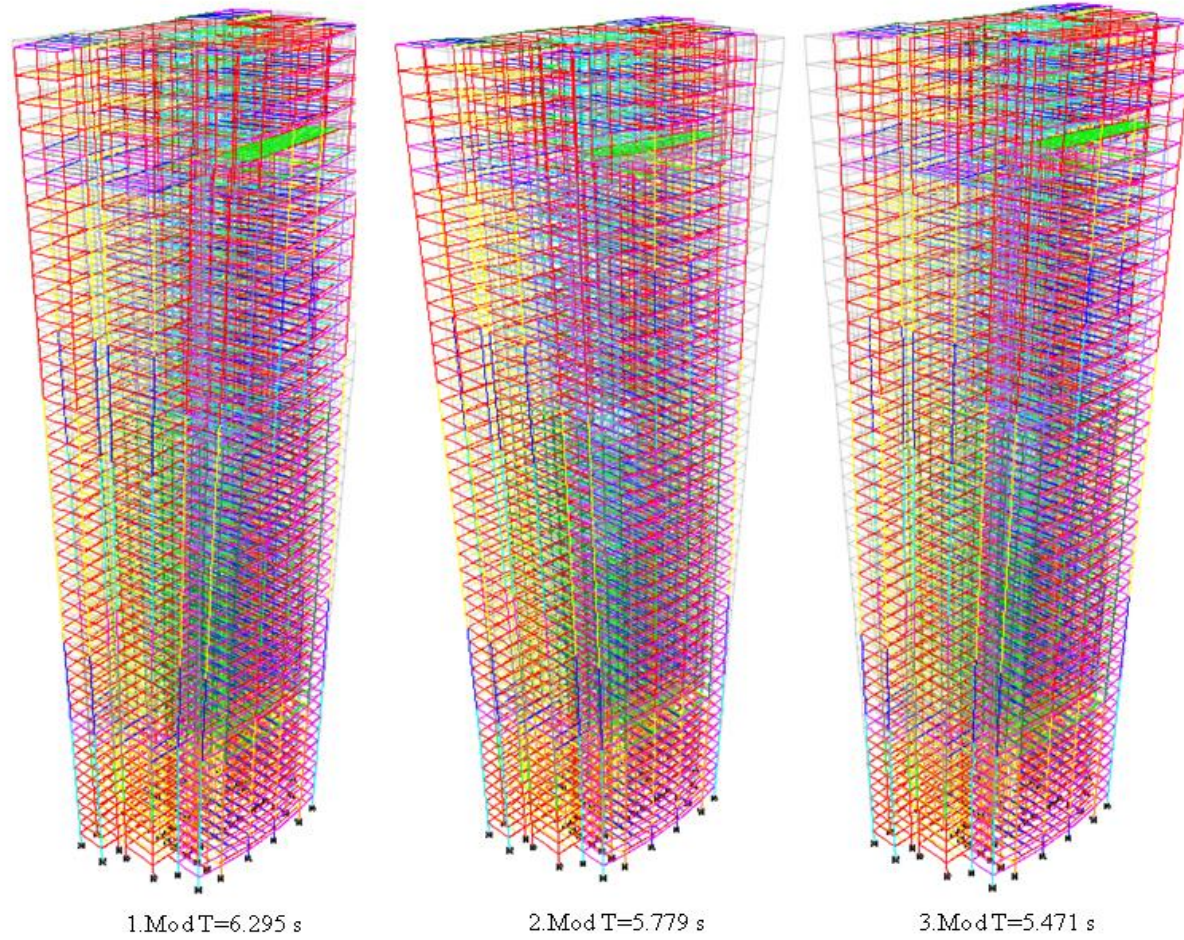


(b)



(c)

Şekil C5.1 : Model kesit görünüşü: (a) A Kesidi. (b) B Kesidi. (c) 2 Kesidi



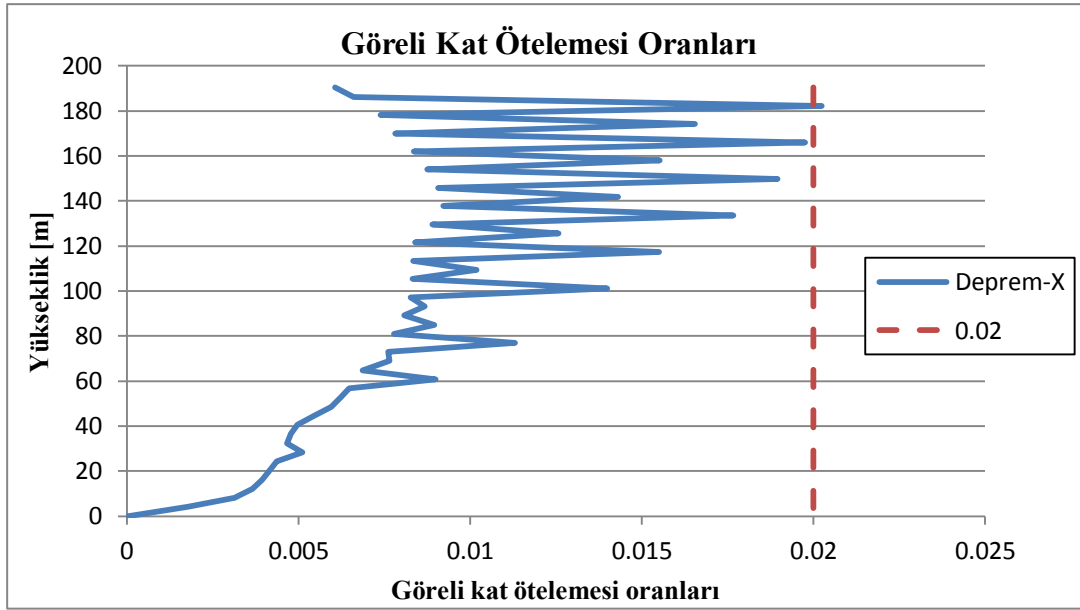
Şekil C5.1 : Bina hakim mod şekillerinin görünümü ve periyotlar.

Çizelge A.1 : Yapı periyotları ve modların kütle katılım oranları.

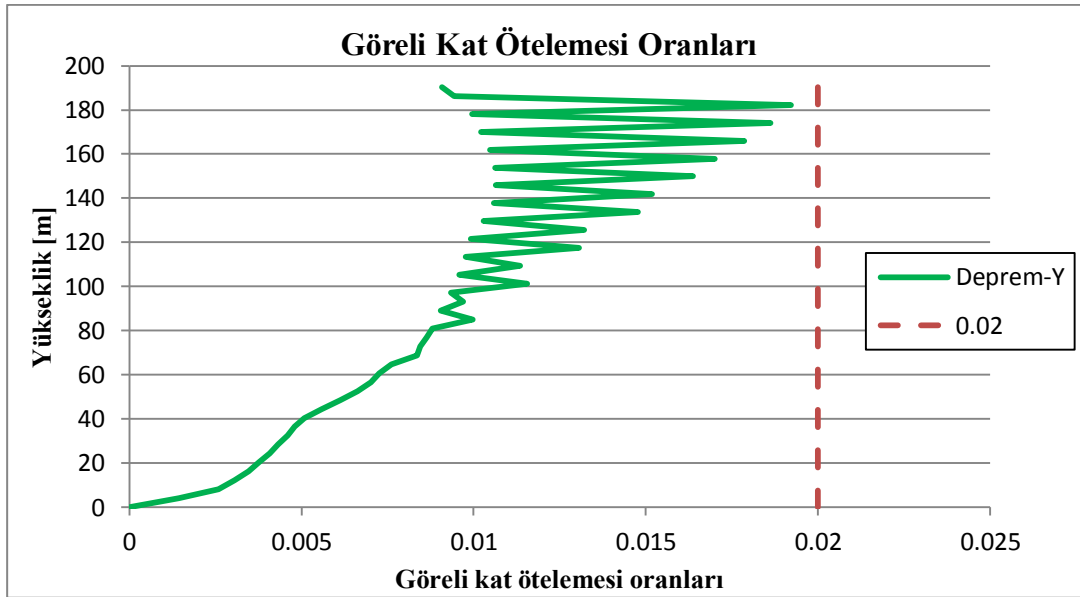
Mod	Periot [s]	UX	UY	UZ	Toplam UX	Toplam UY	Toplam UZ
1	6.295	0.054	0.007	0	0.054	0.007	0
2	5.779	0.002	0.601	0	0.055	0.608	0
3	5.471	0.594	0.005	0	0.649	0.612	0
4	1.928	0.025	0.001	0	0.674	0.613	0
5	1.774	0.156	0.000	0	0.829	0.613	0
6	1.491	0.000	0.199	0	0.830	0.812	0
7	1.038	0.009	0.000	0	0.839	0.812	0
8	0.975	0.057	0.000	0	0.896	0.812	0
9	0.74	0.000	0.076	0	0.896	0.888	0
10	0.699	0.006	0.001	0	0.902	0.889	0
11	0.665	0.022	0.000	0	0.924	0.889	0
12	0.52	0.004	0.000	0	0.928	0.889	0
13	0.496	0.011	0.000	0	0.939	0.889	0
14	0.479	0.000	0.033	0	0.939	0.922	0
15	0.41	0.002	0.000	0	0.942	0.922	0
16	0.388	0.008	0.000	0	0.950	0.922	0
17	0.346	0.000	0.017	0	0.950	0.939	0
18	0.339	0.002	0.000	0	0.952	0.939	0
19	0.32	0.007	0.000	0	0.958	0.939	0
20	0.286	0.001	0.000	0	0.959	0.939	0

Çizelge A.2 : Yükleme durumlarına göre oluşan mesnet tepkileri.

Yükleme	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
G	0.00	0.00	87910.12	93370	4145	-4
Q	0.00	0.00	19384.04	15728	-24	-1
G+Q	0.00	0.00	107294.16	109098	4122	-5
G+nQ	0.00	0.00	94877.50	96922	4139	-4
Deprem-X Max	3800.22	4320.46	0.00	599898	581565	32085
Deprem-Y Max	3342.14	3799.66	0.00	527586	511462	28217
Deprem-X-Elastik Max	13424.57	15256.05	0.00	2120709	2056099	113389
Deprem-Y-Elastik Max	13424.57	15256.05	0.00	2120709	2056099	113389
Deprem-X+0.3Y Max	3800.66	4320.82	0.00	599976	581628	32136
Deprem-0.3X+Y Max	3342.78	3800.18	0.00	527699	511554	28293
Deprem-X_R=2 Max	6714.73	7632.02	0.00	1060451	1028104	56706
Deprem-Y_R=2 Max	6714.73	7632.02	0.00	1060451	1028104	56706
Deprem-X+0.3Y_R=2 Max	6715.74	7632.85	0.00	1060629	1028249	56823
Deprem-0.3X+Y_R=2 Max	6715.74	7632.85	0.00	1060629	1028249	56823
RUZGARX	-1335.00	0.00	0.00	-117	-224998	1568
RUZGARY	0.00	-2317.99	0.00	391822	204	-44
NLTH-DL-Ritz Max	0.08	0.66	88661.18	93306	254	1
NLTH-DL-Ritz Min	-0.00	-0.00	0.00	0	0	-5
D3_NLTH-EQ1 Max	9274.56	19539.89	88661.18	1767079	1414208	73190
D3_NLTH-EQ1 Min	-8476.17	-18074.97	88661.18	-1564296	-1473404	-79378
D3_NLTH-EQ1-90 Max	11879.83	14355.63	88661.18	1508788	1425310	84250
D3_NLTH-EQ1-90 Min	-13769.52	-16792.86	88661.18	-1614151	-1534403	-93269
D3_NLTH-EQ2 Max	9857.31	14446.80	88661.18	819139	716542	63700
D3_NLTH-EQ2 Min	-10027.55	-10225.83	88661.18	-1097712	-713721	-58322
D3_NLTH-EQ290 Max	6509.32	17358.56	88661.18	1846197	506530	60176
D3_NLTH-EQ2-90 Min	-8566.06	-22860.58	88661.18	-1465173	-636339	-65611
D3_NLTH-EQ3 Max	16479.28	13024.03	88661.18	1040649	1582104	101808
D3_NLTH-EQ3 Min	-13097.88	-11781.72	88661.18	-1109727	-1661102	-108324
D3_NLTH-EQ3-90 Max	11548.92	20252.31	88661.18	1492077	982365	65785
D3_NLTH-EQ3-90 Min	-8505.65	-12447.07	88661.18	-1561519	-835748	-73941
D3_NLTH-EQ4 Max	13612.78	18160.26	88661.18	1497848	1418992	119819
D3_NLTH-EQ4 Min	-13496.54	-14611.13	88661.18	-1719941	-1377238	-120217
D3_NLTH-EQ4-90 Max	10813.71	17034.75	88661.18	1872012	1011416	82395
D3_NLTH-EQ4-90 Min	-9890.51	-19020.19	88661.18	-1663527	-990494	-95983
D3_NLTH-EQ5 Max	7722.22	12820.55	88661.18	1302875	1140983	45613
D3_NLTH-EQ5 Min	-8159.26	-11361.23	88661.18	-1361637	-1130157	-67031
D3_NLTH-EQ5-90 Max	9051.81	13156.42	88661.18	1276420	1177125	61849
D3_NLTH-EQ5-90 Min	-10518.71	-10907.14	88661.18	-1066026	-1100530	-54408
D3_NLTH-EQ6 Max	11885.30	28420.77	88661.18	1665889	1274329	96557
D3_NLTH-EQ6 Min	-13104.18	-19806.39	88661.18	-2563415	-1118123	-74833
D3_NLTH-EQ6-90 Max	13112.60	14219.12	88661.18	1366331	1319339	96183
D3_NLTH-EQ6-90 Min	-13279.37	-11868.59	88661.18	-1448484	-1227259	-88860
D3_NLTH-EQ7 Max	11461.56	22809.74	88661.18	1722524	1182632	86566
D3_NLTH-EQ7 Min	-14041.30	-16764.18	88661.18	-2048404	-1427973	-109659
D3_NLTH-EQ7-90 Max	12819.97	17165.84	88661.18	1673007	1304590	78748
D3_NLTH-EQ7-90 Min	-9343.95	-18977.25	88661.18	-1749910	-1116744	-79957

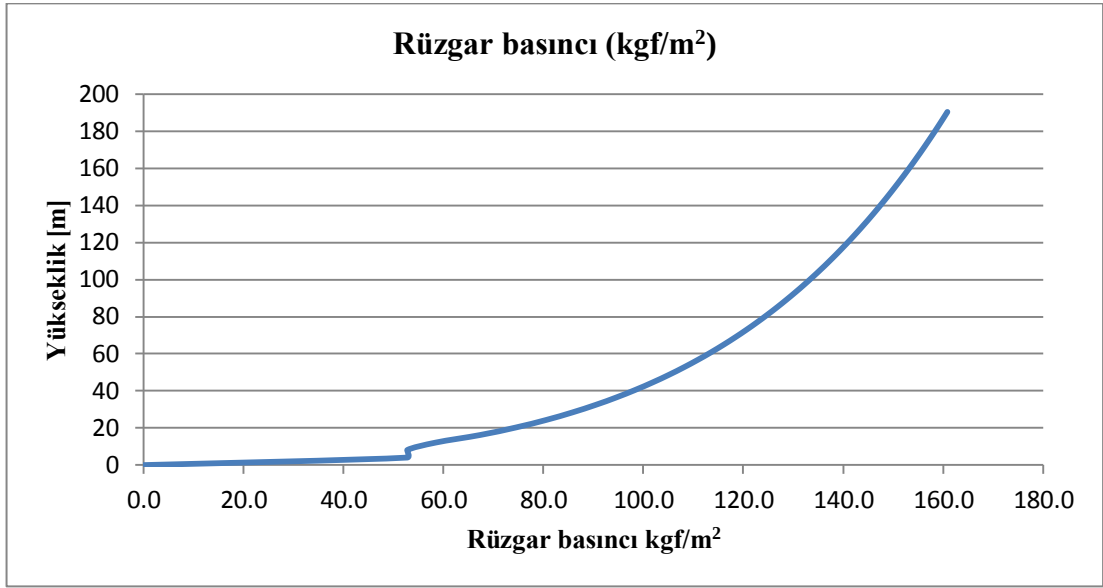


Şekil C5.1 : Doğrusal tasarım X yönü görelî kat ötelemesi oranları.

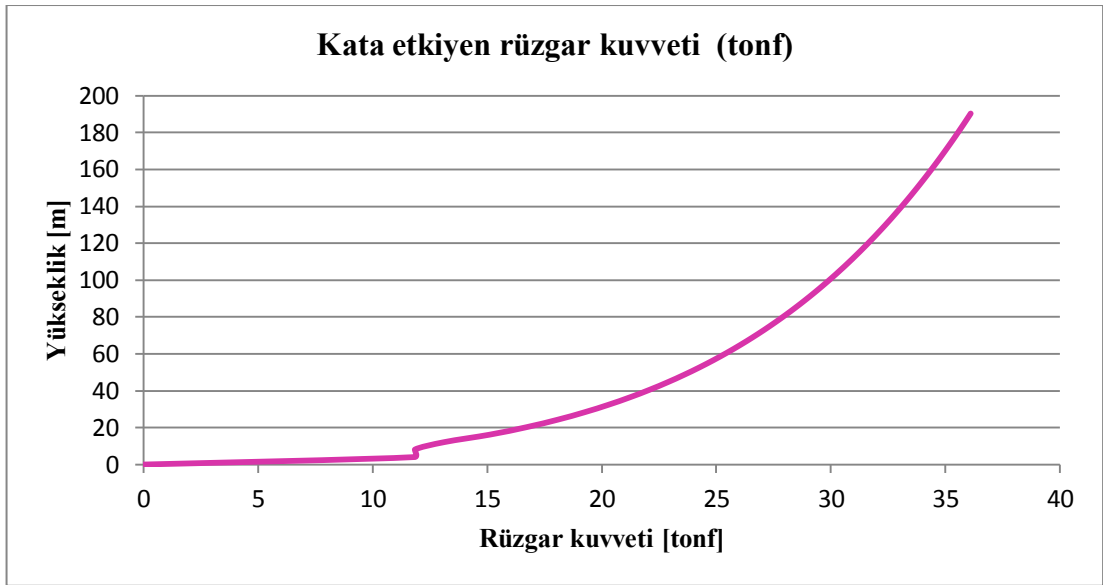


Şekil C5.1 : Doğrusal tasarım Y yönü görelî kat ötelemesi oranları.

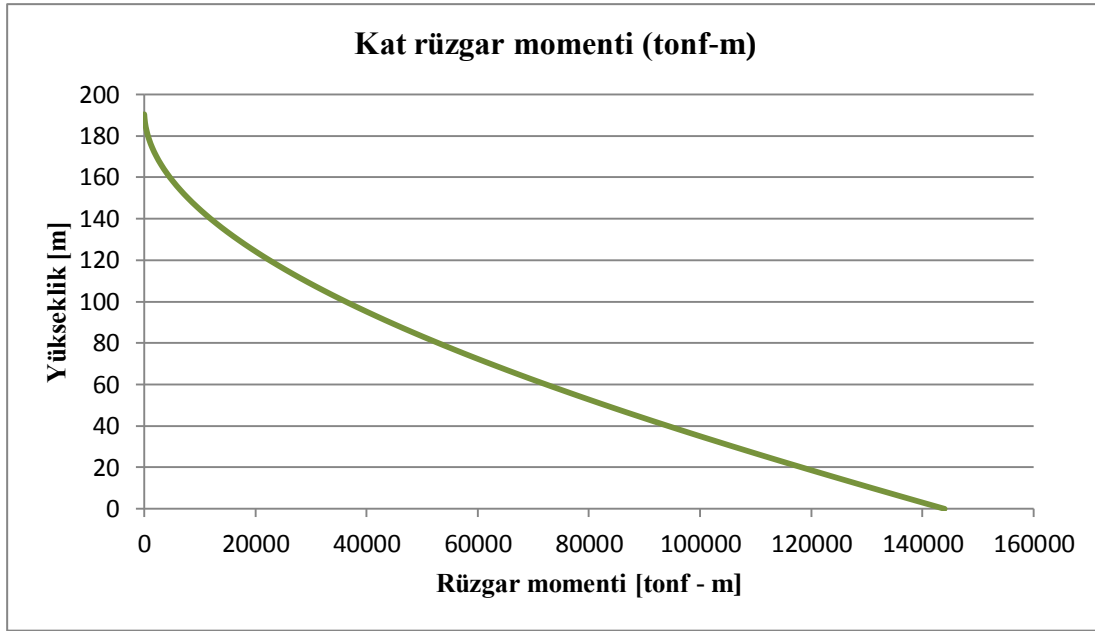
EK B: Yapı rüzgar yükü hesapları



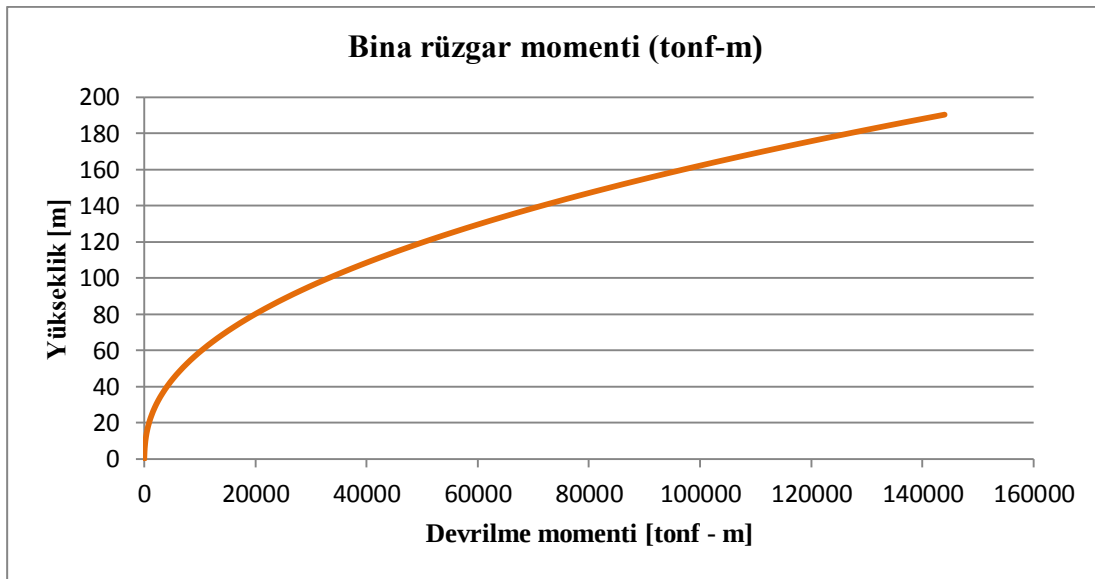
Şekil B.1 : X doğrultusu rüzgar basıncı.



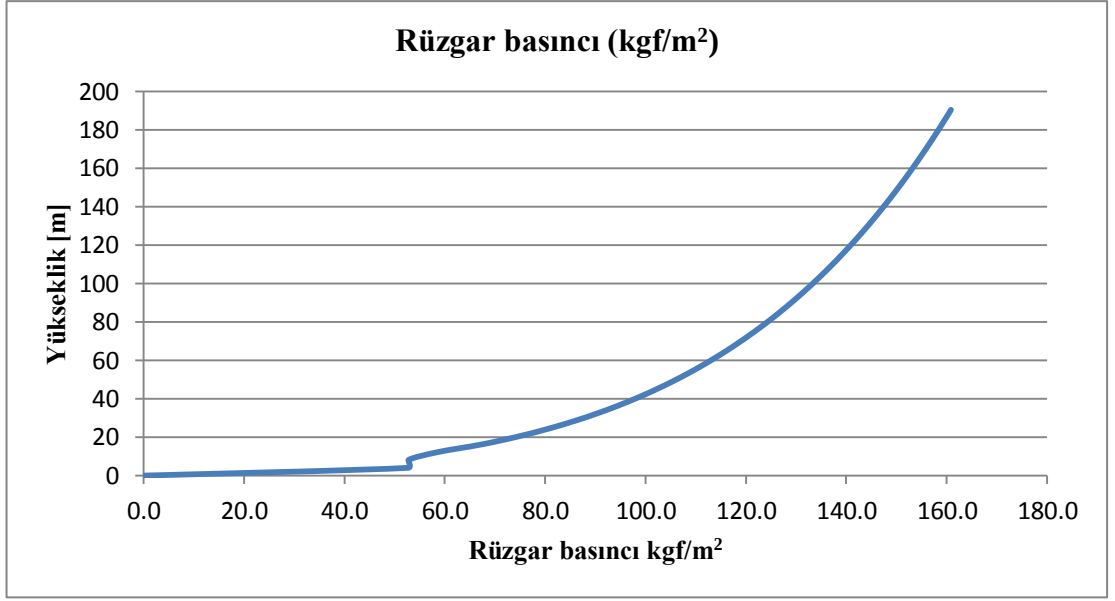
Şekil B.2 : X doğrultusu rüzgar kuvveti.



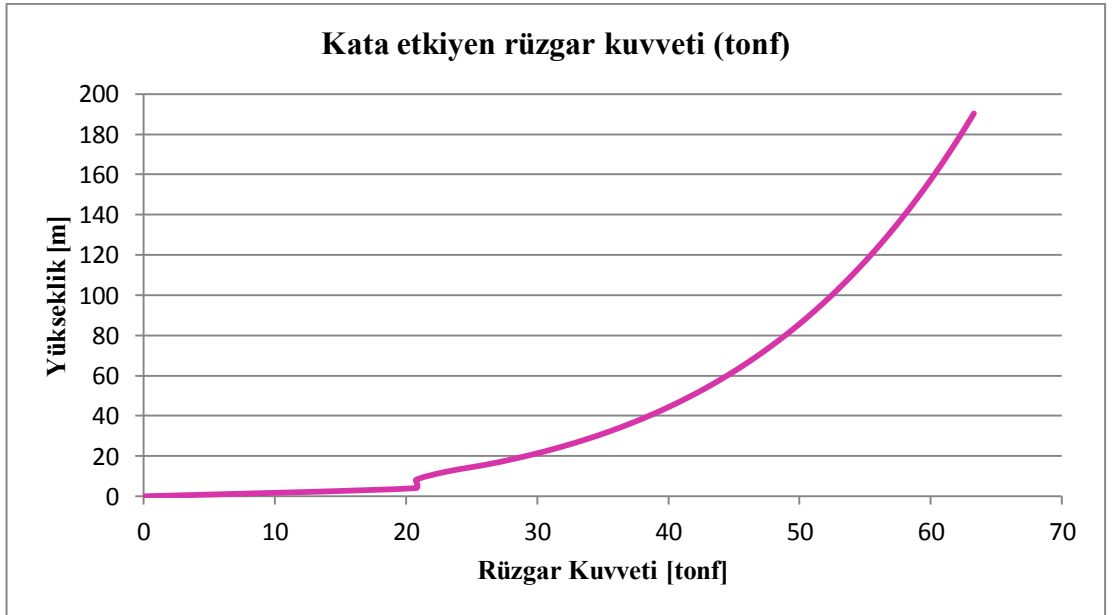
Şekil B.3 : X doğrultusu rüzgar kat momenti.



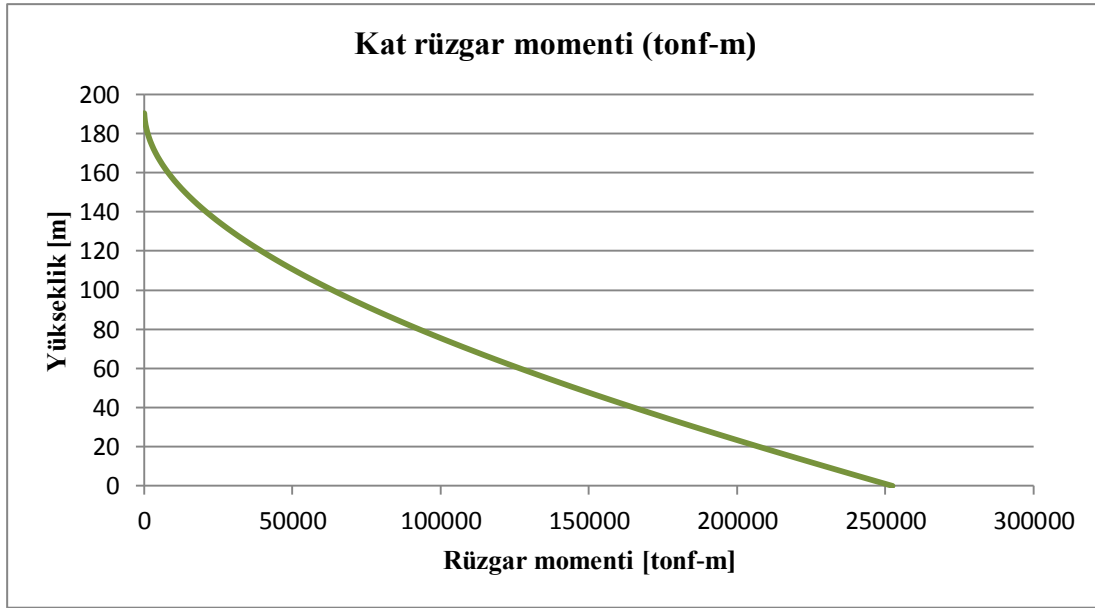
Şekil B.4 : X doğrultusu rüzgar bina devrilme momenti.



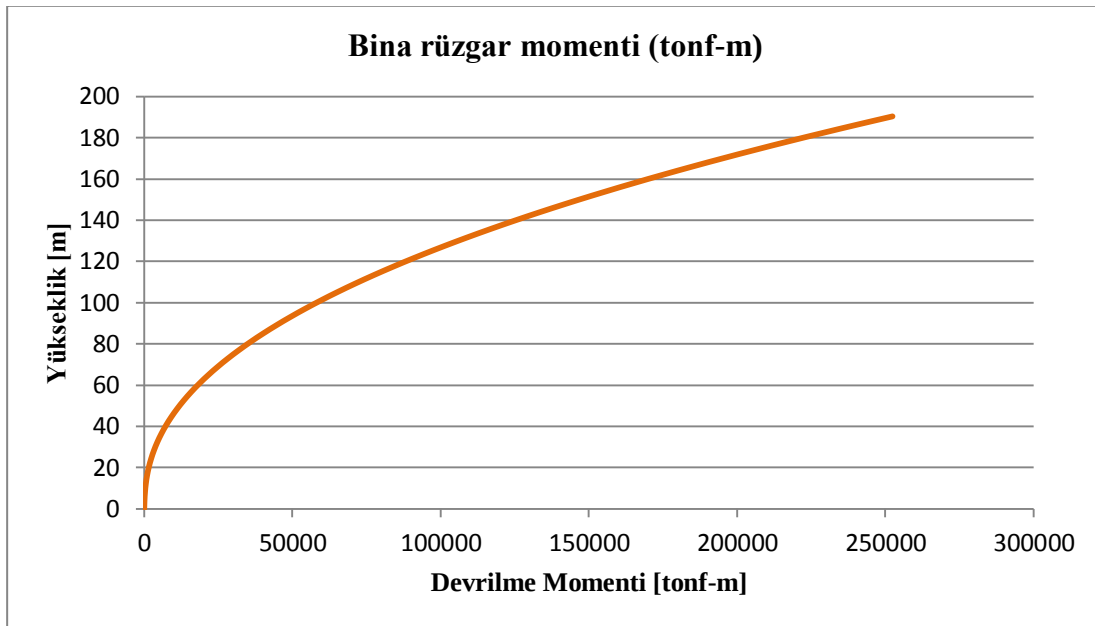
Şekil B.5 : Y doğrultusu rüzgar basıncı.



Şekil B.6 : Y doğrultusu rüzgar kuvveti.



Şekil B.7 : Y doğrultusu rüzgar kat momenti.



Şekil B.8 : Y doğrultusu rüzgar bina devrilme momenti.

Çizelge B.1 : X doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişliği [m]	Kat Derinliği [m]	Kat Yüksekliği [m]	$C_e(z)$	$V_m(z)$ [m/s]	$V(z,t)$ [m/s]	$I_w(z)$	$L(z)$	$C_q(z)$	$q_p(z)$ (kg/m ²)	F_{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
											D (ön yüz)	E (arka yüz)			
46. kat tavanı	35	60	4.05	1.21	33.70	54.31	0.17	290.17	3.85	160.86	20311	15795	36.11	0.00	144004.08
45. kat tavanı	35	60	4.05	1.20	33.56	54.17	0.18	286.02	3.83	159.91	20190	15702	35.89	146.23	137131.49
44. kat tavanı	35	60	4.05	1.20	33.42	54.03	0.18	281.84	3.81	158.93	20067	15606	35.67	437.81	130445.03
43. kat tavanı	35	60	4.05	1.19	33.28	53.89	0.18	277.62	3.78	157.94	19942	15509	35.45	873.86	123943.73
42. kat tavanı	35	60	4.05	1.19	33.13	53.74	0.18	273.38	3.76	156.93	19814	15409	35.22	1453.49	117626.58
41. kat tavanı	35	60	4.05	1.18	32.98	53.59	0.18	269.10	3.73	155.90	19684	15308	34.99	2175.77	111492.56
40. kat tavanı	35	60	4.05	1.18	32.82	53.43	0.18	264.79	3.71	154.84	19550	15204	34.75	3039.76	105540.64
39. kat tavanı	35	60	4.05	1.17	32.67	53.27	0.18	260.45	3.68	153.76	19414	15098	34.51	4044.51	99769.74
38. kat tavanı	35	60	4.05	1.16	32.50	53.11	0.18	256.06	3.66	152.66	19275	14990	34.26	5189.03	94178.80
37. kat tavanı	35	60	4.05	1.16	32.34	52.94	0.18	251.64	3.63	151.53	19133	14879	34.01	6472.32	88766.69
36. kat tavanı	35	60	4.05	1.15	32.17	52.77	0.18	247.19	3.60	150.38	18987	14766	33.75	7893.36	83532.27
35. kat tavanı	35	60	4.05	1.15	31.99	52.60	0.18	242.69	3.57	149.20	18838	14650	33.49	9451.10	78474.40
34. kat tavanı	35	60	4.05	1.14	31.81	52.42	0.19	238.15	3.54	147.99	18685	14531	33.22	11144.46	73591.87
33. kat tavanı	35	60	4.05	1.13	31.62	52.23	0.19	233.57	3.51	146.75	18528	14409	32.94	12972.35	68883.48
32. kat tavanı	35	60	4.05	1.13	31.43	52.04	0.19	228.94	3.48	145.47	18367	14284	32.65	14933.64	64347.96
31. kat tavanı	35	60	4.05	1.12	31.23	51.84	0.19	224.27	3.45	144.16	18202	14156	32.36	17027.17	59984.03
30. kat tavanı	35	60	4.05	1.11	31.03	51.64	0.19	219.54	3.42	142.82	18032	14024	32.06	19251.74	55790.39
29. kat tavanı	35	60	4.05	1.10	30.82	51.43	0.19	214.77	3.39	141.44	17858	13888	31.75	21606.15	51765.66

Çizelge B.1 (devam) : X doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişliği [m]	Kat Derinliği [m]	Kat Yüksekliği [m]	$C_e(z)$	$V_m(z)$ [m/s]	$V(z,t)$ [m/s]	$I_w(z)$	$L(z)$	$C_q(z)$	$q_p(z)$ (kg/m ²)	F_{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
											D (ön yüz)	E (arka yüz)			
28. kat tavanı	35	60	4.05	1.10	30.60	51.21	0.19	209.95	3.35	140.01	17678	13748	31.43	24089.14	47908.47
27. kat tavanı	35	60	4.05	1.09	30.38	50.98	0.19	205.07	3.32	138.54	17493	13604	31.10	26699.40	44217.37
26. kat tavanı	35	60	4.05	1.08	30.14	50.75	0.20	200.13	3.28	137.03	17302	13455	30.76	29435.60	40690.89
25. kat tavanı	35	60	4.05	1.07	29.90	50.51	0.20	195.13	3.24	135.47	17104	13302	30.41	32296.38	37327.50
24. kat tavanı	35	60	4.05	1.06	29.65	50.26	0.20	190.06	3.21	133.85	16900	13143	30.04	35280.31	34125.63
23. kat tavanı	35	60	4.05	1.05	29.38	49.99	0.20	184.93	3.17	132.17	16688	12978	29.67	38385.91	31083.65
22. kat tavanı	35	60	4.05	1.04	29.11	49.72	0.20	179.73	3.12	130.44	16469	12808	29.28	41611.67	28199.87
21. kat tavanı	35	60	4.05	1.03	28.83	49.43	0.20	174.46	3.08	128.63	16241	12631	28.87	44956.01	25472.55
20. kat tavanı	35	60	4.05	1.02	28.53	49.13	0.21	169.10	3.04	126.76	16004	12446	28.45	48417.30	22899.86
19. kat tavanı	35	60	4.05	1.01	28.21	48.82	0.21	163.66	2.99	124.80	15757	12254	28.01	51993.81	20479.92
18. kat tavanı	35	60	4.05	1.00	27.88	48.49	0.21	158.13	2.94	122.76	15499	12054	27.55	55683.79	18210.76
17. kat tavanı	35	60	4.05	0.99	27.54	48.14	0.21	152.50	2.89	120.62	15229	11844	27.07	59485.36	16090.33
16. kat tavanı	35	60	4.05	0.97	27.17	47.78	0.22	146.76	2.84	118.37	14946	11623	26.57	63396.60	14116.47
15. kat tavanı	35	60	4.05	0.96	26.78	47.39	0.22	140.92	2.78	116.01	14648	11391	26.04	67415.46	12286.94
14. kat tavanı	35	60	4.05	0.94	26.36	46.97	0.22	134.95	2.72	113.52	14333	11146	25.48	71539.78	10599.35
13. kat tavanı	35	60	4.05	0.93	25.92	46.53	0.23	128.85	2.66	110.88	13999	10887	24.89	75767.32	9051.21
12. kat tavanı	35	60	4.05	0.91	25.45	46.05	0.23	122.60	2.59	108.07	13645	10611	24.26	80095.67	7639.86
11. kat tavanı	35	60	4.05	0.89	24.93	45.54	0.24	116.19	2.52	105.06	13265	10316	23.58	84522.28	6362.49
10. kat tavanı	35	60	4.05	0.87	24.37	44.98	0.24	109.61	2.44	101.84	12858	10000	22.86	89044.42	5216.10

Çizelge B.1 (devam) : X doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişliği [m]	Kat Derinliği [m]	Kat Yüksekliği [m]	$C_e(z)$	$V_m(z)$ [m/s]	$V(z,t)$ [m/s]	$I_w(z)$	$L(z)$	$C_q(z)$	$q_p(z)$ (kg/m ²)	F_{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
											D (ön yüz)	E (arka yüz)			
9. kat tavanı	35	60	4.05	0.85	23.76	44.37	0.25	102.82	2.36	98.35	12418	9657	22.08	93659.17	4197.46
8. kat tavanı	35	60	4.05	0.83	23.08	43.69	0.26	95.80	2.26	94.55	11938	9284	21.22	98363.35	3303.10
7. kat tavanı	35	60	4.05	0.80	22.32	42.93	0.26	88.52	2.16	90.37	11410	8874	20.28	103153.51	2529.23
6. kat tavanı	35	60	4.05	0.77	21.47	42.07	0.27	80.93	2.05	85.72	10823	8417	19.24	108025.87	1871.70
5. kat tavanı	35	60	4.05	0.73	20.47	41.08	0.29	72.98	1.93	80.47	10160	7901	18.06	112976.20	1325.91
4. kat tavanı	35	60	4.05	0.69	19.30	39.91	0.31	64.57	1.78	74.41	9395	7307	16.70	117999.73	886.70
3. kat tavanı	35	60	4.05	0.64	17.86	38.47	0.33	55.58	1.61	67.24	8489	6602	15.09	123090.97	548.15
2. kat tavanı	35	60	4.05	0.57	16.01	36.62	0.37	45.80	1.40	58.37	7370	5731	13.10	128243.41	303.34
1. kat tavanı	35	60	4.05	0.53	14.79	35.39	0.40	40.31	1.26	52.75	6660	5180	11.84	133449.02	143.85
zemin kat tavanı	35	60	4.05	0.53	14.79	35.39	0.40	40.31	1.26	52.75	6660	5180	11.84	138702.57	47.95

Çizelge B.2 : Y doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişli ği [m]	Kat Derinli ği [m]	Kat Yüksekli ği [m]	C _e (z)	V _m (z) [m/s]	V (z,t) [m/s]	I _w (z)	L (z)	C _q (z)	q _p (z) (kg/m ²)	F _{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
46. kat tavanı	60	35	4.05	1.21	33.70	54.31	0.17	290.17	3.85	160.86	33757	29537	63.29	0.00	252434.32
45. kat tavanı	60	35	4.05	1.20	33.56	54.17	0.18	286.02	3.83	159.91	33556	29362	62.92	256.33	240386.90
44. kat tavanı	60	35	4.05	1.20	33.42	54.03	0.18	281.84	3.81	158.93	33352	29183	62.54	767.46	228665.77
43. kat tavanı	60	35	4.05	1.19	33.28	53.89	0.18	277.62	3.78	157.94	33144	29001	62.14	1531.86	217269.20
42. kat tavanı	60	35	4.05	1.19	33.13	53.74	0.18	273.38	3.76	156.93	32932	28815	61.75	2547.92	206195.45
41. kat tavanı	60	35	4.05	1.18	32.98	53.59	0.18	269.10	3.73	155.90	32715	28625	61.34	3814.06	195442.72
40. kat tavanı	60	35	4.05	1.18	32.82	53.43	0.18	264.79	3.71	154.84	32493	28432	60.92	5328.61	185009.20
39. kat tavanı	60	35	4.05	1.17	32.67	53.27	0.18	260.45	3.68	153.76	32267	28234	60.50	7089.89	174893.02
38. kat tavanı	60	35	4.05	1.16	32.50	53.11	0.18	256.06	3.66	152.66	32036	28031	60.07	9096.19	165092.28
37. kat tavanı	60	35	4.05	1.16	32.34	52.94	0.18	251.64	3.63	151.53	31799	27824	59.62	11345.76	155605.03
36. kat tavanı	60	35	4.05	1.15	32.17	52.77	0.18	247.19	3.60	150.38	31557	27612	59.17	13836.79	146429.28
35. kat tavanı	60	35	4.05	1.15	31.99	52.60	0.18	242.69	3.57	149.20	31309	27395	58.70	16567.46	137563.00
34. kat tavanı	60	35	4.05	1.14	31.81	52.42	0.19	238.15	3.54	147.99	31055	27173	58.23	19535.87	129004.09
33. kat tavanı	60	35	4.05	1.13	31.62	52.23	0.19	233.57	3.51	146.75	30794	26945	57.74	22740.10	120750.43
32. kat tavanı	60	35	4.05	1.13	31.43	52.04	0.19	228.94	3.48	145.47	30527	26711	57.24	26178.17	112799.82
31. kat tavanı	60	35	4.05	1.12	31.23	51.84	0.19	224.27	3.45	144.16	30253	26471	56.72	29848.05	105150.00
30. kat tavanı	60	35	4.05	1.11	31.03	51.64	0.19	219.54	3.42	142.82	29970	26224	56.19	33747.66	97798.68
29. kat tavanı	60	35	4.05	1.10	30.82	51.43	0.19	214.77	3.39	141.44	29680	25970	55.65	37874.86	90743.47
28. kat tavanı	60	35	4.05	1.10	30.60	51.21	0.19	209.95	3.35	140.01	29381	25709	55.09	42227.45	83981.94
27. kat tavanı	60	35	4.05	1.09	30.38	50.98	0.19	205.07	3.32	138.54	29073	25439	54.51	46803.15	77511.57

Çizelge B.2 (devam) : Y doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişliği [m]	Kat Derinliği [m]	Kat Yüksekliği [m]	$C_e(z)$	$V_m(z)$ [m/s]	$V(z,t)$ [m/s]	$I_w(z)$	$L(z)$	$C_q(z)$	$q_p(z)$ (kg/m ²)	F_{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
26. kat tavanı	60	35	4.05	1.08	30.14	50.75	0.20	200.13	3.28	137.03	28756	25161	53.92	51599.63	71329.77
25. kat tavanı	60	35	4.05	1.07	29.90	50.51	0.20	195.13	3.24	135.47	28427	24874	53.30	56614.47	65433.86
24. kat tavanı	60	35	4.05	1.06	29.65	50.26	0.20	190.06	3.21	133.85	28088	24577	52.66	61845.19	59821.09
23. kat tavanı	60	35	4.05	1.05	29.38	49.99	0.20	184.93	3.17	132.17	27736	24269	52.01	67289.21	54488.60
22. kat tavanı	60	35	4.05	1.04	29.11	49.72	0.20	179.73	3.12	130.44	27372	23950	51.32	72943.87	49433.43
21. kat tavanı	60	35	4.05	1.03	28.83	49.43	0.20	174.46	3.08	128.63	26993	23619	50.61	78806.39	44652.52
20. kat tavanı	60	35	4.05	1.02	28.53	49.13	0.21	169.10	3.04	126.76	26600	23275	49.87	84873.90	40142.68
19. kat tavanı	60	35	4.05	1.01	28.21	48.82	0.21	163.66	2.99	124.80	26189	22915	49.10	91143.41	35900.61
18. kat tavanı	60	35	4.05	1.00	27.88	48.49	0.21	158.13	2.94	122.76	25760	22540	48.30	97611.82	31922.85
17. kat tavanı	60	35	4.05	0.99	27.54	48.14	0.21	152.50	2.89	120.62	25311	22147	47.46	104275.85	28205.81
16. kat tavanı	60	35	4.05	0.97	27.17	47.78	0.22	146.76	2.84	118.37	24840	21735	46.58	111132.12	24745.70
15. kat tavanı	60	35	4.05	0.96	26.78	47.39	0.22	140.92	2.78	116.01	24345	21302	45.65	118177.04	21538.59
14. kat tavanı	60	35	4.05	0.94	26.36	46.97	0.22	134.95	2.72	113.52	23821	20844	44.67	125406.85	18580.30
13. kat tavanı	60	35	4.05	0.93	25.92	46.53	0.23	128.85	2.66	110.88	23267	20359	43.63	132817.58	15866.46
12. kat tavanı	60	35	4.05	0.91	25.45	46.05	0.23	122.60	2.59	108.07	22678	19843	42.52	140405.03	13392.41
11. kat tavanı	60	35	4.05	0.89	24.93	45.54	0.24	116.19	2.52	105.06	22048	19292	41.34	148164.73	11153.23
10. kat tavanı	60	35	4.05	0.87	24.37	44.98	0.24	109.61	2.44	101.84	21371	18699	40.07	156091.89	9143.65
9. kat tavanı	60	35	4.05	0.85	23.76	44.37	0.25	102.82	2.36	98.35	20639	18059	38.70	164181.38	7358.01
8. kat tavanı	60	35	4.05	0.83	23.08	43.69	0.26	95.80	2.26	94.55	19841	17361	37.20	172427.65	5790.22
7. kat tavanı	60	35	4.05	0.80	22.32	42.93	0.26	88.52	2.16	90.37	18964	16594	35.56	180824.66	4433.65

Çizelge B.2 (devam) : Y doğrultusu rüzgar yüklerinin hesabı.

Kat Adı	Kat Genişliği [m]	Kat Derinliği [m]	Kat Yüksekliği [m]	$C_e(z)$	$V_m(z)$ [m/s]	$V(z,t)$ [m/s]	$I_w(z)$	$L(z)$	$C_q(z)$	$q_p(z)$ (kg/m ²)	F_{ex} [kgf]		Kat Kuvveti (D+E) [tonf]	Kat Momenti [tonf-m]	Bina Momenti [tonf-m]
6. kat tavanı	60	35	4.05	0.77	21.47	42.07	0.27	80.93	2.05	85.72	17988	15740	33.73	189365.74	3281.02
5. kat tavanı	60	35	4.05	0.73	20.47	41.08	0.29	72.98	1.93	80.47	16886	14775	31.66	198043.50	2324.28
4. kat tavanı	60	35	4.05	0.69	19.30	39.91	0.31	64.57	1.78	74.41	15615	13663	29.28	206849.57	1554.35
3. kat tavanı	60	35	4.05	0.64	17.86	38.47	0.33	55.58	1.61	67.24	14109	12346	26.46	215774.34	960.89
2. kat tavanı	60	35	4.05	0.57	16.01	36.62	0.37	45.80	1.40	58.37	12248	10717	22.97	224806.40	531.75
1. kat tavanı	60	35	4.05	0.53	14.79	35.39	0.40	40.31	1.26	52.75	11070	9686	20.76	233931.66	252.16
zemin kat tavanı	60	35	4.05	0.53	14.79	35.39	0.40	40.31	1.26	52.75	11070	9686	20.76	243140.96	84.05

EK C: Taşıyıcı system elemanlarının boyutlandırılması

EK C1: Dairesel dolu kompozit kolon tasarımı

Concrete filled tube design according to AISC 360-10

<u>Material :</u>	$f_y =$	3.6	tonf/cm ²	(S355 - ST52)
	$E_s =$	2100	tonf/cm ²	
	$f'_c =$	0.5	tonf/cm ²	(C50)
	$E_c =$	370	tonf/cm ²	

<u>Member Length:</u>	$L =$	405	cm
	$K =$	1	

<u>Section :</u>	$D =$	132.01	cm
	$t =$	2.38	cm
	$h =$	127.25	cm

$$\begin{aligned}\lambda &= D/t = 55.5 \quad \text{Non-Compact Section} \\ \lambda_p &= 0.09E_s/f_y = 52.5 \quad \text{Compactness Limit} \\ \lambda_r &= 0.31E_s/f_y = 180.8 \quad \text{Slenderness Limit}\end{aligned}$$

<u>Area :</u>	$A_s =$	969.2	cm ²
	$A_c =$	12,717.6	cm ²

<u>Moment Inertia:</u>	$I_s =$	2,036,572	cm ⁴
	$I_c =$	12,870,667	cm ⁴

<u>Internal Forces :</u>	$P_u =$	5397	tonf
	$M_{ux} =$	87	tonf-m
	$M_{uy} =$	107	tonf-m

Additional Information

Section properties check (Results are same with Etabs section designer):

$$A_{eq,s} = (A_s * E_s + A_c * E_c) / E_s = 3,210.0 \text{ cm}^2$$

$$I_{eq,s} = (I_s * E_s + I_c * E_c) / E_s = 4,304,261.0 \text{ cm}^4$$

$$S_{33eq,s} = I_{eq,s} / (D/2) = 65,211.1 \text{ cm}^3$$

$$R_{33eq,s} = \sqrt{I_{eq,s} / A_{eq,s}} = 36.62 \text{ cm}$$

$$A_{eq,c} = (A_s * E_s + A_c * E_c) / E_c = 18,218.7 \text{ cm}^2$$

$$I_{eq,c} = (I_s * E_s + I_c * E_c) / E_c = 24,429,590 \text{ cm}^4$$

$$S_{33eq,c} = I_{eq,c} / (D/2) = 370,117.3 \text{ cm}^3$$

$$R_{33eq,c} = \sqrt{I_{eq,c} / A_{eq,c}} = 36.62 \text{ cm}$$

El for Direct Analysis :

$$\tau_b = [1; 4 * (P_r / P_{no}) * (1 - P_r / P_{no})] = 0.982$$

$$I_{DA} = 0.8 * \tau_b * I_{elastic} = 3,382,850.2 \text{ cm}^4$$

Elastic recommended in paper :

$$E_{elastic,sug} = E_s * I_s + 0.75 * C_3 * E_c * I_c = 6,925,618,657 \text{ tonf cm}^2$$

$$I_{elastic,sug} = E I / E_s = 3,297,914 \text{ cm}^4$$

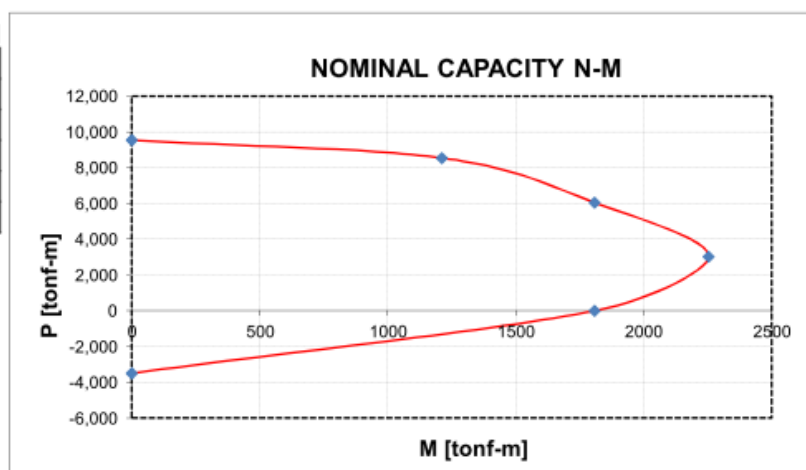
A	<u>Nominal Compressive Strength:</u>	
	$P_{noA} = f_y \cdot A_s + 0.95 \cdot f'_c \cdot (A_c + A_{sr} \cdot E_{sr}/E_c) =$	9,530.1 tonf
	<u>Weak Axis Elastic Buckling Force:</u>	
	$C_3 = 0.6 + 2 \cdot [A_s / (A_c + A_s)] =$	0.7416 < 0.9
	$C_3 =$	0.7416
	$I_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C_3 \cdot E_c \cdot I_c =$	7,808,557,783 cm ⁴
	$P_e = \pi^2 \cdot (I_{eff}) / (KL)^2 =$	469,851.4 tonf
	$P_{noA} / P_e =$	0.0203 < 2.25
	$P_{nA} = P_{noA} \cdot [0.658^{(P_{noA}/P_e)}] ; 0.877 \cdot P_e =$	9,449.6 tonf
	$\lambda_A = P_{noA} / P_{nA} =$	0.99
	<u>Available Compressive Strength:</u>	
	$\Phi_c \cdot P_{nA} =$	7,087.2 tonf
F	<u>Nominal Tension Strength:</u>	
	$P_{nt} = (A_s \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_{sr}) =$	3,489.3 tonf
	<u>Available Tension Strength:</u>	
	$\Phi_t \cdot P_{nt} =$	3,140.3 tonf
D	<u>Nominal Compressive Strength:</u>	
	$P_{noD} = 0.95 \cdot f'_c \cdot A_c / 2 =$	3,020.4 tonf
	<u>Maximum Nominal Bending Strength :</u>	
	$Z_c = h^3 / 6 =$	343,417.3 cm ³
	$Z_s = d^3 / 6 - Z_c =$	39,997.9 cm ³
	$M_{nD} = f_y \cdot Z_s + 0.95 \cdot f'_c \cdot Z_c / 2 =$	225,553.9 tonf-cm 2,255.5 tonf-m
B	<u>Nominal Bending Strength:</u>	
	$K_c = f'_c \cdot h^2 =$	8,096.3 tonf
	$K_s = f_y \cdot [(d-t) / 2] \cdot t =$	555.3 tonf
	$\theta = (0.0260 \cdot K_c -$	2.14 rad
	$2K_s) / (0.0848 \cdot K_c) + \sqrt{[(0.0260 \cdot K_c + 2K_s)^2 + 0.857 \cdot K_c \cdot K_s]} / (0.0848 \cdot K_c) =$	122.34 degree
	$h_n = h / 2 \cdot \sin[(\pi - \theta) / 2] =$	30.68 cm < 63.625
	$Z_{cB} = (1/6) \cdot h^3 \cdot [\sin(\theta/2)]^3 =$	230,898.9 cm ³
	$Z_{sB} = (d^3 - h^3) / 6 \cdot \sin(\theta/2) =$	35,040.5 cm ³
	$M_{nB} = f_y \cdot Z_{sB} + 0.95 \cdot f'_c \cdot Z_{cB} / 2 =$	180,984.2 tonf-cm 1,809.8 tonf-m
	<u>Available Bending Strength:</u>	
	$\Phi_b \cdot M_{nB} =$	162,885.8 tonf-cm 1,628.9 tonf-m
E	<u>Nominal Compressive Strength:</u>	
	$P_{noE} = P_a - (1/4) \cdot [f_y \cdot (d^2 - h^2) + (1/2) \cdot 0.95 \cdot f'_c \cdot h^2] \cdot (\theta_2 - \sin \theta_2) =$	8,541.7 tonf
	<u>Weak Axis Elastic Buckling Force:</u>	
	$C_3 = 0.6 + 2 \cdot [A_s / (A_c + A_s)] =$	0.7416 < 0.9
	$C_3 =$	0.7416
	$I_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C_3 \cdot E_c \cdot I_c =$	7,808,557,783 cm ⁴
	$P_e = \pi^2 \cdot (I_{eff}) / (KL)^2 =$	469,851.4 tonf
	$P_{noE} / P_e =$	0.0182 < 2.25
	$P_{nE} = P_{noE} \cdot [0.658^{(P_{noE}/P_e)}] ; 0.877 \cdot P_e =$	8,476.9 tonf
	$\lambda_E = P_{noE} / P_{nE} =$	0.99
	<u>Available Compressive Strength:</u>	
	$\Phi_c \cdot P_{nE} =$	6,357.7 tonf
	<u>Nominal Bending Strength:</u>	
	$h_E = h_n / 2 + h / 4 =$	47.15 cm
	$\theta_2 = \pi - 2 \cdot \arcsin(2 \cdot h_E / h) =$	1.472 rad 84.35 degree
	$Z_{cE} = (1/6) \cdot h^3 \cdot [\sin(\theta_2/2)]^3 =$	103,932.4 cm ³
	$Z_{sE} = (d^3 - h^3) / 6 \cdot \sin(\theta_2/2) =$	26,854.3 cm ³
	$M_{nE} = f_y \cdot Z_{sE} + 0.95 \cdot f'_c \cdot Z_{cE} / 2 =$	121,359.3 tonf-cm 1,213.6 tonf-m

$$\Phi_c \cdot P_n E = 6,357.7 \text{ tonf}$$
$$\begin{aligned} hE &= hn/2 + h/4 = 47.15 \text{ cm} \\ \theta_2 &= \pi - 2 \cdot \arcsin(2 \cdot hE/h) = 1.472 \text{ rad} \\ &= 84.35 \text{ degree} \end{aligned}$$

ZcE = (1/6)* h^3 * [sin(θ/2)]^3 =	103,932.4 cm ³
ZsE = (d^3-h^3)/6* sin(θ/2) =	26,854.3 cm ³
MnE =fy*ZsE + 0.95*f*c*ZcE/2 =	121,359.3 tonf-cm
	1,213.6 tonf-m

$\Phi b^*MnE=$ 109,223.3 tonf-cm
1,092.2 tonf-m

	P [tonf]	M [tonf-m]
A	9,530	0
E	8,542	1,213.6
C	6,041	1,809.8
D	3,020	2,255.5
B	0	1,809.8
F	-3,489	0.0

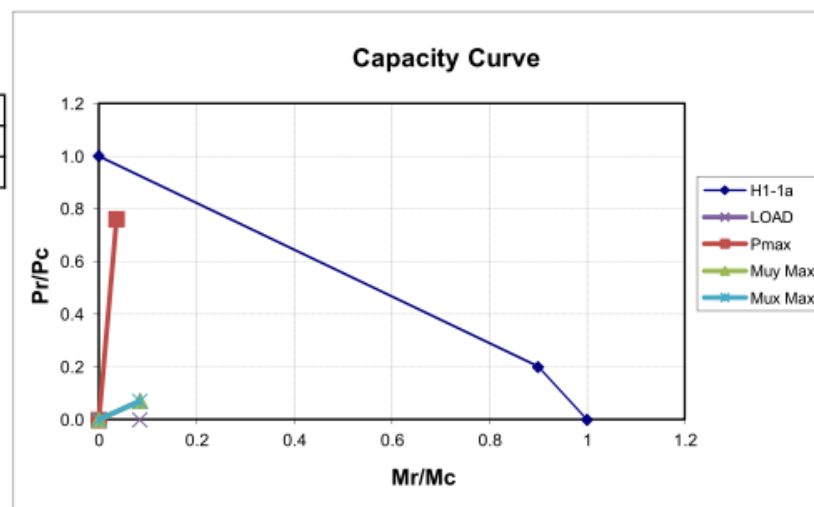


Pr/Pc ≥ 0.2 , H1-1a
Pr/Pc < 0.2 , H1-1b

$$\text{Pr}/\text{Pc} = 0.76 \quad (\text{H1-1a})$$

$\frac{P_u}{(\Phi_c \cdot P_{nc})} = 0.762$ $\frac{(M_{ux}/\Phi_b \cdot M_{nx})}{(M_{uy}/\Phi_b \cdot M_{ny})} = 0.053$ $\frac{(M_{ux}/\Phi_b \cdot M_{nx})}{(M_{uy}/\Phi_b \cdot M_{ny})} = 0.066$	$\frac{P_u}{(\Phi_c \cdot P_{nc})} = 0.762$ $\sqrt{\frac{(M_{ux}^2 + M_{uy}^2)}{M_n}} = 0.076$
$\frac{P_u}{(\Phi_c \cdot P_{nc})} + (8/9) \cdot \frac{(M_{ux}/\Phi_b \cdot M_{nx})}{(M_{uy}/\Phi_b \cdot M_{ny})} = 0.867$	$\frac{P_u}{(\Phi_c \cdot P_{nc})} + \frac{(8/9) \cdot \sqrt{(M_{ux}^2 + M_{uy}^2)}}{M_n} = 0.829$

	Pr/Pc	Mr/Mc
A	1.0	0
C	0.2	0.9
B	0	1.0



METHOD 2:

Pr > Pc", C-I5-1b

C

Pno/Pe = 0.012856967

Pn =

6008

0.995

Pr < Pc", C-I5-1a

Pr = 5,397 tonf

Pc" = 4,506 tonf

Pr>Pc (C-I5-1a)

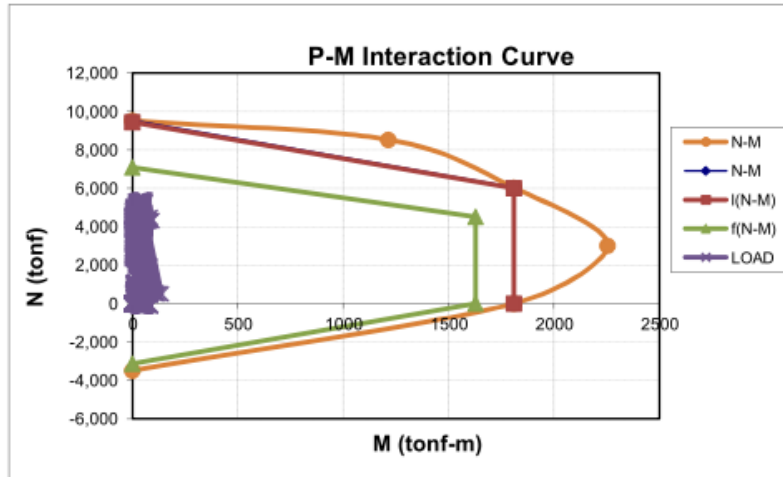
CAPACITY RATIO

$(Pr-Pc'') / (Pa''-Pc'') =$	0.345	$(Pr-Pc'') / (Pa''-Pc'') =$	0.345
$Mrx/Mc''x =$	0.053	$\sqrt{(Mrx^2+Mry^2)}/Mc'' =$	0.085
$Mry/Mc''y =$	0.066		
$(Pr-Pc'') / (Pa-Pc'') + Mrx/Mc''x + Mry/Mc''y =$	0.464	< 1	0.430 < 1

P[tonf]	M [tonf-m]
A 9,530	0
C 6,041	1,810
B 0	1,810

λP [tonf]	M [tonf-m]
A 9,450	0
C 6,008	1,810
B 0	1,810

$\Phi \lambda P$ [tonf]	ΦM [tonf-m]
A 7,087	0
C 4,506	1,629
B 0	1,629
F -3,140	0



LOAD	P[tonf]	Mx [tonf-m]	My [tonf-m]	Mu [tonf-m]
	5,397	87	107	137.85

Recommendation for C point:

$$\lambda_{oe} = (K \cdot L / \pi) \cdot \sqrt{(P_{no} / E_{eff})} = 0.1424$$

$$\alpha_c = (P_c / P_a, P_c / P_a - (P_c / P_a - 0.2) \cdot (\lambda_{oe} - 0.5), 0.2) = 0.636$$

$$\sigma_b = (1, 1 - 0.2 \cdot (\lambda_{oe} - 1), 0.8) = 1$$

Pr = 5,397 tonf

Pc" = 2,865 tonf

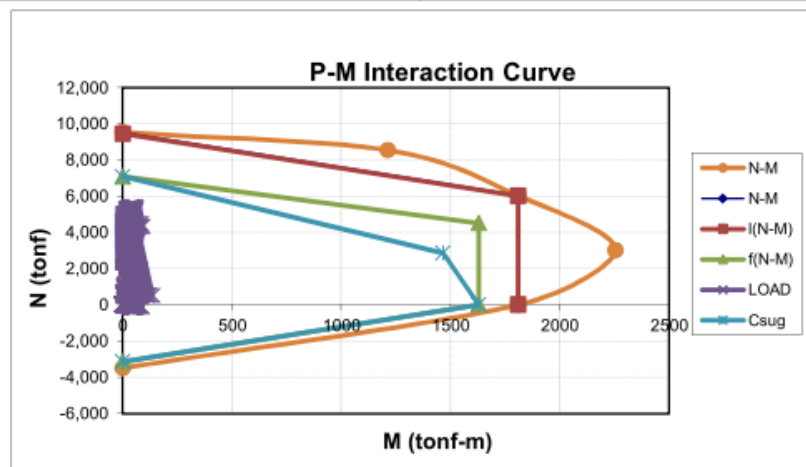
Pr>Pc (C-I5-1a)

CAPACITY RATIO

$(Pr-Pc'') / (Pa''-Pc'') =$	0.600	$(Pr-Pc'') / (Pa''-Pc'') =$	0.600
$Mrx/Mc''x =$	0.059	$\sqrt{(Mrx^2+Mry^2)}/Mc'' =$	0.094
$Mry/Mc''y =$	0.073		
$(Pr-Pc'') / (Pa-Pc'') + Mrx/Mc''x + Mry/Mc''y =$	0.732	< 1	0.694 < 1

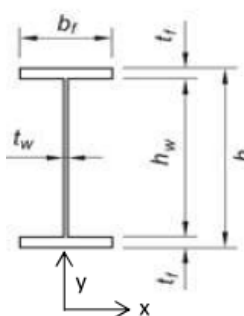
λP [tonf]	M [tonf-m]
A 9,450	0
C 3,820	1,629
B 0	1,810

$\Phi \lambda P$ [tonf]	ΦM [tonf-m]
A 7,087	0
C 2,865	1,466
B 0	1,629
F -3,140	0



EK C2: Yapma I kolon tasarımı

Built-up Compressive Member design according to AISC 360-10



Material= **St52** $\sigma_a = 3.6 \text{ t/cm}^2$ $\sigma_u = 5.1 \text{ t/cm}^2$
 $E_s = 2000 \text{ t/cm}^2$

$b_f = 500 \text{ mm}$	$k_x = 1.00$	Design type= LRFD
$t_f = 30 \text{ mm}$	$k_y = 1.00$	
$h_w = 740 \text{ mm}$	$k_z = 1.00$	
$t_w = 20 \text{ mm}$	$L = 4.05 \text{ m}$	
$h = 800 \text{ mm}$	$L_x = 4.05 \text{ m}$	
$A = 448 \text{ cm}^2$	$L_y = 4.05 \text{ m}$	
$I_x = 512437 \text{ cm}^4$		
$I_y = 62549 \text{ cm}^4$	$J = 1158.5 \text{ cm}^4$	
$r_x = 33.8 \text{ cm}$	$S_x = 12811 \text{ cm}^3$	$N_G = 324 \text{ tonf}$
$r_y = 11.8 \text{ cm}$	$S_y = 2502 \text{ cm}^3$	$N_Q = 227 \text{ tonf}$
		$M_{Gx} = 93 \text{ tonf-m}$
		$M_{Qx} = 65 \text{ tonf-m}$

$L_b = 405 \text{ cm}$

$C_b = 1.2$

$Z_x = 14288 \text{ cm}^3$

$$P_u = 1.2 \times 324 + 1.6 \times 227 = 752 \text{ tonf}$$

$$M_u = 1.2 \times 93 + 1.6 \times 65 = 215.6 \text{ tonf-m}$$

Compressive resistance of section

$$\lambda_x = 1.00 \times 405 / 33.8 = 12.0$$

$$\lambda_y = 1.00 \times 405 / 11.8 = 34.3$$

$$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 34.3$$

$$F_e = \frac{3.14 \times 2000}{34.3^2} = 16.802 \text{ t/cm}^2$$

Elastic Critical Torsional Buckling Stress

$$C_w = \frac{62549 \times 77}{4} = 9E+07 \text{ cm}^6$$

$$J = \frac{2 \times 50 \times 3 + 74 \times 2}{3} = 1097.3 \text{ cm}^4$$

$$F_e = \left(\frac{\pi \times 2000 \times 9E+07}{(1.00 \times 405)^2} + 769.23 \times 1097.3 \right) \times \frac{1}{512437 + 62549} = 20.873 \text{ t/cm}^2$$

Flexural buckling limits the controls

Slenderness

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{740 / 20}} = 0.66 \quad 0.35 \leq 0.66 \leq 0.76 \quad \checkmark$$

For the flanges

$$\lambda = 250 / 30 = 8.33$$

$\lambda < \lambda_r$ the flanges are not slender
 $Q_s = 1.0$

$$\lambda_r = 0.64 \times \sqrt{(0.66 \times 2000 / 3.6)} = 12.2$$

For the web

$$\lambda = 740 / 20 = 37$$

$\lambda > \lambda_r$ the web is slender

$$\lambda_r = 1.49 \times \sqrt{(2000 / 3.6)} = 35.1$$

Calculation of Qa while web is slender

$$4.71 \times \sqrt{\left(\frac{2000}{1 \times 3.6} \right)} = 111$$

$$KL/r = 34.3$$

$$34.3 < 111$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658 \times \left(\frac{1 \times 3.6}{16.80} \right) \times 3.6 = 3.29 \text{ t/cm}^2$$

$$b_e = 1.92 \times \sqrt{\left(\frac{2000}{3.29} \right)} \times \left(1 - \frac{0.34}{740/20} \times \sqrt{\left(\frac{2000}{3.29} \right)} \right)$$

$$b_e = 73.2 \text{ cm} < 74.0 \text{ cm}$$

$$A_e = 73.2 \times 2.0 + 2 \times 50 \times 3 = 446 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = 446 / 448 = 0.997$$

Calculation of Qs while flanges are slender

$$b/t = 8.33$$

$$Q_s = 1.000$$

b/t	Qs
≤ 12.2	1
12.2 < ; < 22.4	1.1316
≥ 22.4	4.7347

The web is slender therefore; → Qa = 0.997

Flanges are not slender therefore; → Qs = 1

$$Q = Q_a \times Q_s$$

$$Q = 0.997 \times 1.000 = 0.9965$$

$$4.71 \times \sqrt{\left(\frac{2000}{0.9965 \times 3.6} \right)} = 111$$

$$KL/r = 34.3$$

$$34.3 < 111$$

$$F_{cr} = 0.9965 \times 0.658 \times \left(\frac{0.9965 \times 3.6}{16.8} \right) \times 3.6 = 3.28 \text{ t/cm}^2$$

$$P_n = 3.28 \times 448 = 1469.8 \text{ tonf}$$

$$\phi_c = 0.90$$

$$\phi_c P_n = 1322.8 \text{ tonf} \quad 1322.8 > 752.0 \quad \checkmark$$

$$P_u = 752.0 \text{ tonf}$$

$$P_u / (\phi_c P_n) = 0.57$$

Bending resistance of section

$$b/t = 250 / 30 = 8.33 \quad 0.38 \times \sqrt{\left(\frac{2000}{3.6} \right)} = 9.0 \quad 8.33 < 9.0 \quad \checkmark$$

Compact section

$$r_{ts} = 500 / \left(\sqrt{12 \left(1 + 0.17 \times \frac{800 \times 20}{500 \times 30} \right)} \right) = 133 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 \times 11.8 \sqrt{\left(\frac{2000}{3.6} \right)} = 490 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 \times 13.3 \times \left(\frac{2000}{0.7 \times 3.6} \right) \times \sqrt{\left(\frac{1158.5}{12811 \times 77.0} + \sqrt{\left(\frac{1158.5}{12811 \times 77.0} \right)^2} \right)}$$

$$+ 6.76 \left(\frac{0.7 \times 3.6}{2000} \right) = 1404.3 \text{ cm}$$

Lateral torsional buckling

$$L_b \leq L_p$$

$$M_p = 3.6 \times 14288 = 514.37 \text{ tonf-m}$$

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_n = 1.2 \times \left(514 - \left(514 - 0.7 \times 3.6 \times \frac{12811}{100} \right) \times \left(\frac{405 - 490}{1404.3 - 490} \right) \right) \\ = 638.66 > 514.37 \text{ tonf-m} \rightarrow 514.37 \text{ tonf-m}$$

$$L_b > L_r$$

$$F_{cr} = \frac{1.2 \times \pi^2 \times 2000}{\frac{405^2}{13.3}} \times \sqrt{\left(1 + 0.078 \times \frac{1158.52}{12811 \times 77} \times \frac{405^2}{13.3} \right)} = 26.607 \text{ t/cr}$$

$$M_n = 26.607 \times 12811 = 3408.6 \text{ tonf-m} > 514.37 \text{ tonf-m} \rightarrow 514.37 \text{ tonf-m}$$

$$L_b = 405 \text{ cm} \rightarrow L_b \leq L_p \rightarrow M_n = 514.37 \text{ tonf-m}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 462.93 \text{ tonf-m}$$

Combined actions - compression + bending

Limit state of in plane stability check

$$P_r / P_c = 0.5685 \geq 0.2 \rightarrow \frac{752.0}{1322.8} + \frac{8}{9} \times \frac{215.6}{462.93} = 0.98 \leq 1.0 \quad \checkmark$$

Limit state of out of plane bucling and lateral torsional buckling check

$$\frac{752.0}{1322.8} \times \left(1.5 - 0.5 \times \frac{752.0}{1322.8} \right) + \left(\frac{215.6}{462.93} \right)^2 = 0.91 \leq 1.0 \quad \checkmark$$

D/C=	0.98
------	------

EK C3: Kompozit kiriş tasarımı

Composite beam design according to AISC 360-10

Steel =	St52	$\sigma_s =$	3.6	ton/cm ²	Profile=	IPE 450
Concrete=	C30	$f_{ck} =$	30	Mpa	L=	10.4 m
$\sigma_u =$	520 Mpa	$E_b =$	29440	Mpa	$L_{x_1} =$	3.17 m
					$L_{x_2} =$	3.17 m
					$L_a =$	5.2 m
Design Type=	LRFD					

(L_a =Distance between max moment and zero moment)
(L_{x_1}, L_{x_2} =Span distance of each adjacent span)

	d1=	22	mm	✓✓	wrt=	173	mm
	d2=	35	mm		wrb=	104	mm
	hs=	150	mm	✓✓✓	sr=	305	mm
	hd=	10	mm		tc=	100	mm
	d=	170	mm		hr=	70	mm
					ta=	1.2	mm
					wr=	139	mm
Super Dead=	0.39	ton/m ²					
Live=	0.2	ton/m ²					

Available Flexural Strength for pre-composite

	Pre-composite			Composite	
	Dead	Live		Dead	Live
Deck weight=	1.29 ton/m	0.38 ton/m		Dead=	1.37 ton/m
Beam self weight=	0.08 ton/m			Super Dead=	1.24 ton/m
Total=	1.37 ton/m			Total=	2.61 ton/m

$$W_u = 1.2 \times 1.37 + 1.6 \times 0.4 = 2.25 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 2.25 \times 10.4 / 8 = 30.5 \text{ ton-m}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$Z_{x, \text{Min}} = \frac{3049}{3.6 \times 0.9} = 940.96 \text{ cm}^3 < Z_{\text{profile}} = 1500 \text{ cm}^3 \quad \checkmark$$

$$\Delta_{LL} = \frac{5 \times 0.014 \times 1040}{384 \times 2100 \times 33740} = 2.75 \text{ cm} \rightarrow L / 378 < L / 360 \quad \checkmark$$

Available Shear Strength

$$h/t_w = 47.872 \quad 2.24 \times \sqrt{\frac{2100}{3.6}} = 54.1 \rightarrow C_v = 1$$

$$k_v = 5$$

$$1.10 \times \sqrt{5 \times \frac{2100}{3.6}} = 59.4$$

$$1.37 \times \sqrt{5 \times \frac{2100}{3.6}} = 74$$

$$\phi_v = 1$$

Available Flexural Strength

$$x_{pl} = (356 - 178) / (2 \times 19 \times 3.6) = 1.3 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Plastic Neutral Axis is in flange

$$a = 178 / (0.85 \times 0.3 \times 260) = 2.68 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$d_1 = 17 - 2.68 / 2 = 15.7 \text{ cm}$$

$$d_2 = 1.3 / 2 = 0.65 \text{ cm}$$

$$d_3 = 37.9 / 2 = 18.9 \text{ cm}$$

$$P_v = 3.6 \times 98.8 = 356 \text{ ton}$$

$$M_n = 178 \times (15.7 + 0.65) + 356 (18.9 - 0.65) = 9405.7 \text{ ton-cm}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$$\phi_b M_n = 9405.7 \times 0.9 = 8465.2 \text{ ton-cm}$$

$$W_u = 1.2 \times 2.61 + 1.6 \times 0.6 = 4.14 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 4.14 \times 10.4 / 8 = 56 \text{ ton-m} \rightarrow 5603.1 \text{ ton-cm} < 8465.2 \text{ ton-cm} \quad \checkmark$$

Available Strength of Shear Studs

Decking Orientation = **Perpendicular**

Number of stud in same rib= **1**

$$Q_n = 0.5 \times 3.8 \times \sqrt{0.3} \times 294 = 17.862 \text{ ton}$$

$$R_g = 1 \rightarrow Q_n = 11.9 \text{ ton}$$

$$R_p = 0.60$$

$$Q_n = 1 \times 0.6 \times 3.80 \times 5.2 = 11.9 \text{ ton}$$

$$b_{eff1} = 260 \text{ cm}$$

$$b_{eff2} = 317 \text{ cm} \rightarrow b_{eff} = 260 \text{ cm}$$

$$A_c = 10 \times 260 + 3.5 \times 260 = 3510 \text{ cm}^2$$

$$C_c = 0.85 \times 0.3 \times 3510 = 895 \text{ ton}$$

$$C_s = 3.60 \times 98.8 = 356 \text{ ton}$$

$$C = 0.5 \times 356 = 178 \text{ ton}$$

$$\text{Number of Studs} = 178 / 11.9 = 15 \text{ studs} / 34.0 \text{ cm intervals}$$

Between , max moment and zero moment points

$$\text{Max distance of anchors between point loads} = 8 \times 17 = 136 \text{ cm} \rightarrow 91 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$\text{Min distance of anchors between point loads} = 6 \times 2.2 = 13.2 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$\text{Min transverse distance between anchors} = 7.6 \text{ cm}$$

$$\text{Min distance from edge of slab to anchor} = 20.3 \text{ cm}$$

Live Load Deflection Criteria

Method -1: Calculation of the lower bound moment of inertia, I_{LB}

Total number of studs = **15**

$$\Sigma Q_n = 11.9 \times 15 = 178 \text{ ton}$$

$$a = 178 / (0.85 \times 0.3 \times 260) = 2.68 \text{ cm}$$

$$d_1 = 17 - 2.68 / 2 = 16 \text{ cm}$$

$$x = (3.6 \times 98.8 - 178) / (2 \times 19 \times 3.6) = 1.30 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$d_2 = 1.30 / 2 = 0.6 \text{ cm}$$

$$d_3 = 37.9 / 2 = 18.9 \text{ cm} \quad \text{Plastic Neutral Axis is in flange}$$

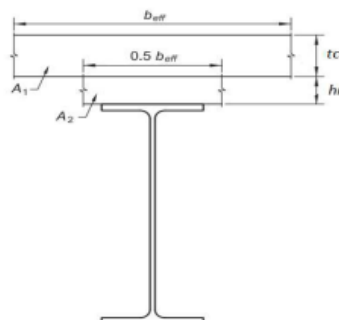
$$Y_{ENA} = \frac{98.8 \times 18.9 + (178 / 3.6) \times (2 \times 18.9 + 16)}{98.8 + (178 / 3.6)} = 30 \text{ cm}$$

$$I_s = 33740 \text{ cm}^4 \quad 2$$

$$I_{LB} = 33740 + 98.8 \times (30 - 18.9)^2 + \frac{178}{3.6} \times (2 \times 18.9 + 16 - 30)^2$$

$$= 73171.898 \text{ cm}^4$$

Method -2: Calculation of the lower bound moment of inertia, I_{eff}



Transformed Moment of Inertia, I_{tr}

$$0.5 \times b_{eff} = 0.5 \times 260 = 130 \text{ cm}$$

$$n = 2100 / 294.4 = 7.13$$

$$b_{tr1} = 260 / 7.13 = 36.45 \text{ cm}$$

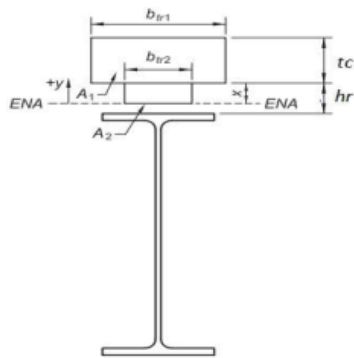
$$b_{tr2} = 130 / 7.13 = 18.22 \text{ cm}$$

Part	A [cm ²]	y [cm]	I [cm ⁴]
A1	364.50	5.0 + X/2	3037
A2	18.22 X	0.5 X	1.52 X ³
IPE 450	98.80	X - 22.5	33740

$$\Sigma A y = 0 \rightarrow 364.50 \times (5.0 + X/2) + 18.22 X \times 0.5 X + 98.8 \times (X - 22.5) = 0$$

$$x = 1.36 \text{ cm} < h_r = 7.0 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Elastic Neutral Axis within composite deck



Part	A [cm ²]	y [cm]	I [cm ⁴]
A1	364.50	5.68	3037
A2	24.87	0.68	4
IPE 450	98.80	-21.14	33740

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= 3037 + 4 + 33740 + 364.50 \times 5.68^2 + 24.87 \times 0.68^2 + 98.80 \times (-21.14)^2 \\
 &= 92696 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$I_{eq} = 33740 + \left(\sqrt{178 / 356} \right) \times (92696 - 33740) = 75436 \text{ cm}^4$$

$$I_{eff} = 0.75 \times 75436 = 56577 \text{ cm}^4$$

Moment of Inertia= ILB

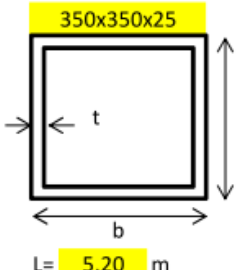
$$\Delta_{LL} = \frac{5 \times 0.00634 \times 1040}{384 \times 2100 \times 73172} = 0.63 \text{ cm} \rightarrow L / 1654 < L / 360 \quad \checkmark$$

IBC 2009

$$0.63 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm} \quad \checkmark \quad \text{AISC}$$

EK C4: Kutu enkesitli çapraz tasarımı

Brace design according to AISC 360-10



350x350x25

$L = 5.20 \text{ m}$

Material= **St52** $\sigma_y = 3.6 \text{ t/cm}^2$ $\sigma_u = 5.1 \text{ t/cm}^2$
 $E_s = 2000 \text{ t/cm}^2$

$b = 350 \text{ mm}$ $I_x = 57552 \text{ cm}^4$
 $h = 350 \text{ mm}$ $I_y = 57552 \text{ cm}^4$
 $t = 25.0 \text{ mm}$ $r_x = 12.7 \text{ cm}$
 $A = 287.4 \text{ cm}^2$ $r_y = 12.7 \text{ cm}$

$b/t = 300 / 25.0 = 12$
 $0.55 \times \sqrt{(2000 / 3.6)} = 13$ $12 < 13$ ✓

Design type= **LRFD**
 Brace type= **SBF**
 $P_c = 807 \text{ tonf}$
 $P_t = 716 \text{ tonf}$

Compression Strength

$$\lambda_x = 1.00 \times 520 / 12.7 = 40.8$$

$$\lambda_y = 1.00 \times 520 / 12.7 = 40.8$$

$$\max(\lambda_x, \lambda_y) = 40.8$$

$$F_e = \frac{3.14 \times 2000}{40.8^2} = 11.839 \text{ t/cm}^2$$

$$KL/r = 41 \quad 4.71 \times \left(\frac{2000}{3.6} \right) = 111 \rightarrow 41 < 111$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658 \times 3.6 = 3.17 \text{ t/cm}^2$$

$$P_n = 3.17 \times 287.4 = 911.14 \text{ tonf}$$

$$\phi_c = 0.90$$

$$\phi_c P_n = 820.02 \text{ tonf} \quad 820.02 > 807.0 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

$P_u / (\phi_c P_n) = 0.984$

$$P_u = 807.0 \text{ tonf}$$

Tension Strength



$I_{cnctn} = 800 \text{ mm}$
 $t_{pl} = 50 \text{ mm}$

$$x = \frac{350 + 2 \times 350 \times 350}{4 \times (350 + 350)} = 131 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{131}{800} = 0.84$$

$$\phi_t = 0.90 \quad P_n = 3.6 \times 287.4 = 1034.8 \text{ tonf}$$

$$\phi_t P_n = 931.32 \text{ tonf}$$

$$A_n = 287.4 - 2 \times 5.4 \times 2.5 = 260 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0.84 \times 260 = 218 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 5.1 \times 217.7 = 1110.3 \text{ tonf}$$

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t P_n = 832.76 \text{ tonf}$$

$$\phi_t P_n = \min(931, 833) = 832.76 \text{ tonf}$$

$$P_u = 716.0 \text{ tonf} \quad 832.76 > 716.0 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

$P_u / (\phi_t P_n) = 0.860$

EK C5: Kutu enkesitli çapraz birleşim hesabı (kapasite)

Brace connection design according to AISC 360-10 (Capacity)

350x350x25

Material= **St52** $\sigma_a = 3.6 \text{ t/cm}^2$ $\sigma_u = 5.1 \text{ t/cm}^2$
 $E_s = 2000 \text{ t/cm}^2$

$b = 350 \text{ mm}$ $I_x = 57552 \text{ cm}^4$
 $h = 350 \text{ mm}$ $I_y = 57552 \text{ cm}^4$
 $t = 25.0 \text{ mm}$ $r_x = 12.7 \text{ cm}$
 $A_g = 287.4 \text{ cm}^2$ $r_y = 12.7 \text{ cm}$

$F_{exx} = 5.1 \text{ t/cm}^2$

$L = 3.60 \text{ m}$

Beam		Column		Gusset Plate	
H=	500 mm	H=	800 mm	$t_{pl} =$	50 mm
B=	300 mm	B=	500 mm	$D_{pl} =$	500 mm
$t_f =$	28 mm	$t_f =$	30 mm	$L_w =$	900 mm
$t_w =$	14.5 mm	$t_w =$	20 mm	$t_{weld} =$	20 mm
$r =$	10 mm			$L_g =$	600 mm
$k =$	38 mm			$\theta =$	49°

Ultimate tension force

$$P = 1.40 \times 3.6 \times 287.4 = 1448.7 \text{ tonf}$$

Ultimate compression force

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= 1.00 \times 360 / 12.7 = 28.3 \\ \lambda_y &= 1.00 \times 360 / 12.7 = 28.3 \end{aligned} \right\} \max(\lambda_x; \lambda_y) = 28.3$$

$$F_e = \frac{3.14^2 \times 2000}{28.3^2} = 24.701 \text{ t/cm}^2$$

$$KL/r = 28 \times 4.71 \times \left(\frac{2000}{3.6} \right) = 111 \rightarrow 28 < 111$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658 \times 3.6 = 3.39 \text{ tonf/cm}^2$$

$$P_n = 3.39 \times 287.4 = 973.56 \text{ tonf}$$

$$P = 1.14 \times 973.56 = 1109.9 \text{ tonf}$$

$$P_{bckl} = 0.30 \times 1109.9 = 332.96 \text{ tonf}$$

$$R_u = \max(1448.7, 1109.9) = 1448.7 \text{ tonf}$$

Weld check

$$\phi R_n = 4 \times 0.75 \times 2 \times 90 \times 0.6 \times 5.1 = 1652.4 \text{ tonf} > R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

Block shear of brace edges

$$A_{nv} = 4 \times 2.5 \times 90 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.6 \times 5.1 \times 900 = 2065.5 \text{ tonf} > R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

Shear lag fracture for net section

$$x = \frac{350 + 2 \times 350 \times 350}{4 \times (350 + 350)} = 131 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{131}{900} = 0.85$$

$$A_n = 287.4 - 2 \times 5.4 \times 2.5 = 260 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0.85 \times 260 = 222 \text{ cm}^2$$

$$1.1 \times 0.75 \times 222 \times 5.1 = 936.01 < R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \times$$

Additional plates are needed !

Additional plates

$$\begin{aligned} t_{ad,pl} &= 25 \text{ mm} & A_{ad,pl} &= 2 \times 2.5 \times 26 = 130 \text{ cm}^2 \\ h_{ad,pl} &= 260 \text{ mm} & A_{ad,pl} + A_e &= 222.46 + 130.00 = 352 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$1.1 \times 0.75 \times 352 \times 5.1 = 1483 > R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

Compression strength of gusset plate

$$r = 0.288 \times 50 = 14.4 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1.20 \times 90 / 1.44 = 75.0$$

$$F_e = \frac{3.14 \times 2000}{75.0^2} = 3.51 \text{ tonf/cm}^2$$

$$KL/r = 75 \quad 4.71 \times \left(\frac{2000}{3.6} \right) = 111 \rightarrow 75 < 111$$

$$\left(\frac{3.6}{3.51} \right)$$

$$F_{cr} = 1 \times 0.658 \times 3.6 = 2.34 \text{ tonf/cm}^2$$

$$P_n = 2.34 \times 5.0 \times 50.0 = 585.82 \text{ tonf}$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 585.82 = 527.24 \text{ tonf}$$

Tension strength of gusset plate

$$0.9 \times 5 \times 90 \times 3.6 = 1458 \text{ tonf} > R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

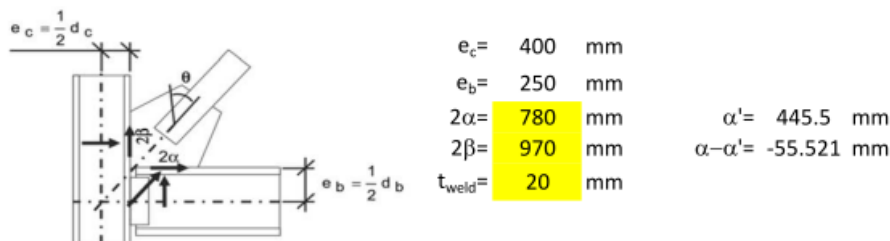
Block shear check of gusset plate

$$A_{nv} = 2 \times 5 \times 90 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 5 \times 35 = 175 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = \min \left[\begin{aligned} &0.75 \times (0.6 \times 5.1 \times 900 + 3.6 \times 175), \\ &0.75 \times (0.6 \times 5.1 \times 900 + 5.1 \times 175) \end{aligned} \right] = 2538 \text{ tonf} > R_u = 1448.7 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

Forces acting for beam and column face



$$e_c = 400 \text{ mm}$$

$$e_b = 250 \text{ mm}$$

$$2\alpha = 780 \text{ mm}$$

$$2\beta = 970 \text{ mm}$$

$$t_{weld} = 20 \text{ mm}$$

$$\alpha' = 445.5 \text{ mm}$$

$$\alpha - \alpha' = -55.521 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{(390 + 400)^2 + (485 + 250)^2} = 1079 \text{ mm}$$

$$V_{uc} = 485 / 1079 \times 1448.7 = 651.16 \text{ tonf}$$

$$H_{uc} = 400 / 1079 \times 1448.7 = 537.04 \text{ tonf}$$

$$V_{ub} = 250 / 1079 \times 1448.7 = 335.65 \text{ tonf}$$

$$H_{ub} = 78 / 1079 \times 1448.7 = 104.72 \text{ tonf}$$

$$M_{ub} = 335.65 \times 0.06 = 18.64 \text{ tonf-m}$$

Weld check for gusset plate beam-column face

$$\sqrt{\left(\frac{537.04}{0.9 \times 3.6 \times 2 \times 97} \right)^2 + 3 \left(\frac{651.16}{0.9 \times 3.6 \times 2 \times 97} \right)^2} = 0.98 \leq 1 \quad \checkmark$$

$$\sqrt{\left(\frac{335.65}{0.9 \times 3.6 \times 2 \times 78}\right)^2 + 3 \left(\frac{104.72}{0.9 \times 3.6 \times 2 \times 78}\right)^2} = 0.75 \leq 1 \quad \checkmark$$

Beam web crippling check

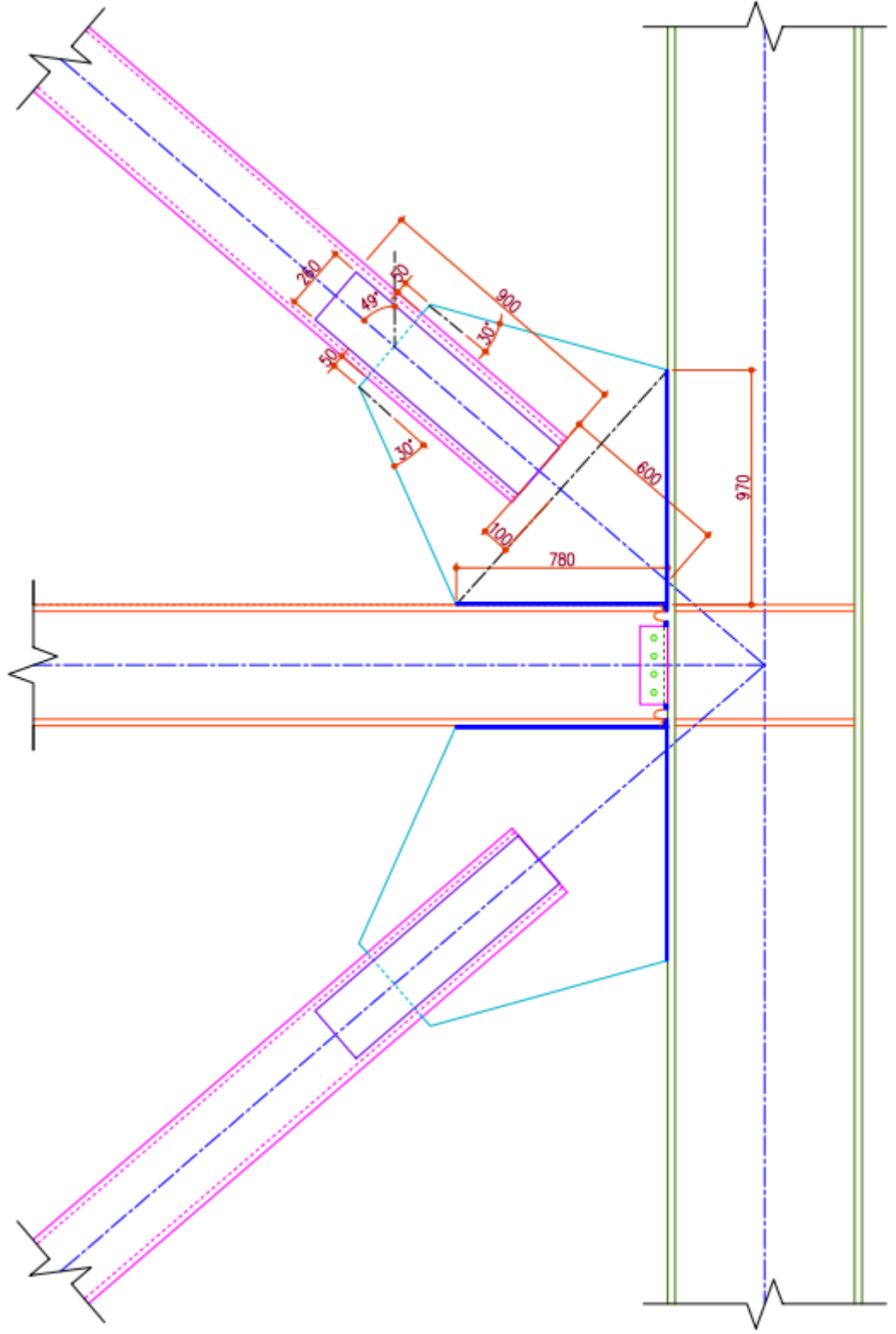
$$\frac{780}{500} = 1.56 > 0.2$$

$$0.75 \times 0.40 \times 1.45 \times \left(1 + \left(4 \times 1.56 - 0.2\right) \times \frac{14.5}{28}\right)^{1.5} \times \sqrt{2000} \times 3.6 \times \frac{28}{14.5}$$

$$= 347.27 \text{ tonf} > V_{ub} = 335.65 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

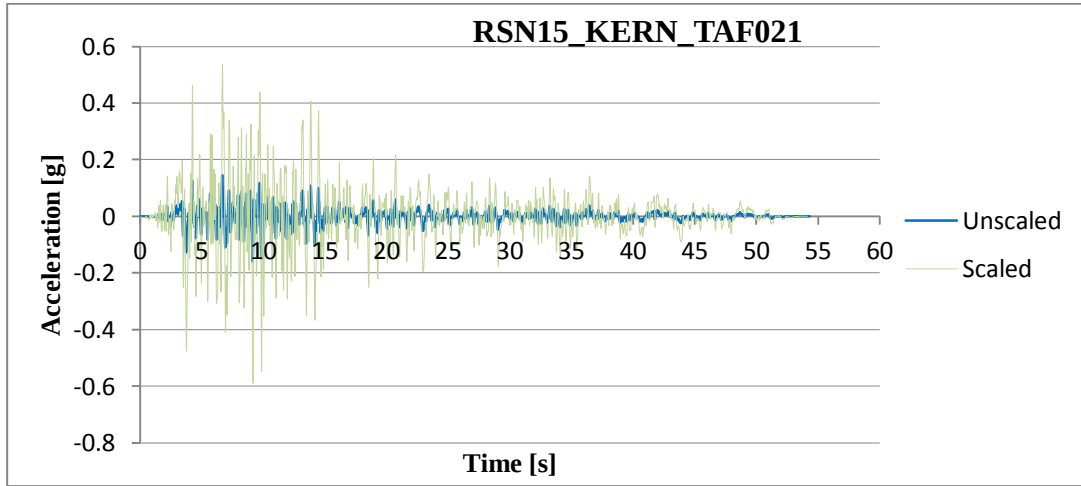
Beam web yielding check

$$(2.5 \times 3.8 + 78) \times 3.6 \times 1.45 = 456.75 \text{ tonf} > V_{ub} = 335.65 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

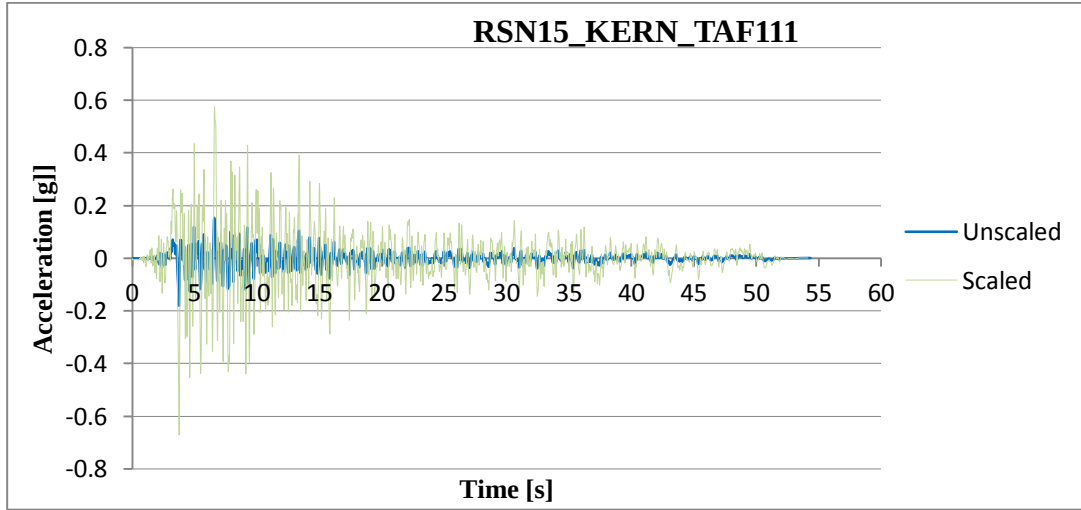


Şekil C5.1 : Çapraz tipik birleşim detayı.

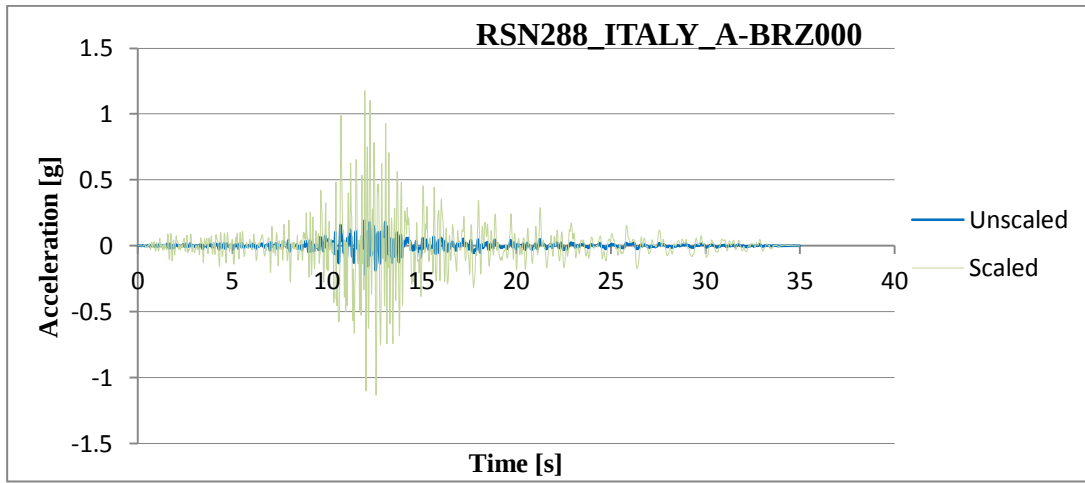
EK D: Deprem ivmeleri



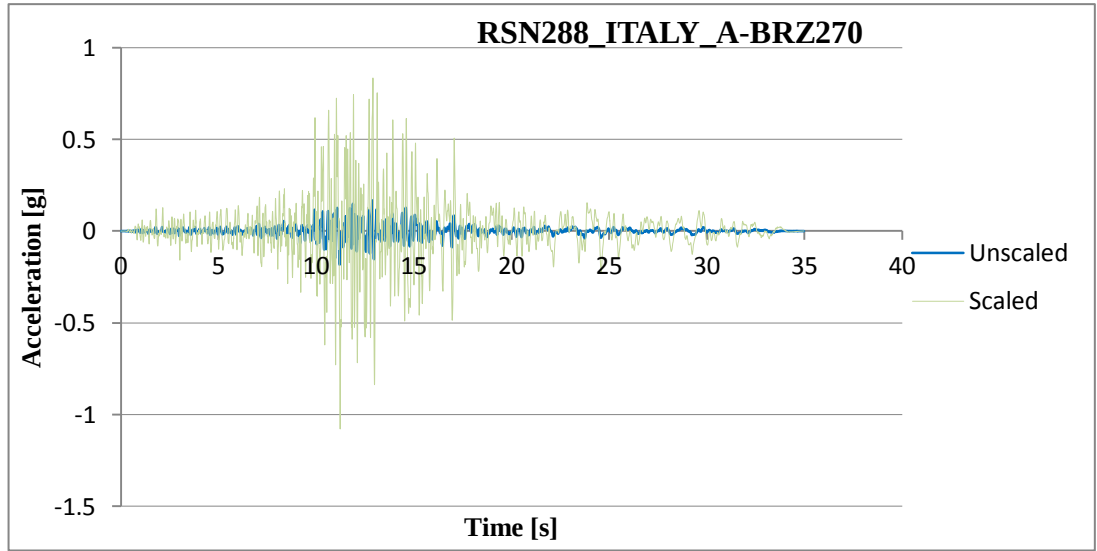
Şekil D.1 : PEER-NGA RSN:15 1. bileşen ivme kaydı.



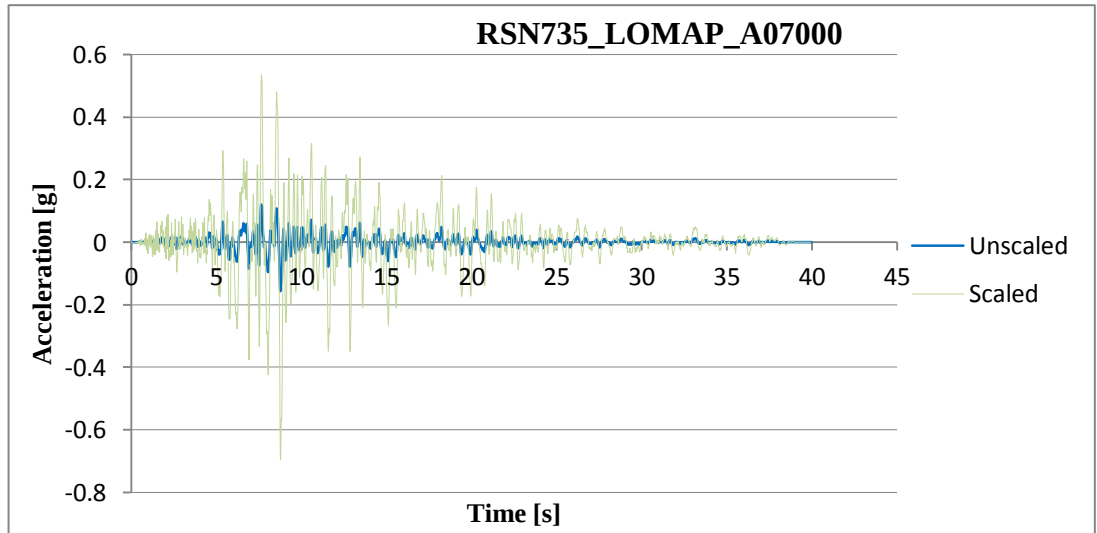
Şekil D.2 : PEER-NGA RSN:15 2. bileşen ivme kaydı.



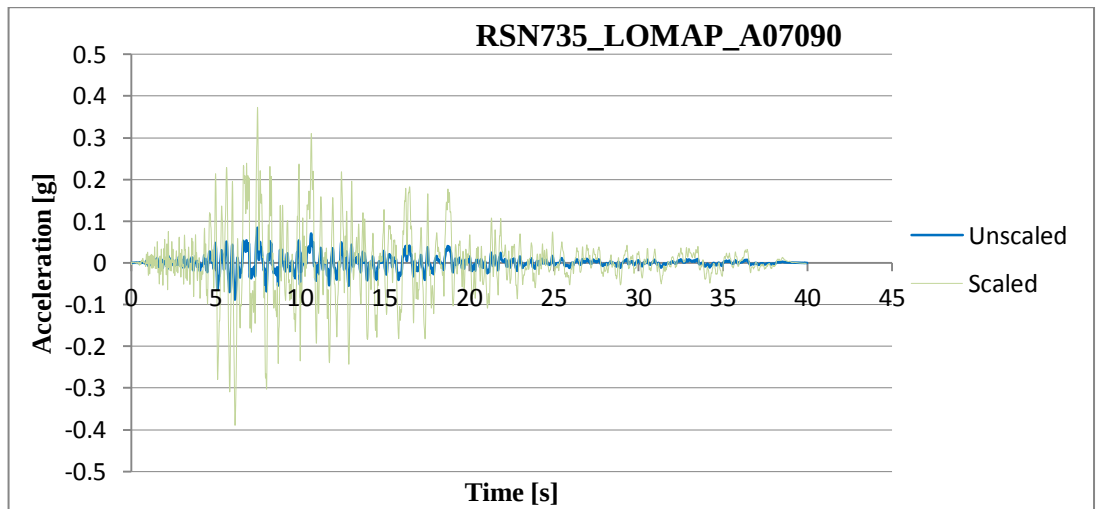
Şekil D.3 : PEER-NGA RSN:288 1. bileşen ivme kaydı.



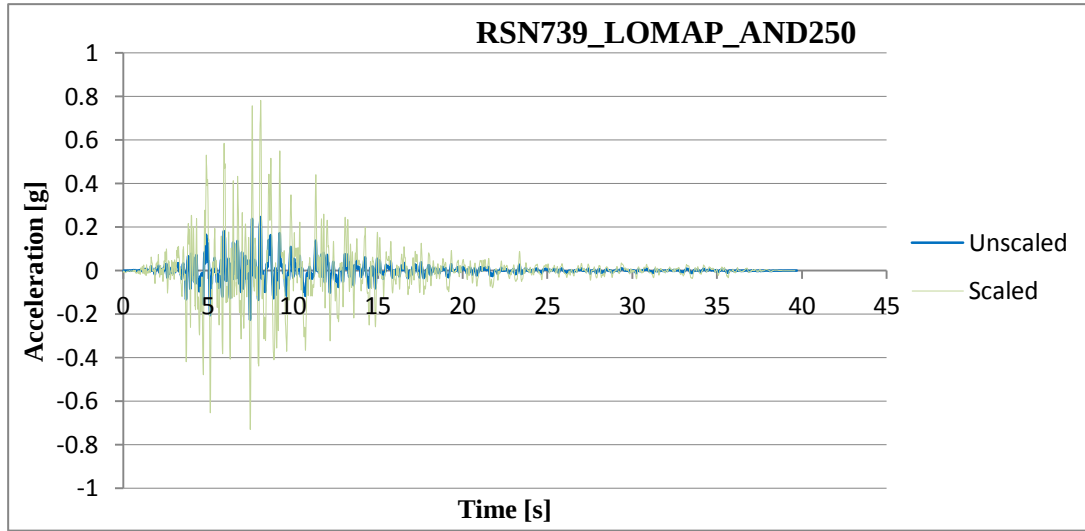
Şekil D.4 : PEER-NGA RSN:288 2. bileşen ivme kaydı.



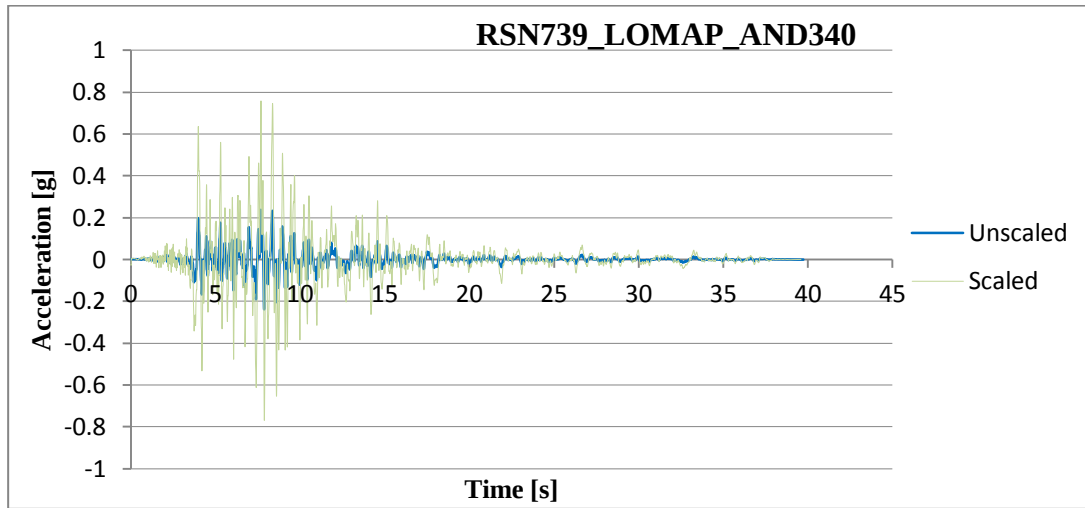
Şekil D.5 : PEER-NGA RSN:735 1. bileşen ivme kaydı.



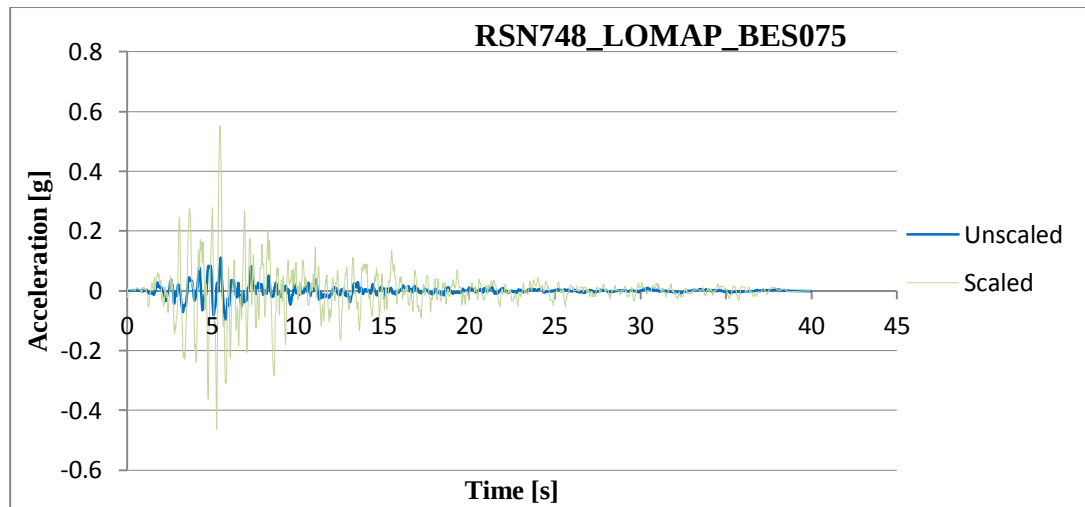
Şekil D.6 : PEER-NGA RSN:735 2. bileşen ivme kaydı.



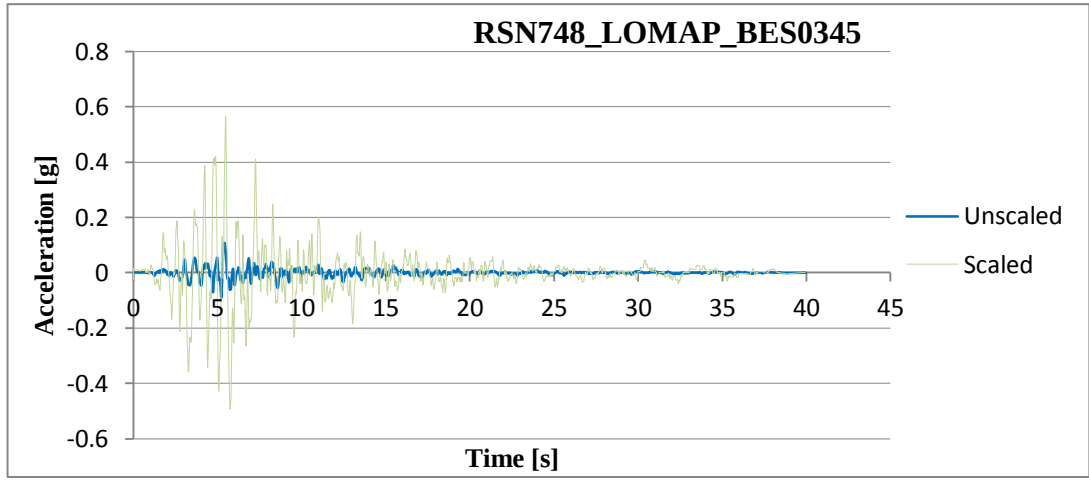
Şekil D.7 : PEER-NGA RSN:739 1. bileşen ivme kaydı.



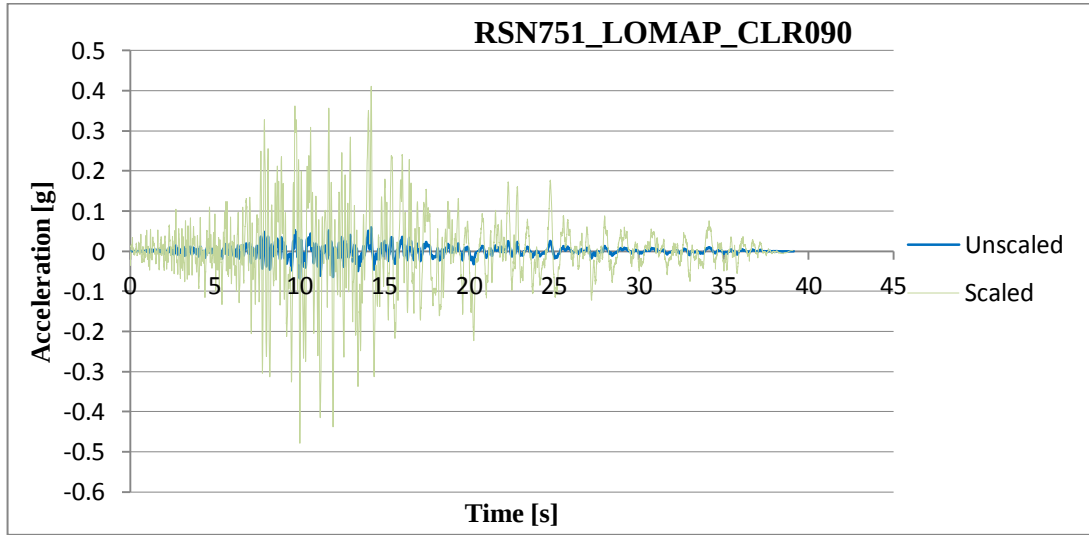
Şekil D.8 : PEER-NGA RSN:739 2. bileşen ivme kaydı.



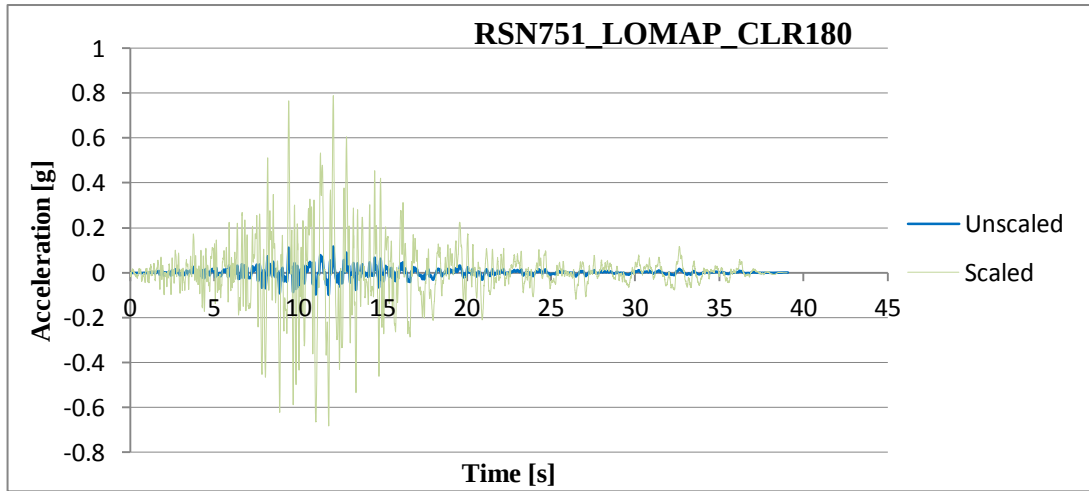
Şekil D.9 : PEER-NGA RSN:748 1. bileşen ivme kaydı.



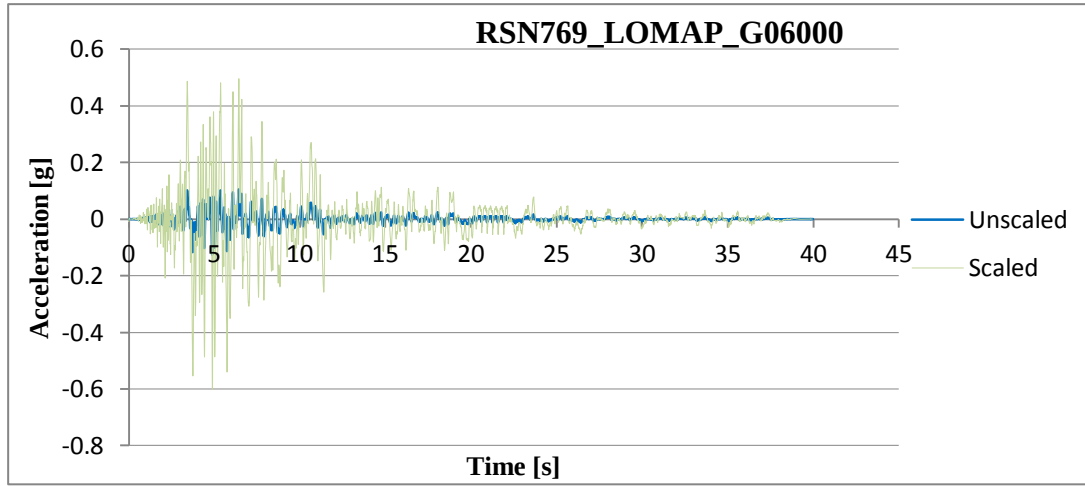
Şekil D.10 : PEER-NGA RSN:748 2. bileşen ivme kaydı.



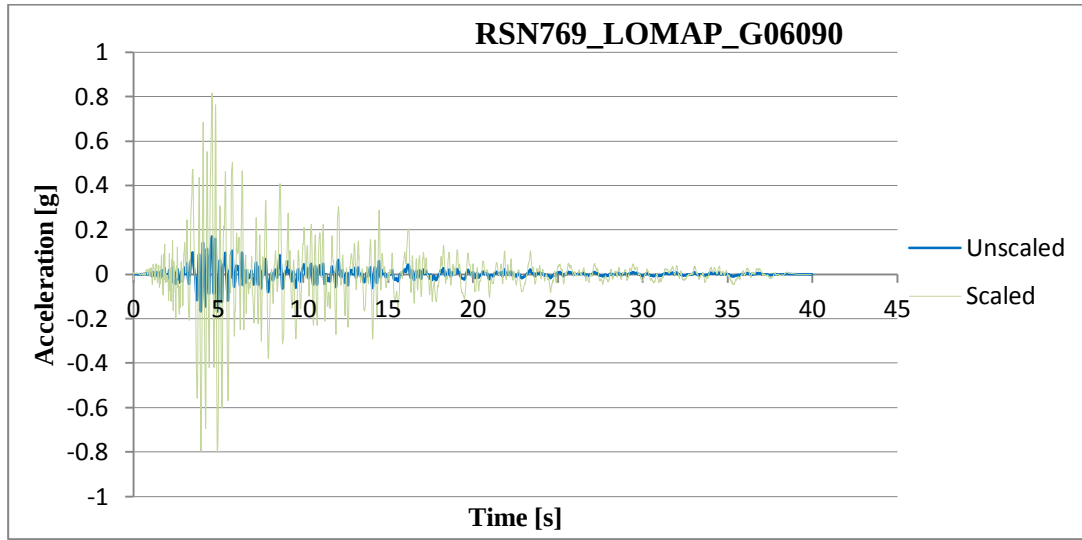
Şekil D.11 : PEER-NGA RSN:751 1. bileşen ivme kaydı.



Şekil D.12 : PEER-NGA RSN:751 2. bileşen ivme kaydı.

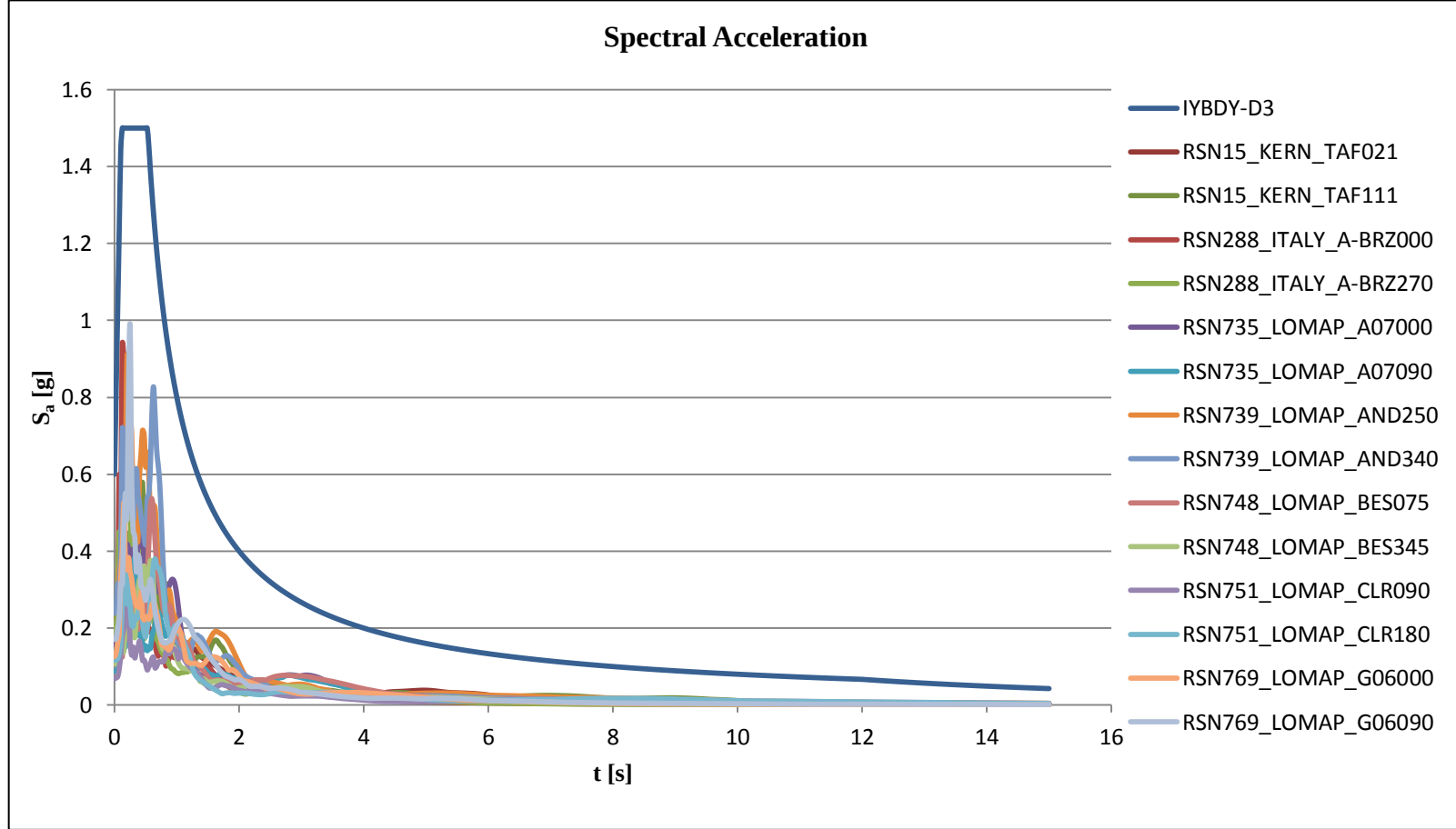


Şekil D.13 : PEER-NGA RSN:769 1. bileşen ivme kaydı.

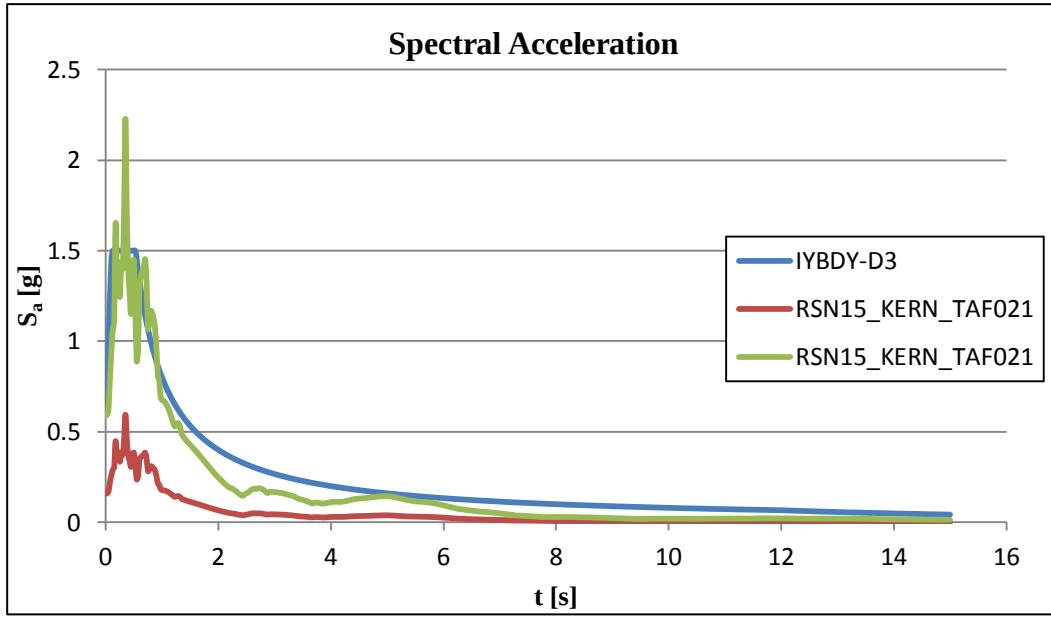


Şekil D.14 : PEER-NGA RSN:769 2. bileşen ivme kaydı.

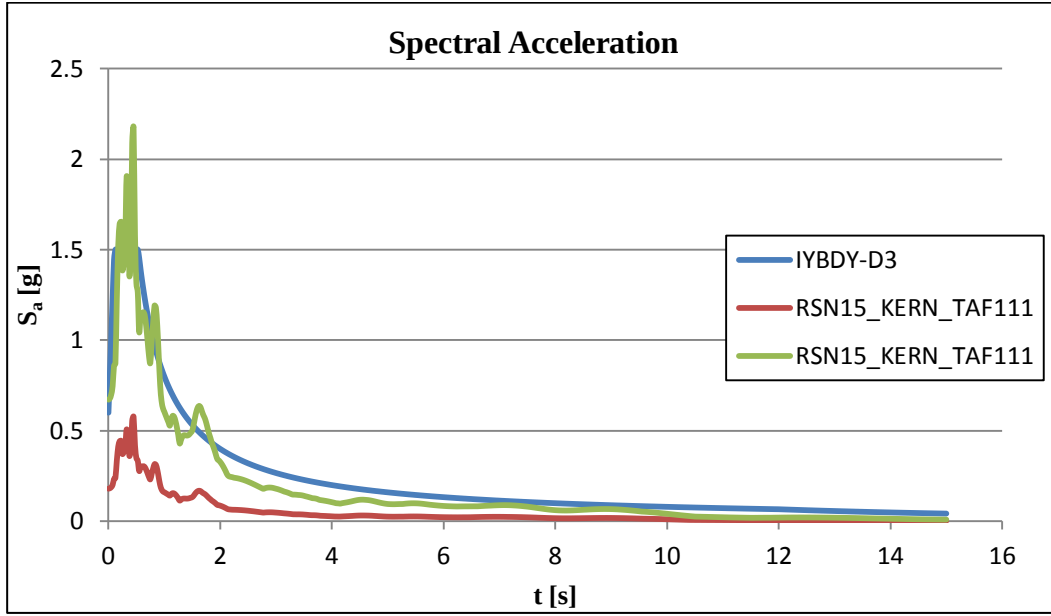
EK E: Deprem ivme spektrumları



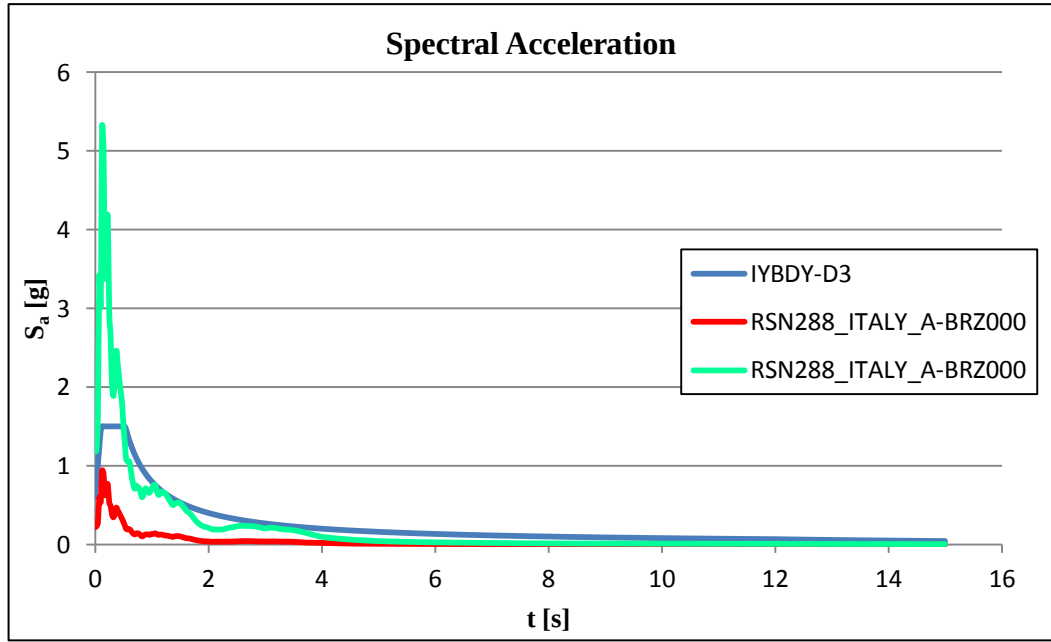
Şekil E.1 : Seçilen ölçeksiz kayıtların pseudo ivme spektrumu.



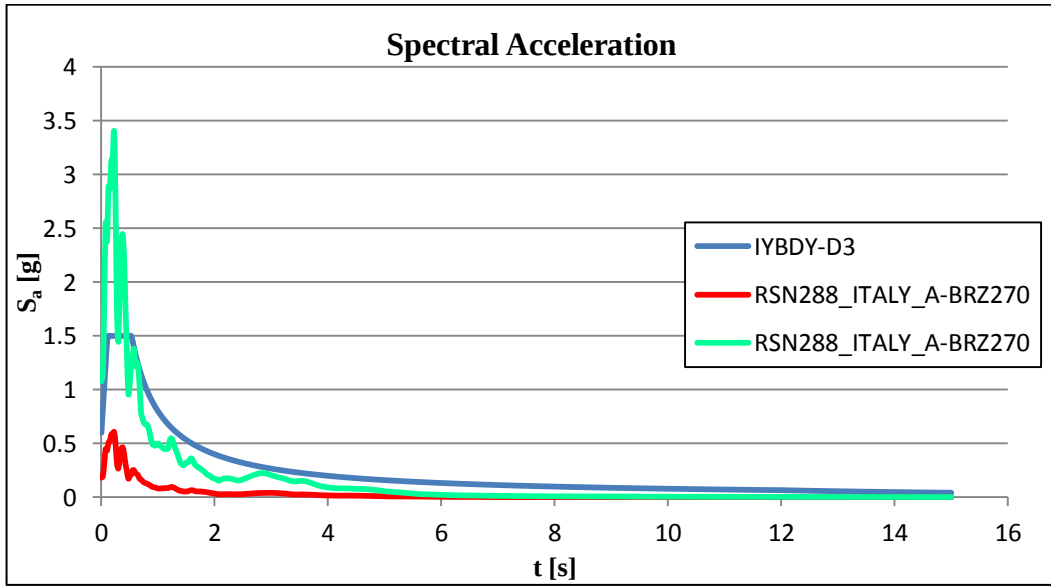
Şekil E.2 : PEER-NGA RSN:15 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



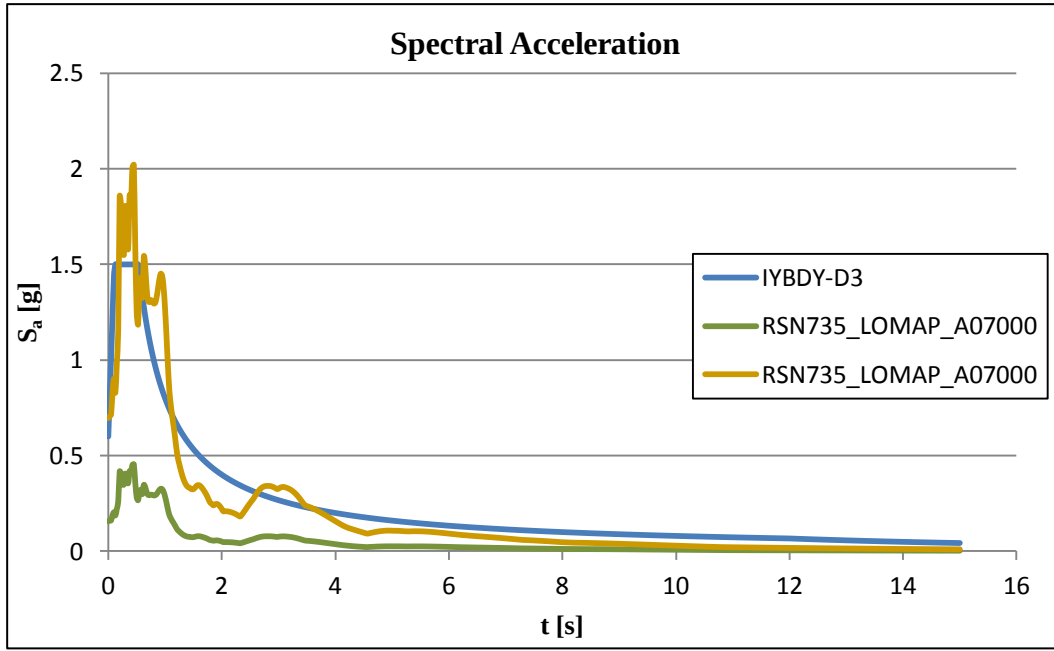
Şekil E.3 : PEER-NGA RSN:15 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



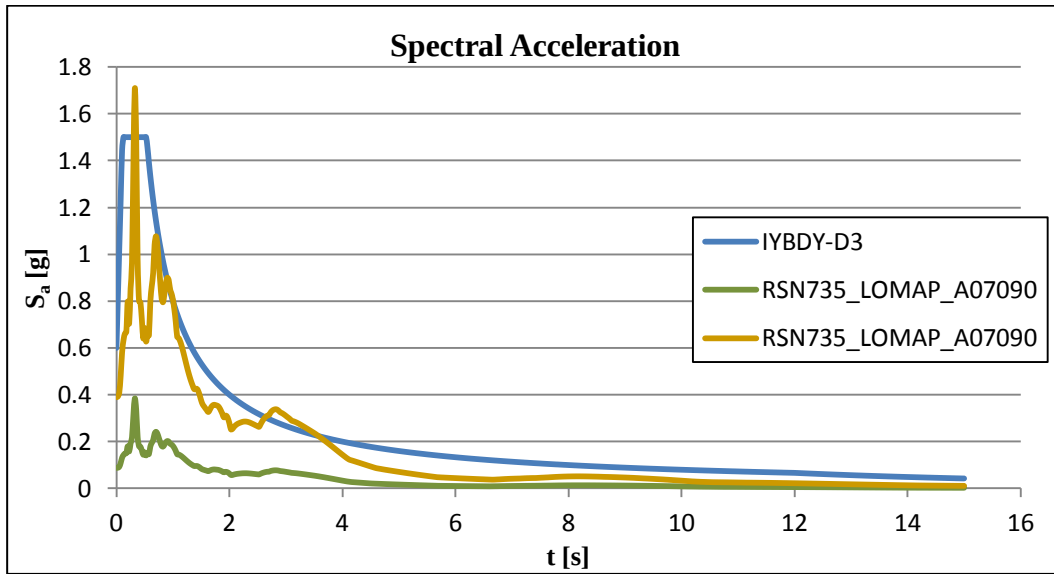
Şekil E.4 : PEER-NGA RSN:288 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



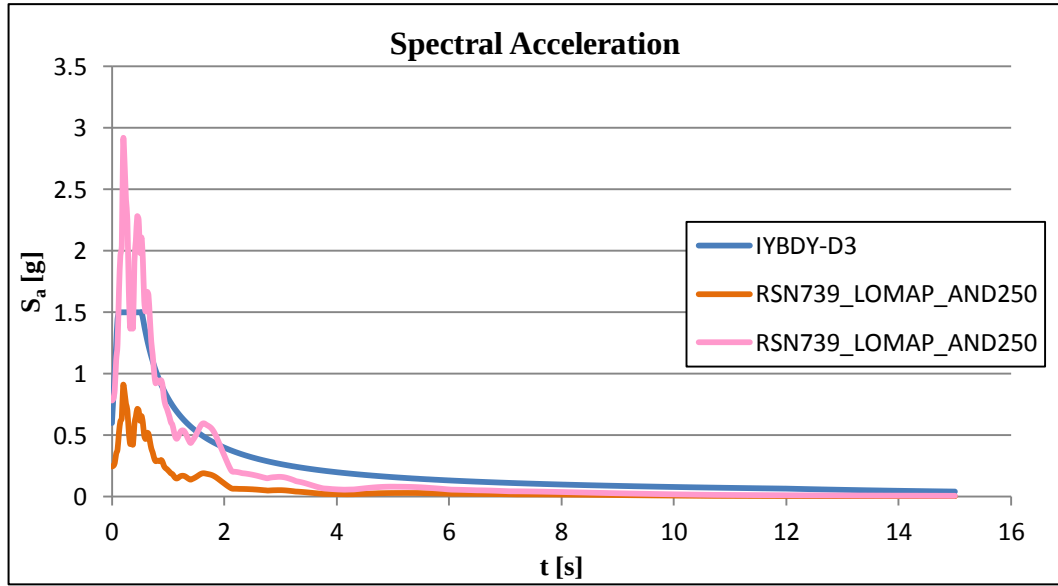
Şekil E.5 : PEER-NGA RSN:288 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



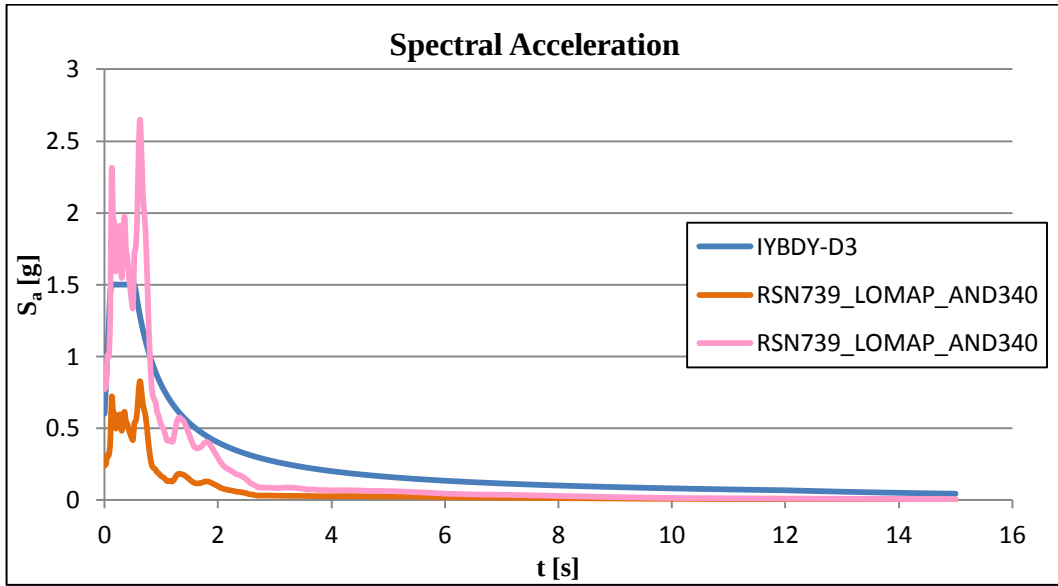
Şekil E.6 : PEER-NGA RSN:735 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



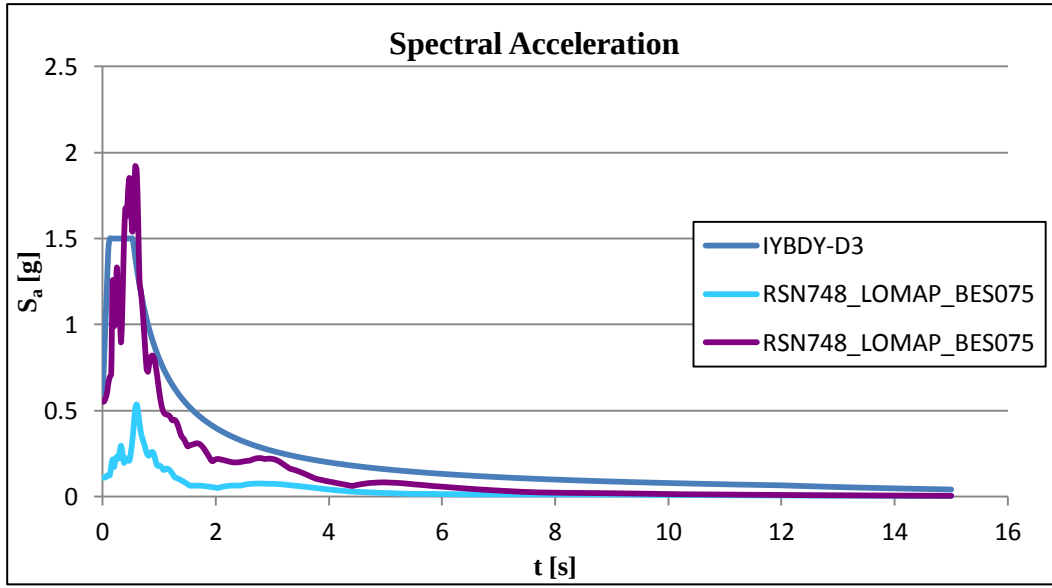
Şekil E.7 : PEER-NGA RSN:735 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



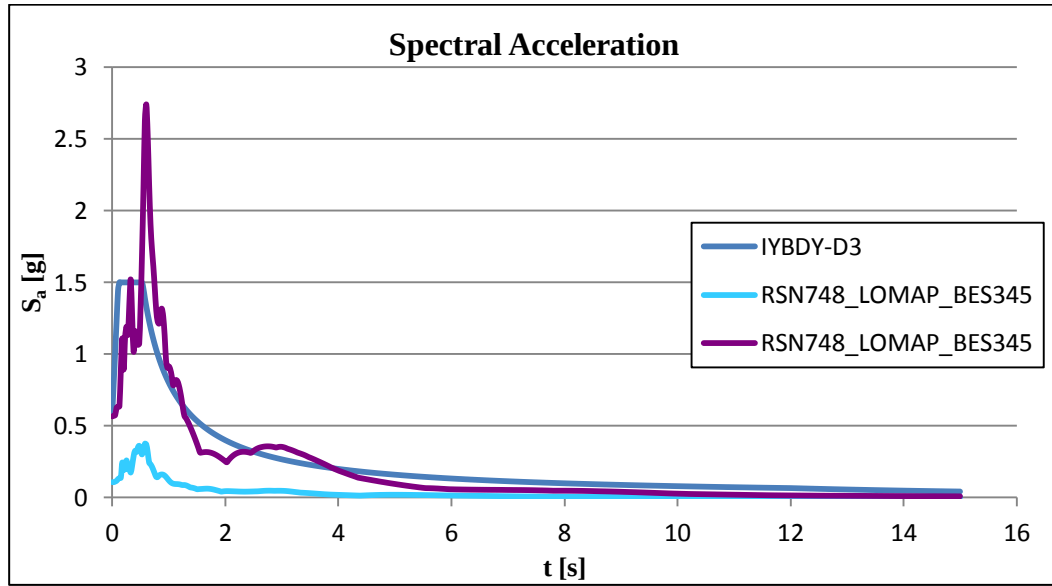
Şekil E.8 : PEER-NGA RSN:739 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



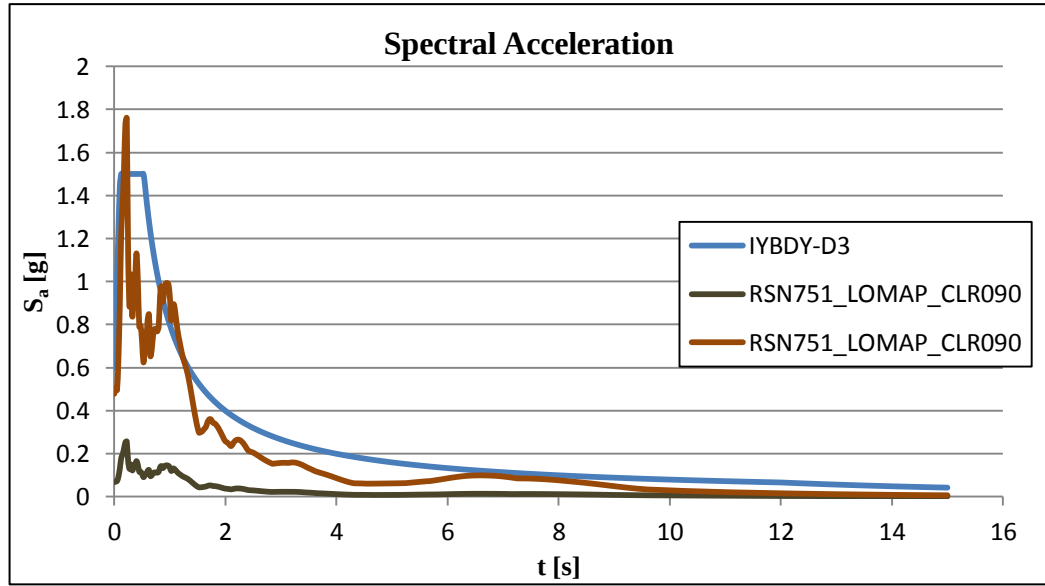
Şekil E.9 : PEER-NGA RSN:739 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



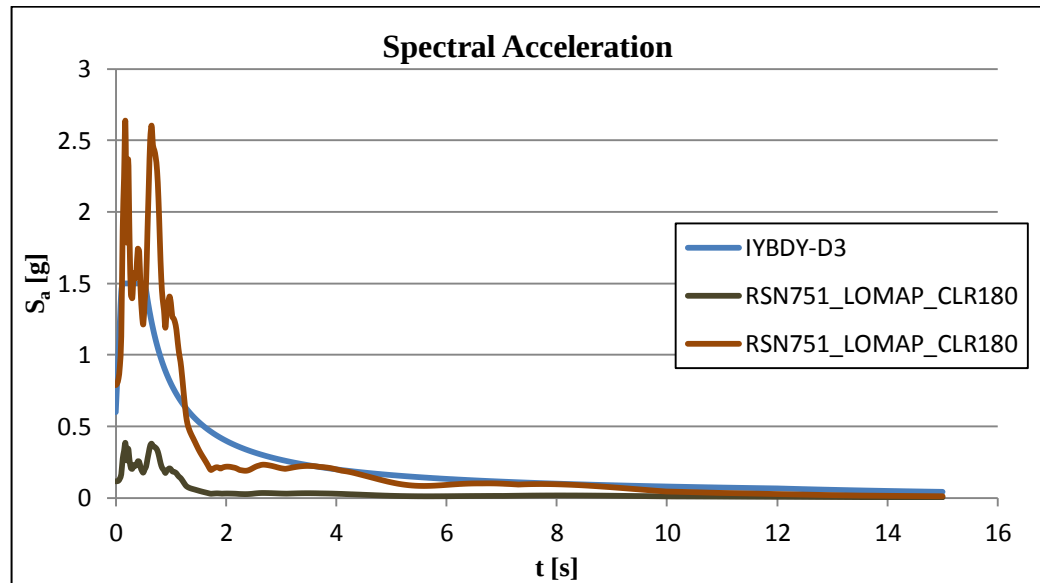
Şekil E.10 : PEER-NGA RSN:748 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



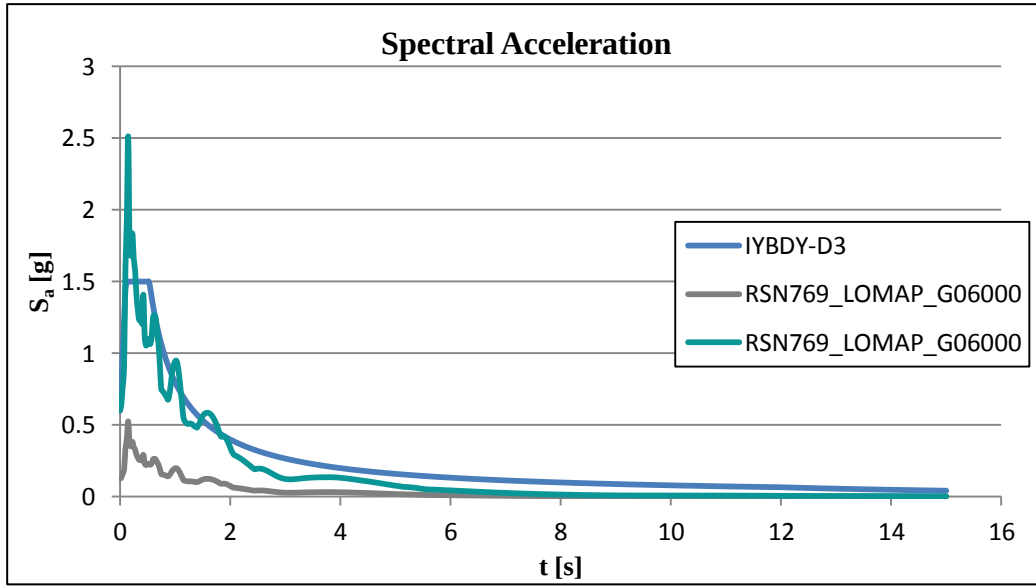
Şekil E.11 : PEER-NGA RSN:748 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



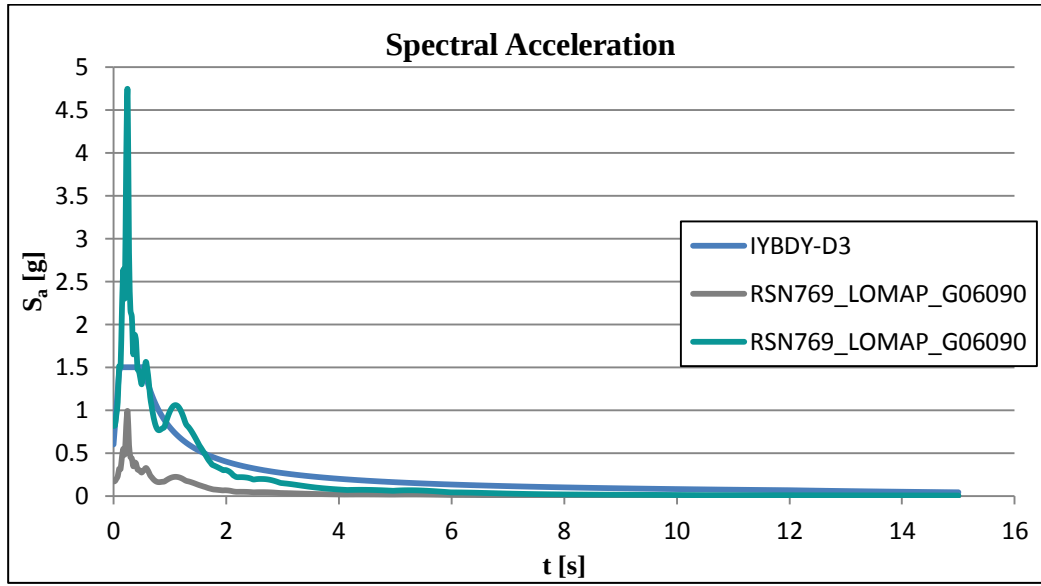
Şekil E.12 : PEER-NGA RSN:751 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.



Şekil E.13 : PEER-NGA RSN:751 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.

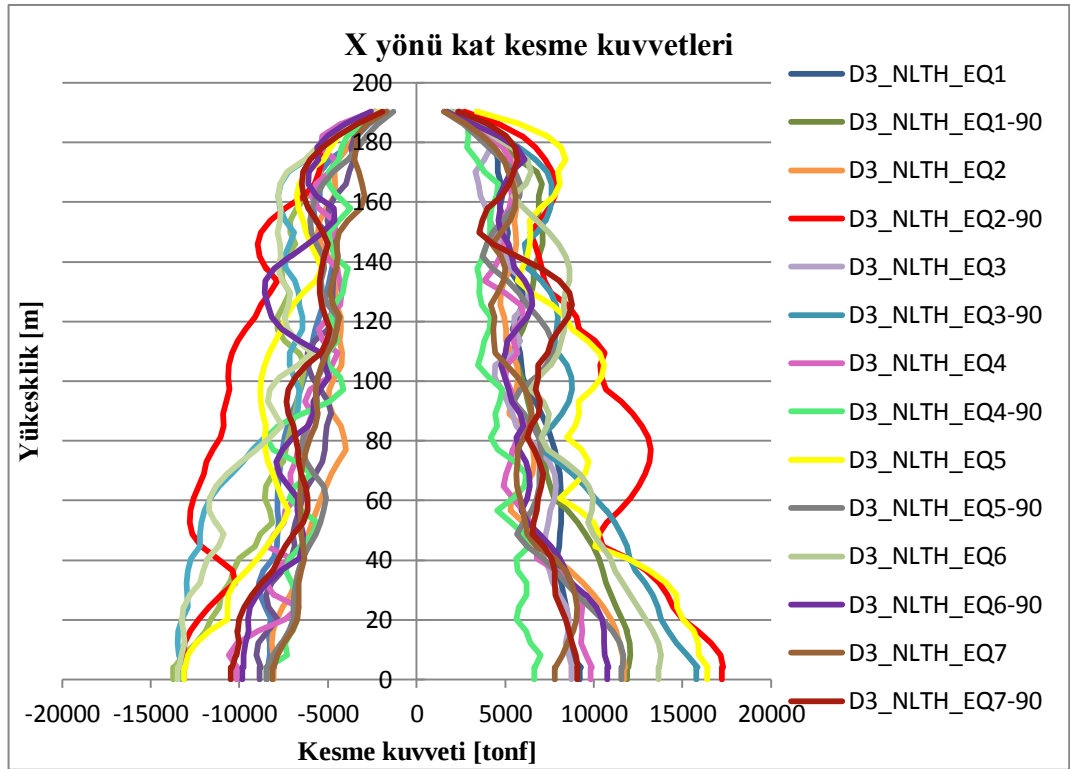


Şekil E.14 : PEER-NGA RSN:769 1. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.

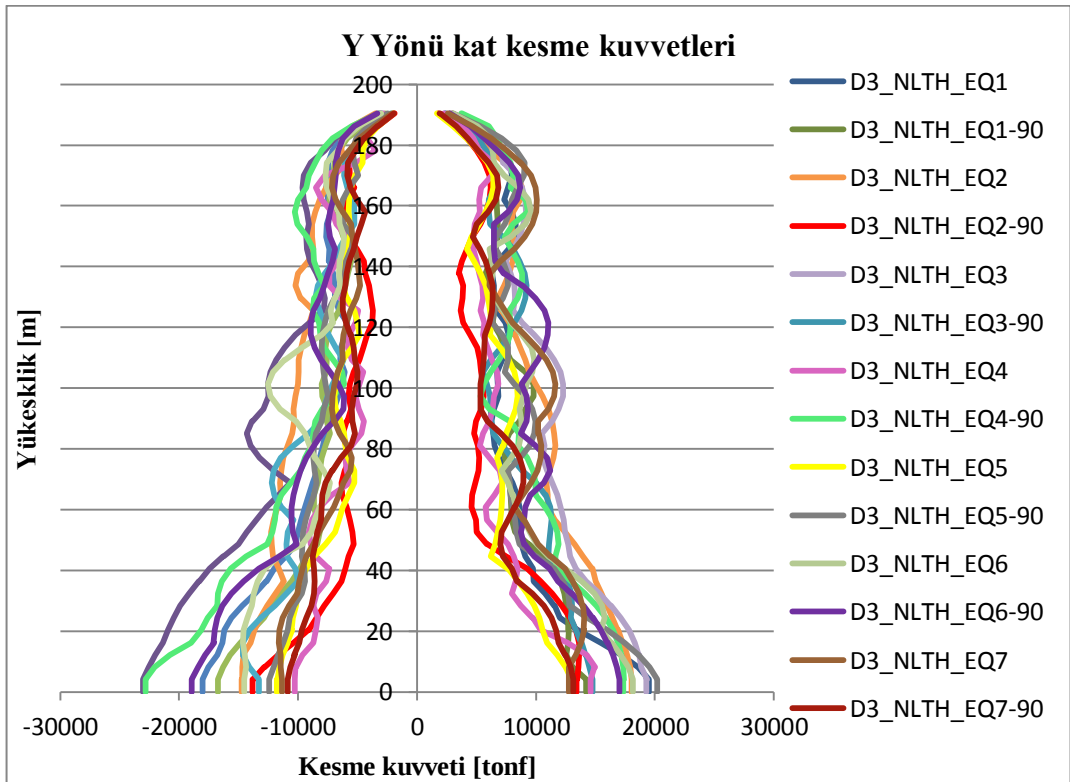


Şekil E.15 : PEER-NGA RSN:769 2. bileşen pseudo ivme spektrumları karşılaştırması.

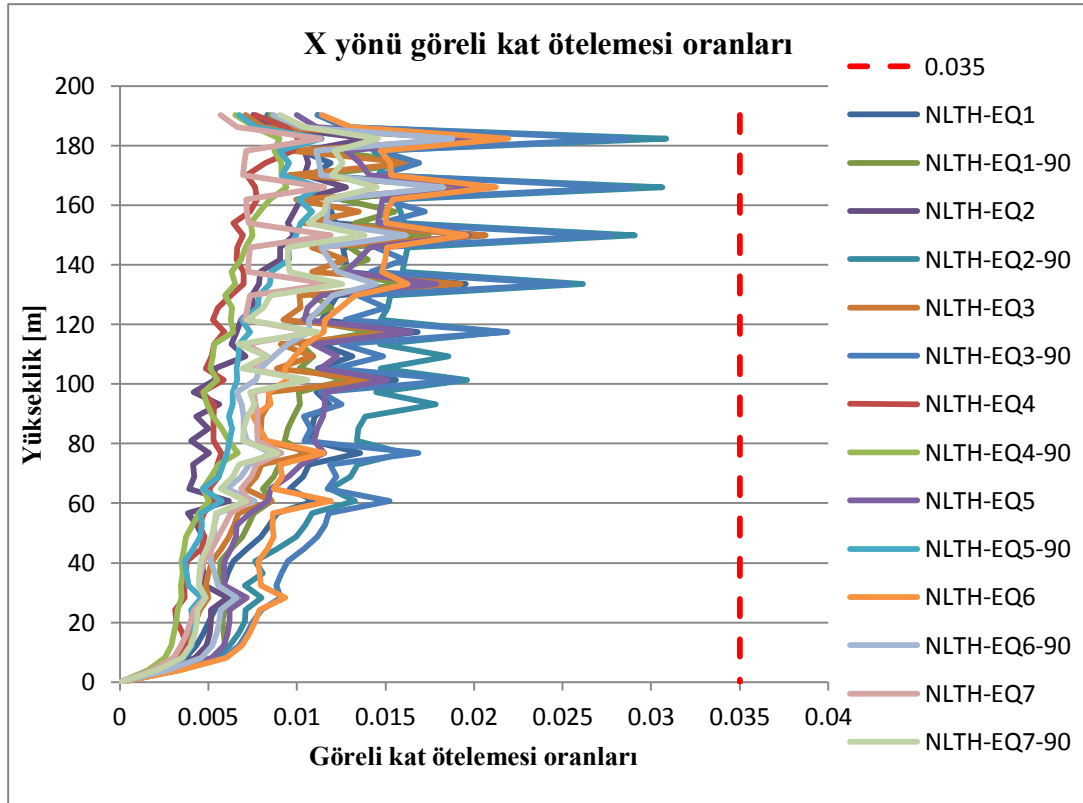
EK F: Performans sonuçları



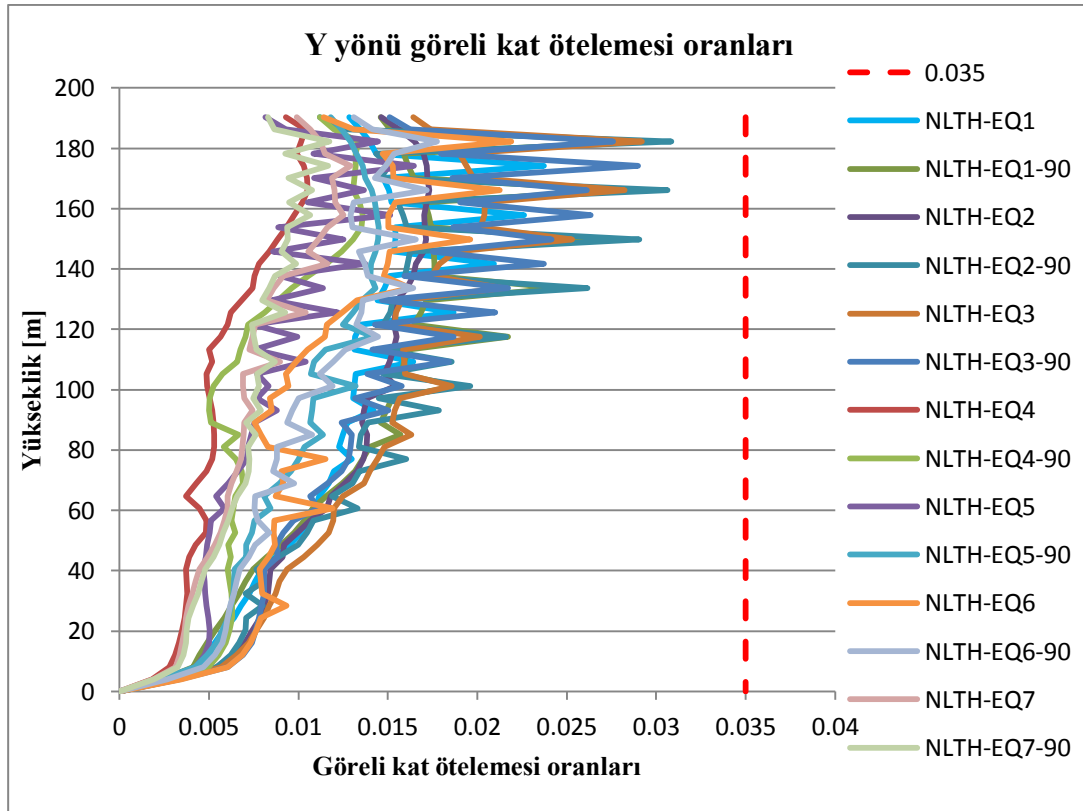
Şekil F.1 : X yönü kat kesme kuvvetleri dağılımı.



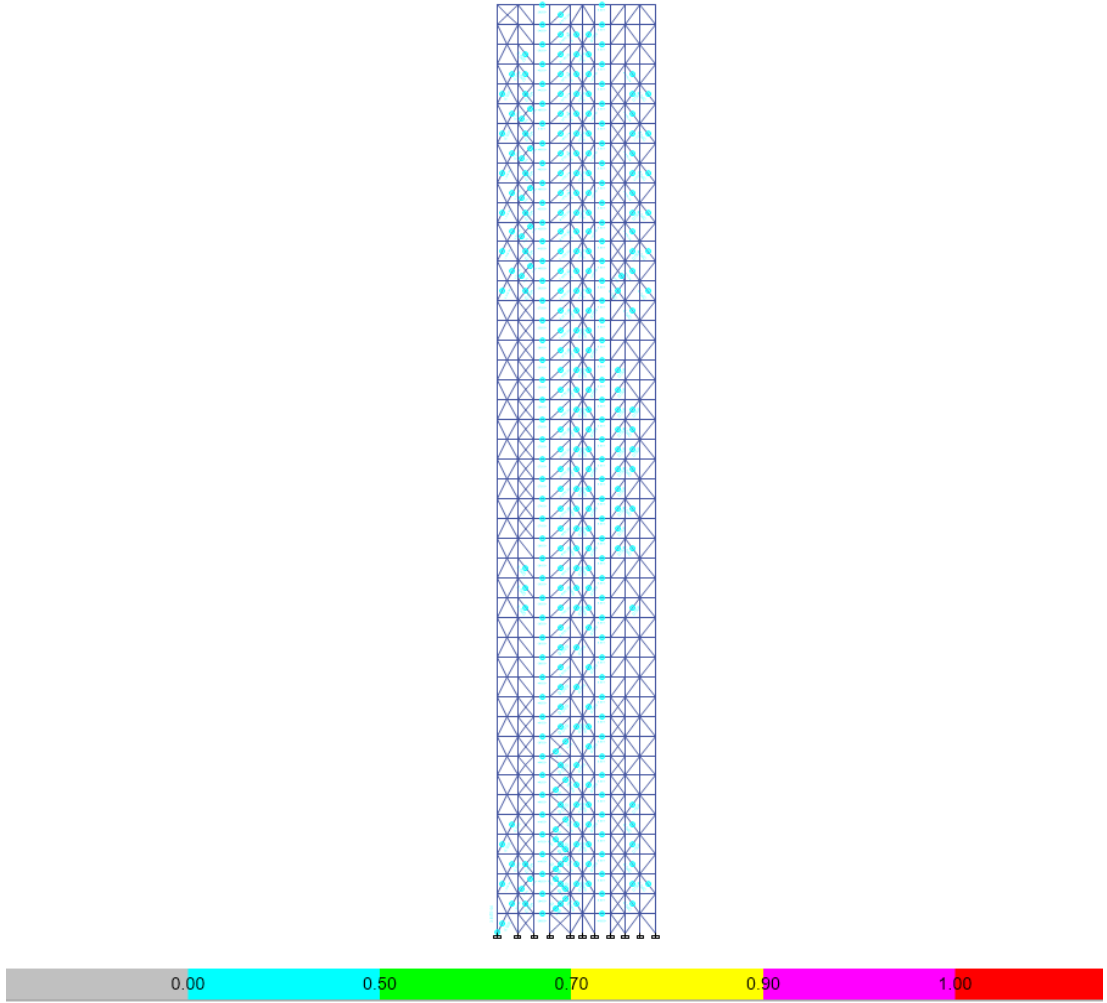
Şekil F.2 : Y yönü kat kesme kuvvetleri dağılımı.



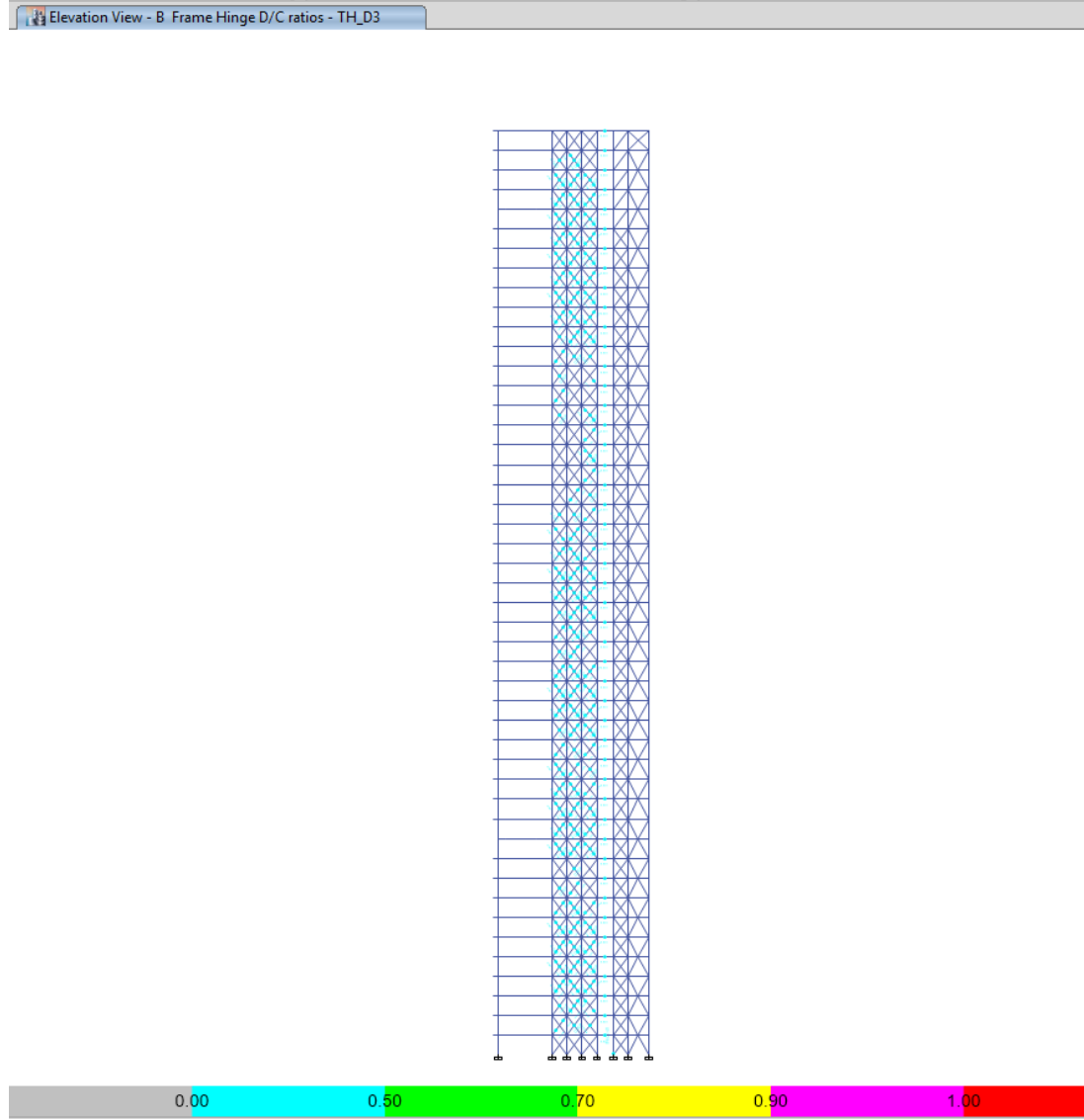
Şekil F.3 : X yönü görelî kat ötelemeleri oranı dağılımı.



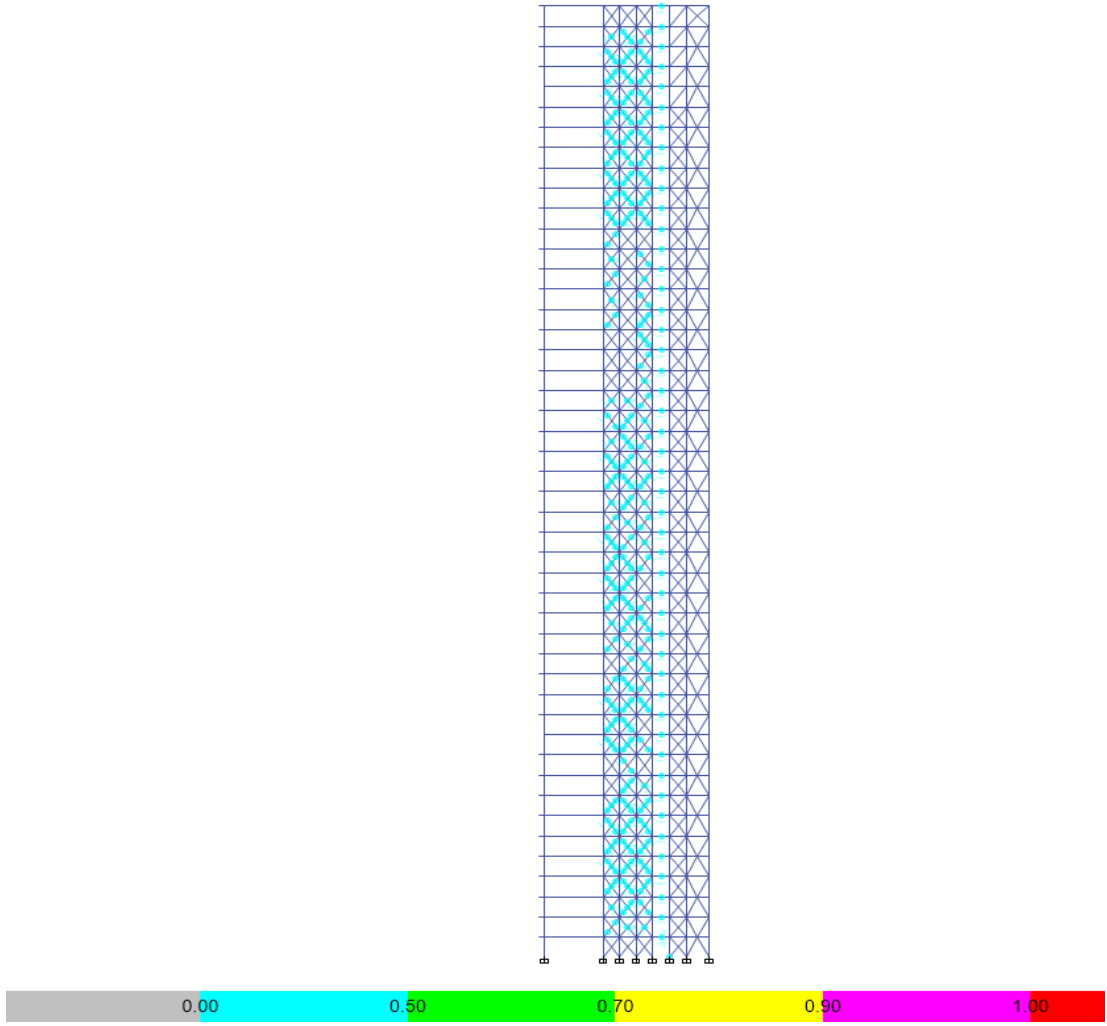
Şekil F.4 : Y yönü görelî kat ötelemeleri oranı dağılımı.



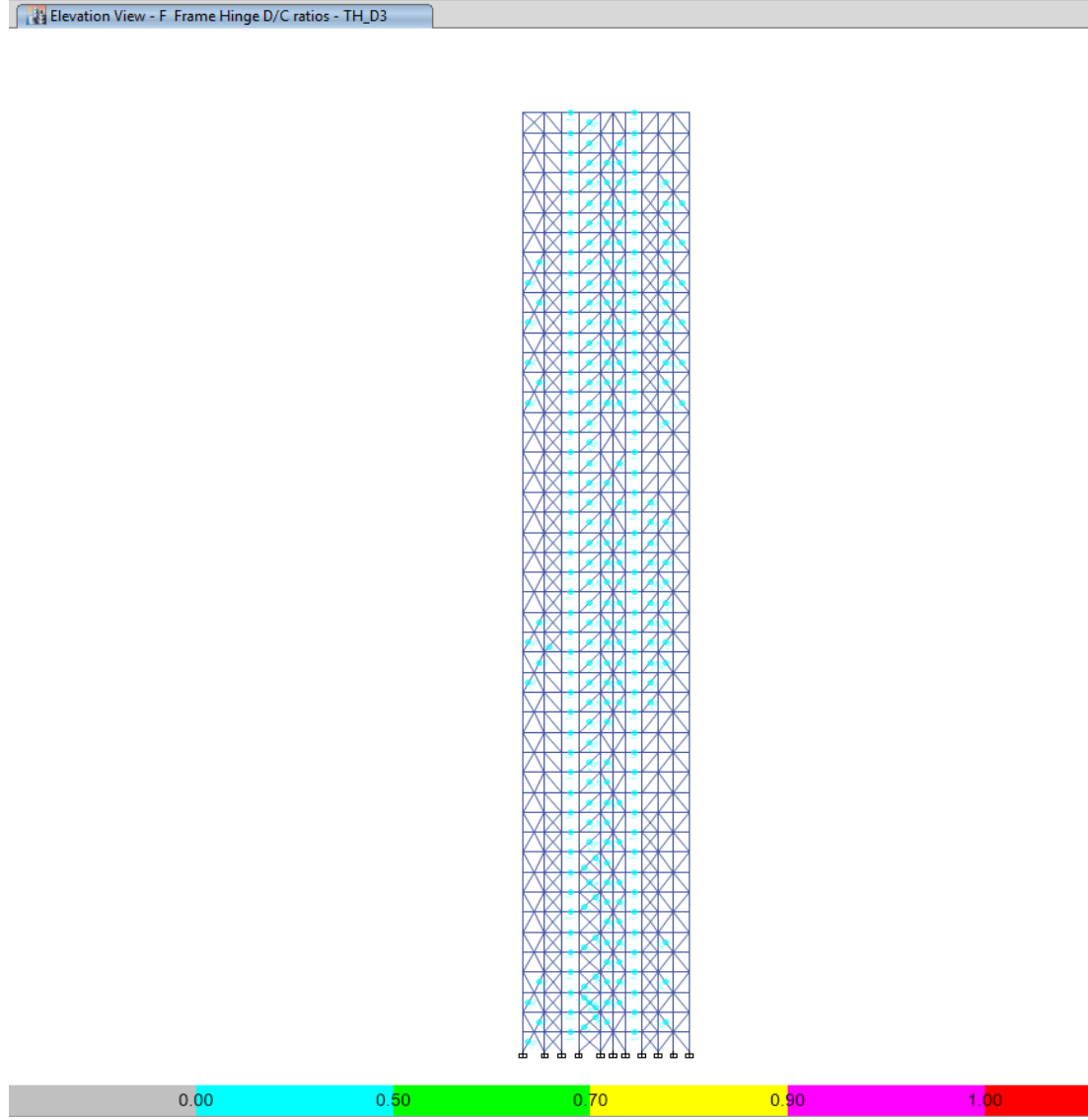
Şekil F.5 : A aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.



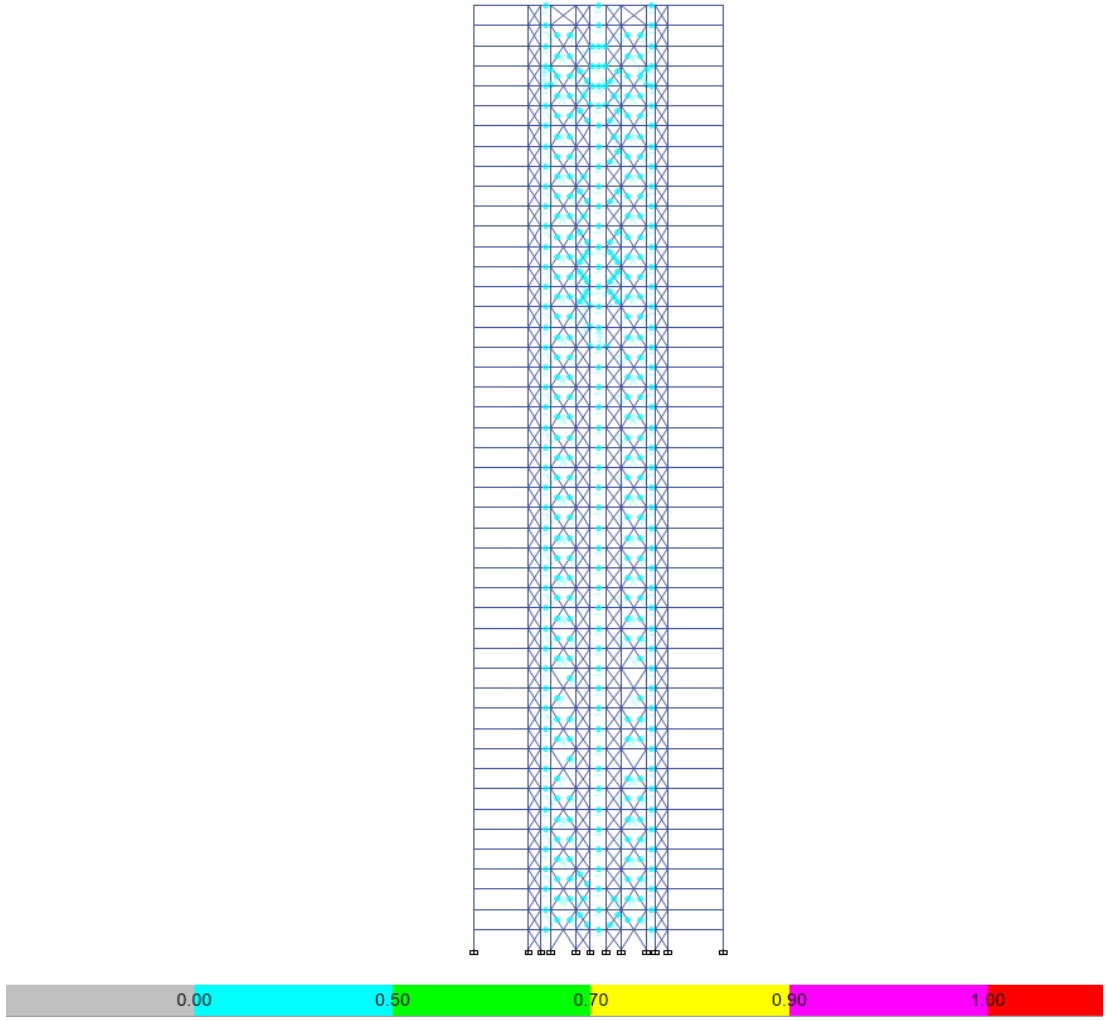
Şekil F.6 : B aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.



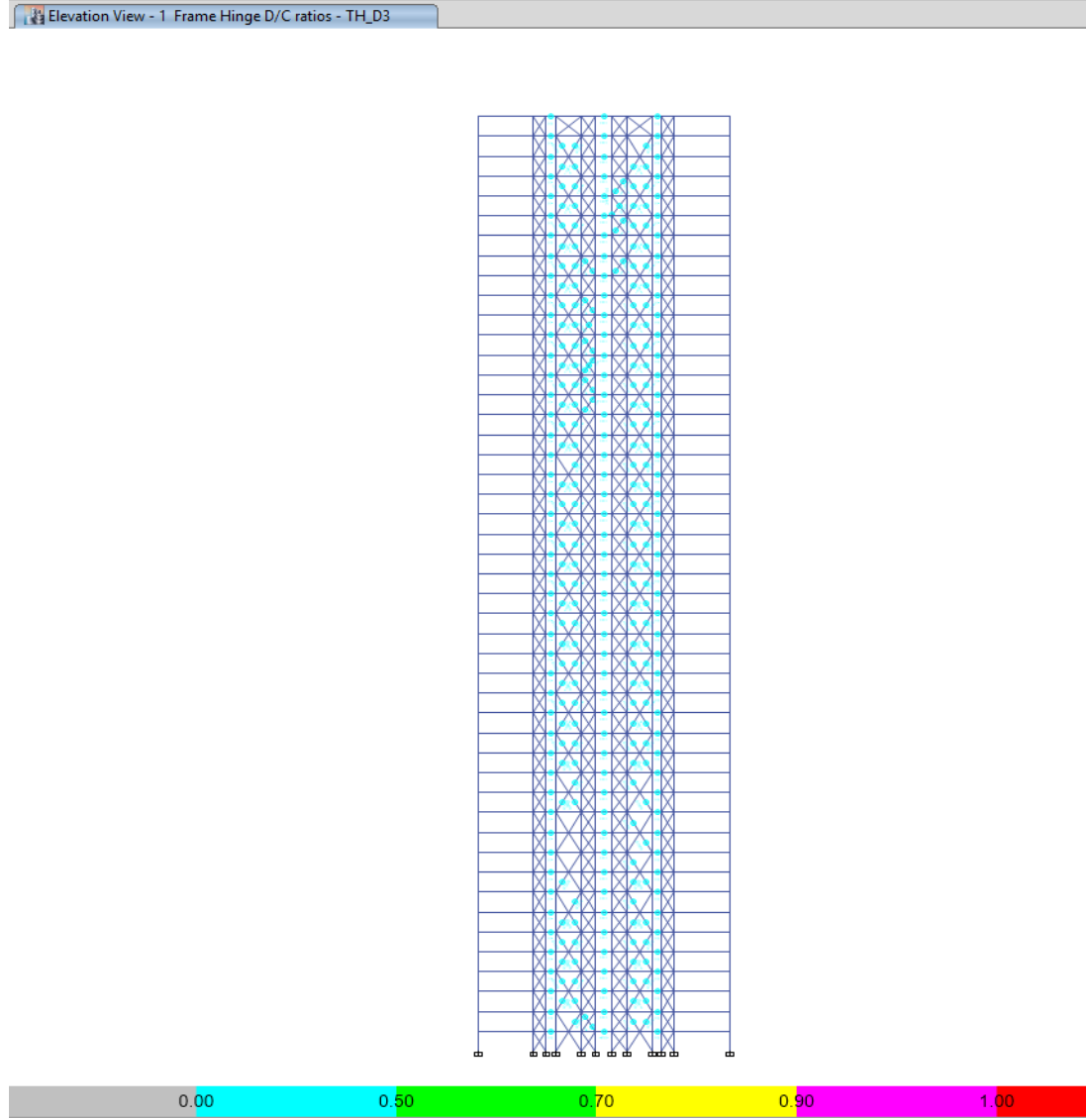
Şekil F.7 : E aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.



Şekil F.8 : F aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.

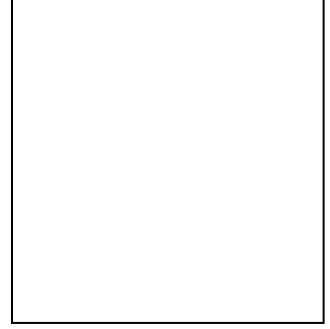


Şekil F.9 : 2 aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.



Şekil F.10 : 1 aksı plastik mafsalsal kapasite oranları.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Gökhan ŞENOĞLU
Doğum Tarihi ve Yeri : 30.05.1990 İZMİR
E-posta : gokhansenoglu@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2013, İ.T.Ü, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2016, İ.T.Ü, İnşaat Mühendisliği, Yapı Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2013-2014 GAMB Mühendislik Müşavirlik - Proje Mühendisi
- 2014- Erdemli Proje Mühendislik Müşavirlik - Proje Mühendisi