

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE TASARIM
YAKLAŞIMININ FARKLI YÖNETMELİKLERE GÖRE
İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Bariş YOMRALIOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

OCAK 2024

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE TASARIM
YAKLAŞIMININ FARKLI YÖNETMELİKLERE GÖRE
İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Bariş YOMRALIOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Elif AĞCAKOCA

OCAK 2024

Barış YOMRALIOĞLU tarafından hazırlanan “Çok Katlı Çelik Yapılarda Stabilitè Tasarım Yaklaşımının Farlı Yönetmeliklere Göre İncelenmesi” adlı tez çalışması 31.01.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği/oy çokluğu ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans teziolarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı :	Prof. Dr. Öğretim Üyesi Erkan ÇELEBİ Sakarya Üniversitesi
Jüri Üyesi :	Doç. Dr. Öğretim Üyesi Elif AĞCAKOCA Sakarya Üniversitesi
Jüri Üyesi :	Doç. Dr. Öğretim Üyesi Elif ORAK BORU Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum “ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE TASARIM YAKLAŞIMININ FARLI YÖNETMELİKLERE GÖRE İNCELENMESİ” başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi’nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, etik kurul onay belgesi aldığımı (etik onayı gerekmiyorsa bu cümle metinden çıkartılır), çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

31/01/2024

Barış Yomralıoğlu

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans eğitimim boyunca kendimi geliştirmemde en büyük pay sahibi olan, değerli bilgilerini paylaşmaktan hiçbir zaman çekinmeyen, güler yüzünü hiç eksik etmeden öğrencilerine ders içi ve ders dışı yardım etmeyi kendine görev edinmiş; vizyonu, bilgisi ve bizleri teşvik etmesiyle şahsıma örnek teşkil etmiş, bu meslek için kendisini değer olarak gördüğüm, kıymetli danışman hocam Doç. Dr. Elif Ağcakoca'ya teşekkür ve minnetimi sunmayı bir borç biliyorum.

İlk gününden bu güne varlıklarıyla var eden, maddi-manevi desteğini hiç esirgemeyen sevgili Aileme, bu sürede bana katlanan, yardımını ve sevgisini hiçbir zaman eksik etmeyen, her daim yanımda olan biricik "Eşime"; meslek hayatımda bana el veren, bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi değerli "Cihat Hoca'ma, işte yükümü azaltarak benim yerime de sorumluluk alıp çalışan, tez süresi boyunca rahat etmemi sağlayan ve fırsat yaratan değerli iş arkadaşlarım "Mert ve Faruk"a ve bana eğitim hayatım boyunca katkısı bulunan başta Doç. Dr. Zeynep Yaman olmak üzere tüm değerli hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Barış Yomralıoğlu

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
SİMGELER	xv
TABLO LİSTESİ	xxi
ŞEKİL LİSTESİ	xxiii
ÖZET	xxv
SUMMARY	xxvii
1. GİRİŞ	1
1.1. Yapısal Tasarıma Genel Bakış	1
1.2. Stabilitate Tasarımının Tarihsel Gelişimi	2
2. LİTERATÜR TARAMASI	5
3. STABİLİTE TASARIMI	9
3.1. Genel Tanımlamalar	9
3.2. Dayanım ve Rijitlikteki Belirsizliklerin Tanımı	10
3.3. Geometrik Önkusurların Tanımı	10
4. İKİNCİ MERTEBE TEORİSİNE GENEL BAKIŞ	13
4.1.1. P- δ Etkisi	14
4.1.2. P- Δ Etkisi	16
5. STABİLİTE TASARIMINDA II. MERTEBE TEORİSİNE AİT ESASLAR	19
5.1. Dikkate Alınacak Hususlar	19
5.2. Geometrik Önkusurların Dikkate Alınması	19
5.2.1. Geometrik Kusurların Doğrudan Modellenmesi Yoluyla	20
5.2.2. Geometrik Kusurların Fiktif Yük Olarak Modellenmesi Yoluyla	20
5.3. Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi	21
5.3.1. Uygulama Sınırları	25
5.3.2. P- δ Etkisi için B1 katsayısı	25
5.3.2.1. C_m katsayısının Formülizasyonu	26
5.3.3. P- Δ etkisi için B2 katsayısı	27
6. BURKULMA BOYU KATSAYISI (K)	29
6.1. Thomas C. Kavanagh Çerçevenin Etkin Uzunluğu Metodu	30
6.1.1. Yanal Yer Değiştirmesi Önlenmemiş Çerçeveler	32
6.1.2. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeveler	32
6.1.3. Yöntem için gerekli düzenlemeler	34
6.2. Kat Rijitliğine Etkisi Olmayan Kolonlar	34
6.3. Kat stabilitesi Dikkate Alınarak K Katsayısı Hesabı	35
6.3.1. Kat rijitliği yaklaşımı	35
6.4. Örnek Tutulma Boyu Katsayısı Hesabı	36
7. TASARIM YÖNTEMLERİ	39
7.1. Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım	41

7.1.1. Uygulama sınırı	41
7.1.2. Geometrik ön kusurların dikkate alınması	41
7.1.3. Gerekli dayanım hesapları	41
7.1.4. Stabilite hesaplarına ait esaslar	43
7.2. Burkulma Boyu (Etkin Uzunluk) Yöntemi ile Tasarım	43
7.2.1. Uygulama sınırı	43
7.2.2. Geometrik ön kusurların dikkate alınması	43
7.2.3. Gerekli dayanım hesabı	44
7.2.4. Stabilite hesaplarına ait esaslar	44
7.3. Tasarım Yöntemleri Karşılaştırması	44
8. YAPILAN UYGULAMA	47
8.1. Yapı Genel Bilgileri ve Hesap Modelinin Oluşturulması	49
8.1.1. Yapı Planları	50
8.1.2. Malzeme Sınıfları	55
8.1.3. Profiller	55
8.1.4. Tasarım Parametreleri	56
8.1.4.1. Bina Kullanım Sınıfı	56
8.1.4.2. Deprem Tasarım Sınıfı	57
8.1.4.3. Bina Yükseklik Sınıfı	58
8.1.4.4. Bina Performans Hedefi	58
8.1.4.5. Eşdeğer Deprem Yükünün Uygulanabilirliği	58
8.1.5. Sismik Parametreler	59
8.1.6. Taşıyıcı Sistem Parametreleri	60
8.1.6.1. R ve D katsayılarının belirlenmesi	60
8.1.6.2. Devrilme Momenti Hesabı	60
8.1.7. Yük Tanımlamaları	62
8.1.8. Yük Birleşimleri (Kombinasyonlar)	62
8.2. Yükler	63
8.2.1. Kar Yükleri	63
8.2.2. Zati Yükler	63
8.2.3. Hareketli Yükler	64
8.2.4. Duvar Yükleri	64
8.2.5. Rüzgar yükü hesabı	65
8.2.6. Deprem Kuvveti	72
8.2.6.1. Yatay Elastik Tasarım Spektrumunun Oluşturulması	72
8.2.6.2. Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, $R_a(T)$ Hesabı	73
8.2.6.3. Düşey Deprem Hesabı	75
8.2.6.4. Doğal Hakim Titreşim Periyodunun Belirlenmesi	75
8.2.6.5. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi:	77
8.3. Kontroller	79
8.3.1. Düzensizlikler	79
8.3.1.1. A1 burulma düzensizliği	80
8.3.1.2. A2 döşeme süreksizlikleri	82
8.3.1.3. A3 planda çıkıntılar bulunması ve rijit diyafram kabulü	82
8.3.1.4. Düşeyde düzensizlik durumları (B1, B2 ve B3 düzensizlikleri)	82
8.3.2. Görelî Kat Ötelemesi Kontrolü	83
8.3.3. Sehîm Kontrolleri	84
8.3.4. Kompaktlık Kontrolleri	85
9. HESAPLAMALAR	87
9.1. II. Mertebe Genel Analiz Yöntemi İle Tasarım Hesabı	88

9.1.1. Kapasite Hesapları	88
9.1.1.1. Eksenel Kuvvet Kapasitesinin Belirlenmesi	88
9.1.1.2. Kuvvetli Eksende Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesi.....	90
9.1.1.3. Zayıf Eksende Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesi	92
9.1.1.4. Birleşik Etkiler Altında Kolon Kapasitesinin Belirlenmesi.....	94
9.2. I.Mertebe Burkulma Boyu Yöntemi İle Tasarım Hesabı	95
9.2.1. Burkulma Boyu Katsayısı (K) Hesabı	95
9.2.1.1. ÇYTHYE-2016'a Göre K_2 Hesabı.....	96
9.2.1.2. AISC360/16'ya Göre K_2 Hesabı	96
9.2.2. B_2 Hesapları	97
9.2.3. B_1 Hesapları	100
9.2.4. Kapasite Hesapları	102
9.2.4.1. Eksenel Kuvvet Kapasitesinin Belirlenmesi	102
9.2.4.2. Kuvvetli Eksende Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesi....	105
9.2.4.3. Zayıf Eksende Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesi	107
9.2.4.4. Birleşik Etkiler Altında Kolon Kapasitesinin Belirlenmesi	109
9.3. Hesap Özetleri Tabloları	110
10. BULGULAR VE İRDELEME.....	121
10.1. Kapasitelerin AISC360-16 ve ÇYTHYE-2016 Açısından İrdelenmesi.....	123
10.2. Kapasitelerin Tasarım Yöntemleri Açısından İrdelenmesi	128
11. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	133
KAYNAKLAR	137
EKLER.....	141
ÖZGEÇMİŞ.....	169

KISALTMALAR

AISC	: American institute of steel construction
ASCE	: American society of civil engineer
ATC	: Applied technology council
BBYT	: Burkulma boyu yöntemi ile tasarım
BKS	: Bina kullanım sınıfı
BYS	: Bina yükseklik sınıfı
CBF	: Merkezi çaprazlı çelik çerçeve
ÇYTHYE	: Çelik yapıların tasarım, hesap ve yapım esaslarına dair yönetmelik-2016
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
DA	: Doğrudan analiz
DAM	: Direct analysis method
DGT	: Dayanıma göre tasarım
DTS	: Deprem tasarım sınıfı
EC	: Eurocode
ELM	: Effective length method
FEMA	: Federal emergency management agency
GAYT	: Genel analiz yöntemi ile tasarım
GKT	: Güvenlik katsayıları ile tasarım
I	: Bina önem katsayısı
JL	: Düğüm noktası (joint label)
K	: Burkulma boyu katsayısı
KH	: Kontrollü hasar
LFOM	: Limited first order method
MF	: Moment aktaran çelik çerçeve
PTPT	: Performans tabanlı plastik tasarım
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
S_cF	: Yük ölçeği faktörü (load scale factor)
ŞDGT	: Şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım
TBDY	: Türkiye bina deprem yönetmeliği-2018

TED	: Tavsiye edilen değer
TS	: Türk standartları
EN	: Euronorm, eurocode
TS498	: Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri
YIMA	: Yaklaşık ikinci merteye ile analiz
YDKT	: Yük ve dayanım katsayıları ile tasarım
I.MBBYT	: Birinci merteye burkulma boyu yöntemi ile tasarım
I.MGAYT	: Birinci merteye genel analiz yöntemi ile tasarım
II.MBBYT	: İkinci merteye burkulma boyu yöntemi ile tasarım
II.MGAYT	: İkinci merteye genel analiz yöntemi ile tasarım

SİMGELER

A_e	: Etkin kesit alanı
A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
B₁	: P-δ etkilerini göz önüne alan katsayı
B₂	: P-Δ etkilerini göz önüne alan katsayı
b	: Başlık genişliğinin yarısı
b_f	: Başlık genişliğinin yarısı
C_{dir}	: Rüzgar doğrultu katsayısı
c_e	: Rüzgar maruz kalma katsayısı
C_{season}	: Rüzgar mevsim katsayısı
C_m	: Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı
C_r	: Rüzgar engebellelik Katsayısı
C_{prop}	: Rüzgar olasılık katsayısı
C_{RT}	: Birleşik etkiler altında toplam eleman kapasitesi
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-3	: 50 Yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketi düzeyi
E	: Deprem yükü
E	: Yapısal çelik elastisite modülü
EA	: Eksenel ve kayma rijitliği
EA*	: Azaltılmış eksenel ve kayma rijitliği
E_{cI_c}	: Kolon enkesiti eğilme rijitliği
E_d	: Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarım esas toplam deprem etkisi
E_d^(H)	: Doğrultu birleştirilmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi
E_d^(X)	: X doğrultusundaki tasarıma esas deprem etkisi
E_d^(Y)	: Y doğrultusundaki tasarıma esas deprem etkisi
E_d^(Z)	: Z doğrultusundaki tasarıma esas deprem etkisi
E_{gI_g}	: Kiriş enkesiti eğilme rijitliği
EI	: Eğilme rijitliği
EI*	: Azaltılmış eğilme rijitliği
F	: Yatay yük

F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi
F_e	: Elastik burkulma gerilmesi
F_s	: Kısa periyot için yerel zemin etki sınıfı
F₁	: 1.0 sn periyot için yerel zemin etki sınıfı
F_y	: Yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi
F_u	: Yapısal çelik karakteristik çekme dayanımı
G	: Sabit yük
G_A	: Eleman üst düğüm noktası
G_B	: Eleman alt düğüm noktası
h	: Enkesit yüksekliği
H	: Düşey konsol uzunluğu
H	: Yatay yüklerden oluşan kat kesme kuvveti
H_N	: Bina toplam yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I_v	: Türbülans Şiddeti
I	: Eleman enkesitinin eğilme düzlemindeki ataleti
i	: Atalet yarıçapı
K	: Burkulma boyu katsayısı
k₁	: Türbülans Katsayısı
K₁	: Yanal ötelenmesi önlenmiş sistem burkulma katsayısı
K₂	: Kat burkulma boyu
k_r	: Engelliği uzunluğu z ₀ 'a bağlı arazi katsayısı
L	: Eleman uzunluğu
L'_g	: Düzenlenmiş giriş boyu
L_c	: Burkulma boyu
L_c	: Kolon burkulma boyu
L_g	: Giriş uzunluğu
M*	: P-δ ve P-Δ etkilerinden oluşan ilave moment
M₀	: Birinci mertebe eğilme momenti dayanımı
M₁	: Birinci mertebe moment
M₂	: İkinci mertebe moment
M_{DEV}	: Devrilme momenti
M_{DEV,%}	: Devrilme momenti oranı
M_F	: Dikkate alınan düğüm noktasından uzakta bulunan uçtaki moment değeri

m_i	: i'nci katın toplam kütlesi
M_{It}	: Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci merteye eğilme momenti
$M_{n,33}$: Kuvvetli ekseninde tasarım eğilme momenti dayanımı
M_N	: İlgili düğüm noktasındaki moment değeri
M_{nt}	: Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci merteye eğilme momenti.
M_r	: İkinci merteye etkileri içeren gerekli eğilme momenti dayanımı
$M_{r,33}$: Kuvvetli ekseninde gerekli eğilme momenti dayanımı
M_{RT}	: Kuvvetli ekseninde eğilme momenti kapasitesi
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_G	: Sabit yüke ait yatay fiktif yük
N_i	: (i) Kat düzeyine etkitilecek yatay fiktif yük
N_Q	: Hareketli yüke ait yatay fiktif yük
N_{Qr}	: Çatı hareketli yüküne ait yatay fiktif yük
N_S	: Kar yüküne ait yatay fiktif yük
N_R	: Yağmur yüküne ait yatay fiktif yük
P	: Düşey yük
$P_{e, kat}$: Kat ait yatay taşıyıcı elemanlarına etkileyen toplam düşey yük
P_{e2}	: Kolon burkulma yükü
P_{el}	: Eğilme düzlemindeki burkulma yükü
P_{kat}	: Söz konusu katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkileyen toplam düşey yük
P_{It}	: Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci merteye eksenel kuvvet
P_{mf}	: Çerçevelerin kat kolonlarına etkileyen toplam düşey yük
P_n	: Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı
P_n/Ω	: Güvenli basınç kuvveti dayanımı
P_{ns}	: Eleman enkesit basınç kuvveti dayanımı
P_{nt}	: Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci merteye eksenel kuvvet
P_r	: Gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı
P_{RT}	: Eksenel kuvvet kapasitesi
Q	: Hareketli yük
Q_r	: Çatı hareketli yükü

R	: Yağmur Yüğü
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a(T)	: Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağılı deprem yüğü azaltma katsayısı
R_L	: Kat rijitliğine etkisi olmayan kolonların aksenal kuvvetinin, tüm kat kolonları aksenal kuvvetine oranını veren katsayı
R_M	: P-δ etkilerinin P-Δ üzerindeki etkisini göz önüne alan katsayı
R_t	: Kolon kapasite oranı
S	: Kar yüğü
S_{ae}(T)	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi
S_{aR}(T)	: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1.0 sn periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_s	: Kısa periyot için harita spektral ivme katsayısı
S₁	: 1.0 sn periyot için harita spektral ivme katsayısı
T	: Doğal titreşim periyodu
t_f	: Profil başlık kalınlığı
t_w	: Profil gövde kalınlığı
T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_P(X)	: X doğrultusu doğal titreşim periyodu
T_P(Y)	: Y doğrultusu doğal titreşim periyodu
T_{pA}	: Ampirik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu
V_b	: Esas rüzgar hızı
V_{b,0}	: Esas rüzgar hızının temel değeri
V_{tE}^(X)	: X deprem doğrultusunda binanın tümüne etkileyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)
V_{tE}^(Y)	: Y deprem doğrultusunda binanın tümüne etkileyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)
W	: Rüzgâr yüğü
W_{ex}	: Elastik mukavemet momenti
W_{px}	: Plastik mukavemet momenti
w(z)	: Tasarım rüzgar basıncı
q_b	: Esas hız kaynaklı rüzgar basıncı
q_p(z)	: Tepe rüzgâr basıncı
Y_i	: YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen, (i) kat düşemesine etkileyen toplam düşey yük

z	: Binanın yerden yüksekliği
z₀	: Engebelilik Uzunluğu
z_{0,II}	: Arazi Kategorisi II'de tanımlanan Engebelilik Uzunluğu
z_{en küçük}	: En düşük yükseklik
z_{en büyük}	: En büyük yükseklik
Δ	: Sistem deplasmanı
δ	: Elemanda meydana gelen deformasyon
δ_{max}	: Elemanda meydana gelen en büyük deformasyon
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
ΔH	: Göreli kat ötelenmesi
Δ_H	: Hesaplanırken kullanılan kombinasyon altındaki kat kesme kuvveti
φP_n	: Tasarım basınç kuvveti dayanımı
τ_b	: Eğilme rijitliği azaltma katsayısı
λ_{hd}	: Süneklik düzeyi yüksek elemanlar için enkesit koşulu sınır değeri
ρ	: Hava yoğunluğu

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 7.1. Stabilite analizi ile tasarım yöntem detay ve karşılaştırması	45
Tablo 8.1. Sap2000'den alınan sadeleştirilmiş malzeme tablosu.....	55
Tablo 8.2. Sap2000'den alınan sadeleştirilmiş kesit tanımlamaları	56
Tablo 8.3. Bina tasarım parametreleri	59
Tablo 8.4. Sismik tasarım parametreleri	60
Tablo 8.5. Taşıyıcı sistem parametreleri	60
Tablo 8.6. Ey depremi devrilme momenti yüzdeleri.....	61
Tablo 8.7. Arazi engebeliği (TS EN 1991-1-4 / 4.3.2.).....	66
Tablo 8.8. X doğrultusu cepheler için C_{pe} , 10 dış basınç katsayıları.....	68
Tablo 8.9. X doğrultusu düşey duvarlar için (C_{pnet}) net basınç katsayıları.....	69
Tablo 8.10. X doğrultusu tasarım rüzgar basıncı, $w(z)$	70
Tablo 8.11. X doğrultusu cepheler için C_{pe} , 10 dış basınç katsayıları.....	71
Tablo 8.12. Y doğrultusu düşey duvarlar için (C_{pnet}) net basınç katsayıları.....	71
Tablo 8.13. Y doğrultusu tasarım rüzgar basıncı, $w(z)$	71
Tablo 8.14. Toplam yapı kütlesi.....	77
Tablo 8.15. Ex deprem yükü için A1 burulma düzensizliği hesabı.....	80
Tablo 8.16. Ey deprem yükü için A1 burulma düzensizliği hesabı.....	81
Tablo 8.17. Göreli kat ötelemesinde kullanılan deprem parametreleri	83
Tablo 8.18. Göreli kat ötelemesi hesabı	84
Tablo 9.1. Profil özellikleri	87
Tablo 9.2. Profil atalet momenti ve uzunlukları.....	95
Tablo 9.3. Katın maksimum göreli kat ötelemesi noktaları (m).....	99
Tablo 9.4. Hesap programında atanan kolon numaraları, kesitleri ve tasarım kombinasyonları.....	110
Tablo 9.5. B_2 major hesapları	111
Tablo 9.6. B_2 minör hesapları.....	112
Tablo 9.7. B_1 majör hesapları	113
Tablo 9.8. B_1 majör hesapları	114
Tablo 9.9. B_1 minör hesapları.....	115
Tablo 9.10. B_1 minör hesapları.....	116
Tablo 9.11. ÇYTHYE-2016 uyarınca tasarım kriterlerine göre 1.kat kolon K ve B katsayısı hesapları	117
Tablo 9.12. ÇYTHYE-2016 uyarınca tasarım kriterlerine göre 2.kat kolon K ve B katsayısı hesapları	118
Tablo 9.13. AISC-360/16 uyarınca tasarım kriterlerine göre 1.kat kolon K ve B katsayısı hesapları	119
Tablo 9.14. AISC-360/16 uyarınca tasarım kriterlerine göre 2.kat kolon K ve B katsayısı hesapları	120
Tablo 10.1. Kolon kapasiteleri karşılaştırma skalası.....	122
Tablo 10.2. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 53 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları.....	124

Tablo 10.3. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 49 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	124
Tablo 10.4. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 45 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	125
Tablo 10.5. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 43 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	125
Tablo 10.6. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2212 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	126
Tablo 10.7. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2208 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	126
Tablo 10.8. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2205 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	127
Tablo 10.9. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2203 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları	127
Tablo 10.10. II.MGAYT ile I.MGAYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları	129
Tablo 10.11. II.MGAYT ile II.MBBYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları	130
Tablo 10.12. II.MGAYT ile I.MBBYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları	131

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 4.1. Yük etkileri sonucunda şekil değiştirmiş eksen	13
Şekil 4.2. Yatay çizgisel yük etkisindeki kirişin moment gösterimi (Akbaş, 2013)..	14
Şekil 4.3. Yatay çizgisel yük etkisindeki kirişin II. mertebe moment gösterimi (Akbaş, 2013).....	15
Şekil 4.4. Tekil yatay ve düşey yüke sahip düşey konsolun gösterimi (Structural Steel Design, A. Aghayare ve Jason Vigil).....	16
Şekil 4.5. II. Mertebe etkilerinin ($P-\delta$ ve $P-\Delta$) etkilerinin aynı eleman üzerinde gösterimi (AISC Design Guide 28,2013).....	17
Şekil 5.1. 2 Boyutlu çerçeve ve yüklemeler	22
Şekil 5.2. Düşey yüklerin yatay ötelenmeye sebebiyet vermediği yaklaşım için yatay ve düşey yüklerin ayrımı.....	23
Şekil 5.3. Düşey yüklerin yatay ötelenmeye sebebiyet verdiği yaklaşım için yatay ve düşey yüklerin ayrımı.....	24
Şekil 5.4. Tek eğrilik ve çift eğrilik gösterimi	27
Şekil 6.1. Etkin uzunluk metodu yaklaşımı teorik boyun gösterimi.....	29
Şekil 6.2. Burkulma boyu katsayısı, K için yaklaşık değerler (TS 648).....	30
Şekil 6.3. Yanal yer değiştirmesi engellenmemiş sistem burkulma boyu katsayısı (K nomogramı).....	32
Şekil 6.4. Yanal yer değiştirmesi engellenmiş sistem burkulma boyu katsayısı, (K nomogramı).....	33
Şekil 6.5. Örnek çerçeve kesiti	36
Şekil 6.6. Nomogramlar ile hesaplanan sırasıyla soldan sağa a-b ve g-h kolonları burkulma boyu katsayısı	38
Şekil 7.1. Stabilite analizi ile tasarım yöntemleri özeti	40
Şekil 8.1. Yapı tip kat planı	50
Şekil 8.2. Çizim programından alınan yapı 3 boyutlu görünüşü	51
Şekil 8.3. Hesap programından alınan yapı 3 boyutlu görünüşü.....	51
Şekil 8.4. 1 ve 6 aksı kesiti	52
Şekil 8.5. 2 aksı kesiti	52
Şekil 8.6. 3 ve 5 aksı kesiti	53
Şekil 8.7. 4 aksı kesiti	53
Şekil 8.9. C aksı kesiti	54
Şekil 8.10. F ve G aksı kesiti	55
Şekil 8.11. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları (TBDY-2018/Tablo 3.1.)	57
Şekil 8.12. Deprem tasarım sınıfları (DTS) (TBDY-2018/Tablo 3.2.).....	57
Şekil 8.13. Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarım sınıflarına göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları (TBDY-2018/Tablo 3.3).....	58
Şekil 8.14. Performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları (TBDY-2018/Tablo 3.4. a)	58

Şekil 8.15. Eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanabileceği binalar (TBDY-2018/Tablo 4.4.)	59
Şekil 8.16. Ey depremi taban kesme kuvveti	61
Şekil 8.17. Esas değerler (TS EN 1991-1-4/4.2.)	65
Şekil 8.19. Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri (TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1)	67
Şekil 8.20. Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri (TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1)	68
Şekil 8.21. Sistem üzerinde oluşacak yük alanları	69
Şekil 8.22. TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1 - Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri	70
Şekil 8.23. Sistem üzerinde oluşacak yük alanları	72
Şekil 8.24. Yatay elastik tasarım spektrumu	72
Şekil 8.25. X doğrultusu için yatay elastik tasarım spektrumu, $S_{aR,xT}$	74
Şekil 8.26. Y doğrultusu için yatay elastik tasarım spektrumu, $S_{aR,yT}$	74
Şekil 8.27. Hesap programında düşey deprem için "Load Case" görüntüsü	75
Şekil 8.28. Program sonucu modlara ait yapı titreşim periyotları	76
Şekil 8.30. X yönlü deprem kuvveti "Scale Factor"ü	79
Şekil 8.31. Düşey yükler ve taban kesme kuvvetleri	79
Şekil 8.32. Burulma düzensizliği kontrolü yapılan bina köşe noktaları	80
Şekil 9.1. 2208 nolu çubuk (KL2208) aksenal kuvveti	90
Şekil 9.2. 2208 nolu çubuk (KL2208) kuvvetli eksen (M33) momenti	92
Şekil 9.3. 2208 nolu çubuk (KL2208) zayıf eksen (M22) momenti	93
Şekil 9.4. 2208 nolu çubuk (KL2208) Sap2000 dizayn değer ve sonuçları	94
Şekil 9.5. KL2208 kolonu için K hesabı	95
Şekil 9.6. Kat kesme kuvvetleri	97
Şekil 9.7. 1531 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri	97
Şekil 9.8. 2176 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri	98
Şekil 9.9. 691 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri	98
Şekil 9.10. 2116 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri	99
Şekil 9.11. 2208 nolu (KL2208) kolon aksenal kuvveti (P_r)	100
Şekil 9.12. KL2208 kolonu gerekli zayıf eksen (M_{22}) Momenti	101
Şekil 9.13. KL2208 kolonu gerekli kuvvetli eksen (M_{22}) Momenti	101
Şekil 9.14. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonuna ait KL2208 kolonu aksenal yükü	104
Şekil 9.15. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonuna ait KL2208 kolonu aksenal yükü	104
Şekil 9.16. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonu KL2208 kuvvetli ekseninde (M_{33}) moment değerleri	106
Şekil 9.17. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonu KL2208 kuvvetli ekseninde (M_{33}) moment değerleri	106
Şekil 9.18. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonu KL2208 zayıf ekseninde (M_{22}) moment değerleri	108
Şekil 9.19. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonu KL2208 zayıf ekseninde (M_{22}) moment değerleri	108
Şekil 9.20. 2208 nolu çubuk (KL2208) Sap2000 dizayn değer ve sonuçları	109

ÇELİK YAPILARDA TBDY-2018 VE ÇYTHYE-2016'YA GÖRE STABİLİTE ANALİZİ TASARIM YAKLAŞIMI VE 10 KATLI YAPI ÜZERİNDE TASARIM YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Çelik yapı tasarımı, yapının kullanım amacına uygun olarak, farklı yük kombinasyonları göz önüne alınarak gerçekleştirilmektedir. Tasarlanan yapılar, kullanım ömürleri boyunca beklenen stabilite seviyesini koruması gerekmektedir. Çelik yapıların stabilitesi, yapısal bütünlüğün ve dayanıklılığın sağlanmasındaki en önemli kriterlerin başında gelmektedir. Yapısal elemanlardaki dayanım ve rijitlikteki belirsizlikler, geometrik kusurlar, düşey taşıyıcı elemanlardaki deplasmanlar, ikinci mertebe etkilerinin hakim olmasına ve sonucunda yapının göçme mekanizması durumuna gelmesine neden olmaktadır. Stabilite kayıpları, kullanılan analiz yöntemine bağlı olarak, yapı elemanlarının kritik yük ve kapasite değerleri üzerinden hesaplanabileceği gibi doğrudan yöntemlerle de incelenmektedir. İncelenen 10 katlı yapı, 2018 yılında yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) kapsamında yapı düzensizlikleri hesaplanmış olup, tez konusuyla doğrudan ilişkili önem arz eden bir düzensizliği bulunmamıştır. Stabilite tasarımı yöntemlerinde yaygın şekilde kabul gören beş farklı yöntem bulunmaktadır. Tezde analizi yapılan bina tipi için bu analiz yöntemlerinin dördü kullanılabilirlik şartlarını sağlamıştır. Bu sebeple çalışmada Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları (ÇYTHYE-2016) uyarınca sınırları çizilmiş “Genel Analiz Yöntemi” ve “Burkulma Boyu Yöntemi” ile tasarım yöntemlerinin her ikisi için birinci ve ikinci mertebe analizler yapılarak, 4 analiz yöntemi arasındaki fark incelenmiştir. İncelenen 10 katlı yapının farklı stabilite hesabı yöntemleriyle elde edilen analizlerinde, (hakim davranış olan) en fazla eksenel kuvvet etkisine maruz kalan 1. ve 2. katlardaki kolonların kapasiteleri incelenmiştir. Ayrıca aynı aks üzerine yerleştirilmiş kolon elemanları arasında, yerleşim kaynaklı farklı yüklemeler sonucunda oluşan, değişen kapasite değerleri göz önüne alınmıştır. Çalışmada Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018’in istemleri dikkate alınarak tasarım yapılmış yapıların, deprem yönetmeliğinin etkisinin hangi seviyede olduğu tartışılmıştır. Çalışmada farklı analiz yöntemlerinin kullanımı, yapıların maruz kaldığı yükler altındaki gerçekçi davranışlarını daha iyi anlamamıza ve bu sayede istenilen yapısal güvenlik ve performans seviyelerini daha doğru bir şekilde belirlememize yardımcı olacaktır. Böylece belirlenen yöntemlerden hangisinin görece daha gerçekçi sonuçlar verebileceği hakkında bilgi sahibi olmamız sağlanacaktır. Ek olarak stabilite tasarımındaki Burkulma Boyu Yöntemi ile Tasarım için hayati önem arz eden (K) tutulma boyu katsayısının, bazı hallerdeki hesaplamaları için, Amerikan Yönetmeliğinin ek bir önerisi bulunmaktadır. Tezde tasarlanan 10 katlı yapının karakteristiği, bu bahsi geçen özel halleri içeren davranışta olacak şekilde dizayn edilerek, AISC360-10/16 yönetmeliğinin bu önerisiyle bahsi geçen dört farklı yöntemle tekrar analiz yapılmış ve sonuçlar bu açıdanda irdelenmiştir.

STABILITY ANALYSIS DESIGN APPROACH IN STEEL STRUCTURES ACCORDING TO TBDY-2018 AND ÇYTHYE-2016 AND COMPARISON OF DESIGN METHODS ON A 10-STOREY STRUCTURE

SUMMARY

Steel is known for its high strength as a construction material. Considering its adequacy in terms of strength, this strength can be achieved with smaller element sections compared to the reinforced concrete building. Although section strength is a very important parameter for the resistance of the structure under external loads, it is not sufficient on its own. In structural engineering, buildings are expected to resist external loads, especially earthquakes, with skills such as durability, rigidity, ductility and stability, especially in our country. However, the most critical of these skills is that the stability of the structure is at the desired level. The importance of structural stability is due to the fact that its deficiency or inadequacy results in total collapse.

When the components of the behavior of a structure are examined, induction can be made under the headings of material, section (strength states), element and system behavior. Stability design inference determines the criteria for section and element behavior in the lower set, while examining the system behavior in the upper set.

As mentioned before, steel is a material with high strength and therefore the element cross-sections satisfy this strength requirement with small cross-section areas, which creates another issue that needs to be taken into consideration. Small cross-sectional areas cause to local and global buckling or wrinkles. At this point, the problem in the structure becomes a stability problem rather than a strength problem. Stability analysis approach ensures that these problems are provide solutions and sets boundary regarding regulations.

It is always desired to model and calculate the behavior of structures that is closest to their actual behavior. Especially in recent studies, when this actual behavior is examined, it has been observed that the effect of operating loads on the deformed system of the structure continues and as a result, the structure loses its stability and collapses occur. This effect, which we call second-order effects, has therefore begun to be examined and it has been observed that there is a stability problem as well as a strength problem in the above-mentioned elements and even sections. Analysis methods and criteria that could take this stability situation into consideration have been developed.

In the thesis study, a 10-storey building was designed. While the design was being made, it was not considered symmetrically, aiming for the structure to exhibit relative torsional behavior, provided that it remained within the limits of torsional irregularity. For this reason, protrusions were made in the plan of the building and placed in a way to create a diagonal placement at the eccentric. The reason for choosing a 10-storey building is that it is desired to strain the building elements in terms of axial force. At the same time, since the drifts will be greater in tall

structures, it was desired to increase the effects of second-order effects under both axial force and horizontal loads. Second order effects is tried to be enforced both on an element basis and on a system basis.

The structure was designed by forming steel frames that transmit moments with a high level of ductility in the x direction. In the y direction, the main system was established with centrally braced steel frames with high ductility. According to the geography of Turkey, it is desired to be above average in terms of earthquake forcing and the central settlement is accepted as Istanbul. Since one of the basic elements of the analysis will be the drift differences in the floor diaphragms and the different displacements within the slabs will create complexity in reading the analysis results, reinforced concrete composite slabs were considered and a rigid diaphragm was assigned. At the same time, it was intended to benefit from the axial force created by the load created by the reinforced concrete slab.

TBDY-2018 requirements have been fulfilled, thus the changes in the structure have been observed and what consequences they will cause in terms of stability design have been observed. From the perspective of earthquake regulations, it has been seen that the structure in the x direction is the most dominant element in terms of its main system and this is caused by the relative storey drift regulation. Displacement limits were the effective factor in determining column sections. As a result of situation, the second order effects of the system whose horizontal translation was restricted were limited. Since drift is not an design criterion for the diagonal direction, the determining factor for the diagonal direction has been the strength and so capacity criterion. Different main systems for x and y directions resulted in different column cross-sections. While HI1080-30-300-40 made of S355 material was used for moment-resisting frames, HI 1000-30-400-50 profile made of the same material was used for the braced frames. Centrally braced steel frames desing under axial force due to their structure. Another benefit of TBDY-2018 is that it requires the axial forces to be enlarged with the over strength factor, causing the sections to be enlarged. This causes small changes in the magnification coefficients for stability design to create significant differences in column capacities.

In AISC 360-10/16, different calculation methods of the buckling length K coefficient are offered as suggestions for some cases. For the 4 analysis models created, 4 more models were created with this buckling length coefficient in AISC, and thus the differences in the K coefficient offered by AISC were also examined. AISC recommends this approach for cases where the K coefficient is high. AISC recommends this approach for cases where the K coefficient is high. These case are situations where the elements that contributed in the translation of the columns and their support conditions are very low compared to the column stiffness, or the other columns have little effect on the floor stiffness.

It is a known in the literature that the more suitable and realistic between the methods is ILMGAYT, since the finite element method can dynamically take into account second order effects on a structure and element basis. Reserch in the thesis is to what extent other analysis methods can approach the design with ILMGAYT. For this reason, the design of the structure was calculated with ILMGAYT, and the capacity comparison was made with this structure in other methods.

K coefficient is calculated at high values in the system in the edge columns and on the 2nd and upper floors. The reason is that it is holded by the beam from only one

direction and while it is supported on the foundation on the 1st floor, it is been able to drifted more on the other floors.

As a result of the calculations, it was seen that the columns where the K coefficient between II.MGAYT and I.MBBYT was lower than 2 gave similar results with a deviation of 4%. It is seen that in columns with K coefficient above 2, the higher it is, the more deviation it causes.. This difference in the edge and upper floor columns is 9% in the moment frame column and 41% in the centrally braced frame column. The reason for the difference between these two columns is that, as mentioned before, the braced column has a much higher K value than the other column. In Addition, braced frames in terms of design combinations, it is under the influence of high axial force as a result of multiplication with the over strength factor causes this. It has been revealed that we examine at the calculation made with the K coefficient recommended in AISC, it is observed that AISC obtains more realistic results, with a difference between the II.MGAYT and I.MBBYT design not exceeding 4% for all columns.

Between II.MGAYT and II.MBBYT, the same situation as between I.MBBYT and II.MGAYT above applies. Compared to the I.MBBYT method, II.MBBYT column capacities decreased by a maximum of 4%, excluding the second floor edge columns, and showed results closer to II.MGAYT. Although the difference in the moment frame columns, which is 9% in I.BBYT, decreased to 6%, the result for the centric braced frame columns is significantly different with 29%. Similarly at the results of AISC, the same results is calculated due to the K coefficient and give results similar to II.MGAYT.

Although approximate results appear between II.MBBYT and I.MBBYT, it is observed that II.MBBYT is closer to the analysis results of II.MGAYT. The reason for this is that the amplification coefficients (B1 and B2) in I.MBBYT are used instead of second-order geometric nonlinear analysis with finite elements when considering second-order effects on a system basis. It has been concluded that the second order analysis results with finite elements give more realistic results compared to the calculation made with approximate coefficients.

When I.MGAYT and II.MGAYT were examined, it was observed that they gave approximate results. There are capacity differences between 6% and 9% between II.MGAYT and 2nd Floor. When we look at the reason for the difference in the ratios, it is observed that although the cross-sectional internal forces found as a result of the first and second order analysis are very close to each other, the design force remains higher than the second order due to the B1 and B2 coefficients during the design.

Considering all the results, it was seen that it would be more appropriate to design the steel structure with the second order General Analysis Method due to the different ratios. It has been observed that similar or different results can be obtained between design methods due to a number of parameters. Especially, the fact that buckling strength in columns is a stability problem rather than a capacity problem has revealed the importance of the designer interpreting and using the Buckling Length Coefficient correctly if stability designs are used for methods other than II.MGAYT. It was concluded that in such a case, it is more realistic to use the buckling coefficient recommended by AISC360/10-16.

1. GİRİŞ

1.1. Yapısal Tasarıma Genel Bakış

İnşaat mühendisliğinde yapıların statik tasarımı, geçmişten günümüze karşılaşılan problemler nedeniyle sürekli yeni ihtiyaçlar doğurmuş, buna göre sürekli gelişim göstermiştir. Bu gelişim ilk başlarda standardizasyon ihtiyacı ile bina yönetmeliklerinin doğuşuna sebep olmuş sonrasında da bu yönetmeliklerin geliştirilmesi, yeni konuların eklenmesi ya da detaylandırılması vb. süreçler ile sürekli ilerleyen-gelişen bir bilim dalı olmuştur. Gelişim ve değişim farklı coğrafyada farklılıklar göstermiştir. Kısaca değinecek olursak aşağıdaki başlıklar birkaç örnek oluşturabilir.

- Depremlerden Elde Edilen Deneyim ve Risk Profili Değişimi
- Bilimsel ve Mühendislik Gelişmeler
- Ulusal ve Uluslararası Normlar
- Yapı Malzemelerindeki Gelişmeler
- İnşaat Teknolojilerindeki İlerlemeler
- Toplumsal ve Ekonomik Değişimler
- Yatırım ve İnşaat Maliyetleri

Problemlere çözüm sunabilmek için çeliğinde yapı malzemesi olarak kullanılmasından itibaren, malzemenin gelişim süreci giderek hızlanmış, kullanım alanı giderek genişlemiştir. Bu durum malzeme üzerindeki araştırma/geliştirmelere hız kazandırırken diğer yandan uygulamadaki gelişme ve incelemeleri beraberinde getirmiştir. Çelik yapıların gelişim sürecine paralel diğer bir kulvarda teorisyenler tüm yapılar genelinde taşıyıcı sistemlerin ve elemanların “ikinci merteye etkilerini” literatüre kazandırmıştır. Zamanla önemi daha anlaşılabilir “geometriksel doğrusal olmayan davranış” (diğer yandan malzemesel nonlineerite ile birlikte) akademik dünyanın ilgisini çekerek konu üzerine odaklanılmasına neden olmuş ve günümüzde birçok yapı için zaruri konu başlıkları olarak yer edinmiştir.

Yıllar içerisinde Çelik Yapıların Tasarımı ve İkinci Mertebe Teorisi günümüzde genişlerken, bu tezinde ana odağı olan, “Stabilite Tasarımı” olgusunu oluşturmuştur.

1.2. Stabilite Tasarımının Tarihsel Gelişimi

Çelik yapılarda stabilite tasarımı sistem geometrisindeki değişimleri denge denklemlerine katarak göz önüne alan II. mertebe kuramına göre yapının çözülmesini ve elemanların tesir zorlarını kapasiteyle karşılaştırmasını öngörmektedir.

Stabilite tasarımının tarihsel gelişiminin takibi, yapılan çalışmalarda kullanılan metotlar ve ÇYTYHE-2016'nın da örnek alması sebebiyle AISC yönetmelikleri üzerinden gerçekleştirilecektir.

Stabilite tasarımı yapı mühendisliği ile birlikte organik olarak gelişmiştir. Ancak stabilite ile ilgili temel prensipler, kabuller ve ilkeler zamanla yönetmeliklerde yer bulmuştur. Eski dönemlerde yapı inşası, genellikle deneyim ve gözleme dayanıyordu; matematiksel analiz yöntemleri bilinmediği için yapılar deneme yanılma yoluyla inşa ediliyordu.

18. yüzyılda Leonhard Euler tarafından çubukların kararlılığı üzerine önemli çalışmalar yapıldı. Euler yaptığı çalışmaların sonucunda çubukların eğilme kararlılığına ilişkin elemanların malzeme, kesit ve burkulma boyu özelliklerini içeren Euler formülünü geliştirmesine yol açtı. Ancak bu çalışmalar genellikle lineer elastik davranışları içermekteydi. Euler'in yapmış olduğu bu çalışmaların ilk stabilite tasarımı denemesi olduğu söylenebilir. Bunun sonucunda çubuk elemanların eğilme kararlılığı matematiksel olarak ifade edildi. Bu dönemde ikinci mertebe etkileri pek bilinmiyordu ve genellikle lineer yaklaşımlar üzerinden çalışmalar gerçekleştirildi.

20. yüzyılın başlarında mühendislik açısından daha karmaşık yapılar inşa edilmeye başlandığı için bu yapıların analiz aşamasındaki matematiksel modellerin de karmaşıklığı arttı. Böylece çelik yapıların analizi için grafik ve tablo tabanlı yöntemler kullanılmaya başlandı. Çelik yapılar için ilk yönetmeliklerin oluşturulması için temeller bu dönemde atılmaya başlandı. Ancak henüz doğrusal olmayan yaklaşımlar ve analizler kullanılmayarak, lineer elastik analizler ve matematiksel modeller üzerinde uygulanmaya devam edildi.

1920-1930 yılları arasında oluşturulmaya başlanan AISC'nin ilk belgeleri çelik yapı tasarımının temel prensiplerini belirlemeye yönelikti. Bu belgeler, genel çelik yapı tasarımının ilkelerini, malzeme özelliklerini ve basit stabilite kontrollerini içeriyordu.

Bilgisayar teknolojisinin gelişimi ile 1960'dan itibaren bilgisayar tabanlı yapısal analiz yazılımları geliştirilmeye başlandı. Bu yazılımlar sonlu elemanlar analizi gibi gelişmiş yöntemleri kullanarak daha karmaşık ve gerçekçi modeller oluşturmayı mümkün kıldı. Bu dönemde AISC yönetmeliklerinde sonlu elemanlar analizi ve bilgisayar tabanlı tasarım konularına daha fazla vurgu yapılmaya başladı. Süreç içerisinde yapılan çalışmalarla birlikte yönetmelik içerisindeki stabilite tasarımına yönelik kontroller detaylandırılmaya başlandı.

1990'lı yıllardan itibaren, yapı mühendisliğinde yapıların belirli performans kriterlerini karşılayacak şekilde tasarlanmaya odaklanıldı. Bu yıllarda, ikinci mertebe analizlerinin öneminin daha fazla arttı ve ikinci mertebe etkilerinin analize dahil edilmesi gerektiği kabul gördü.

AISC 360-05(2005) yönetmeliğinde stabilite tasarımı genellikle yerel ve genel stabilite kontrollerini içermekteydi. Birinci ve ikinci mertebe etkileri değerlendirilirken genellikle geleneksel basit elastik analiz yöntemlerine odaklandı.

AISC 360-10(2010) ile ikinci mertebe etkilerine daha fazla vurgu yapıldı. İkinci mertebe etkilerinin değerlendirilmesinde sistemin ve/veya yapının deplasman analizleri ve teorik yaklaşımlara daha fazla yer verildi.

AISC 360-16(2016) yönetmeliği itibari ile stabilite tasarımında analiz programlarının gelişmesiyle performans tabanlı yaklaşım daha belirgin hale geldi. İkinci mertebe etkilerine odaklanan genişletilmiş stabilite gereksinimleri ve analiz yöntemlerine yer verildi.

Günümüzde teknolojinin ilerlemesi karmaşık yapıların matematiksel modellerin oluşturulmasına olanak sağladı. Bilgisayar analizlerinde sonlu elemanlar yöntemi, doğrusal olmayan hiperstatik sistem çözümü, dinamik analizler çözümleri gibi yöntemlerin kullanımı giderek yaygınlaştı. Sonlu elemanlar analizi ve doğrusal olmayan analiz yöntemleri sayesinde ikinci mertebe etkileri daha ayrıntılı olarak dikkate alınabilmekte ve modellenabilmektedir.

Bu süreçte, ikinci mertbe etkilerinin önemi giderek daha fazla anlaşılarak ve yapı mühendisliğinde daha gerçekçi ve güvenilir tasarımlara yol açan gelişmiş analiz yöntemlerinin benimsenmesiyle, bu etkilerin daha iyi ele alınması sağlanmıştır.

2. LİTERATÜR TARAMASI

Çelik ve betonarme yapıların birincil taşıyıcı elemanları olan kolon ve kirişlerin davranışlarının doğru bir şekilde analiz edilebilmesi için, doğrusal olmayan çözümlerinin yapılması gerekmektedir. Yapı mühendisliğinde, ikinci mertbe etkisi veya P-Delta olarak ifade edilen etkiler, yapının dinamik davranışının belirlenmesinde önemli olmaktadır. Yapılar tasarım aşamasında iken, yapıda oluşan yer değiştirmelerin büyüklüğüne göre bu tür etkiler göz ardı edilebilir [Bektaş, 2012]. Ancak yüksek ya da düzensizliği bulunan yapılar için, güncel olarak kabul edilen yönetmelikler dikkate alınarak, ikinci mertbe etkilerinin tasarımda da göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Kirişsiz döşemeli ve çerçevesiz yapılar; ikinci mertbe etkileri için özellikle dikkat edilmesi gereken yapı türleridir [Gupta ve Krawinkler].

Çelik yapıların doğrusal olmayan analizlerinde, plastik mafsalların oluşturulması ve yerleştirilmesi deprem tasarımında kritik bir rol oynamaktadır. Plastik mafsalların doğru bir şekilde oluşturulması, depreme karşı güçlü performans sergileyen yapıların oluşmasını sağlamaktadır. Yapı deprem gibi yatay karakteristikli yüke maruz kaldığında, çerçevede meydana gelen ikincil etkilere karşı duyarlı olması, yapının çökme öncesi dayanımının belirlenmesinde oldukça önemli bir rol oynamaktadır. Farklı taşıyıcı sistemlere sahip çelik yapılarda oluşan plastik mafsalların FEMA356 ve ATC-40 yönetmeliklerine göre üç, beş ve yedi katlı yapıların deprem performanslarını nasıl etkilediğini karşılaştırılmaktadır [Dezhkam, 2017]. AISC ve EC3 standartları, stabilite tasarımı hesaplarını ve uygulanmasını detaylı bir şekilde açıklamaktadır. Bu standartlar çerçevesinde, farklı yöntemler kullanılarak bir bina örneği üzerinde yapılan stabilite tasarımı karşılaştırmalı olarak incelenmektedir. Araştırmanın sonuçları, çeşitli analiz yöntemleri arasındaki benzerlikleri ve farklılıkları belirleyerek, farklı yöntemlerin kullanılması durumunda ikinci mertbe etkilerinin yapı tasarımına olan etkisinin önemini vurgulanmaktadır [Durmaz, 2015]. Düzlem çelik çerçevelerde oluşan ikinci mertbe etkiler, doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak incelenmektedir. Çerçeve sistemlerinde, ikinci mertbe etkilerin uygulanıp uygulanmaması durumuna göre analizler yapılmış ve sistemin performans eğrileri oluşturulmuştur. Araştırma, zemin kat ile diğer katların yüksekliği arasındaki

oranın iki veya daha fazla olduğu durumlarda, yapısal tasarımda ikinci mertebe etkilerinin kesinlikle dikkate alınmasını önermektedir [Alıcıoğlu, 2020]. Deprem gibi yatay karakteristikli yüklerin etkisinde maruz kalan bir yapının, büyük yer değişimlerine yol açarak ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmasını önemli hale getirmektedir. Literatürde, dört katlı beş açıklıklı bir çelik yapı sistemi için artımsal ve pratik yöntemler kullanılarak ikinci mertebe analizi gerçekleştirilmektedir. Kullanılan yöntemlerin sonuçları, referans verilerle karşılaştırılarak yapı elemanlarının performansı incelenmektedir. Araştırmanın sonucunda, incelenen ikinci mertebe analiz yöntemlerinin, referans sonuçlarla yeterli düzeyde uyumlu ve hassas sonuçlar verdiği belirlenmektedir. Ayrıca aynı çalışmada, merkezi çelik çaprazlı sistemlerin farklı geometrik yapıları incelenerek, narinlik oranı, yapı periyodu ve kat yatay yer değiştirme değerlerindeki değişimler araştırılmaktadır [Kural, Zeybek ve Seçer 2012].

Çalışmada düzenli ve düzensiz yapılarda P-Delta etkisinin yapısal davranış üzerindeki etkisini incelenmektedir. Düzensizliği bulunmayan yapılarda P-Delta etkisi; yatay ötelenmelerinde %16.5, kesme kuvvetlerinde %11 ve her katta oluşan momentlerde %14 oranında artış elde edilmektedir. Düzensizliği bulunan yapılarda P-Delta etkisinin dikkate alınmasıyla, yapının yatay öteleme rijitliğinde %59.85'e varan azalma görülmektedir. Bu bulgu, P-Delta etkisinin özellikle düzensiz yapılarda daha etkili olduğunu göstermektedir [Zavala, 2022].

Deprem sırasında yapıların sismik performansında oluşan yetersizlikler, mühendislik hatalarını ve yanlış kabullerin olduğunu göstermektedir. Türkiye'de 2023 yılında meydana gelen depremlerde yapıların çok fazla hasar almalarında en büyük etken, mevcut yapılarda bulunan yumuşak ve zayıf düzensizliklerinin olmasıdır. Çalışmada yumuşak kat düzensizliği olan 3 farklı yapının P-Delta etkili incelenmektedir. Alçak, orta ve yüksek katlı binaları temsil eden farklı kat sayısına sahip yapılar üzerinde analiz yapılmaktadır. İncelenen 3 yapının kesitleri ve malzeme özellikleri değişmezken, yapıların yükseklikleri değişmekte ve her binada zemin katta yumuşak kat bulunmaktadır. Bu tür düzensizliğe sahip yapıların performansı statik itme analizi SAP 2000 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar yumuşak katlı binaların deprem yer hareketi sırasındaki zayıflıklarını ve bu yapıların yüksek hasar görebilirliğini göstermektedir. P-Delta etkisinin yüksek yapılar üzerinde daha

büyük bir etkiye sahip olduğu ve bunların hesaplanmasında mutlaka dikkat edilmesi gerektiği gösterilmektedir [Ademović, 2023].

P-Delta (ΔP) etkilerinin yapıların dinamik karakteristiklerinin belirlenmesinde önemli ölçüde etkili olduğu ifade edilmektedir. Ancak uluslararası bina ve köprü yönetmeliklerinde ΔP 'nin neden olduğu etkileri analiz ile hesaplama yapmadan, sadece belirli katsayılar kullanılarak dikkate alınmaktadır. Bu çalışma güncel yönetmeliklerin kullandığı katsayılardan, farklı olarak elastik ve elastik olmayan stabilite katsayıları için sınır değerler önerilmektedir. Bu önerilen değerlerin sadece bu çalışmada kullanılan yapının sınır şartları ve uygulanan deprem kayıtları dikkate alınarak elde edildiği ifade edilmektedir [De Francesco 2023].

Bu araştırma, depreme dayanıklı çerçeve sistemlerinin davranışında farklı çapraz türlerinde P-delta etkilerinin yapı davranışındaki etkisi incelenmektedir. Çalışmada bir yapının yanal kuvvetlere karşı performansını artırmak için X, V, Z ve ters V çapraz elemanlar eklenmektedir. Çapraz kullanılmadan oluşturulan çerçeve sistemi ile X, V çapraz tipi kullanılarak oluşturulan çerçeve sisteminde oluşan kesme kuvveti değerinde %51,5 ve %63,8 azalma görülmektedir. Sonuçlar, çapraz kullanımının yapının rijitliğini ve dayanıklılığını artırabileceğini ve P-delta etkilerinde azalma meydana getireceği ifade edilmektedir [Krisnamurti 2021]

Bu çalışma, deprem yükü etkisi altında bulunan yüksek katlı binalarda P-delta'nın etkisini araştırmak için bir çalışma yapılmaktadır. Çalışmada, taban izolatörü kullanılan 20 katlı binanın, ETABS yazılımıyla 3 boyutlu bir sonlu eleman modeli simüle edilmektedir. Taban izolasyonu kullanılan binada, katlar arasındaki kesme kuvvetinde ve katlar arası ivme değeri önemli ölçüde azalmaktadır. P-delta kaynaklı taban kesme kuvvetinin %3 artışı, katlar arası ivmeyi yaklaşık %5 azaldığı görülmektedir. [Abbas 2021].

3. STABİLİTE TASARIMI

3.1. Genel Tanımlamalar

Çelik yapı yönetmeliklerindeki stabilite tasarımı kuramı, çelik yapıların dayanım ya da servis şartları gibi kontrollerin dışında, birçok etkiden kaynaklı yapının kararlılığına etkisi olan unsurlarını dikkate alınarak, yapının stabilitesinin incelenmesini amaçlamaktadır. Bu unsurların ve sistemin gerçek davranışının matematiksel modelinin oluşturulabilmesi için de eleman ve sistem bazında geometriksel doğrusal olmayan (*II. Mertebe Teorisi*) davranışının dikkate alınarak analiz yapılmasını gerekmektedir. Stabilite tasarımı, sistem kararlılığına etkisi olan unsurlar ile II. mertebe etkileri dikkate alınarak yapılan analiz sonucunda oluşan iç kuvvetlerin, elemanların tasarım kapasiteleri üzerinden değerlendirilmesini talep etmektedir. Hesap yapılırken YDKT ve GKT yöntemlerinin ikisinde usulüne uygun olarak kullanılabilir.

Sistemlerin stabilitesinin belirlenmesi ve gözönünde bulundurulması gereken başlıca unsurlar şunlardır.

- Dış tesirler sonucu elemanlarda oluşacak olan aksel, kayma ve eğilme şekil değiştirmeleri ile sistemin tümünde etkili olabilecek (kolon-kiriş panel bölgesi, birleşimler, mesnetler vb. gibi) şekil değiştirmeler
- Sistem ötelenmeleri ($P-\Delta$) ve eleman deplasmanları ($P-\delta$) nedeniyle oluşan II. mertebe etkiler
- Geometrik önkusurlar
- Elemanların malzemesel doğrusal olmayan davranışı sonucu sistem bazında oluşabilecek rijitlik ve dayanımdaki belirsizlikler

Yapı sistemlerinin analizinde, dış yüklerin ve I. mertebe etkilerin, elemanlar ve sistem tümündeki geometri değişimlerini denge denklemlerine entegre eden, II. mertebe teorisine dayalı bir çözüm benimsenmektedir. Bu analiz, yönetmeliklerin öngördüğü şekilde yapılmalı ve hesaplanan iç kuvvet talepleri, elemanların tasarım dayanımlarıyla karşılaştırılmalıdır. Stabilite tasarımı yaklaşımı, II. mertebe analiz esaslarını dikkate alırken, doğrudan ikinci mertebe ile analiz yapılması dışında,

birinci merteye analiz ile ikinci merteye etkilerin ve yukarıdaki unsurların dikkate alınmasına belirli yöntemlerle olanak sağlamaktadır. Bu kapsamda çalışmanın yedinci bölümünde, stabilite tasarımında farklı tasarım yöntem esasları ve gereklilikleri açıklanmıştır. Yukarıda ifade edilen unsurları incelemek, tasarım yöntemlerini anlamakta yardımcı olmaktadır. Bu unsurların hesap aşamasında nasıl dikkate alındığı ise ilerleyen bölümlerde gösterilmektedir.

3.2. Dayanım ve Rijitlikteki Belirsizliklerin Tanımı

Haddeleme ve üretim süreci sırasında profillerde oluşan artık gerilimler, dayanım sınır durumuna yaklaşıldığında erken akmaya geçmesine neden olmaktadır. Yapıdaki bu plastikliğin eleman kesiti ve eleman uzunluğu boyunca yayılması, yanal yüke dirençli çerçevenin bir parçası olan elemanlarda rijitlik ve dayanım kaybına yol açmaktadır. Elemanların aksel, kayma ve eğilme şekil değiştirmeleri sonucunda; birleşim bölgelerinde, kolon-kiriş panel bölgeleri, mesnet vb. bölgelerinde şekil değiştirmelerin meydana gelmesi, yapının da rijitlik ve dayanımında azalmalara ya da belirsizliklere yol açmaktadır. Bu azalma ya da değişimler, ikinci merteye etkilerinde dâhil olmasıyla artmakta, yapının kararlılığını kaybetmesine ve hatta göçmesine neden olabilmektedir. Bu yüzden ikinci merteye teorisi ile hesap yapılması, dayanım ve rijitliklerdeki bu değişikliğin ve belirsizliğin göz önüne alınması gerekmektedir.

Stabilite tasarım yaklaşımlarından birisi olan “*Genel Analiz*” yönteminde bahsedilen dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler doğrudan rijitlik azaltması yapılarak dikkate alınırken, diğer yöntem olan “*Burkulma Boyu*” yönteminde ise elemanların nominal dayanımının azaltılmasıyla dikkate alınmaktadır.

3.3. Geometrik Önkusurların Tanımı

Çelik levhalar ve profiller üretilirken imalatın kalitesine göre değişmekle birlikte belirli bir hata (yaklaşık $\pm 2mm$) ile üretilir. Elemanların imalat aşamasında da aynı şekilde (kaynaklanırken, cıvata delikleri açılırken vb.) çok küçük ölçekli hatalar (torelanslar) ile imal edilmektedir. Bu parçalar montaj aşamasına geçildiğinde hesap edilen geometriyle, oluşturulan geometri arasında farklılıklar doğmasına yol açmaktadır. İlâveten, elemanların birleşimlerinin yapılabilmesi için, düğüm noktalarının konumlarında kaymalara sebep olmaktadır. Bu hatalardan kaynaklı

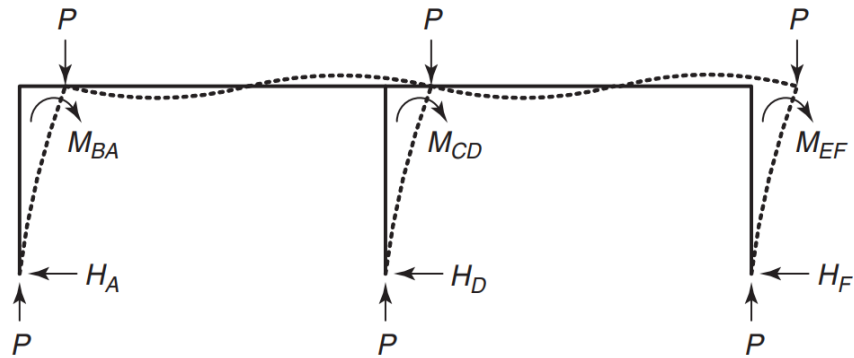
geometrideki değişimlere “*geometrik önkusur*” ya da “*ilkel kusur*” denilmektedir. Hesap edildiği geometriyle farklılık gösteren sistemler, sistem stabilitesine iki şekilde etkide bulunmaktadır. İlk elemanın doğrusal düzelemindeki düğüm noktaları arasında yerdeğiştirme olması, elemanda hesapta dikkate alınmayan ilave bir başlangıç gerilmesi yaratmaktadır. İkinci olarakta yerdeğiştirmiş sisteme yükleme gerçekleştiğinde, hesap ortamındaki merkezi (kusursuz) yüklemekten farklı olarak asimetric bir yük iletimine neden olmaktadır. Bu kaçıklıklar ikinci mertebe etkilere beraberinde getirdiğinden, stabilite tasarımı esnasında bu ön kusurların hesaba katılması gerekmektedir.

4. İKİNCİ MERTEBE TEORİSİNE GENEL BAKIŞ

İlk yükleme sonrasında geometrik bakımdan şekil ve konum değiştirmiş sistem üzerinde ilk yüklerin sistem denge haline gelene kadar tekrarlı bir şekilde etkiltilmesi yoluyla, yapının geometrik değişimlerini dikkate alabildiğimiz analiz tipine “*ikinci mertebe analiz*” ya da “*Geometriksel Doğrusal Olmayan Analiz*” denilmektedir. II. mertebe analiz ile yükleme adımlarında, şekil değiştirmiş sistemi dikkate alarak rijitlik ve denge denklemleri tekrar oluşturulmaktadır. Sistemin denge haline yaklaşmasıyla sonlanan analiz sonucunda, geometriksel şekil değiştirmelerden kaynaklanan, sistem ve eleman bazında oluşan değişimlere ya da iç kuvvetlere “*ikinci mertebe etkiler*” denilmektedir. Sistem bazında oluşan etkilere “*P-Δ etkisi*” diye adlandırılırken, eleman bazında oluşan etkilere de “*P-δ etkisi*” diye adlandırılmaktadır.

Bu geometrik yer değiştirmelerin etkilerinin analizlerde dikkate alınması durumuna ise “*İkinci Mertebe Teorisi*” denilmektedir.

Şekil 4.1’de deformasyon geçirmiş eksenler temsili olarak gösterilmiştir. Günümüz dünyasındaki hesap programları “Geometriksel Nonlineer Analiz” kriterlerini doğru bir şekilde modelleme ve analiz etme becerisine sahiptir. II. mertebe etkilerini doğru bir şekilde ele almak için genellikle geometrik rijitlik yaklaşımı ya da kararlılık fonksiyonları kullanımı tercih edilerek diferansiyel denklemler çözülmektedir. Bu yazılımlarda hesaplamalara dahil edilen veya dışarıda bırakılan bileşenler ve etkiler, program kullanıcıları tarafından bilinmesi ve kontrol edilmesi önem arz etmektedir.



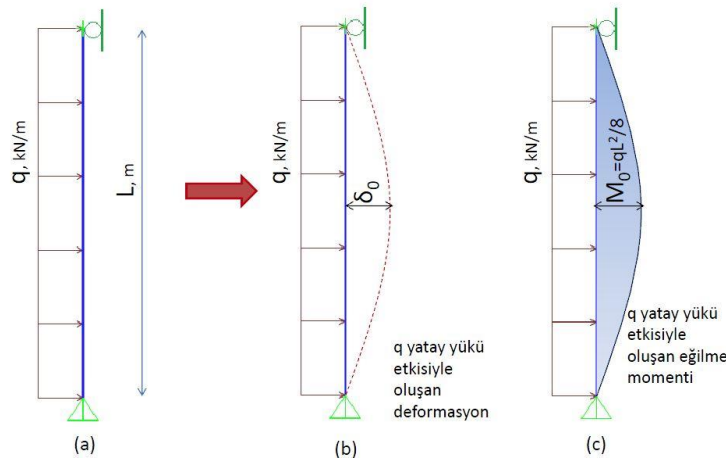
Şekil 4.1. Yük etkileri sonucunda şekil değiştirmiş eksen

I. mertebe analiz ile II. mertebe analiz arasındaki önemli bir fark da II. mertebe analiz için “süperpoze” ilkesinin geçerli olmayışıdır. Yük birleşimi yapılırken, tüm yüklerin kombinasyon katsayıları ile toplanarak tek bir yük halinde etkilmesiyle elde edilen sonucun, her bir yükleme sonrası elde edilen sonuçların (deplasman, moment, kesme ve normal kuvvet vb. gibi) katsayılar ile çarpılarak toplanmasının aynı sonuç vermesi durumuna “süperpoze ilkesi” denilmektedir. I. mertebe analizde yük birleşimleri dikkate alınırken, her yükleme durumu başlangıç şartları (Zero Condition) denilen şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yapılmaktadır. Bu sayede süperpoze ilkesi I. mertebe analiz için geçerli olmaktadır. II. mertebe analizinde ise her yükleme aşaması, bir önceki yükleme sonucu oluşmuş şekil değiştirmiş sistem üzerinden gerçekleştirilmektedir. Düğüm noktalarının yer değiştirdiği sistem üzerinden yüklemenin yapılması ilave iç kuvvetlere neden olmaktadır. Bu ilave iç kuvvetler, yüklerin ayrı ayrı analiz edilip sonuçların toplanması ile hesaplanmasından farklı sonuç vermektedir. Bu sebeple süperpoze ilkesi II. mertebe analizi için geçerli olmamaktadır.

Ek olarak II. mertebe teoremi ya da geometriksel analizler de, elemanların malzemesel doğrusal olmayan davranışı olan akma sahanlığı ötesi şekil değiştirmeler, kapsam dışında kalmakta ve dikkate alınmamaktadır.

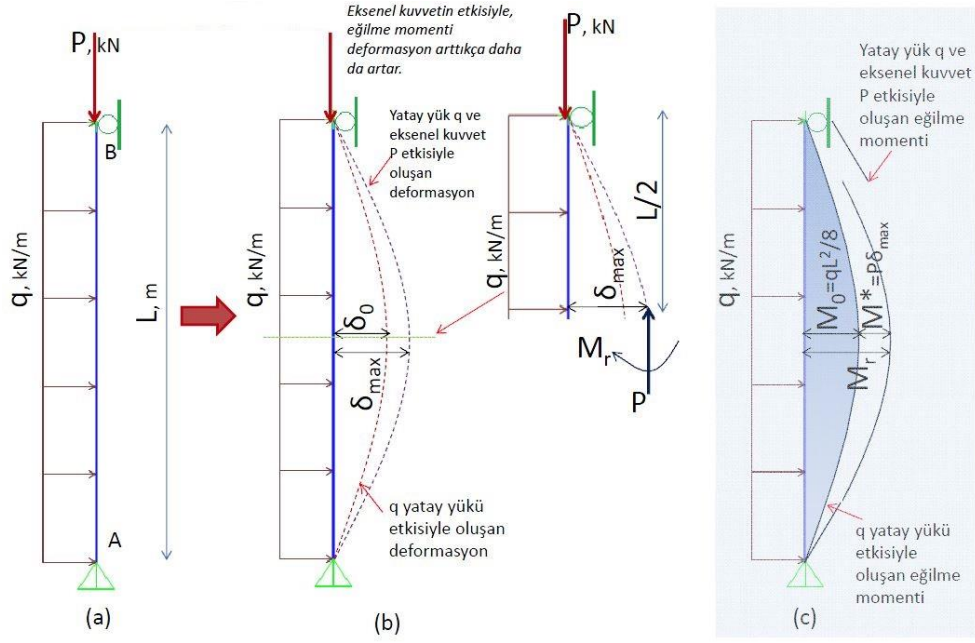
4.1.1. P- δ Etkisi

Eleman bazındaki deformasyonların, aksenal kuvvet etkisiyle ortaya çıkacak moment değerine ek bir moment katkısı sağlaması durumuna P- δ etkisi denilmektedir. Şekil 4.2(a)'daki mesnet şartlarındaki bir çubuğa Şekil 4.2(b)'deki gibi yayılı bir q yükü etkilediğinde çubuğun deplasman ve moment grafiği Şekil 4.2(c)'deki gibi olmaktadır.



Şekil 4.2. Yatay çizgisel yük etkisindeki kirişin moment gösterimi (Akbaş, 2013)

Elemana ek olarak bir de düğüm noktasından eksenel bir kuvvet etkilendiğinde, çubuk elemanda oluşacak etki Şekil 4.3 gibi olmaktadır. Yanal yük sebebiyle deplasman yapmış çubukta P basınç kuvvetinin devam etmesi halinde çubukta iki yükün tek başına etkimesinden farklı olarak ve Denklem 4.1'deki gibi ilave bir moment ve deplasman oluşmaktadır.



Şekil 4.3. Yatay çizgisel yük etkisindeki kirişin II. mertebe moment gösterimi (Akbaş, 2013)

En yüksek moment değeri çubuk elemanının ortasında meydana gelmekte ve eleman ortadan kesildiğinde; q yükü ve çubuk ortasına iletilen P yükünün etkisiyle, M* adında ek moment gözlemlenmektedir. Aşağıda bu durum dikkate alınarak mevcut denklemler düzenlendiğinde elde edilen sonuç Denklem 4.1, 4.2 gibi olmaktadır.

$$M_r = \frac{ql^2}{8} + P\delta_{max} \quad (4.1)$$

$$M_r = M_0 + M^* \quad (4.2)$$

M_r eşitliği M_0 ortak parantezine alındığında Denklem 4.3 elde edilmektedir.

$$M_r = \left(1 + \frac{M^*}{M_0}\right) M_0 \quad (4.3)$$

Burada $\left(1 + \frac{M^*}{M_0}\right)$ değeri B_1 terimi ile ifade edilir.

$$B_1 = \left(1 + \frac{M^*}{M_0}\right) \quad (4.4)$$

Eleman bazındaki II. Mertebe etkiler B_1 ile Denklem 4.4'teki gibi ifade edilmektedir. Terimlerin açıklaması aşağıda sunulmakta ve B_1 katsayısı Bölüm 5.3.2'de açıklanmaktadır.

M_7 : P ve q etkisinde oluşan eğilme momenti dayanımı

M_0 : Sadece yatay yüklerden oluşan eğilme momenti

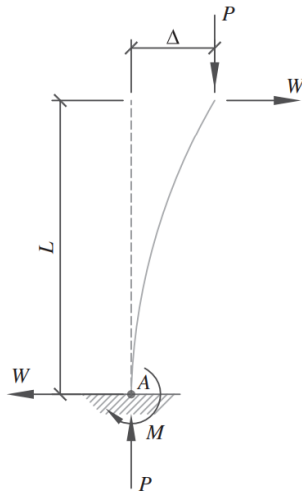
M^* : P- δ etkileşiminden dolayı oluşan ilave eğilme momenti

B_1 : P- δ etkilerini dikkate alan katsayı

4.1.2. P- Δ Etkisi

P- Δ etkisinde, P- δ etkisindeki mesnetler arası elemandaki oluşan etkiler yerine, sistemin tümüne etki ettiği ve sistem olarak deplasman yaptığı durum göz önüne alınmaktadır. Ötelenme sonrasında sistem üzerinde var olan basınç kuvveti nedeniyle oluşacak ilave etkiler (II. mertebe etkiler) Şekil 4.4'teki sistem üzerinde gösterilmektedir. Alt kısımda moment aktaran bağlantı ile mesnetlenmiş bir çubuğa, üst düğüm noktasına P ve W adında düşey ve yatay yük uygulandığı varsayılmıştır. Bu durumda, elemanın birinci mertebe eğilme momenti Denklem 4.5'te görüldüğü gibi hesaplanmaktadır.

$$M_1 = WL \quad (4.5)$$



Şekil 4.4. Tekil yatay ve düşey yüke sahip düşey konsolun gösterimi (Structural Steel Design, A. Aghayare ve Jason Vigil)

F kuvvetinin etkisiyle meydana gelen yatay ötelenmiş sistem üzerine P kuvvetinin etkimesi, ilave moment etkisine yol açmakta ve bu durumda M_2 eğilme momenti oluşmaktadır. Bu moment, Denklem 4.6'daki gibi gösterilmektedir.

$$M_2 = WL + P\Delta \quad (4.6)$$

M_2 eşitliğinde WL 'yi çarpan olarak dışarı alınırsa,

$$M_2 = \left(1 + \frac{P\Delta}{WL}\right)WL \quad (4.7)$$

Denklem 4.7 elde edilmiş olur. Burada $\left(1 + \frac{P\Delta}{WL}\right)$ değeri B_2 terimi olarak ifade edilir ve birinci mertebe moment değerini ifade eden WL , M_1 olarak yazılırsa, M_2 değeri Denklem 4.8 şeklini almaktadır. Sistem bazındaki II. Mertebe etkiler Denklem 4.8'deki B_2 ile ifade edilmektedir. B_2 katsayısı Bölüm 5.3.3'de açıklanmaktadır.

$$M_2 = B_2M_1 \quad (4.8)$$

Terimlerin açıklaması aşağıda sunulmuştur.

W: Yatay yük

P: Düşey yük

L: Düşey konsol uzunluğu

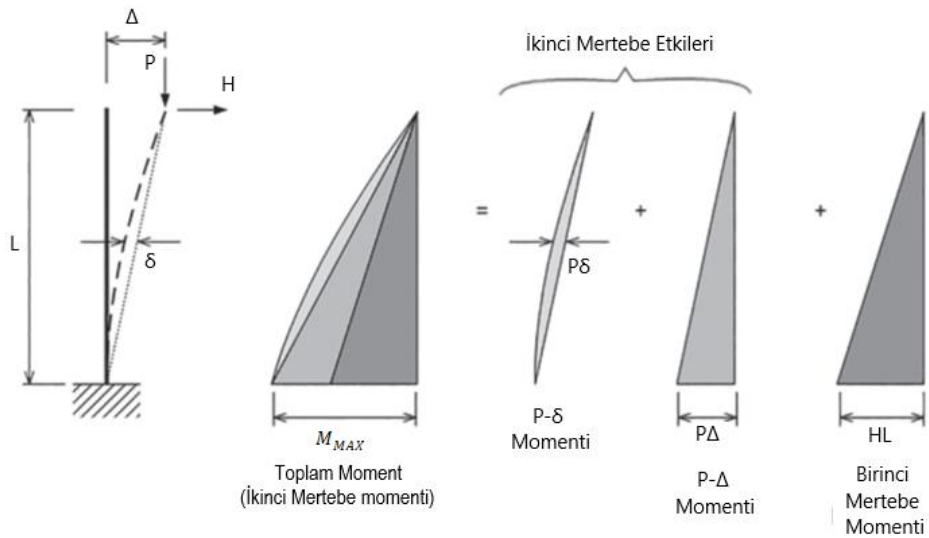
Δ : Konsol eleman şekil değiştirmesi

M_1 : Birinci mertebe moment

M_2 : İkinci mertebe moment

B_2 : İkinci mertebe momentlerini dikkate alan katsayı

Yukarıdaki sistemde, eleman bazındaki P - δ etkileri de dikkate alındığında oluşan II. mertebe etkilerin toplamı Şekil 4.5 ile gösterilmektedir.



Şekil 4.5. II. Mertebe etkilerinin (P - δ ve P - Δ) etkilerinin aynı eleman üzerinde gösterimi (AISC Design Guide 28,2013)

5. STABİLİTE TASARIMINDA II. MERTEBE TEORİSİNE AİT ESASLAR

5.1. Dikkate Alınacak Hususlar

Stabilite tasarım yaklaşımında uygulanan II. mertebe teorisi için, dikkate alınması gereken esaslar aşağıda açıklanmaktadır.

- Rijitlik ve dayanımdaki belirsizlikler dikkate alınmalıdır.
 - Analiz yapılırken sistem stabilitesini etkileyen tüm düşey yükler göz önünde alınmalıdır.
 - YDKT yöntemiyle hesap yapılırken yük birleşimleri değiştirilmeden kullanılmalıdır. Ancak GKT ile hesap yapılırken geometrik nonlineer analiz sırasında yükler 1.6 katsayısı ile arttırılmalı, ancak elde edilen sonuçlar 1.6 katsayısına bölünerek dayanım hesapları yapılmalıdır.
 - İkinci mertebe analizinde; hesaba esas olan, önyükler sonrasında deplasman yapmış sistem üzerinden denge ve süreklilik denklemleri kurularak çözüme gidilmeli, bu sayede II. mertebe etkilerin sistem ötelenmeleri ($P-\Delta$) ve eleman deplasmanlarına ait etkileri ($P-\delta$) hesaba katılmalıdır. Aşağıdaki koşulların üçününde sağlanması halinde “sadece” $P-\delta$ etkilerinin terk edilmesine izin verilebilir. Ancak bu durum eksenel basınç ve eğilme etkisi altındaki elemanlar için geçerli değildir.
- (1) Düşey yüklerin, düşey kolonlar ve perdeler tarafından taşınması.
 - (2) Moment aktaran çerçeve kolonlarının taşıdığı düşey yüklerin, toplam düşey yüklere oranının 1/3'ünü aşmaması.
 - (3) YDKT yük birleşimlerinden veya GKT kombinasyonlarının 1.6 katına eşit bir yüklemekten kaynaklanan ve genel analiz veya etkin boy tasarım yöntemi kullanılarak yapılan stabilite hesaplarında $B_2 \leq 1.7$ olması.

5.2. Geometrik Önkusurların Dikkate Alınması

Birleşim noktalarının yerinin geometrik sapması olarak da ifade edilen geometrik önkusurlar aşağıdaki yollar ile dikkate alınmaktadır. Yapısal stabilite tasarımında göz önüne alınan *sistem önkusurları*, düğüm noktalarının konumundaki geometrik ön

kusurlar içermektedir. Eleman ön kusurları diye adlandırılan, doğrusal elemanların uç noktalarını birleştiren doğru dışında kalan yerel sapmalar bu bölümün konusu dışında kalmaktadır.

5.2.1. Geometrik Kusurların Doğrudan Modellenmesi Yoluyla

Bu yöntemde geometrik ön kusurlar, kusurun önceden tahmin edilip ya da hesaplanıp, düğüm noktalarının yer değiştireceği mesafe göz önüne alınarak modellenmektedir. Eğer dikkate alınacak ön kusur biliniyorsa, bilindiği şekliyle modellenmektedir. Ancak, kusurun önceden bilinmeyen bir kusur olması durumunda, yönetmeliklerin belirlediği toleranslar içerisinde model üzerine yansıtılmaktadır.

5.2.2. Geometrik Kusurların Fiktif Yük Olarak Modellenmesi Yoluyla

Geometrik kusurların fiktif yük olarak hesaplanacağı yöntemde; düğüm noktasının kusur düzeyi kadar yer değiştirmesini sağlayacak bir kuvvet, düğüm noktasından yatay olarak etkililmektedir. Geometrik ön kusurlar yerine yüklenen bu fiktif (hayali) yükler, sistemin şekil değiştirmemiş hali üzerine uygulanmaktadır. Uygulama yapılırken yük birleşimlerinin yönleri dikkate alınarak en elverişsiz durumu yaratacak şekilde etkililmektedir.

ÇYTHYE-2016'da önerilen geometrik ön kusur değeri (0.002) 1/500 olarak belirlenmektedir. 0.002 değeri izin verilen en alt sınır değeridir. Bu değer ile, çeliğin imalat, montaj, üretim kaynaklı toleranslarının toplamı ifade edilmektedir. Toleransları fiktif yük olarak hesaplarken, katın üzerinde bulunan düşey yüklerin bir oranı olarak (tolerans oranında) yatay yük şeklinde düğüm noktalarından modele etkililmektedir. Genel denklemde 0.002 olarak belirlenen minimum değer, Bölüm 7'deki "Tasarım Yöntemleri" başlığında açıklandığı üzere, stabilite tasarım yaklaşımı yöntemine göre değişim göstermektedir. Örneğin ilerleyen bölümlerde anlatıldığı üzere çalışmanın kapsamı dışında kalması nedeniyle Bölüm 7'de bahsedilmeyen, AISC/360-16'da ÇYTHYE-2018'den farklı olarak mevcut olan, "*Sınırlı Birinci Mertebe Analizi (Limited First Order Analysis Method, LFOM)*" yaklaşımında, minimum fiktif yük değeri kat ötelenmesine bağlı olarak 0.0042'den küçük alınmamaktadır. Yatay fiktif yükler her kat için ayrı ayrı olacak şekilde Denklem 5.1 genel denklemi ile hesaplanmaktadır.

$$N_i=0.002\alpha Y_i \quad (5.1)$$

Terimlerin açıklaması aşağıda verilmektedir.

α : YDKT ve GKT yöntemlerine göre uygulanacak katsayı (YDKT için $\alpha=1$, GKT için $\alpha=1.6$)

N_i : Kat hizasından etkitilecek fiktif yük

Y_i : Kata etkiyen toplam düşey yük

B_2 katsayısı yönetmeliklerde aynı zamanda, ikinci merteye analiz sonucundaki ötelenmelerin birinci merteye analiz sonucundaki ötelenmelere oranı olarak gösterilmektedir. B_2 katsayısı hesabında yük birleşimleri, YDKT kombinasyonları için direkt dikkate alınmakta, GKT kombinasyonları 1.6 ile çarpılarak dikkate alınmaktadır. Fiktif yükler, B_2 katsayısının 1.7'den küçük veya eşit olması durumunda sadece düşey yük içeren kombinasyonlarda dikkate alınmakta, 1.7'den büyük olması durumunda ise tüm yatay ve düşey yük içeren kombinasyonlarda dikkate alınmaktadır. Kombinasyonların fiktif yükler ile birlikte göz önüne alınmış halleri Ek B1 bölümünde verilmiştir.

5.3. Yaklaşık İkinci Merteye Analizi

Karmaşık yapılarda II. merteye hesabın elle yapılabilmesi oldukça güç olmaktadır. Yönetmelik , II. merteye etkilerin doğrudan dikkate alındığı geometriksel doğrusal olmayan analiz yapılmasının yanı sıra, I. merteye (doğrusal) analiz yapılarakta dikkate alınabildiği bir yöntem sunmaktadır. Fakat “*Yaklaşık İkinci Merteye Analizi (YİMA)*” adı verilen bu yönteme ait belirli sınırlamalar mevcuttur. ÇYHTYE-2016’da YİMA, stabilite tasarımı “*yöntem*”lerinden birisi olarak gözüke de esasen ikinci merteye etkileri dikkate alabilmek için yapılan bir “*analiz*” türüdür. Nitekim AISC’deki YİMA yöntemleri ile ÇYHTYE arasında, yöntem çeşitleri açısından farklar mevcuttur. Bu konu yedinci bölümde “Tasarım Yöntemleri” başlığı altında incelenmiştir.

Yaklaşık ikinci merteye yönteminde, I. merteye analiz sonuçlarına ait iç kuvvetler katsayılarla arttırarak II. merteye etkilerini içeren iç kuvvetler bulunmaktadır. Yöntemde II. merteye etkilerini içeren iç kuvvetleri hesaplayabilmek için aşağıdaki formüller kullanılmaktadır.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (5.2)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (5.3)$$

Yukarıdaki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

P_7 : Kombinasyonlarca hesaplanan II. mertebe etkileri içeren gereken aksenal kuvvet dayanımı.

M_7 : Kombinasyonlarca hesaplanan II. mertebe etkileri içeren gereken eğilme momenti dayanımı.

B_1 : Eleman bazında II. mertebe etkileri dikkate alan katsayı

B_2 : Sistem bazında II. mertebe etkileri dikkate alan katsayı

P_{nt} : Yatay ötelemesi önlenmiş çerçevelerde, yük birleşimleri altında hesaplanan I. mertebe aksenal kuvvet.

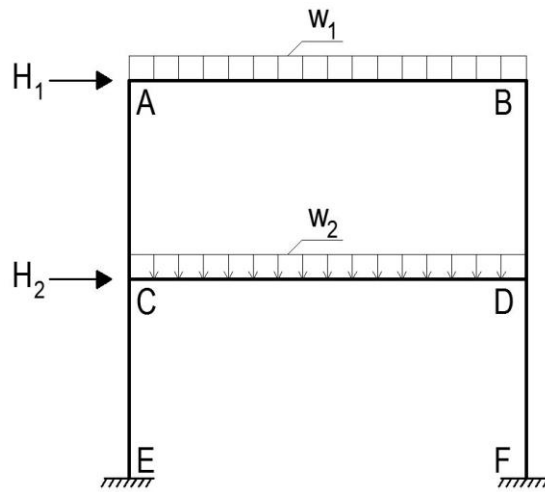
M_{nt} : Yatay ötelemesi önlenmiş sistemde, yük birleşimleri altında hesaplanan I. mertebe eğilme momenti.

P_{lt} : Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan I. mertebe aksenal kuvvet.

M_{lt} : Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eğilme momenti.

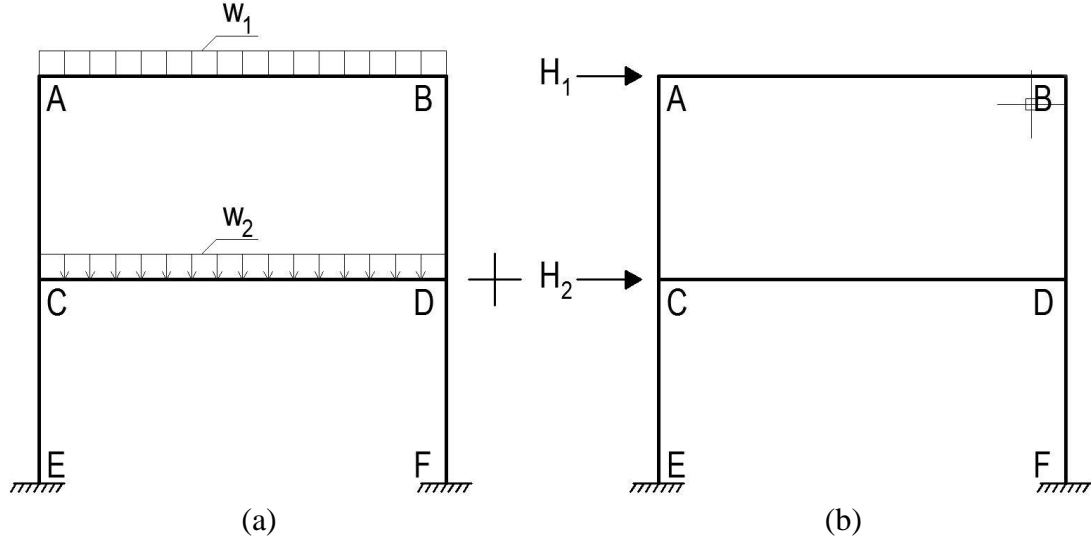
Yaklaşık ikinci mertebe analizinde iki durum söz konusudur. Çerçeve sisteminin yatay ötelemesi engellenmiş ve engellenmemiş olmak üzere iki ayrı durum, ayrı ayrı göz önüne alınarak, çerçeve sisteminde meydana gelen toplam moment ve aksenal kuvvet etkileri hesaplanmaktadır. Bu iki durumun çözümü için iki farklı yaklaşım bulunmaktadır. Bunlar “*düşey yüklerin yanal deformasyona yol açmadığı kabulü*” ve “*düşey yüklerin yanal deformasyona sebep olduğu*” kabulleridir.

Düşey yüklerin yanal ötelenmeye sebebiyet vermediği yaklaşım:



Şekil 5.1. 2 Boyutlu çerçeve ve yüklemeler

Yükleme durumu Şekil 5.1'deki gibi bir sistemde yükler, hem düşey hem de yatay yüklerden oluşmaktadır. Yaklaşık II. mertebe yöntemi ile, düşey ve yatay yüklerin her iki durumu için de ayrı ayrı analiz edilmesi istenmektedir. Şekil 5.2'te bu iki analiz durumu gösterilmektedir.



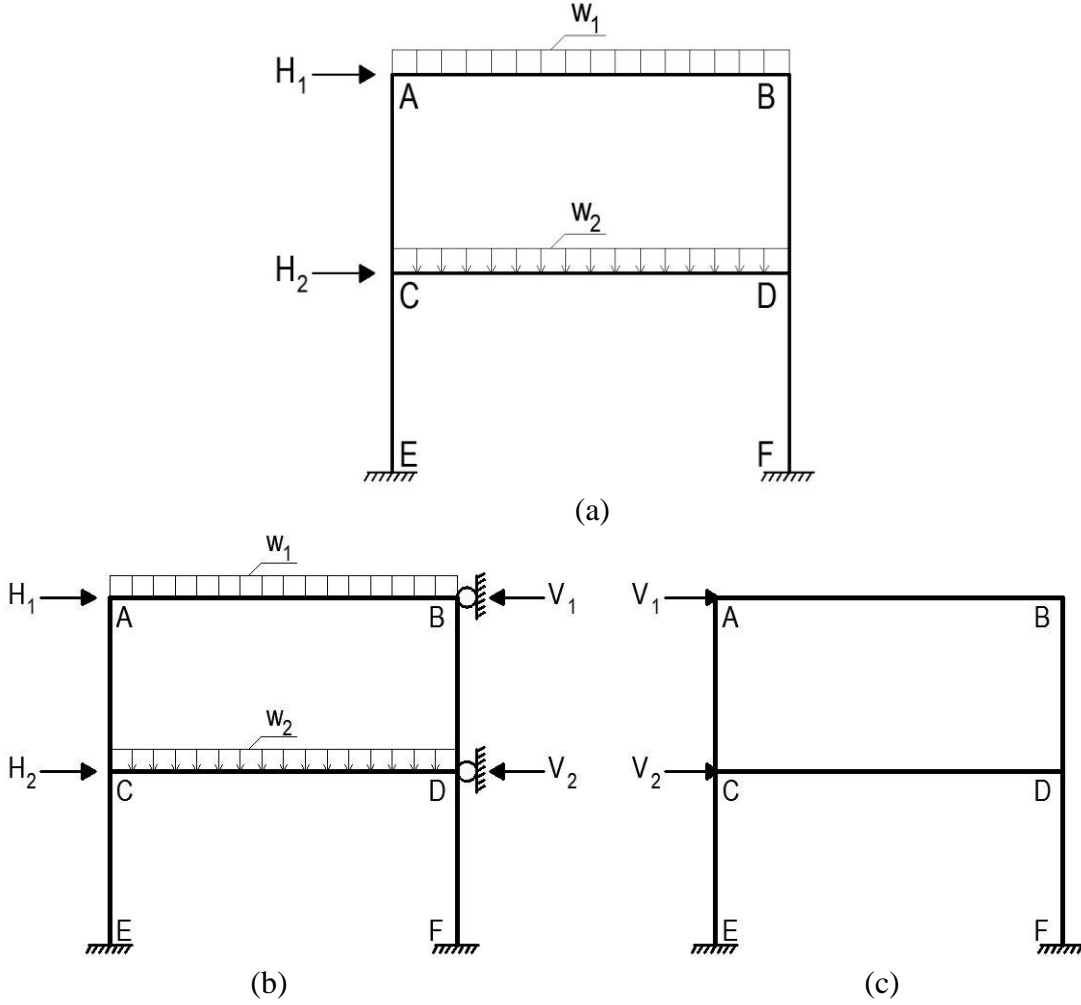
Şekil 5.2. Düşey yüklerin yatay ötelenmeye sebebiyet vermediği yaklaşım için yatay ve düşey yüklerin ayrımı

Çerçeve sistemi, Şekil 5.2 (a)'da görüldüğü üzere önce sadece düşey yüklerin bulunduğu, sonrasında ise Şekil 5.2 (b)'deki gibi sadece yatay yüklerin bulunduğu, iki farklı sistem olarak incelenmektedir. Düşey yükler nedeniyle oluşan aksenal kuvvet ve eğilme momenti değerleri P_{nt} ve M_{nt} indisleri ile ifade edilmektedir. Yatay yüklerin etkisi altında oluşan aksenal kuvvet ve eğilme momenti değerleri ise P_{lt} ve M_{lt} indisleri kullanılmaktadır. Yaklaşık ikinci mertebe yöntemi, çerçeve sistemine etki eden P ve M etkilerini her iki yüklenme durumu içinde B_1 ve B_2 arttırma katsayılarını kullanarak, II. mertebe analizle elde edilen değerlere yakın sonuçlar vermesini amaçlamaktadır.

Düşey yüklerin yanal ötelenme oluşturduğu yaklaşım:

Bu yaklaşımda sistem, kat seviyelerine fiktif mesnetler konularak analiz yapılmaktadır. Başlangıç durumundaki yüklenme Şekil 5.3(a)'daki sistemde, fiktif mesnetler sadece yatay kuvvetlere karşı koyacak şekilde Şekil 5.3(b)'deki gibi düşünülmektedir. Analiz sonucundaki fiktif mesnetlerde oluşan mesnet tepkileri, Şekil 5.3(c)'deki gibi boş (yüksüz) orijinal sistem üzerine kuvvet olarak etkililir. Bu sayede çerçeve sisteminde oluşacak P ve M değerleri hesaplanmaktadır. Bulunan P

ve M değerleri B_1 ve B_2 değerleri ile büyütülerek (Denklem 5.2 ve 5.3 kullanılarak), II. mertebe analiz sonucundaki değerlere yaklaşmasını hedeflemektedir.



Şekil 5.3. Düşey yüklerin yatay ötelenmeye sebebiyet verdiği yaklaşım için yatay ve düşey yüklerin ayrımı

Yaklaşık ikinci mertebe analizi belirli kabuller altında oluşturulmuştur. Kabullerin getirdiği sınırlamalar dikkate alındığında II. mertebe analiz ile benzer sonuçları vermesi hedeflenmiştir. Bu sınırlar altında Denklem 5.2 ve 5.3 ile normal kuvvet ve moment kuvvetleri B_1 ve B_2 katsayılarıyla artırılmasıyla ikinci mertebe etkilerine yaklaşılmaktadır.

B_1 katsayısı, Denklem 5.2 ve 5.3'ten de anlaşılacağı gibi sadece basınç kuvvetini büyütme için kullanılmaktadır. Bu sebeple basınç elemanı olarak kullanılmayan elemanlarda (kolonlar, çaprazlar vb. aksenal yüke maruz kalan eleman dışında kalan kirişler vb. gibi) B_1 katsayısı kullanılmamakta ve bir (1) olarak hesaplanmaktadır.

Fakat yukarıda bahsedilen basınç elemanına bağlı diğer elemanların tahkiki yapılırken, yan elemanın moment değeri basınç elemana ait B_1 katsayısı ile büyütülmelidir. Bu duruma alternatif olarak ana elemandaki I. mertebe ile II. mertebe (B_1 ve B_1 katsayılarıyla büyütülmüş) analizler arasındaki kuvvet farkları, ana elemanla bağlantılı elemanlar arasında rijitlikleri oranında bölüştürülmelidir.

Yapı elemanları arasında yatay yüklere karşı koyan (kolon, kiriş, diyagonal çapraz gibi) elemanların, ikinci mertebe etkilerini hesaplamak amacıyla B_2 katsayısı kullanılmaktadır. Bu katsayı, yatay yükleri taşımayan elemanlar için geçerli değildir. Çok katlı yapı sistemlerinde, B_2 katsayısının katlar arasında belirgin bir farklılık göstermediği durumlarda, tüm katlar için maksimum B_2 değeri kabul edilerek hesaplanabilmektedir. Böylece sistem genelinde x ve y doğrultularındaki yatay ötelemelere göre hesaplanan B_2 için, o yöne ait sabit bir değer ile hesap yapılabilmektedir.

Basınç elemanlarındaki B_1 katsayısında olduğu gibi aynı şekilde kolonlarda B_1 ve B_2 değerleri ile büyütülen moment değerleri, kolona düğüm noktasında moment aktaran birleşimle bağlanan kiriş ya da diğer yapı elemanlarındaki momentlerle dengelenmelidir. B_2 katsayısı, tüm yapı elemanları için genel olarak kullanılabilir olduğu için, bu durumda herhangi bir uyumsuzluk yaratmamaktadır.

5.3.1. Uygulama Sınırları

ÇYTHYE-2016 Yönetmeliği'nin 6.5.1 Bölümü, yaklaşık II. mertebe yönteminin düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı sistemler için uygulanabileceğini belirtmektedir. Fakat AISC 360-16 Appendix 8'de, bu duruma ek bir şart daha bulunmaktadır. AISC'ye göre, yaklaşık yöntemle elde edilen B_1 katsayısının 1.2'den büyük olması durumunda, yaklaşık II. mertebe analiz yöntemin uygun olmadığı ve ikinci mertebe etkilerin ($P-\delta$) doğrudan hesaplanmasının daha gerçekçi olacağı ifade edilmektedir.

5.3.2. $P-\delta$ Etkisi için B_1 katsayısı

Basınç ve eğilme etkisi altındaki elemanların x ve y yönünde hesaplanacak $P-\delta$ (eleman bazındaki ikinci mertebe) etkisi olan B_1 katsayısı, Denklem 5.4 ile hesaplanmaktadır.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1 \quad (5.4)$$

Denklemdaki indislerin açıklamaları aşağıda paylaşılmaktadır.

α : YDKT ve GKT yöntemlerine göre uygulanacak katsayı (YDKT için $\alpha=1$, GKT için $\alpha=1.6$)

P_r : İlgili elemandaki aksenal kuvvet. Çerçeve sistemlerde $P_r=P_{nt}+P_{lt}$ olarak alınabilir

C_m : Eşdeğer sabit moment değiştirme katsayısı

P_{el} : Eleman düğüm noktalarında yanal yer değiştirme olmadığı varsayımı ile, eğilme düzlemindeki burkulma yükü

Elastik burkulma kuvveti P_{el} , doğrultuya ait eğilme düzlemi için Denklem 5.5 ile hesaplanmaktadır.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (5.5)$$

Denklem 5.5 içerisindeki lejantlar aşağıda açıklanmaktadır.

E: Yapısal çelik elastisite modülü

I: Eleman enkesitinin eğilme düzlemindeki atalet momenti

L: Eleman boyu

EI^* : Elemanın rijitliği, genel analiz yöntemi ile tasarım için Bölüm 7.1.3'e göre hesaplanmış azaltılmış rijitlik kullanılarak dikkate alınmaktadır. Burkulma boyu yöntemi ile tasarımda rijitlik azalması yapılmadığından eleman rijitliği olduğu gibi ($EI^*=EI$) hesaba katılmaktadır.

K_1 : Burkulma boyu katsayısı hesaplanırken sistemin, yanal ötelenmesi önlenmiş sistem olarak düşünülerek hesaplanmaktadır. 1'den küçük değer alabileceği, bir yaklaşımla kanıtlanmadığı sürece $K_1=1$ olarak dikkate alınmaktadır.

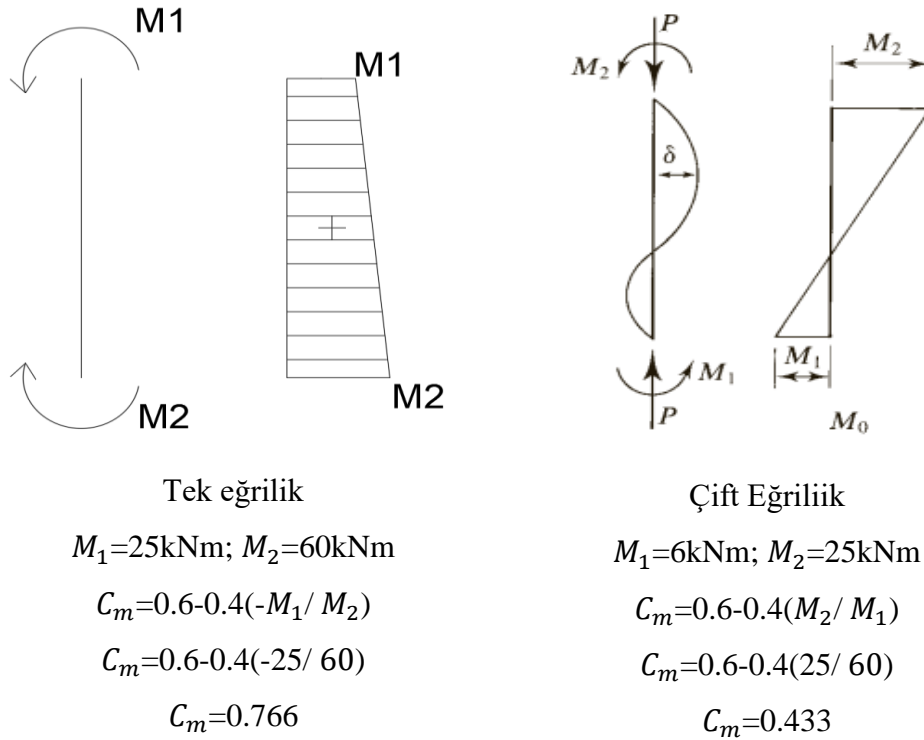
5.3.2.1. C_m katsayısının Formülizasyonu

Eşdeğer sabit moment yayılışına çevirme katsayısı II. mertebe etkilerinin yaklaşık olarak hesaplanmasında kullanılmaktadır. Basınç elemanlarında yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş olarak iki farklı şekilde hesaplanmaktadır. İlave olarak uç noktaları arasında yatay yükün varlığı da incelenmelidir. Buna göre C_m hesabı aşağıdaki gibi yapılmaktadır.

a) Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçevelerin, eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etki etmediği elemanlarda Denklem 5.6 ile hesaplanır.

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1 / M_2) \quad (5.6)$$

M_1 ve M_2 , hesaplanan yöne ait sırasıyla mutlak değer olarak küçük ve büyük momentlerdir. Çubuğun tek eğrilikle eğildiği durumlarda M_1/M_2 değeri formüle ilaveten “-“ çarpanı alırken, çift eğrilikle eğildiği durumlarda “+“ değeri almaktadır. Çubuk eleman iki uç noktası arasında moment yön değiştiriyorsa çift eğrilikli, değiştirmiyorsa tek eğrilikli eğilme davranışı göstermektedir. Formül (Denklem 5.6), tek eğrilikli eğilme davranışında II. mertebe etkilerin daha etkin olması nedeniyle, değeri büyütecek şekilde “+” işareti almaktadır. Şekil 5.4’te bu durum örneklerle açıklanmaktadır.



Şekil 5.4. Tek eğrilik ve çift eğrilik gösterimi

b) Yanal ötelenmesi serbest olan iki boyutlu sistemlerde, C_m formüllerle hesaplanabilirken, güvenlik amacıyla yönetmelikler C_m 'nin bir (1) olarak alınmasını önermektedir.

5.3.3. P-Δ etkisi için B_2 katsayısı

II. mertebe etkilerin sistem bazında hesaba katan B_2 büyütme katsayısı sistemdeki her (kat) rijit diyafram aralığında Denklem 5.7 ile hesaplanmaktadır. Her iki yön içinde hesaplanması gerekmektedir.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{kat}}}{P_{e,\text{kat}}}} \geq 1 \quad (5.7)$$

Terimlerin açıklaması aşağıda verilmektedir.

α : YDKT ve GKT yöntemlerine göre uygulanacak katsayı (YDKT için $\alpha=1$, GKT için $\alpha=1.6$)

P_{kat} : YDKT veya GKT kombinasyonları için, hesaplanan kattaki tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük (toplam kat düşey yükü)

$P_{e,kat}$: İlgili kata ait tüm kat kolonlarını dikkate alan kat elastik burkulma yükü

$P_{e,kat}$ Denklem 5.8 ile hesaplanmaktadır.

$$P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (5.8)$$

Denklemde yer alana R_M , Denklem 5.9 ile bulunmaktadır. İfadelerin açıklamaları aşağıda yapılmaktadır.

$$R_M = 1 - 0,15(P_{mf}/P_{kat}) \quad (5.9)$$

R_M katsayısı, elemanların II. mertebe etkilerini (P- δ), katın tamamındaki sistem II. mertebe (P- Δ) etkileri üzerindeki oranını göz önüne alan katsayı olarak açıklanmaktadır. Hesap edildiği yöne ait taşıyıcı sistem kolonlarının tamamı moment aktaran çerçeve olduğu durumlarda 0.85, yatay yüklerin sadece çapraz elemanlarla karşılandığı durumlarda ise 1.0 değerini almaktadır.

P_{mf} : Göz önüne alınan doğrultudaki sadece moment aktaran çerçevelerin kolonlarına etkiyen toplam düşey yük (çaprazlı çerçevelerde P_{mf} sıfır olarak alınmaktadır).

L: Kat yüksekliği

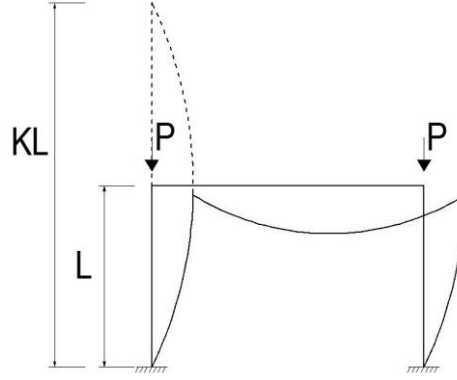
H: Hesaplanan doğrultudaki, görelî kat ötelemesi

Δ_H : Hesaplanırken kullanılan kombinasyon altındaki kat kesme kuvveti

ÇYTHYE-2016 yönetmeliğine göre, Δ_H hesaplanırken sistem rijitliği azaltılmadan hesap yapılmaktadır. AISC'nin yaklaşımı ise analiz gereği rijitlikte bir azaltma olması durumunda (örneğin genel analiz ile tasarım yapıldığında) azaltılmış rijitlik kullanılması yönündedir. Sonuç olarak B₂ hesabı için gereken tüm değerler, kesme kuvveti başta, aynı rijitlik durumu altında alınacağından sonuç değişmemektedir. Çalışmada AISC'nin yaklaşımı dikkate alınarak devam edilmiştir.

6. BURKULMA BOYU KATSAYISI (K)

Burkulma boyu katsayısı ile hesapta mevcut dayanımı hesaplamak için eleman burkulma boyu (etkin uzunluğu) dikkate alınarak hesap yapılmaktadır. Eleman boyu yerine, K katsayısı ile çarpılmış eleman etkin uzunluğu kullanılarak, hesapta plastik davranışın kesitte ve çubuk boyunca yayıldığı varsayımı yapılır. Bu nedenle burkulma boyu katsayısı kullanılan analizlerde rijitlik azaltmasına ihtiyaç duyulmamaktadır. Şekil 6.1’de, eleman boyu yerine teorik boy ile hesap yapılması varsayımı gösterilmektedir.



Şekil 6.1. Etkin uzunluk metodu yaklaşımı teorik boyun gösterimi












Etkin uzunluk ($L_c=KL$) dikkate alınarak, elastik veya elastik olmayan kolon burkulması için; eşdeğer kolon burkulma gerilmesi ($F_e=\pi^2 E/(L_c/r)^2$) ile hesaplanmaktadır. Buradan aksenal basınç dayanımına (P_c) geçiş, eşdeğer kolon burkulma gerilmesi ile kesit alanı çarpımıyla yapılmaktadır. Bu sayede gerilme dağılımının burkulma davranışı üzerine etkileri, ampirik formüllerle çıkartılmış bir eğri ile hesaba katılmaktadır.

Yapıların stabilitesi, özellikle de yanal yer değiştirmenin önlenmediği durumlarda, çerçevelerin stabilitesi, kirişlerin-kolonların eğilme rijitliği üzerinden tayin edilmektedir. Elemanların boyut ve sistemin rijitliği, kayma deformasyonlarından kaynaklanan rijitlik azaltmasında etkili olan temel faktörlerdir. Bu azaltma, elemanın gerçek boyu (L) yerine etkin boyu (KL) kullanılarak sağlanmaktadır. Yanal yer değiştirmenin engellenmediği sistemlerde, kullanılan K katsayısı 1'den büyük bir

değer almaktadır. Literatürde burkulma boyu katsayısı için farklı yöntemler ve çalışmalar bulunmaktadır.

6.1. Thomas C. Kavanagh Çerçevenin Etkin Uzunluğu Metodu

Burkulma boyu katsayısı için başlıca yöntem olan belirli kabullere dayalı basitleştirilmiş hızlama nomogramları yöntemi gelmektedir (Thomas C. Kavanagh, 1962). Nomogramlar kullanılmak istenmediği zaman, nomogramların çıkış denklemleri olan formüller kullanılarak K katsayısı hesaplanmaktadır. Bir üçüncü seçenek olarak, basitleştirilmiş mesnet şartlarıyla sınırlandırılmış durumlar için K katsayısı direkt Şekil 6.2'den alınmaktadır.

Kesikli çizgilerle basınç çubuğunun burkulma şekli gösterilmiştir.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
	Teorik burkulma boyu katsayısı	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0
Tavsiye edilen burkulma boyu katsayısı	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Mesnetlenme koşulları	 <ul style="list-style-type: none">  Dönme ve ötelenme önlenmiş  Dönme serbest, ötelenme önlenmiş  Dönme önlenmiş, ötelenme serbest  Dönme ve ötelenme serbest 					

Şekil 6.2. Burkulma boyu katsayısı, K için yaklaşık değerler (TS 648)

Yöntem geliştirilken yapılan kabuller nedeniyle konservatif sonuçlar vermektedir.

Yapılan kabuller aşağıda açıklanmaktadır.

- Davranış tamamen elastik davranıştır.
- Elemanların kesitleri hepsi için aynıdır.
- Tüm birleşimler rijittir.
- Yanal hareketi önlenmiş çerçevelerdeki (çaprazlı çerçeve) kolonlar için, oluşan burkulma tek eğriliklidir.

- Yanal hareketi önlenmemiş çerçevedeki (moment çerçevesi) kolonlar için, oluşan burkulma çift eğriliklidir.
- Tüm kolonların rijitlik parametresi $L\sqrt{P/EI}$ birbirine eşittir.
- Düğüm noktasındaki mesnetlenme şartı, düğüm noktasının alt ve üstündeki kolonlara göre, kolonların EI/L değerleri oranına (dönme rödarlarına) göre dağıtılır.
- Tüm kolonların burkulma anı aynıdır.
- Kirişler de dikkate alınacak bir düzeyde eksenel kuvvet yoktur.
- Kayma deformasyonları ihmal edilmiştir.

Nomogramlar ya da bu nomogramları tanımlayan denklemlerde, G_A ve G_B terimleri, kolonun üst ve alt uçlarındaki düğüm noktalarındaki eğilme rijitliklerini göstermektedir. Bu düğüm noktalarında birleşen kolon ve kiriş elemanlarının eğilme rijitlikleri toplamının oranını belirleyen G_A ve G_B terimleri, Denklem 6.1 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$G_{A,B} = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} \quad (6.1)$$

Terimler aşağıda açıklanmaktadır.

$E_c I_c$: Kolon enkesiti eğilme rijitliği ile elastite modülü çarpımı

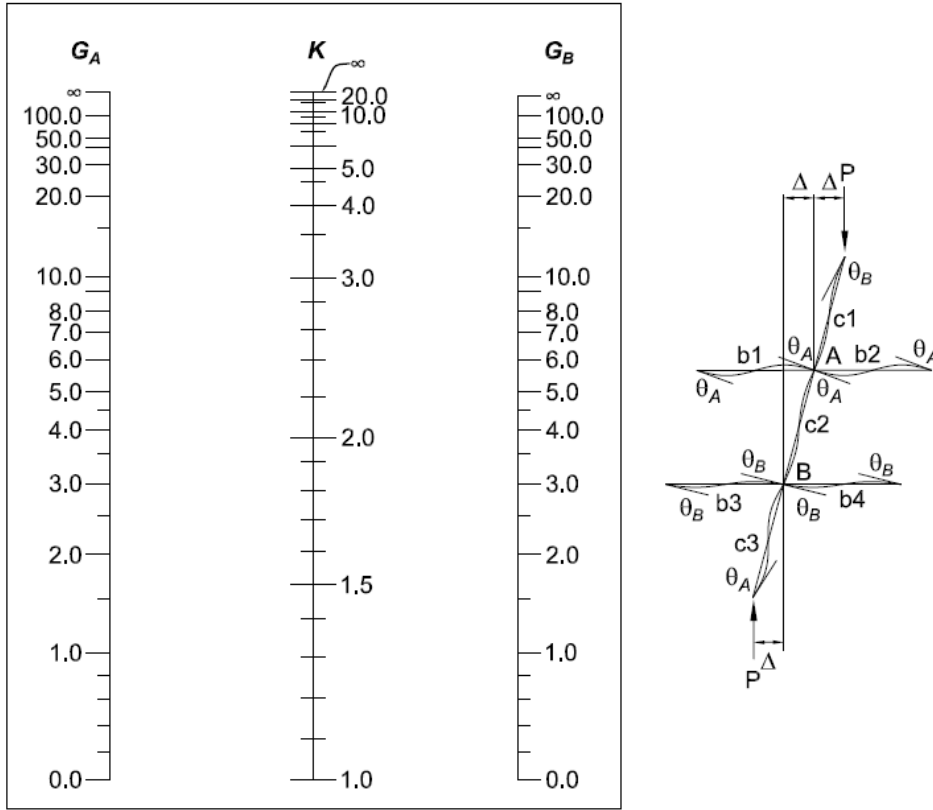
L_c : Kolon boyu

$E_g I_g$: Kiriş enkesiti eğilme rijitliği ile elastite modülü çarpımı

L_g : Kiriş boyu

Nomogramlardaki A ve B indislerinin üst veya alt uç olması, nomogramların simetrik olmasından dolayı K katsayısında fark oluşturmasa da ÇYHTYE-2018'de A noktası kolon üst ucu olarak ifade edilmektedir. G_A ve G_B değerlerinin Denklem 6.1 ile hesabında, aynı düğüm noktasında farklı malzemedeki yapı elemanlarının var olabileceği, denklemlerde elastite modülü (E) ile dikkate alınmaktadır. Aynı malzemedeki olması durumunda denklemlerden elastite modülü kaldırılabilir.

6.1.1. Yanal Yer Değiştirmesi Önlenmemiş Çerçevesler



Şekil 6.3. Yanal yer değiştirmesi engellenmemiş sistem burkulma boyu katsayısı (K nomogramı)

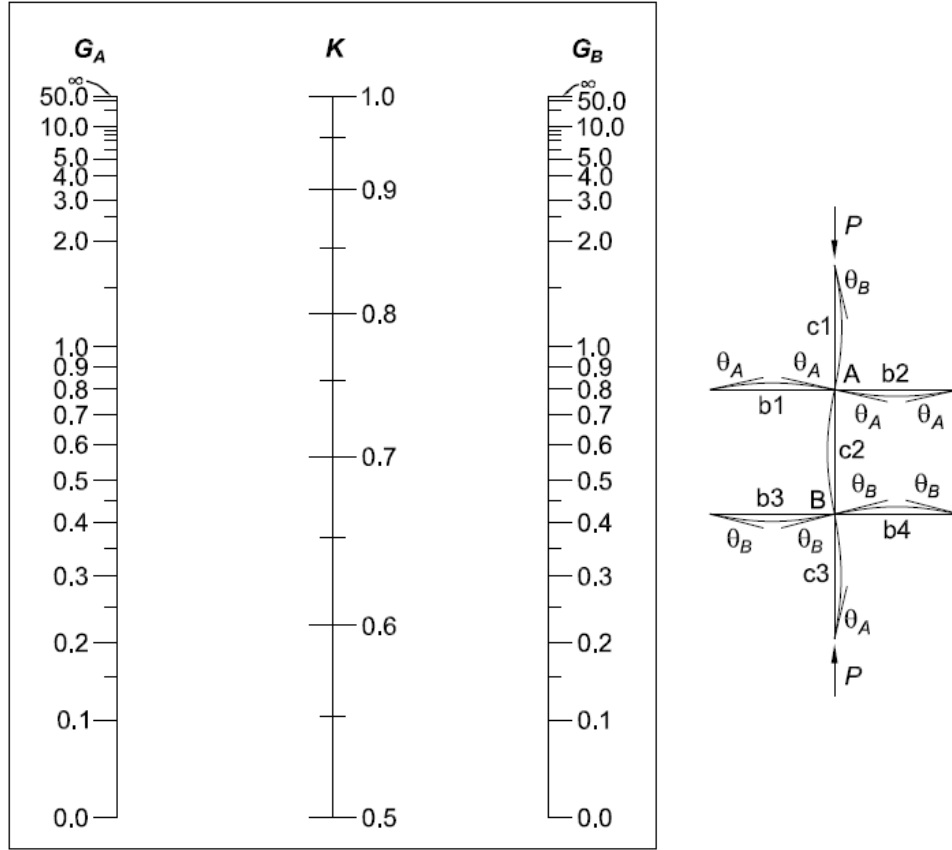
Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş moment aktaran çerçevesler de burkulma boyu katsayısı, kolunun alt ve üst uçlarında Denklem 6.1 ile belirlenen G_A ve G_B büyüklüklerine bağlı olacak şekilde Denklem 6.2 ile hesabı yapılmakta ya da Şekil 6.3 ile gösterilen nomogram kullanılmaktadır.

$$K = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}} \quad (6.2)$$

6.1.2. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçevesler

Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeveslerin stabilitesi, esasen rijit bağlantılı kirişlerin ve kolonların eğilme rijitliğiyle doğrudan bağlantılı değildir. Bu tür çerçeveslerde, sistem stabilitesi genellikle perde veya çapraz elemanlar aracılığıyla sağlanmakta, elemanların eğilme rijitlikleri genellikle yapı stabilitesini belirlemede önem arz etmemektedir. Ancak, elemanların burkulma boyları, dayanım sınırlarını belirlediği için, özellikle geçerli bir analiz veya metodoloji kullanılmadığı durumlarda, elemanların burkulma boyu (K), bir (1) olarak alınmaktadır. Eğer K

katsayısının daha küçük bir değerle geçerli bir şekilde kullanılabileceği ispatlanırsa, Şekil 6.4'te sunulan nomogramdan faydalanılabilir. Bu tip sistemlerde yapı stabilitesini sağlamak için kullanılan bağlantılar, Çelik Yapı Tasarımı ve Hesap Yönergeleri (ÇYTHYE) Bölüm 16'ya uygun olarak sağlanacaktır.



Şekil 6.4. Yanal yer değiştirmesi engellenmiş sistem burkulma boyu katsayısı, (K nomogramı)

Nomogramlarda ve nomogramları ifade eden nomogram denklemlerinde kullanılacak olan G_A ve G_B büyüklükleri Bölüm 6.1'de anlatıldığı gibi hesaplanmaktadır.

Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçevelere sahip sistemler için burkulma boyu katsayısı kolonun alt ve üst uçlarında Denklem 6.1 ile belirlenen G_A ve G_B büyüklüklerine bağlı olarak Denklem 6.3 ile hesaplanmakta veya Şekil 6.4 ile gösterilen nomogram kullanılarak belirlenmektedir.

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad (6.3)$$

6.1.3. Yöntem için gerekli düzenlemeler

Hizalama nomogramları ve denklemleri (Kavanagh, 1962) üzerinde yapılan kabuller ve idealize edilmiş koşullar, gerçek yapı sistemlerine uygulanabilmeleri için ÇYHTYE-2016'da belirli düzenlemeler gerektirmektedir. G_A ve G_B büyüklüklerinin hesabında, aşağıdaki düzenlemeler dikkate alınarak hesap yapılmaktadır.

a) Temellere rijit olarak bağlanmayan kolonlarda, gerçek bir mafsallı bağlantı olmadığı durumlarda, uygulama pratikleri açısından genellikle $G=10$ olarak kabul edilebilir. Ancak, kolonun temele bağlantısı rijit olduğunda ve temel dönmesinin sıfıra eşit olduğu kanıtlanmadığı durumlarda, $G=1$ olarak alınabilir.

b) Yanal yer değiştirmenin engellendiği çerçeve kirişlerinde, kirişin eğilme rijitliği ($E_g I_g / L_g$) ile çarpılarak arttırılmaktadır. Kirişin bir ucu ankastre olarak desteklendiğinde, bu katsayının değeri 2 olarak kabul edilir. Diğer ucu mafsallı olarak desteklendiğinde ise, katsayı 1.5 olarak alınır.

c) Yanal yer değiştirmesinin önlenmediği çerçeve kirişlerinde, kirişin eğilme rijitliği katsayısı $E_g I_g / L_g$ ile çarpılarak azaltılmaktadır. Kirişin bir ucu ankastre olarak desteklendiğinde, bu katsayının değeri 2/3 olarak kabul edilmektedir. Diğer ucu mafsallı olarak desteklendiğinde ise, katsayı 0.5 olarak alınmaktadır.

d) Nomogramlardaki temel varsayımlardan biri, birleşimlerin rijit olduğu kabulüdür. Eğer incelenen düğüm noktasındaki kirişin kolona moment aktaran birleşim içermiyorsa, kolonun uç noktası rijitliği hesaplanırken kirişin rijitliği göz ardı edilmektedir.

6.2. Kat Rijitliğine Etkisi Olmayan Kolonlar

Kat rijitliğine etkisi olmayan (pandül) kolonlar, uçlarından dönebilir bağlantı ile bağlantı yapılmış, birleşim bölgelerinde moment aktarmayan kolonlar olarak tanımlanmaktadır. Sadece basınca çalışan bu elemanların kat rijitliğine katkısı olmaması nedeniyle, pandül kolonun K katsayısı 1 olarak kabul edilmektedir. Fakat taşıdığı düşey yükün ve buna ait P- Δ etkisinin, kat rijitliğine katkısı olan kolonlar açısından önem arz etmektedir. Katın burkulması söz konusu olduğu zaman, kat burkulmasının pandül kolonlara etkisi yokken, yatay stabiliteyi sağlayan kolonlar için pandül kolonun taşıdığı yükün kat burkulmasında etkisi olmaktadır. Bu nedenle pandül kolonlar kat burkulması söz konusu olduğunda dikkate alınmaktadır.

6.3. Kat stabilitesi Dikkate Alınarak K Katsayısı Hesabı

K katsayısı hesabı kabulleri nedeniyle basit sistemler için isabetli sonuçlar versede sistem karmaşıklıkça yetersiz kaldığı durumlarla karşılaşmaktadır. Bu gibi durumlarda çok yüksek değerler alabilir ve çok konservatif kalabilmektedir. Ötelenmesi önlenmemiş çerçevelerde, kolonun rijitliğinin bağlanan elemanların rijitliğine göre çok yüksek değerlerdeyse teorik burkulma boyu yüksek değerler almaktadır. Oysaki diyaframın olduğu katlarda katın hareketi, kolonlar için tekil düşünülemez. Hiperstatik sistemde yük aktarımları rijitlikleri oranına olacağından diğer elemanların rijitliği ile kat rijitliği arasında bir bağlantı bulunmaktadır. AISC bu noktada katın rijitliğinin de hesaba katılarak burkulma boyu katsayısı yapılmasını önermektedir. Bu durumu dikkate alan aşağıdaki iki metot önerilmektedir.

- Kat Rijitliği yaklaşımı (LeMessurier, 1976)
- Kat Burkulması yaklaşımı (Yura, 1971)

AISC/360-16'da kat burkulması yaklaşımında, bulunan K_2 değerinin K yerine direkt kullanılması önerilmemekte ve kat rijitliği yaklaşımının daha gerçekçi sonuçlar verdiği ifade edilmektedir. Tezde kat rijitliği yaklaşımı kullanılmakta ve yapılan irdeleme aşağıda tarif edilmektedir.

6.3.1. Kat rijitliği yaklaşımı

Kat rijitliği yaklaşımı kullanıldığında, tüm kolonlar için ayrıca hesaplanacak olan K_2 değeri, Denklem 6.4 temel alarak belirlenmektedir.

$$K_2 = \sqrt{\frac{\sum P_r}{(0,85+0,15R_L)P_r} \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right) \left(\frac{\Delta_H}{\sum HL}\right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1,7HL}\right)} \quad (6.4)$$

İndis açıklamaları aşağıda verilmektedir.

P_r : Kolona gelen eksenel kuvvet

$\sum P_r$: Kattaki tüm kolonlara ait eksenel kuvvetlerin toplamı

EI : Kolon rijitliği

L : Kolon boyu

$\sum H$: Kat görelî ötelemesi hesabında kullanılan durumdaki kat kesme kuvveti

Δ_H : Katın görelî kat ötelemesi

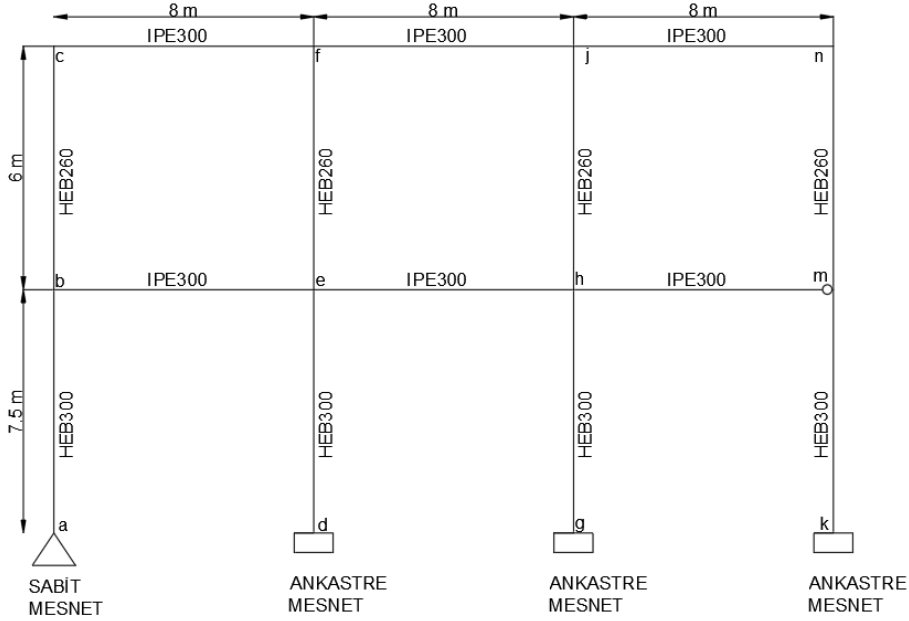
H : Kolon kesme kuvveti

R_L : Kat rijitliğine etkisi olmayan kolonların aksenal kuvvetinin, tüm kat kolonları aksenal kuvvetine oranını veren katsayıdır ve Denklem 6.5 ile belirlenmektedir.

$$R_L = \frac{\sum P_r \text{ leaning columns}}{\sum P_r \text{ all columns}} \quad (6.5)$$

6.4. Örnek Tutulma Boyu Katsayısı Hesabı

Şekil 6.5'te gösterilen moment aktaran çerçevede A-B ve G-H kolonlarının burkulma boyu katsayıları örnek olarak hesaplanmaktadır. Örnekte elemanların ebatları ve uzunlukları paylaşılmış, A markalı düğüm noktasını dönmesinin serbest bırakılıp yatay ötelemesi tutulmaktadır. D, G ve K markalı düğüm noktalarında kolonların alt uçları ankastre bağlanmaktadır. M markalı düğüm noktası ile kirişin kolon ile bağlantısının moment aktarmayan birleşim olduğu bir çerçeve sistem için K katsayısı hesabı yapılmaktadır. Kat yüksekliği ilk katta 7.5m ikinci katta ise 6m'dir. Tüm açıklıklar (kiriş uzunlukları) 8m'dir.



Şekil 6.5. Örnek çerçeve kesiti

HEB300 Profili Güçlü Yönde Atalet Momenti $I_y = 25170 \text{ cm}^4$

HEB260 Profili Güçlü Yönde Atalet Momenti $I_y = 14920 \text{ cm}^4$

IPE300 Profili Güçlü Yönde Atalet Momenti $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

A-B kolonu etkili boy k katsayısı hesabı:

G_A : B ve G_B : A numaralı düğüm noktalarını ifade etmektedir.

$G_B = 10$ olarak alınmaktadır. (dönebilir mesnet)

$$G_A = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{(E_a I_a / L_a) + (E_b I_b / L_b)}{\frac{\left(\frac{2}{3}\right) EI}{L}}$$

$$G_A = \frac{(Ex25170/750) + (Ex14920/600)}{\left(\frac{2}{3}\right) Ex8356/800} = 8,39$$

$$K_{ab} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B + 4.0) + (4G_B + 7.5)}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$K_{ab} = \sqrt{\frac{8.39 * (1.6 * 10 + 4.0) + (4 * 10 + 7.5)}{8.39 + 10 + 7.5}}$$

$$K_{ab} = 2,88$$

G-H kolonu etkili boy k katsayısı hesabı:

G_A : h ve G_B : g numaralı düğüm noktalarını ifade etmektedir.

$G_B = 1$ olarak alınmaktadır. (ankastre mesnet)

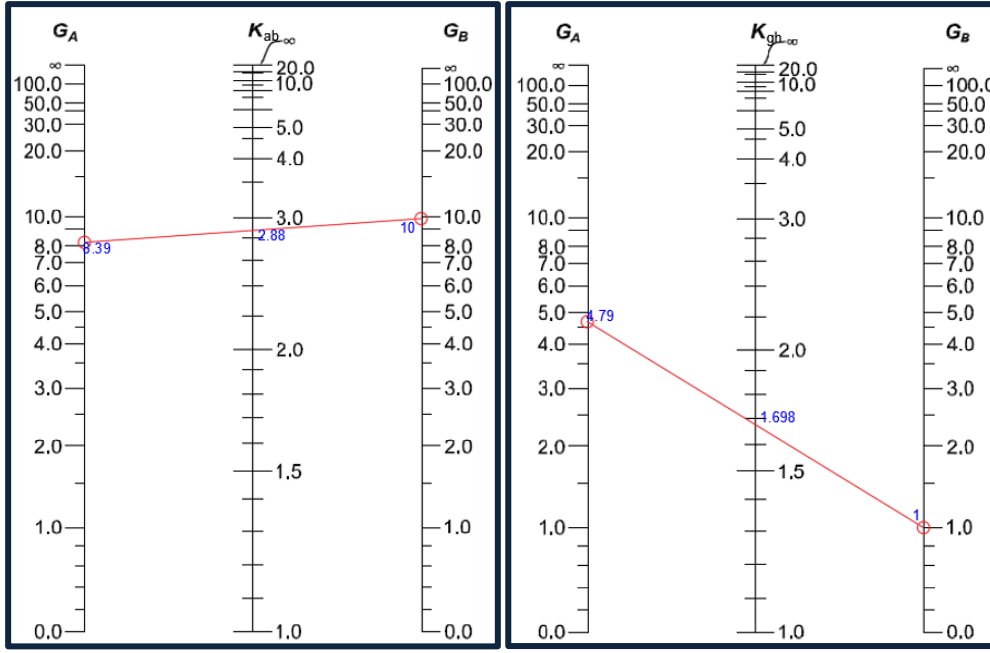
$$G_A = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{(E_g I_g / L_g) + (E_h I_h / L_h)}{\left(\frac{2}{3}\right) \frac{EI}{L} + 0.5 \left(\frac{EI}{L}\right)}$$

$$G_A = \frac{(Ex25170/750) + (Ex14920/600)}{\left(\frac{2}{3}\right) \frac{Ex8356}{800} + 0.5 \left(\frac{Ex8356}{800}\right)} = 4.794$$

$$K_{gh} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B + 4.0) + (4G_B + 7.5)}{G_A + G_B + 7.5}}$$

$$K_{gh} = \sqrt{\frac{4.794 * (1.6 * 1 + 4.0) + (4 * 1 + 7.5)}{4.794 + 1 + 7.5}}$$

$$K_{gh} = 1,698$$



Şekil 6.6. Nomogramlar ile hesaplanan sırasıyla soldan sağa a-b ve g-h kolonları burkulma boyu katsayısı

Şekil 6.5'te verilen sisteme ait aynı kolonlar nomogramlar kullanılarak Şekil 6.6'daki gibi hesaplanmaktadır. Nomogram hesapları, formüllerle yapılan hesaplarla aynı sonuçları verdiği görülmektedir.

7. TASARIM YÖNTEMLERİ

Stabilite tasarım yaklaşımı ÇYTHYE-2018’de “*Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (GAYT)*” ve “*Burkulma Boyu Yöntemi ile Tasarım (BBYT)*” olmak üzere iki “*Tasarım Yöntemi*” ile tasarım yapılabileceğini öngörmektedir. Aynı zamanda BBYT’ın diğer bir adı da “Etkin Uzunluk Yöntemi” olarak adlandırılmaktadır.

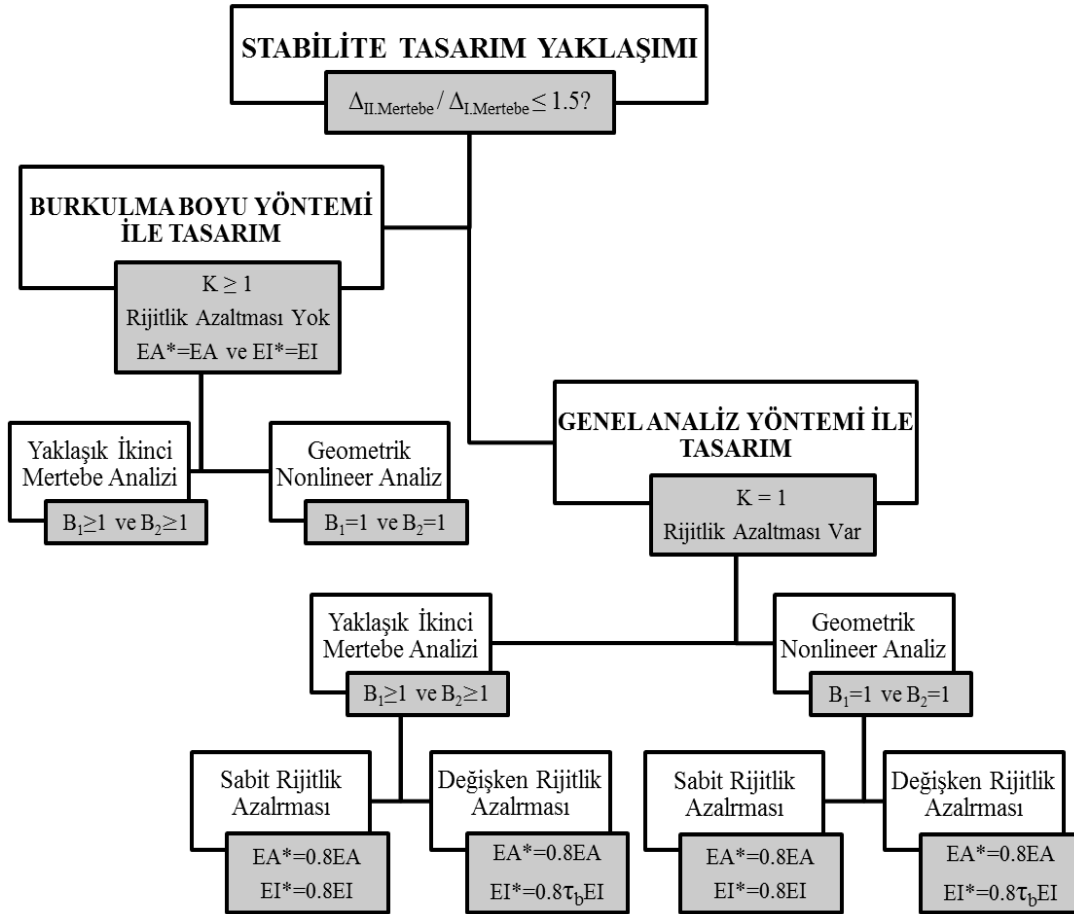
Öncesinde bahsedildiği gibi günümüzde II. mertebe etkilerin sonlu elemanlar yöntemiyle doğrudan dikkate alınabildiği bilgisayar programları geliştirilmiştir. II. Mertebe etkilerin dikkate alınabilmesinde daha gerçekçi hesap yaptığı literatürce kabul edilen “*Doğrudan Analiz (DA)*” “*analiz metoduna*” ilaveten yönetmelik; “*Yaklaşık İkinci Mertebe ile Analiz (YİMA)*” “*analiz metoduyla*” da II. mertebe etkileri dikkate alınabilmesine olanak sağlamaktadır.

AISC/360-16’ya bakıldığında, “*Doğrudan Analiz Yöntemi (Direct Analysis Method, DAM)*”, “*Etkin Uzunluk Yöntemi (Effective Length Method, ELM)*” olmak üzere iki “*Tasarım Yöntemi (Metodu)*” bulunmaktadır. ÇYTHYE-2018’deki yöntemlerle aynı sayılabilecek iki yöntemin AISC/360-16’daki isimlendirilmesidir. Fakat üçüncü olarak AISC/360-16’da “*Sınırlı Birinci Mertebe (Limited First Order Method, LFOM)*” diye adlandırılan bir yöntem daha bulunmaktadır. ÇYTHYE-2018’de bulunmayan bu yöntemin, esasen doğrudan analiz yönteminin sadeleştirilmiş bir alt uygulaması olarak kısıtlı durumlarda kullanımına izin verilmektedir. Yöntemin sadece II. mertebe ötelenmelerin I. mertebe ötelenmelere oranı B_2 ’nin 1.5’ten küçük olması ve kat rijitliğine katkısı olan tüm kolonlardaki eksenel kuvvet kapasitesinin %50’nin üzerinde olmadığı durumlarda kullanılmasına izin verilmektedir. Çalışmada belirlenen binada kolonların eksenel kuvveti kapasitesi %50’nin üzerinde olduğundan, LFOM uygulama sınır şartlarını sağlamamaktadır. Bu sebeple çalışmada LFOM yöntemi kapsam dışında kalmaktadır.

I. Mertebe analiz yapılan yapının II. mertebe etkileri YİMA yöntemi kullanılarak hesaba katılmıştır. Anlatım kolaylığı için bazı noktalarda sadece “I. mertebe” olarak bahsedilmiş, YİMA yöntemi olduğu özellikle belirtilmemiştir.

Yapı sistemlerinin stabilite tasarımı hesapları, eleman bazında ve genel sistem düzeyinde, birleşim detayları ve stabilite kontrolleri için ÇYTHYE-2016'nın tüm kurallarına tabidir.

Şekil 7.1'de yukarıdaki bilgiler doğrultusunda “Tasarım Yöntemi” ve “Analiz Yöntemi” farkı izah eden hiyerarşi şeması gösterilmektedir. Şema, ÇYHTYE-2018 ve AISC/360-16'daki ortak hususları dikkate alacak şekilde oluşturulmuştur.



Şekil 7.1. Stabilite analizi ile tasarım yöntemleri özeti

Stabilite tasarım yöntemlerinin detaylarının anlatıldığı Bölüm 7.1 ve Bölüm 7.2'nin genel özeti niteliğindeki Şekil 7.1'de, tasarım ve analiz yöntemlerinin birinin seçilmesi halinde izlenecek yol genel hatlarıyla gösterilmektedir. Detayların sunulması ve karşılaştırılması, Bölüm 7.1 ve Bölüm 7.2'de açıklanmasına müteakip Bölüm 7.3'teki Tablo 7.1 ile yapılmaktadır.

7.1. Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım

7.1.1. Uygulama sınırı

Genel analiz yönteminin uygulanması için herhangi bir sınır bulunmamaktadır. Her türlü durum ve yapıda uygulanmaktadır.

7.1.2. Geometrik ön kusurların dikkate alınması

Geometrik ön kusurlar aşağıda açıklanan B_2 katsayısının hesaplanması dışında, bölüm 5.2'deki şekliyle dikkate alınmaktadır.

AISC ve ÇYTHYE'deki stabilite tasarımı yaklaşımında B_2 katsayısı Denklem 5.7 ile hesaplanmakta ya da azaltılmış rijitlikler kullanılarak yapılan II. mertebe analiz ile I. mertebe analiz sonucundaki yer değiştirmelerin oranı olarakta bulunmaktadır. Bu konuda AISC'deki tek fark, II. mertebe analizde olduğu gibi, I. mertebe analizde de rijitlik azaltması yapılarak ötelenmelerin oranlanması söylenmektedir.

7.1.3. Gerekli dayanım hesapları

Gerekli dayanım hesapları, ÇYHTYE'deki 7 ile 14. bölümler arasındaki hesaplar başta olmak üzere tüm yönergelerle uyularak yapılmaktadır. Stabilite tasarımı ile dayanım hesapları yapılırken Bölüm 3.1'de belirtilen unsurların dikkate alınabilmesi için eleman rijitliklerinde azaltma yapılmaktadır. Bu etkiler rijitlik azaltmasıyla dikkate alındığından ilave bir K katsayısı kullanılmamaktadır. K katsayısının bulunduğu formüllerde K katsayısı 1 olarak hesap katılmaktadır. Genel analiz yöntemi ile tasarımda, elemanların rijitlikleri aşağıda tarif edilen iki usulden (a ve b'den) biri uygulanarak azaltılma yapılmaktadır. Birinci durumda rijitlikler sabit bir katsayı üzerinden azaltılmaktadır. İkinci durumda ise azaltma katsayısı değişkenlik göstermektedir.

a) Yapıdaki tüm elemanlarının eksenel, kayma ve eğilme rijitlikleri Denklem 7.1 ve 7.2'de gösterildiği gibi 0,8 katsayısı ile azaltılacaktır.

$$EA^*=0.8EA \quad (7.1)$$

$$EI^*=0.8EI \quad (7.2)$$

b) Eğilme rijitliklerindeki belirsizlik ve kayıplar, yapısal stabiliteyi etkileyen tüm elemanlarda eksenel basınç kuvveti düzeyine bağlı olarak değişmektedir. Eksenel basınç kuvvetinin yüksek olduğu halleri dikkate alınan bu durum, eğilme rijitliklerini

τ_b katsayısı ile çarparak hesaplanmaktadır. Bu durumda, eğilme rijitliği için ortaya çıkan rijitlik azalma katsayısı Denklem 7.3'deki şeklini almaktadır.

$$EI^*=0.8\tau_b EI \quad (7.3)$$

τ_b , basınç kuvveti oranına bağlı olarak Denklem 7.4 ya da 7.5 ile belirlenmektedir.

$\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$ olması durumunda:

$$\tau_b = 4(\alpha P_r/P_{ns})[1 - (\alpha P_r/P_{ns})] \quad (7.4)$$

$\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ olması durumunda:

$$\tau_b = 1 \quad (7.5)$$

Yukarıdaki Denklem 7.1, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5, 7.6, 7.7'ye ait indislerin açıklamaları aşağıda yapılmaktadır.

A_e : Etkin net kesit alanı

A_g : Kayıpsız enkesit alanı

E: Elastite modülü

I: Atalet momenti

F_y : Karakteristik akma gerilmesi

τ_b : Rijitlik azaltma katsayısı

α : YDKT ve GKT yöntemlerine göre uygulanacak katsayı (YDKT için $\alpha=1$, GKT için $\alpha=1.6$)

P_r : Kombinasyonla hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı

P_{ns} : Eleman enkesit basınç kuvveti dayanımı ÇYTHYE-2016 Bölüm 8.5 uyarınca Denklem 7.6 ya da 7.7 ile belirlenmektedir.

Narin elemanlar için:

$$P_{ns}=F_y A_e \quad (7.6)$$

Narin olmayan elemanlar için:

$$P_{ns}=F_y A_g \quad (7.7)$$

Yukarıdaki şartlara ilaveten τ_b değeri ile rijitliklerin azaltılması yerine, geometrik ön kusur yüklerine $0.001\alpha Y_i$ ek fiktif yük (toplamda $N_i=0.003\alpha Y_i$ olacak şekilde)

alınması şartıyla, eğilme rijitlikği sabit katsayı ile $0.8EI$ olarak kabul edilebilmektedir. Fakat fiktif yükler bu durumda B_2 katsayısına bakılmaksızın yatay ve düşey yükleri içeren (kısaca tüm) kombinasyonlara eklenecektir.

Dayanım ve stabilite hesapları yapılırken yapıda azaltılmış rijitlikler kullanılmaktayken; deplasman, dönme ve doğal hakim titreşim periyodu gibi unsurların hesaplarında rijitlik azaltması yapılmamaktadır.

7.1.4. Stabilite hesaplarına ait esaslar

II. mertebe etkiler, Bölüm 5'teki esaslar uyarınca doğrudan geometrik nonlineer analiz yapılarak ya da Bölüm 5.3'te anlatılan YIMA yöntemi kullanılarak dikkate alınmaktadır. YIMA yöntemi kullanılırken Denklem 5.5 ile hesaplanan, elastik burkulma yükü (P_{el}) hesabındaki rijitlik (EI^*) Bölüm 7.1.3'te hesaplandığı şekliyle azaltılmış rijitlik olarak alınmaktadır. P_{el} hesabındaki etkin boy uzunluğu (L_c) genel analiz yöntemi esasınca, dayanım hesaplarında olduğu gibi, tüm K katsayıları 1 olarak alınmaktadır.

7.2. Burkulma Boyu (Etkin Uzunluk) Yöntemi ile Tasarım

7.2.1. Uygulama sınırı

Aşağıdaki sınırlar içerisinde burkulma boyu genel analiz yerine kullanılabilir.

- Düşey yüklerin düşey çerçeveler, çaprazlı çerçeveler ve perdeli çerçeveler tarafından karşılandığı yapı sistemlerinde,
- YDKT yük kombinasyonları veya GKT kombinasyonlarının 1.6 kat arttırılmış hali için hesaplanan II. mertebe kat ötelemelerinin I. mertebe kat ötelemelerine oranı B_2 katyısı 1.5'a eşit ya da altında ($B_2 \leq 1.5$) ise,

burkulma boyu yöntemi uygulanabilmektedir.

7.2.2. Geometrik ön kusurların dikkate alınması

Burkulma boyu yönteminde, geometrik ön kusurlar Bölüm 5.2'deki gibi dikkate alınmaktadır. Fakat bu yöntemde yatay yük içeren kombinasyonlarda fiktif yükler kullanılmamakta, sadece düşey yüklerin bulunduğu kombinasyonlarda dikkate alınmaktadır. Bunun nedeni, B_2 katsayısının 1.5 üzerinde olduğu durumlarda yöntemin kullanılamamasından kaynaklanmaktadır.

7.2.3. Gerekli dayanım hesabı

Bu yöntemde GAYT'da olduğu gibi gerekli dayanım hesapları, ÇYHTYE'daki 7 ile 14. bölümler arasındaki hesaplar başta olmak üzere tüm yönergelere uyularak yapılmaktadır. Burkulma Boyu yönteminde dayanım ve rijitlik belirsizliklerini dikkate alan burkulma boyu katsayısı (K) kullanılarak hesap yapılmaktadır. Burkulma boyu katsayısı $K > 1$ olduğu durumlarda, yöntem elemanların kapasitelerini azaltarak, rijitliklerdeki belirsizliklerin sebep olduğu dayanımdaki kayıpları hesaba katmaktadır. K katsayısının 1'den küçük bir değer alması halinde, geçerli bir yaklaşım ile kanıtlanmadığı sürece $K=1$ olarak alınmaktadır. Dayanım ve rijitlikteki belirsizlikler K katsayısı ile dikkate alındığından, ilaveten bir rijitlik azaltması uygulanmaktadır. Yapılan tüm hesaplarda rijitlikler $EI^*=EI$ ve $EA^*=EA$ olarak alınmaktadır.

7.2.4. Stabilite hesaplarına ait esaslar

II. mertebe etkiler, Bölüm 5'teki esaslar uyarınca doğrudan geometrik nonlineer analiz yapılarak ya da Bölüm 5.3'te anlatılan YIMA yöntemi kullanılarak dikkate alınmaktadır. YIMA yöntemi kullanılması durumunda, dayanım hesabında kullanılan K katsayısına ek olarak, B_1 katsayısı hesaplanırken kullanılan elastik burkulma yükü (Denklem 5.5) içerisinde yer alan K katsayısı için sistemin yatay önlenmesi engellenmiş durum göz önüne alarak belirlenmektedir. K katsayısının 1'den küçük bir değer kullanılması istenmesi halinde yine geçerli bir yaklaşım ile kanıtlanması gerekmemekte, aksi halde $K=1$ olarak kabul edilmektedir. Dayanım hesaplarında olduğu gibi stabilite hesaplarında da rijitlik azaltması yapılmadan sistem ve eleman rijitliği dikkate alınmaktadır. $P-\Delta$ etkisini içeren B_2 katsayısı hesabı Denklem 5.7 ile yapılmaktadır. B_2 katsayısı hesaplanırken kullanılacak olan birinci mertebe kat ötelemesi Δ_H , elemanların burkulma boyu katsayıları K değerleri dikkate alınarak bulunmaktadır.

7.3. Tasarım Yöntemleri Karşılaştırması

Tablo 7.1'de stabilite tasarım yaklaşımına ait tüm hususların maddeler halinde ve özet şeklinde sunulmakta ve yöntemlere ait detaylarının karşılaştırılması yapılmaktadır.

Tablo 7.1. Stabilité analizi ile tasarımı yöntem detay ve karşılaştırması

Sıra No	Analiz Türleri	Sınırlama	Husus	Genel Detaylar
1	I. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (Rijitlik Değişken)	Sınırlama yok	Analiz	I. Mertebe (doğrusal) analiz yapılır.
			Rijitlik	Eksenel yüke bağı olarak değişen azalmalarla elemanların ($0.8\tau_b EI$ ve $0.8EA$) rijitliği azaltılır. ($\tau_b < 1$)
			K Katsayısı	Tüm elemanlar için $K=1.0$ alınır.
			Fiktif Yüke	Eğer Δ 2.mertebe / Δ 1.mertebe >1.5 ise fiktif yükler tüm kombinasyonlara eklenmelidir.
				Eğer Δ 2.mertebe / Δ 1.mertebe ≤ 1.5 ise fiktif yükler yalnızca düşey yükleri içeren kombinasyonlara eklenir.
B_1 ve B_2	Fiktif yükler, 0.002 *düşey yüke eşit olacak şekilde sisteme etkililir.			
			B_1 ve B_2	$K=1$ alınarak, B_1 ve B_2 katsayıları ile moment ve eksenel yükler büyütülür. (YIMA)
2	I. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (Rijitlik Sabit)	Sınırlama yok	Analiz	I. Mertebe (doğrusal) analiz yapılır.
			Rijitlik	Rijitlikteki ($0.8EI$ ve $0.8EA$) azaltma sabittir. ($\tau_b = 1$)
			K Katsayısı	Tüm elemanlar için $K=1.0$ alınır.
			Fiktif Yüke	Fiktif yükler (düşey ve yatay) tüm kombinasyonlara eklenmelidir.
				Fiktif yükler, 0.003 *düşey yüke eşit olacak şekilde sisteme etkililir.
B_1 ve B_2	$K=1$ alınarak, B_1 ve B_2 katsayıları ile moment ve eksenel yükler büyütülür. (YIMA)			
3	II. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (Rijitlik Değişken)	Sınırlama yok	Analiz	II. Mertebe (doğrusal olmayan) analiz yapılır.
			Rijitlik	Eksenel yüke bağı olarak değişen azalmalarla elemanların ($0.8\tau_b EI$ ve $0.8EA$) rijitliği azaltılır. ($\tau_b < 1$)
			K Katsayısı	Tüm elemanlar için $K=1.0$ alınır.
			Fiktif Yüke	Eğer Δ 2.mertebe / Δ 1.mertebe >1.5 ise fiktif yükler tüm kombinasyonlara eklenmelidir.
				Eğer Δ 2.mertebe / Δ 1.mertebe ≤ 1.5 ise fiktif yükler yalnızca düşey yükleri içeren kombinasyonlara eklenir.
B_1 ve B_2	Fiktif yükler, 0.002 *düşey yüke eşit olacak şekilde sisteme etkililir.			
			B_1 ve B_2	B_1 ve B_2 katsayıları kullanılmaz. ($B_1=1$ ve $B_2=1$)

Tablo 7.1. (Devamı) Stabilite analizi ile tasarım yöntem detayları ve karşılaştırması

Sıra No	Analiz Türleri	Sınırlama	Husus	Genel Detaylar
4	II. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (Rijitlik Sabit)	Sınırlama yok	Analiz	II. Mertebe (doğrusal olmayan) analiz yapılır.
			Rijitlik	Rijitlikteki (0.8EI ve 0.8EA) azaltma sabittir. ($\tau_b = 1$)
			K Katsayısı	Tüm elemanlar için K=1.0 alınır.
			Fiktif Yük	Fiktif yükler (düşey ve yatay) tüm kombinasyonlara eklenmelidir. Fiktif yükler, 0.003*düşey yüke eşit olacak şekilde sisteme etkiltilir.
			B ₁ ve B ₂	B ₁ ve B ₂ katsayıları kullanılmaz. (B ₁ =1 ve B ₂ =1)
5	I. Mertebe Burkulma Boyu Analiz Yöntemi ile Tasarım	Sadece aşağıdaki durumda izin verilir $\Delta_{2.mertebe} / \Delta_{1.mertebe} \leq 1.5$	Analiz	I. Mertebe (doğrusal) analiz yapılır.
			Rijitlik	Elemanların rijitliğinde azalma yapılmaz. (EI ve EA)
			K Katsayısı	K faktörü hesaplanmalıdır (not: $\Delta_{2.mertebe} / \Delta_{1.mertebe} \leq 1.1$ ise, moment çerçeveleride dâhil K katsayısı 1 olarak alınabilir).
			Fiktif Yük	Fiktif yükler yalnızca düşey yükü içeren kombinasyonlar için gereklidir. Fiktif yükler 0.002*Düşey Yük'e eşittir.
			B ₁ ve B ₂	K katsayıları dikkate alınarak, moment ve eksenel kuvvetler için B ₁ ve B ₂ katsayıları ile arttırım yapılır.(YIMA)
6	II. Mertebe Burkulma Boyu Analiz Yöntemi ile Tasarım	Sadece aşağıdaki durumda izin verilir $\Delta_{2.mertebe} / \Delta_{1.mertebe} \leq 1.5$	Analiz	II. Mertebe (doğrusal olmayan) analiz yapılır.
			Rijitlik	Elemanların rijitliğinde azalma yapılmaz. (EI ve EA)
			K Katsayısı	K faktörü hesaplanmalıdır (not: $\Delta_{2.mertebe} / \Delta_{1.mertebe} \leq 1.1$ ise, moment çerçeveleride dâhil K katsayısı 1 olarak alınabilir).
			Fiktif Yük	Fiktif yükler yalnızca düşey yükü içeren kombinasyonlar için gereklidir Fiktif yükler 0.002*Düşey Yük'e eşittir.
			B ₁ ve B ₂	B ₁ ve B ₂ katsayıları kullanılmaz. (B ₁ =1 ve B ₂ =1)

8. YAPILAN UYGULAMA

Çalışmanın amaçlarından ilki stabilite tasarım yaklaşımı yöntemleri arasında karşılaştırma yapmaktır. Bu sebeple aynı bina özelinde farklı tasarım yöntem yaklaşımları ile hesaplar yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. İkinci olarak ÇYTHYE ile AISC yönetmeliklerinin stabilite tasarım yaklaşımları arasındaki farklılıklar irdelenmek istenmiştir. Tez çalışması sırasında ÇYTHYE'nin AISC'den türetildiği, en belirgin fark yaratan husus olan burkulma boyu katsayısı hesabındaki farklı yaklaşım önermeleri olduğu görülmektedir. İkinci odaklanılan kısımda, burkulma boyu katsayısı hesabının iki yönetmelik arasında ne düzeyde fark yarattığı ve bu farkların aynı yönetmelik içerisindeki tasarım yöntemleri arasında ne seviyede değiştiği irdelenmektedir.

Bölüm 7'de Tasarım Yöntemlerinde bahsedildiği üzere 2 adet stabilite tasarım yaklaşımı ve iki adet analiz yöntemi mevcuttur. Analiz yöntemi ve stabilite tasarım yaklaşımı birlikte düşünüldüğünde 4 farklı stabilite tasarım yöntemi oluşmaktadır. İrdelenen 4 farklı yöntem ve yönteme ait kısaltmalar aşağıda verilmektedir.

- II. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (II.MGAYT)
- I. Mertebe Genel Analiz Yöntemi ile Tasarım (I.MGAYT)
- II. Mertebe Burkulma Boyu Yöntemi ile Tasarım (II.MBBYT)
- I. Mertebe Burkulma Boyu Yöntemi ile Tasarım (I.MBBYT)

Çalışmada yapılan hesaplara örnek teşkil etmesi açısından bir kolon seçilmekte ve yönetmelikler uyarınca tüm hesap detayları bu kolon üzerinden gösterilmektedir. Örnek burkulma boyu katsayısı hesabı Bölüm 9.2.1'de verilmektedir. YIMA ile çözülen sistemler için hesaplanan örnek B_1 ve B_2 katsayıları ise Bölüm 9.2.2 ve 9.2.3'te yapılmaktadır. Çalışmadaki 8 sistemden seçilen tüm kolonlara ait K ve B_1 , B_2 değerleri, örneklerdeki gibi exceller yardımıyla hesaplanmakta ve sonuçlar tablo şeklinde Bölüm 9.3'te sunulmaktadır.

İrdeme yapılırken kolonların; bulunduğu kat, içerisinde bulunduğu taşıyıcı sistem türü (moment aktaran ya da çaprazlı çerçeve) ve konumu (iç aks ya da dış aksta

oluşu) açısından değerlendirme yapılmaktadır. Çalışmada karşılaştırmalar, analiz sonucunda oluşan aksel kuvvet, kuvvetli ve zayıf aksel momentleri (kesit zorları), tasarım dayanımları arasındaki farklar üzerinden incelenmek istenmektedir. Bu sebeple bu parametrelerin ortak kümesi olan “kolon kapasiteleri” üzerinden değerlendirme yapılmaktadır.

ÇYTHYE-2016 yayımlandığı sırada TBDY-2018 henüz yürürlüğe girmemiştir. Çalışmada ÇYTHYE-2018’in TBDY-2018 ile uyumluluğu da irdelenerek, tasarım sırasında karşılaşılan (varsa) soru işaretlerine de değinilmek istenmektedir. Bu sebeple tasarım yapılırken güncel deprem yönetmeliği şartlarının tamamına uygun şekilde yapı tasarımı yapılmıştır. Yapının tasarımının; mümkün olduğunca (örneğin piyasa şartlarını da göz ederek bulunabilecek profillerin seçilmesi gibi) gerçete uygulanabilecek şekilde yapılması, gerçekte tasarım aşamasında karşılaşılabileceği tüm sorunların göz önüne alınmış olunması hedeflenmektedir. Bu sayede deprem yönetmeliğinin stabilite tasarım yaklaşımı üzerindeki (varsa) etkisi ve tasarım aşamasında nasıl uygulandığı irdelenmektedir. Gerçekte uygulanabilirlik kontrolü, çizim programında 3 boyutlu model oluşturularak yapılmıştır.

Bina deprem riski açısından önem arz eden bir konumda seçilmiştir. Bina konumu birinci derece deprem bölgesi olan İstanbul’da bir lokasyonda olarak düşünülmekte, “Bölüm 8.5 Sismik Parametreler” başlığında lokasyonun koordinatları paylaşılmaktadır. Yapı taşıyıcısı belirlenirken ikinci merteye etkilerinin mümkün olduğunca etkin olması için bina yüksekliği izin verilen maksimum yükseklikte seçilmiştir. Bilindiği üzere II. merteye hesap, mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılamamaktadır. I. ve II. merteye analizlerde deprem hesabının sonuçları etkileyen bir parametre olmaması için, analizlerin ikisi içinde eşdeğer deprem yükü ile deprem hesabı yapılmaktadır. Yukarıdaki husus ile çok katlı yüksek yapı seçilmek istenmesi göz önüne alındığında, eşdeğer deprem yükünün izin verdiği maksimum yükseklik ile bina tasarımı yapılmakta ve bina yükseklik sınıfı BYS 4 olarak seçilmektedir. Çaprazların bağlı olduğu kolonlara gelen aksel kuvvetleri arttırması amacıyla taşıyıcı sistem simetrik olmayacak şekilde tasarlanmaktadır. Bu sayede, eşdeğer deprem yükü hesabı için izin verilen maksimum yüksekliğin kullanılabilmesi için burulma düzensizliğinin bulunmadığı fakat burulma etkisinin mevcut olduğu bir yapı tasarlanmaktadır.

8.1. Yapı Genel Bilgileri ve Hesap Modelinin Oluşturulması

Yapılan çalışmada bina kullanım amacı ofis olarak düşünülmektedir. Bina 40m yükseklikte, kat yükseklikleri döşemeden döşemeye 4m ve 10 katlı olarak tasarlanmaktadır. Aks aralıkları x doğrultusunda 8m, y doğrultusunda 6m'dir. Bina oturumu x yönünde 5 aks aralığına, y yönünde 6 aks aralığına sahiptir.

Yapı bileşenleri mümkün mertebe ağır materyallerden seçilerek, deprem kütlelerinin artması, dolayısıyla daha fazla yatay yük etkimesi ile kolonlarda yüksek basınç kuvvetlerinin oluşması istenmektedir. Bu sayede II. mertebe etkilerin mümkün mertebe artması sağlanmıştır. Ağır döşeme sistemi olması ve rijit diyafram etkisi nedeniyle döşeme tipi kompozit döşeme olarak düşünülmektedir. Kompozit döşeme, trapez saç üzeri 12 cm'lik çelik hasırlı beton ile oluşturulmaktadır. Kaplama olarak 10 cm şap üzeri (güvenli tarafta kalınarak tüm yüzey için ağır kaplama çeşidi olan) fayans seçilmiştir. Döşeme kompozit olduğu için, her kat için ayrı rijit diyafram atanmaktadır. Rijit diyafram seçimi ile her aksın farklı rijitliğe sahip olması yerine ortak kat rijitliği ile sonuçların daha sağlıklı değerlendirilmesi sağlanmaktadır. Kolon temel bağlantısı moment aktaran çerçeve yönünde ankastre bağlantı, merkezi çelik çaprazlı çerçeve yönünde ise basit bağlantı olacak şekilde tüm sismik ve rüzgar yükleri çaprazlarla karşılanmaktadır. Duvar yükleri tasarım öncesinde kiriş ebadı bilinmediğinden duvar yüksekliği güvenli tarafta kalınarak 4m olarak düşünülmektedir. Duvarlar ytong malzemedir, iç ve dış sıva 3 cm, toplamda 6 cm olarak hesaba katılmaktadır.

II. mertebe analiz yapılan sistemlerde süperpozisyon ilkesi geçerli olmadığı için yük birleşimleri programda "Load Case"de tanımlanmaktadır. Program yapısı gereği "Load Case" menüsü vektörel bir yükleme yaptığı için, gerekli her yönün "+" ve "-" doğrultuları için ayrı ayrı yükleme durumları (Load Case) oluşturulmaktadır. I.Mertebe analiz yapılan sistemler için süperpoze ilkesinden yararlanılarak "Load Combiantion" kısmında yük birleşimleri yapılmıştır.

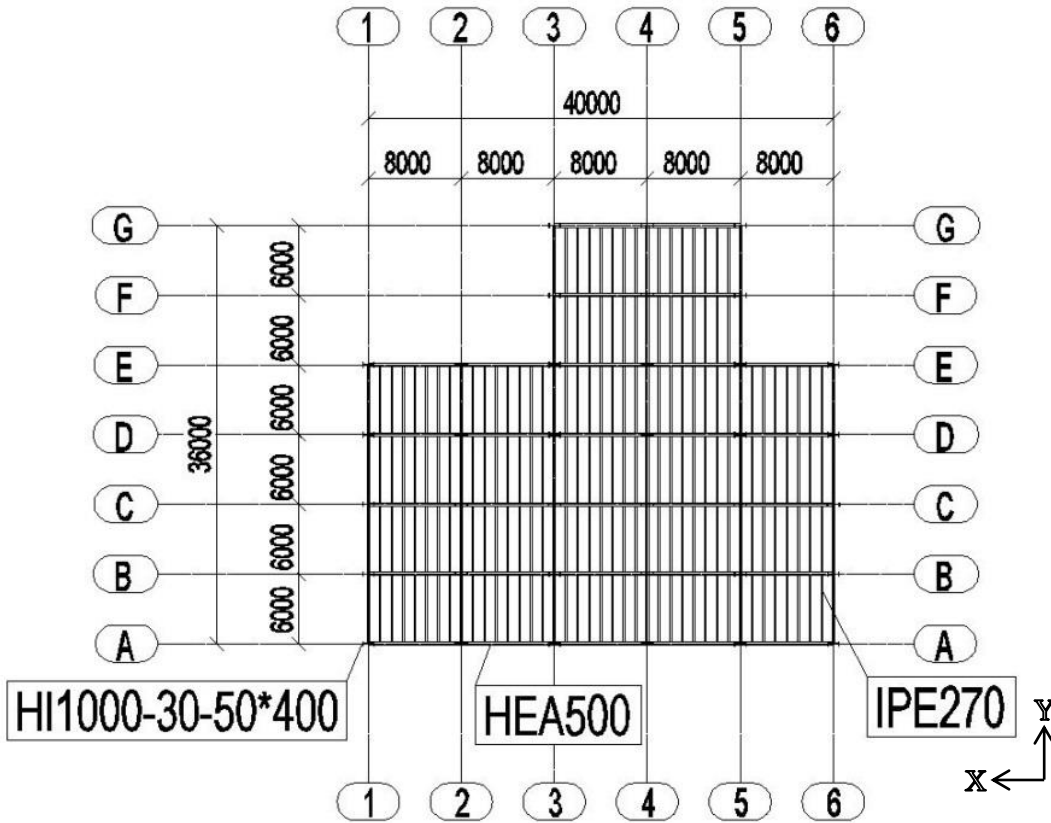
Sap2000, çubuk eleman iç kuvvet değerleri için programa tanımlanan sanal düğüm noktaları üzerinden okuma yapmaktadır. "Output station" olarak adlandırılan bu noktalar için başlangıç (default) ayarı, B_1 katsayısı hesabında isabetli sonuçlar vermemektedir. B_1 katsayısı hesabının program tarafından doğru hesaplanabilmesi için tüm çubuk elemanlarına 0.5m aralıkla tanımlı "mesh (Automatic Frame Mesh)" ataması yapılmıştır.

Karşılaştırma kolaylığı açısından her sistemin düğüm numaraları ve çubuk eleman numaraları aynı olarak ayarlanmıştır. Aynı parametreleri içeren hususlarda çalışmanın ilgili kısımlarında sadece bir adet sisteme ait bilgiler verilmektedir.

8.1.1. Yapı planları

Kat planı ve aks aralıkları Şekil 8.1’de gösterilmektedir. Kat planları ve eleman kesitleri tüm katlarda aynı olduğu için tip kat planı verilmiştir. Şekil 8.2 ve 8.3’te yapının üç boyutlu resimleri verilmektedir. Şekilde 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9, 8.10’da akslardan alınan kesitler paylaşılmaktadır. Elemanların kesitleri planlarda markalanarak gösterilmekte ve Bölüm 8.1.3’te detayları paylaşılmaktadır.

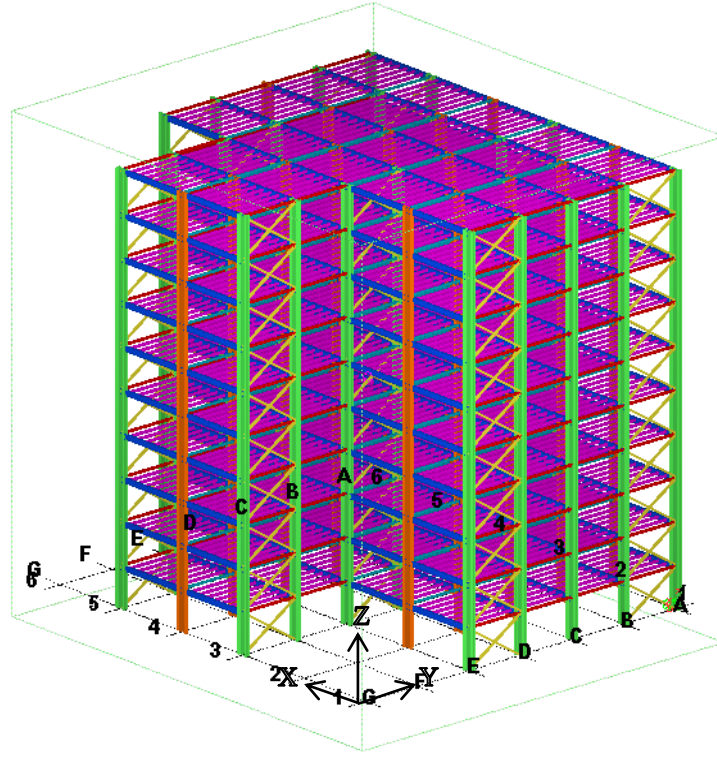
a) Yapı Tip Kat Planı



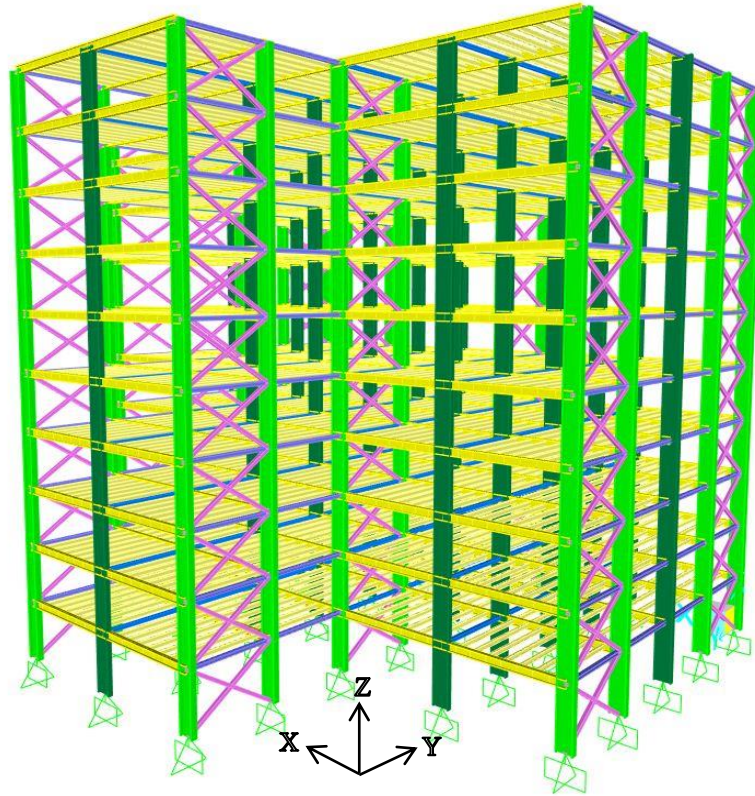
Şekil 8.1. Yapı tip kat planı

Yapıda merkezi çelik çaprazlı çerçeveler, 1 ve 6 aksları üzerinde A-B ve D-E aks aralarında, 3 ve 5 aksları üzerinde A-B, D-E ve F-G aksları arasında bulunmaktadır. Planlarda gösterilen x ve y ordnatları + ve – yönünden bağımsız olarak sadece doğrultu belirtmek amaçlı kullanılmaktadır.

b) 3 Boyut Görünüşü

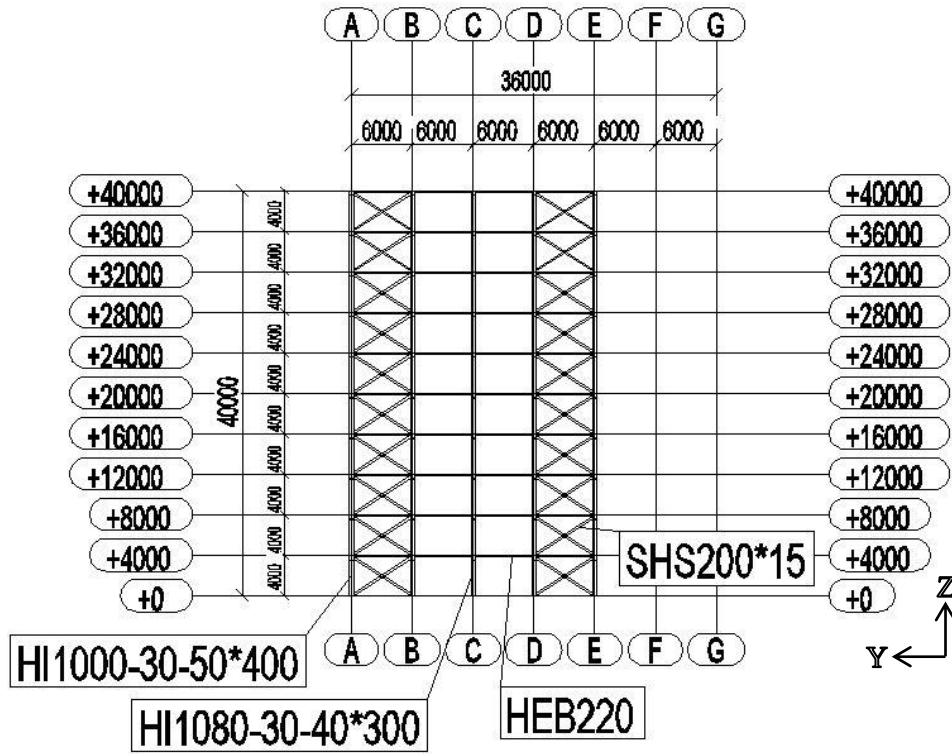


Şekil 8.2. Çizim programından alınan yapı 3 boyutlu görünüşü

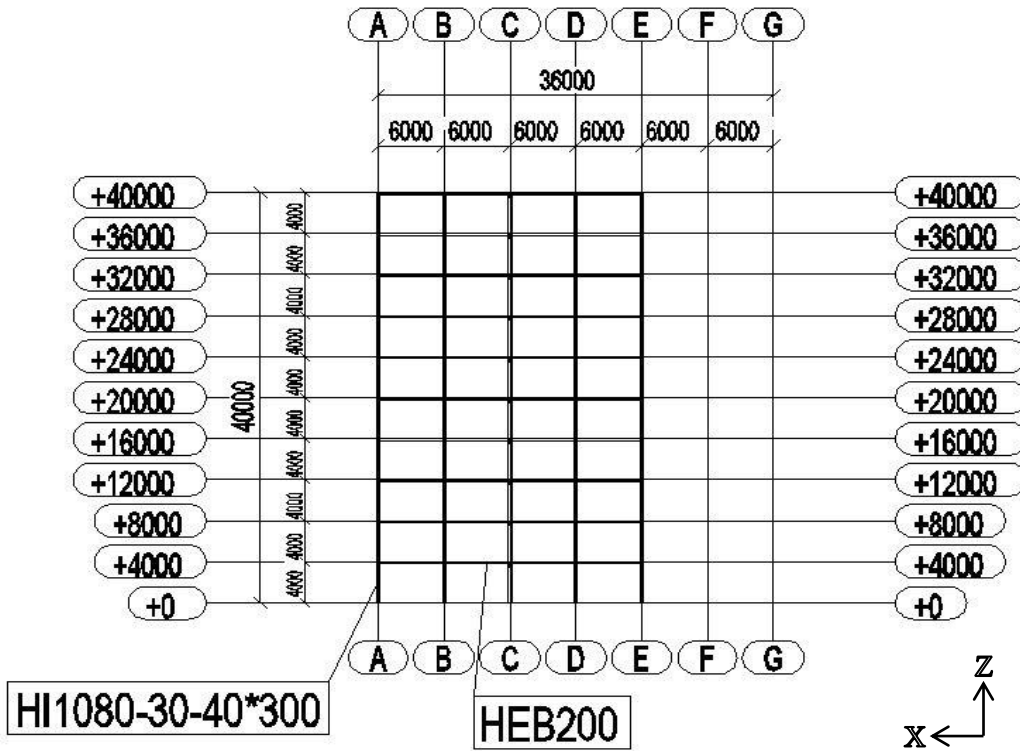


Şekil 8.3. Hesap programından alınan yapı 3 boyutlu görünüşü

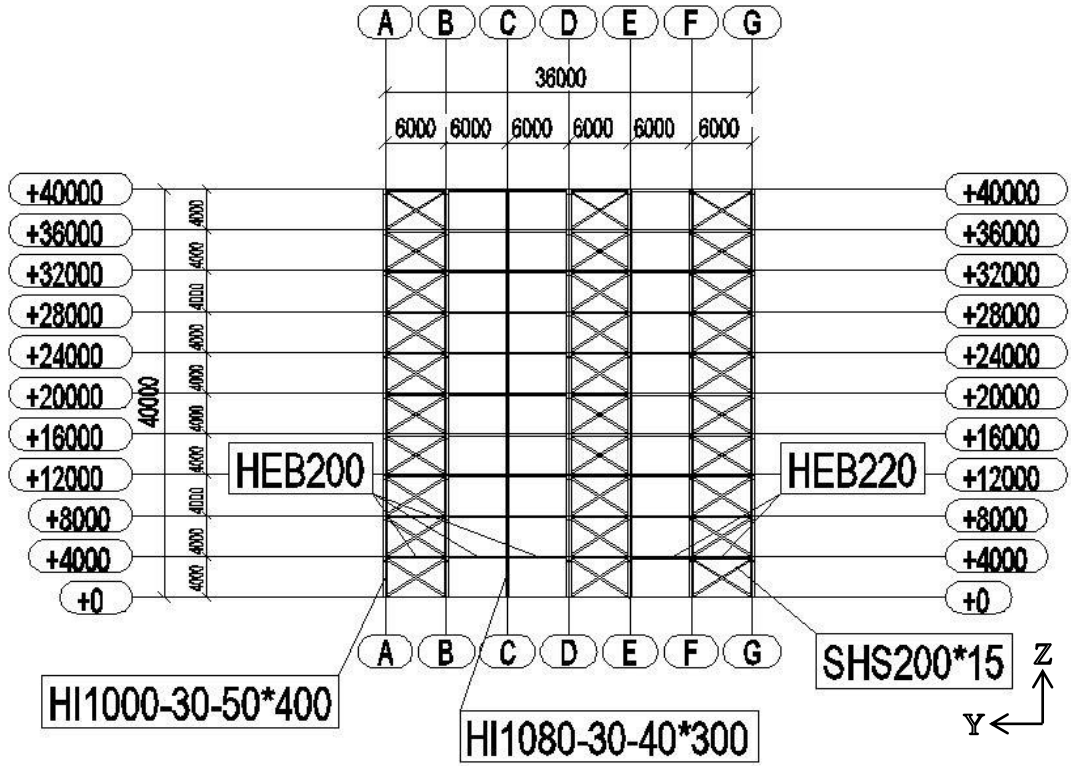
c) Kesit Görünüşleri



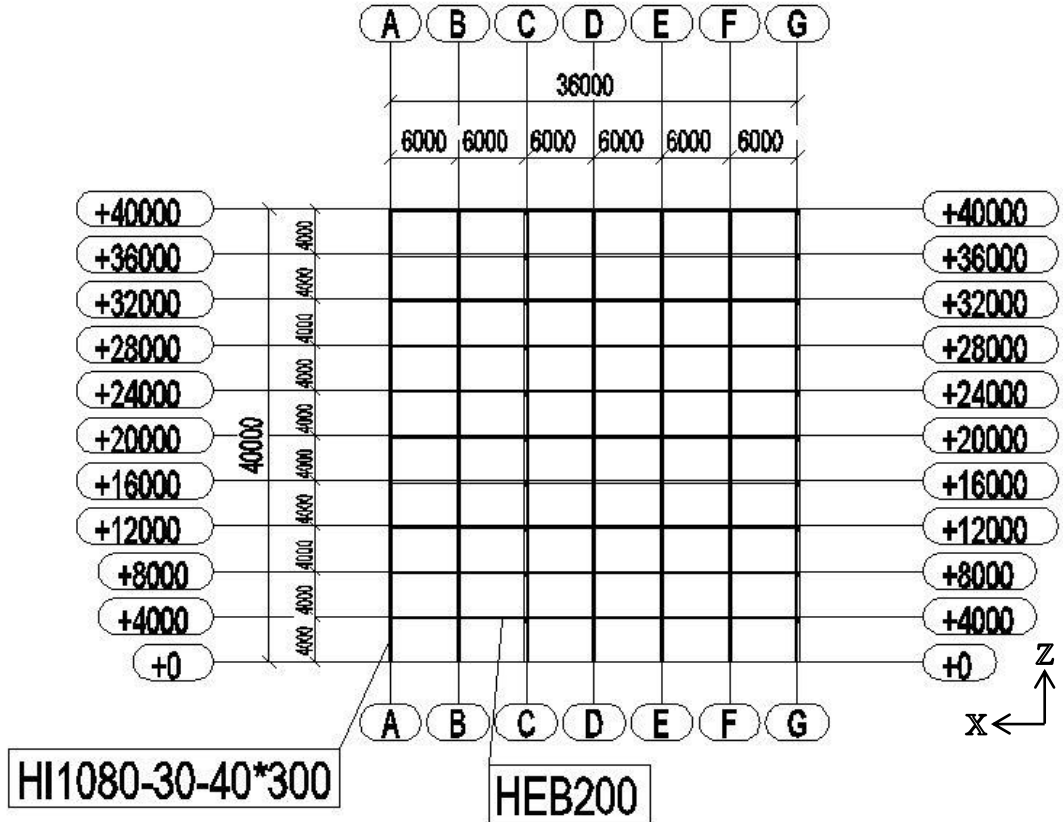
Şekil 8.4. 1 ve 6 aksı kesiti



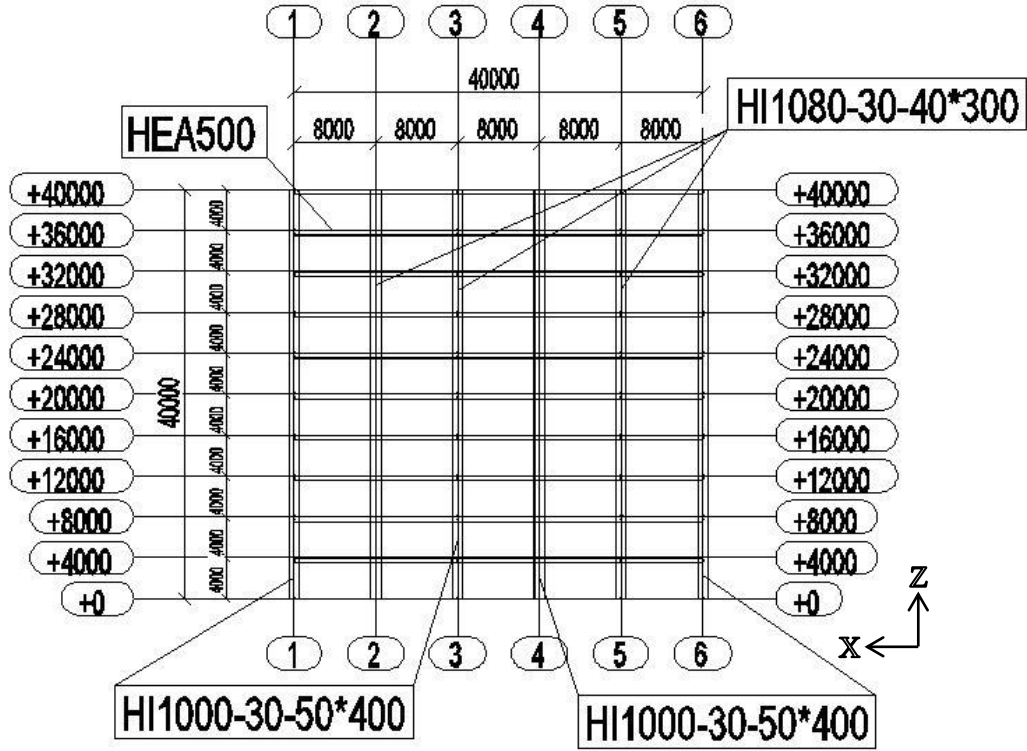
Şekil 8.5. 2 aksı kesiti



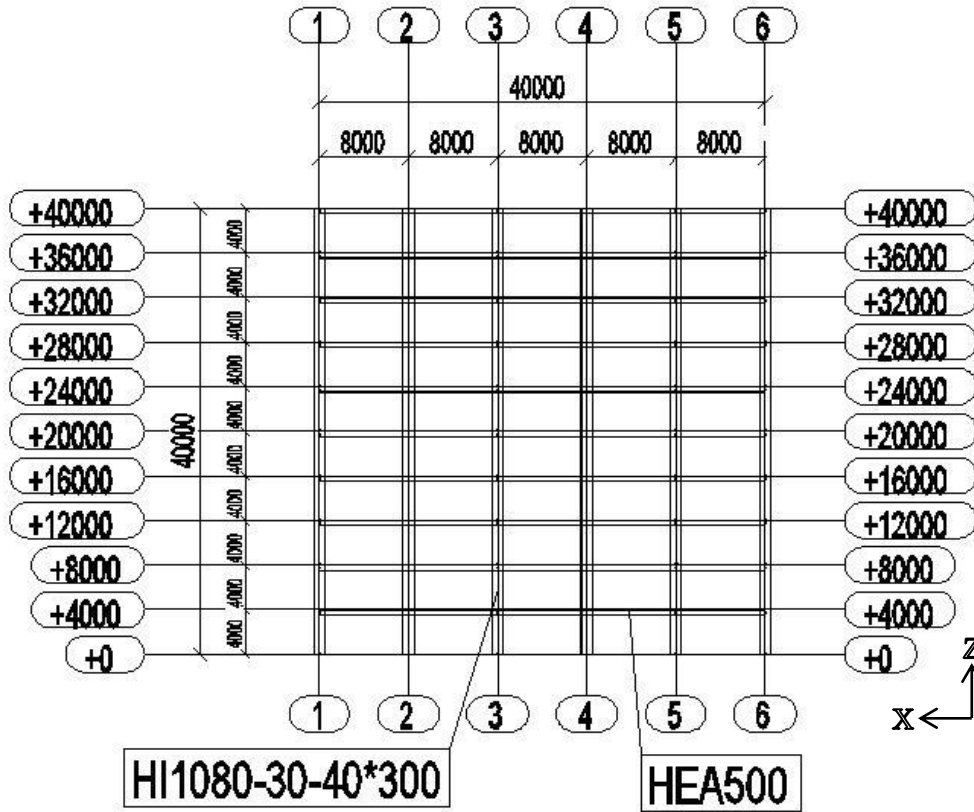
Şekil 8.6. 3 ve 5 aksı kesiti



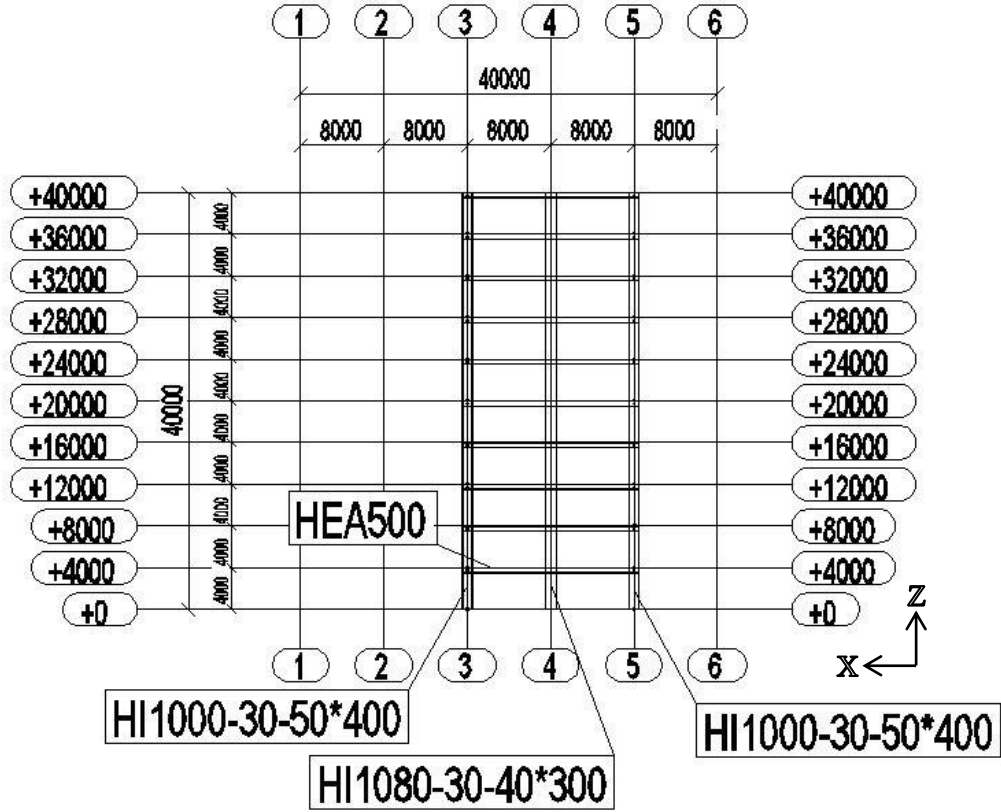
Şekil 8.7. 4 aksı kesiti



Şekil 8.8. A,B,D ve E aksları kesiti



Şekil 8.9. C aksı kesiti



Şekil 8.10. F ve G aksı kesiti

8.1.2. Malzeme Sınıfları

Bina elemanlarında profil seçimleri nedeniyle çapraz elemanlar için S235, kirişler için S275 ve kolonlarda S355 malzeme kullanılmaktadır. Malzemelerin değerleri Tablo 8.1'deki gibi tanımlanmaktadır.

Tablo 8.1. Sap2000'den alınan sadeleştirilmiş malzeme tablosu

Malzeme	F _y	F _u	Ağırlık	Kütle	EI
	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN-s ² /m ⁴	KN/m ²
S235	235	360	76,982	7,85	200000000
S275	275	430	76,982	7,85	200000000
S355	355	510	76,982	7,85	200000000

8.1.3. Profiller

Çözülen sistemde kirişler için piyasada kullanılan Euronorm profiller (IPE, HEA, HEB vb. gibi) seçilmektedir. Kolon profillerinde hazır profillerin kesit zorlarını karşılamaması nedeniyle S355 kalite malzemedan yapma I profil kullanılmaktadır. Kullanılan yapma profiller piyasadaki bulunan levha kalınlık ve uzunlukları gözetilerek seçim yapılmaktadır. Profil kesit uzunluklarında, levha kesimlerine

dikkat edilmekte, uzunluklar kesimlere göre tayin edilmektedir. Sap2000’de tanımlanan kesitler Tablo 8.2’de verilmektedir.

Tablo 8.2. Sap2000’den alınan sadeleştirilmiş kesit tanımlamaları

Kesit Adı	Malzeme	Profil Tipi	h	bt	tft	tw	bb	tfb
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
HE200B	S275	I/Wide Flange	200	200	15	9	200	15
HE220B	S275	I/Wide Flange	220	220	16	9,5	220	16
HE500A	S275	I/Wide Flange	490	300	23	12	300	23
IPE270	S275	I/Wide Flange	270	135	10,2	6,6	135	10,2
KL HI 1000-30-400-50 (S355)	S355	I/Wide Flange	1000	400	50	30	400	50
KL HI 1080-30-300-40 (S355)	S355	I/Wide Flange	1080	300	40	30	300	40
RHS 200x15	S235	Box/Tube	200	200	15	15		

Yapıdaki tüm çaprazlar RHS200x15 kutu profilden oluşturulmaktadır. Kolonlarda; çaprazların bağlı oldukları HI 1000-30-400-50 ebatlarında S355 malzemeden I profil, çapraz bağlanmayan sadece moment aktaran çerçeve olarak çalışanlar ise HI 1080-30-300-40 kesitinde S355 malzemeden yapma I profil kullanılmaktadır. Tali kirişler 1m aralıklı olacak şekilde IPE270 kesiti ile iki ucu dönerli bağlantı ile teşkil edilmektedir. Tüm moment aktaran çerçeve yönü ana kirişleri moment aktaran bağlantılı ile birleşimi yapılmış HEA500 olarak atanmaktadır. Y doğrultusundaki dış duvarları taşıyan ana kirişlerde iki ucu basit bağlantılı olacak şekilde HEB220 kesiti, içerideki y doğrultusundaki ana kirişlerde ise aynı bağlantı şekli ile HEB200 olarak kullanılmaktadır.

8.1.4. Tasarım Parametreleri

Tasarım parametreleri başlığı altında TBDY-2018’e göre dayanıma göre tasarım esasınca belirlenen “*Bina Kullanım Sınıfı (BKS)*”, “*Bina Önem Katsayısı*”, “*Deprem Tasarım Sınıfı (DTS)*”, “*Bina Yükseklik Sınıfı (BYS)*”, “*Bina Performans Hedefi*” seçimleri tablo ve şekiller halinde aşağıdaki başlıklarda sunulmaktadır.

8.1.4.1. Bina Kullanım Sınıfı

Çalışmada bina kullanımını ofis binası olarak tasarlanmıştır. TBDY-2018 uyarınca Şekil 8.11’deki “*Bina Kullanım Sınıfı*” işyerleri başlığı sınıfına dahil olduğu için BKS=3 olarak, “*Bina Önem Katsayısı*” ise 1 olarak tayin edilmektedir.

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS=1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS=2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS=3	Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

Şekil 8.11. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları (TBDY-2018/Tablo 3.1.)

8.1.4.2. Deprem Tasarım Sınıfı

Deprem tasarım sınıfı (DTS), bina kullanım sınıfı ve tasarım spektral ivme katsayısı, S_{DS} 'ye bağlı olarak seçilmektedir. Tasarım spektral ivme katsayısı (S_{DS}) 1.009 olup 0.75 değerinden daha yüksek olduğu için deprem tasarım sınıfı 1 kategorisi içerisinde değerlendirilmektedir. Bina kullanım sınıfı 1 olduğu için "a" sınıfına girmemekte ve Şekil 8.12'de verildiği gibi DTS=1 olarak alınmaktadır.

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS=1	BKS= 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

Şekil 8.12. Deprem tasarım sınıfları (DTS) (TBDY-2018/Tablo 3.2.)

8.1.4.3. Bina yükseklik sınıfı

Yapıda bodrum katı bulunmamaktadır ve bina yüksekliği (H_N) temel üzerinden 40m'dir. Deprem tasarım sınıfı 1 olduğu için bina yükseklik sınıfı TBDY-2018 uyarınca Şekil 8.13'te gösterildiği gibi $BYS=4$ olacak tayin edilmektedir.

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Şekil 8.13. Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarım sınıflarına göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları (TBDY-2018/Tablo 3.3)

8.1.4.4. Bina performans hedefi

Çalışmadaki yapı, yeni yapılacak yapıdır. TBDY-2018 uyarınca yeni yapılacak binaların tümü “Deprem Düzeyi 2 (DD2)” olarak tasarlanmaktadır. Buna göre Şekil 8.14'de görüldüğü üzere performans hedefi “Kontrollü Hasar (KH)” ve tasarım yaklaşımı “Dayanıma Göre Tasarım (DGT)” olacak şekilde tasarlanmaktadır.

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS = 1, 1a ⁽¹⁾ , 2, 2a ⁽¹⁾ , 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a ⁽²⁾ , 2a ⁽²⁾	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT ⁽⁵⁾	KH	DGT ^(3,4)
DD-1	—	—	KH	ŞGDT

Şekil 8.14. Performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları (TBDY-2018/Tablo 3.4. a)

8.1.4.5. Eşdeğer deprem yükünün uygulanabilirliği

Bölüm 8’de bahsedildiği üzere deprem yükü yöntemi eşdeğer deprem yükü yöntemi olarak belirlenmektedir. TBDY-2018 uyarınca eşdeğer deprem yükü yöntemi

kullanımına Şekil 8.15'te gösterildiği üzere, yapının bina yükseklik sınıfına ve burulma düzensizliğine göre izin verilmektedir.

Bina Türü	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfı	
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a, 4, 4a
Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	BYS ≥ 4	BYS ≥ 5
Diğer tüm binalar	BYS ≥ 5	BYS ≥ 6

Şekil 8.15. Eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanabileceği binalar (TBDY-2018/Tablo 4.4.)

Çalışmada burulma düzensizliği hesabı Bölüm 8.3.1'de hesaplanmaktadır. Yapılan hesaba göre burulma düzensizliği bulunmadığı ve bina yükseklik sınıfı $BYS=4$ 'e tekabül ettiğinden, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile deprem hesabı yapılması yönetmelik şartlarını sağlamaktadır. Yönetmelik uyarınca yapıya ait tasarım parametreleri Tablo 8.3'te verilmiştir.

Tablo 8.3. Bina tasarım parametreleri

Bina Kullanım Sınıfları, BKS:	3
Bina Önem Katsayısı, I :	1.0
Deprem Tasarım Sınıfı, DTS :	1
Bina Toplam Yüksekliği, H_N :	40 m
Bina Yükseklik Sınıfı, BYS :	4
Yerel Zemin Sınıfı :	ZD

8.1.5. Sismik Parametreler

Yapının konumu, $41.02.0942^\circ$ enlemde ve 29.039668° boylamda bulunmaktadır. Zemin sınıfı deprem kuvvetini en elverişsiz şekilde tayin edebilmek için "ZD" olarak kabul edilmiştir. Yukarıdaki bilgilere istinaden, spektrum eğrisinin oluşturulabilmesi için <https://tdth.afad.gov.tr> sitesinden DD2 ve DD3 deprem düzeyleri için Tablo 8.9'daki ivme ve zemin etki katsayıları elde edilmektedir. S_{DS} ve S_{D1} değerleri DD2 için Denklem 8.1 ve 8.2 ile hesaplanmaktadır.

$$S_{DS} = S_5 F_5 = 0.879 \times 1.148 = 1.009 \quad (8.1)$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.244 \times 2.112 = 0.515 \quad (8.2)$$

Tablo 8.4. Sismik tasarım parametreleri

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	:	DD-2	DD-3
Harita Spektral İvme Katsayısı, S_s	:	0,879	0,352
Harita Spektral İvme Katsayısı, S_1	:	0,244	0,099
Yerel Zemin Etki Katsayısı, F_s	:	1,148	1,518
Yerel Zemin Etki Katsayısı, F_1	:	2,112	2,400
Tasarım Spektral İvme Katsayısı, S_{ds}	:	1,009	0,534
Tasarım Spektral İvme Katsayısı, S_{D1}	:	0,515	0,238
Spektrum Karakteristik Periyodu, T_a	:	0,102	0,088
Spektrum Karakteristik Periyodu, T_b	:	0,510	0,444
Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu, T_L	:	6,000	6,000

8.1.6. Taşıyıcı Sistem Parametreleri

8.1.6.1. R ve D katsayılarının belirlenmesi

Yapıda sismik yükler x yönünde “deprem etkilerinin tamamı moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler”le karşılanmaktadır. “*Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)*” ve “*Dayanım Fazlalığı Katsayısı (D)*”, $BYS=4$ 'e uygun olarak $R_x=8$ ve $D_x=3$ alınmaktadır.

Tablo 8.5. Taşıyıcı sistem parametreleri

“X” Yönü Taşıyıcı Sistem Seçimleri	
Süneklik Düzeyi	: Yüksek
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R_x	: 8
Dayanım Fazlalığı Katsayısı, D_x	: 3
“Y” Yönü Taşıyıcı Sistem Seçimleri	
Süneklik Düzeyi	: Yüksek
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R_y	: 5
Dayanım Fazlalığı Katsayısı, D_y	: 2

Y yönünde deprem yönetmeliğindeki “Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar” uyarınca $R_y=5$, $D_y=2$ olarak seçilmektedir.

8.1.6.2. Devrilme Momenti Hesabı

Sistemde çelik çaprazlı çerçeveler sadece y doğrultusunda mevcuttur. Buna göre TBDY-2018 4.3.2.4. (a) ve (b) maddesini uyarınca yapılan devrilme momenti hesapları aşağıda sunulmaktadır. Sap2000’den alınan y yönü için bina toplam devrilme momenti 269325 kNm olarak Şekil 8.16’de gösterilmektedir.

Base Reactions								
File	View	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options	Base Reactions		
Units: As Noted						Base Reactions		
Filter:								
	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EY	LinStatic	2,07E-08	-9419,221	-4,67E-10	269325,5385	5,317E-07	-208913,658
	-EY	LinStatic	-2,07E-08	9419,221	4,67E-10	-269325,539	-5,317E-07	208913,6579

Şekil 8.16. Ey depremi taban kesme kuvveti

En fazla devrilme momentine sahip F / 1-2 aksı arasındaki çelik çaprazlı çerçevede bulunmaktadır. TBDY 4.5.4.5. (a) uyarınca, bir çelik çaprazlı çerçevenin taşıdığı maksimum devrilme momenti oranı Denklem 8.3 ile hesaplanmaktadır. Diğer perdeler için oranlar Tablo 8.12’de verilmektedir.

$$M_{DEV,\%} = \frac{M_{DEV}}{M_0} = \frac{26949}{269325} = \%10 < \%33 \quad (8.3)$$

TBDY 4.5.4.5. (b) uyarınca, kenar çelik çerçevelerin toplam devrilme momenti oranı hesabı Denklem 8.4 ile yapılmaktadır.

$$M_{DEV,\%} = \frac{\sum M_{DEV}}{M_0} = \frac{156399}{269325} = \%58,1 > \%16,6 \quad (8.4)$$

Denklem 8.3 ve Denklem 8.4’e göre TBDY 4.5.4.5. maddesi gereği R katsayısı yerine 4/5R alınmasına gerek görülmemektedir. Yukarıdaki ifadelerin açıklaması aşağıda sunulmuştur.

M_0 : Bina toplam devrilme momenti

M_{DEV} : Tek bir çerçeveye ait maksimum devrilme momenti

$\sum M_{DEV}$: Kenar perdelerin toplam devrilme momenti

$M_{DEV,\%}$: Devrilme momenti oranı

Tablo 8.12’de Ey deprem yüklemesine ait tüm perdelerin toplam devrilme momentine oranı verilmektedir. Perdeler için devrilme momenti, perdenin taşıdığı maksimum eksenel yük ile perde uzunluğu çarpılarak bulunmaktadır.

Tablo 8.6. Ey depremi devrilme momenti yüzdeleri

Aks Numarası	Konum	Eksenel Kuvvet Devrilme Momenti		M_{DEV} / M_0
		kN	kNm	%
A / 4-5	Kenar	-4202	-25213	-9,4
A / 1-2	Kenar	-4188	-25130	-9,3

Tablo 8.6.(Devamı) Ey depremi devrilme momenti yüzdeleri

Aks Numarası	Konum	Eksenel Kuvvet	Devrilme Momenti	M_{DEV} / M_0
		kN	kNm	%
C / 1-2	İç	-4277	-25661	-9,5
C / 4-5	İç	-4277	-25661	-9,5
C / 6-7	Kenar	-4316	-25894	-9,6
E / 1-2	İç	-4406	-26436	-9,8
E / 4-5	İç	-4406	-26434	-9,8
E / 6-7	Kenar	-4391	-26348	-9,8
F / 1-2	Kenar	-4491	-26949	-10,0
F / 4-5	Kenar	-4478	-26866	-10,0

Tablo 8.12'deki yapılan hesap sonucu tüm perdelerin taşıdığı devrilme momenti oranının %10'u geçmediği ve Denklem 8.3'teki hesaba istinaden, maksimum orana sahip perdenin F / 1-2 akslarında olduğu gösterilmektedir.

8.1.7. Yük Tanımlamaları

II.MGAYT ve I.MGAYT için yük tanımlamaları Ek A'da paylaşılmaktadır. II.MBBYT ve I.MBBYT'ları için fiktif yük değerleri "0.002" girilerek II.MGAYT ve I.MGAYT ile aynı şekilde tanımlanmaktadır. Yapı ağırlığı (Self Weight) çelik birleşim plakaları düşünülerek %15 arttırım yapılmıştır. Yük tanımlamalarının, kombinasyonlar da hangi grupta değerlendirildiği Ek B'de verilmektedir.

8.1.8. Yük Birleşimleri (Kombinasyonlar)

Çalışmada 2 farklı tipte kombinasyon şablonu oluşturulmaktadır. Birinci şablonda Bukulma boyu yöntemi ile tasarım yapılan ve fiktif yüklerin 0.002 olarak alındığı II.MBBYT, I.MBBYT yöntemler, ikinci şablonda ise genel analiz yöntemi ile tasarım yapılan ve fiktif yüklerin 0.003 olarak alındığı II.MGAYT, I.MGAYT yöntemleri tanımlanmıştır. Fiktif yükler burkulma boyu yöntemlerinde sadece düşey yük içeren kombinasyonlara eklenmekte, genel analiz yönteminde yatay yük içeren kombinasyonlara da dahil edilmektedir.

Doğrusal analiz yapılan sistemlerde yük birleşimleri "Load Combination" kısmında birleştirilmekte, doğrusal olmayan analiz yapılan sistemlerde yük birleşimleri "Load Case" kısmında tanımlanmaktadır. Tanımlanan yük birleşim detayları Ek B2 bölümünde sunulmaktadır.

Deprem yönetmeliği gereği tüm elemanlar TBDY 9.2.5. uyarınca belirlenen kombinasyonlarla tahkik edilmektedir. İlâveten yönetmelik TBDY madde 9.2.6. ile

SDY merkezi çelik çaprazlı çerçeveler için, çaprazların bağlı olduğu kolon ve kirişlerin tahkikinde deprem kuvvetlerinin dayanım fazlalığı katsayısıyla büyütülmesini öngörmektedir. Çaprazların bağlı olduğu kolonlar için oluşturulan kombinasyonların açıklamaları Bölüm 10’da yapılmaktadır.

8.2. Yükler

Sap2000’de tanımlanan yüklere ait resimler Ek C bölümünde sunulmaktadır. “Dead”, “Live” ve “Wall” yük tanımları için yüklemeler sırasıyla Şekil C.1, Şekil C.2 ve Şekil C.3’te sadece 1. kattan tip resim olarak gösterilmektedir. Diğer katlarda aynı şekilde yükleme yapılmaktadır. Şekil C.4 ile rüzgar yüklemelerin nasıl yapıldığı 3B’lu olarak gösterilmektedir. Şekil C.5, Şekil C.6, Şekil C.7 ve Şekil C.8 ile sisteme tanımlanan rüzgar yükleri verilmiştir.

8.2.1. Kar Yükleri

Yapı İstanbul’un Üsküdar ilçesinde bulunmakta ve denizden 40m yükseklikte (rakımda) bulunmaktadır. TS 498 gereği II. derece kar yükü bölgesine takabül etmekte ve zati kar yükü değeri 75 kg/m^2 olarak alınmaktadır. Fakat çatı katı kullanım şeklinde teras olarak mimari projelendirildiği için, çatı katına hareketli yüklerde etkimektedir. Hareketli yükler yapı için daha elverişsiz yükleme olduğu için yönetmelik gereği kar yükleri yerine hareketli yükler yüklenmektedir.

8.2.2. Zati Yükler

Döşeme trapez saç üstü betonarme olarak tasarlanmaktadır. Döşeme yüksekliği 12 cm, döşeme üzeri şap 10 cm’dir. Yapıdaki mahal yerleşiminin değişebileceği düşünülerek elverişsiz tarafta kalınarak tüm yüzeylerde seramik kaplama olacak şekilde düşünülmektedir. Trapez saç kaplama ağırlığı ihmal edilecek düzeyde olduğu için, yerine yuvarlama yapılarak hesaba katılmaktadır.

Döşeme Zati Ağırlığı

$$12 \text{ cm Trapez Üstü Beton Döşeme} : 0,12m \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$10 \text{ cm Şap} : 0,10m \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 220 \text{ kg/m}^2$$

$$3 \text{ cm Seramik Kaplama} : 0,03m \times 2800 \text{ kg/m}^3 = 84 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Toplam} : 604 \text{ kg/m}^2 \cong 610 \text{ kg/m}^2$$

8.2.3. Hareketli Yükler

TS498 Çizelge 7 uyarınca yapı hareketli yükleri aşağıdaki gibi tayin edilmektedir. Yönetmelik, duvar yüklerinin yapıdaki yerlerinin belirsizliği halinde çizgisel olarak girilmesi yerine 150 kg/m^2 hareketli yükün arttırılmasını öngörmektedir. Buna göre mahallerde değişim olabileceği düşüncesiyle çalışmadaki toplam hareketli yük aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

Döşeme Hareketli Yükleri

Büro ve Çatı Katı Hareketli Yüğü : 200 kg/m^2 (TS498 Çizelge 7)

Duvar yüğü için : 150 kg/m^2

Toplam : 350 kg/m^2

8.2.4. Duvar Yüğüleri

İç duvarlar bölüm 8.2.3'te bahsedildiği gibi hesaba dahil edilmektedir. Dış duvar yükseklikleri için hesap aşamasında kiriş yükseklikleri belli olmadığından güvenli tarafta kalınp döşemeden döşemeye (4m) olacak şekilde alınmaktadır. Çatı katı teras olarak kullanılacağından yapı kenarlarında 1m parapet yüğü hesaplanmıştır. Duvarlarda iç ve dışta 3'er cm sıva düşünölmekte ve dış duvar yüğüleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

Duvar Zati Ağırılığı

20 cm Ytong : $0,20m \times 750 \text{ kg/m}^3 = 300 \text{ kg/m}^2$

3 cm İç Sıva : $0,03m \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 66 \text{ kg/m}^2$

3 cm Dış Sıva : $0,03m \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 66 \text{ kg/m}^2$

Ara Toplam : 282 kg/m (1m yükseklik için)

4 m Yükseklik için : $282 \text{ kg/m} \times 4 = 1128 \text{ kg/m} \cong 1150 \text{ kg/m}$

Parapet Ağırılığı

20 cm Ytong : $0,20m \times 750 \text{ kg/m}^3 = 300 \text{ kg/m}^2$

3 cm İç Sıva : $0,03m \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 66 \text{ kg/m}^2$

3 cm Dış Sıva : $0,03m \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 66 \text{ kg/m}^2$

Toplam Parapet Ağırılığı : $282 \text{ kg/m} \cong 290 \text{ kg/m}$ (1m yükseklik için)

8.2.5. Rüzgar yükü hesabı

Yapıya etkiyecek rüzgar yükü TS-EN-1991 Bölüm 1.4 esas alınarak alan yükü olarak hesaplanmakta ve akslar arası mesafelere göre kolonlara çizgisel olarak etkitilmektedir. Çatı, teras olarak kullanıldığı için rüzgar etkisi mevcut değildir. Tüm rüzgar yükü hesapları excel ile yapıлып gerekli yerlerde resimleri paylaşılmaktadır.

Esas Rüzgar Hızının Temel Değeri, $V_{b,0}$:	28 m/sn	(TS498)
Doğrultu Katsayısı, c_{dir} :	1,0	(TED 1,0'dir.)
Mevsim Katsayısı, c_{season} :	1,0	(TED 1,0'dir.)
Esas Rüzgar Hızı, V_b :	28 m/sn	
Yıllık Aşılma Olasılığı, p :	0,02	(TED 0,02'dir.)
Üst Sınır Uç Değer Dağılımının Değişkenlik Katsayısına Bağlı Olan Şekil Parametresi, K :	0,2	(TED 0,2'dir.)
Üstel Sayı, n :	0,5	(TED 0,5'dir.)
Olasılık Katsayısı, c_{prob} :	1	
Esas Rüzgar Hızı, V_b :	28,00 m/sn	

Şekil 8.17. Esas değerler (TS EN 1991-1-4/4.2.)

“Tavsiye Edilen Değerler (TED)” olarak alınan değerler, TS EN 1991-1-4’de değerler olarak dikkate alınmaktadır. Esas rüzgar hızı V_b , Denklem 8.5 ile hesaplanmaktadır. Şekil 8.17’de V_b hesabı ve alınan değerler paylaşılmıştır. Olasılık değeri c_{prob} Denklem 8.6 ile bulunmaktadır.

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times c_{prob} \times V_{b,0} \quad (8.5)$$

$$c_{prob} = \left(\frac{1-K \times \ln(-\ln(1-p))}{1-K \times \ln(-\ln(0,98))} \right)^n \quad (8.6)$$

Arazi kategorisi		z_0 (m)	Zen küçük (m)
0	Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı	0,003	1
I	Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz ve yatay alan	0,010	1
II	Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan	0,050	2
III	Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne veya binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere sahip alan (kasabalar, yörekent, ormanlık alan gibi)	0,300	5
IV	Yüzeyinin en az % 15’i, yükseklik ortalaması 15 m’yi aşan binalarla kaplı alan	1,000	10

Şekil 8.18. Ortalama rüzgâr hızı (TS EN 1991-1-4/4.3.)

Ortalama rüzgar hızı Şekil 8.18'deki arazi katagorisi, Tablo 8.7'de arazi engebeliği ve arazi orografisi dikkate alınarak hesaplanmaktadır. Çalışmada engebelik uzunluğu k_r , arazi kategorisi Şekil 8.18'den "III" seçilerek Denklem 8.7 ile hesaplanmaktadır. Engebelik katsayısı $C_r(z)$ Denklem 8.8 ve 8.9 ile binanın yüksekliğine (z) bağlı olarak hesaplanmaktadır. $C_r(z)$ ve k_r hesabı ve indislerin açıklamaları Tablo8.7'de verilmektedir.

$$k_r = 0,19 x \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (8.7)$$

$$C_r(z) = k_r x \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \quad (8.8)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{en\ küçük}) \quad Z \leq Z_{min} \quad (8.9)$$

Tablo 8.7. Arazi engebeliği (TS EN 1991-1-4 / 4.3.2.)

Arazi kategorisi :	III
Engebelilik uzunluğu, z_0 :	0,3 m
Çizelge 4.1 Arazi kategorisi II'de tanımlanan engebelik uzunluğu, $z_{0,II}$:	0,1 m
Çizelge 4.1 tanımlanan en düşük yükseklik, $z_{en\ küçük}$:	5 m
En büyük yükseklik, $z_{en\ büyük}$:	200 m
Engebelilik uzunluğu z_0 'a bağlı arazi katsayısı, k_r :	0,215
Binanın yerden yüksekliği (Engelik yüksekliği), z :	40 m
Engelik Katsayısı, $C_r(z)$:	1,054

Arazi engebelik katsayısı için yapılan hesap ve alınan parametreler Tablo 8.7de gösterilmektedir. Bir arazide yer seviyesinden "z" metre yükseklikteki ortalama rüzgâr hızı V_m , Denklem 8.10 ile hesaplanmaktadır. V_m ile TS EN 1991-1-4 Madde 4.3.1.uyarınca yüksekliğe bağlı değişim dikkate alınmış alınmaktadır. Orografi katsayısı $c_0(z)$ TS EN 1991-1-4 Madde 4.3.3'de aksi belirtilmedikçe 1.0 olarak alınmaktadır.

$$V_m(z) = c_r(z) x c_0(z) x V_b \quad (8.10)$$

$$V_m(z) = 1,054 x 1 x 28 = 29,51 \text{ m/sn}$$

Rüzgar türbülansı TS EN 1991-1-4 Madde 4.4 ile hesaplanmaktadır ve türbülans katsayısı k_1 için TED 1.0 olarak alınmaktadır. Türbülans şiddeti I_v , yüksekliğe bağlı değişkenlik göstermektedir ve Denklem 8.11 ve 8.12 ile hesaplanmaktadır.

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \quad (8.11)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{en\ küçük}) \quad Z \leq Z_{min} \quad (8.12)$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{40}{0,3}\right)} = 0,204$$

Hava yoğunluğu ρ , fırtınalar esnasında bölgede olması beklenen sıcaklık, barometrik basınçlara ve rakıma bağlı olan hava yoğunluğu olarak tayin edilmektedir. Tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı q_p , TS EN 1991-1-4 / 4.5 uyarınca Denklem 8.15 ile belirlenmektedir. Denklem 8.15 içerisinde yer alan, esas hız kaynaklı rüzgâr basıncı q_b Denklem 8.13 ile maruz kalma katsayısı C_e Denklem 8.14 ile hesaplanmaktadır

$$q_b = 0,5 \times \rho \times V_m^2 \quad (8.13)$$

$$C_e(z) = 1 + [7 \times I_v(z)] \quad (8.14)$$

$$q_p = q_b \times C_e(z) \quad (8.15)$$

Buna göre tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı q_p aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$q_b = 0,5 \times \rho \times V_m^2 = 0,5 \times 1,250 \times 29,51^2 = 544,21 \text{ N/mm}^2$$

$$C_e(z) = 1 + [7 \times I_v(z)] = 1 + [7 \times 0,204] = 2,43$$

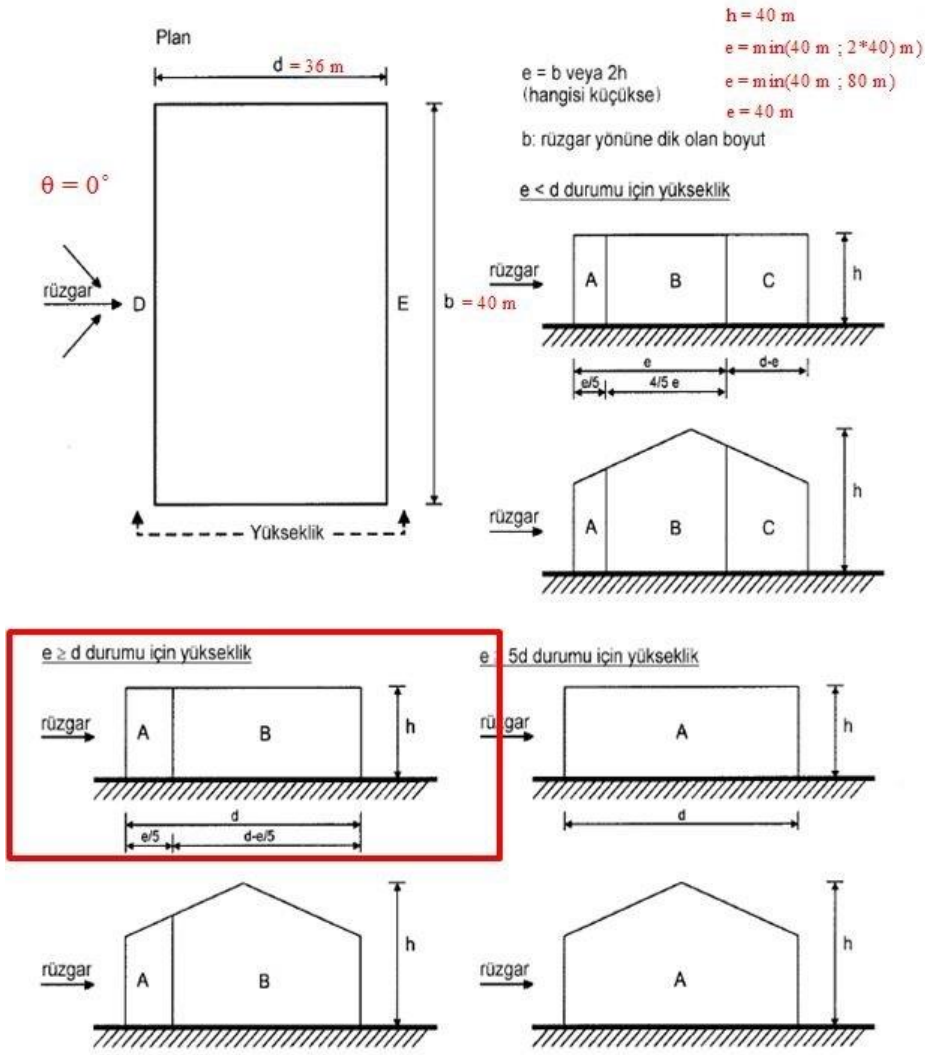
$$q_p = q_b \times C_e(z) = 2,43 \times 544,21 / 1000 = 1,32 \text{ kN/m}^2$$

Yönetmelik içerisinde belirtilen işlem adımları izlenerek cephelere etkiyen tepe hız kaynaklı rüzgâr basıncı (karakteristik rüzgar basıncı) hesaplanmıştır. Bulunan tasarım rüzgar basıncı iç ve dış net basınç katsayıları ile çarpılarak tasarım rüzgar basıncı bulunmaktadır. Şekil 8.19 ve Şekil 8.20 ile yapının cephelerine gelen rüzgar kuvveti hesabı için dış basınç katsayısı hesaplanmaktadır.

Y Doğrultusu Rüzgar Yüğü Hesabı:

bölge	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

Şekil 8.19. Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri (TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1)



Şekil 8.20. Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri (TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1)

Dış basınç katsayısı, bina yükseklik ve boyutlarına bağlı olarak Şekil 8.19 ve Şekil 8.20'deki usul uyarınca hesaplanmakta, bulunan C_{pe} değerleri Tablo 8.8'de verilmektedir. "h/d"ye ait ara değerler için iterasyon yapılmaktadır. ($C_{pe} = C_{pe,10}$)

Tablo 8.8. X doğrultusu cepheler için $C_{pe,10}$ dış basınç katsayıları

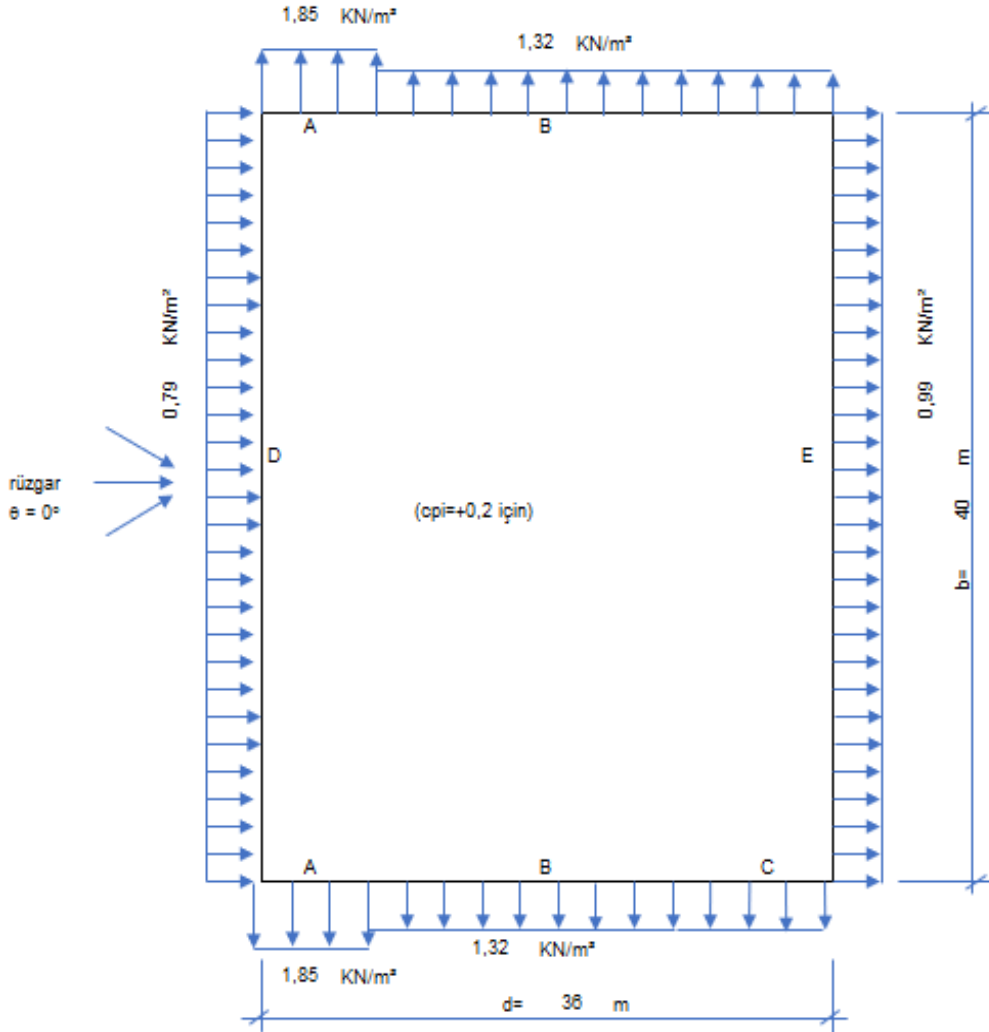
Bölge	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.2	-0.8	-	0.8	-0.55

İç basınç katsayısı için TS EN 1991-1-4 Bölüm 7.2.9 Not (2) uyarınca, C_{pi} değeri +0.2 ve -0.3 alınarak, C_{pnet} net basınç katsayısı hesabı yapılmaktadır. Yapılan net basınç katsayısı hesabı, +0.2 veya -0.3 değerlerinden elverişsiz değeri verecek şekilde hesaplanarak Tablo 8.9'da gösterilmektedir.

Tablo 8.9. X doğrultusu düşey duvarlar için (C_{pnet}) net basınç katsayıları

$C_{pi} = -0,3$ için					
Bölge	A	B	C	D	E
$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$	-0,9	-0,5	-	1,1	-0,25
$w(z) = C_{pnet} \times q_p$ (kN/m ²)	-1,19	-0,66	-	1,46	-0,33
$C_{pi} = +0,2$ için					
Bölge	A	B	C	D	E
$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$	-1,4	-1	-	0,6	-0,75
$w(z) = C_{pnet} \times q_p$ (kN/m ²)	-1,85	-1,32	-	0,79	-0,99

$C_{pi} = +0.2$ değeri daha elverişsiz sonuç verdiği için tasarım rüzgar yükü basıncı $w(z)$ için, Tablo 8.22'deki $C_{pi} = +0.2$ 'ye ait değerleri (işaretsiz satır değerleri) ile hesap yapılmaktadır. Buna göre "Tasarım Rüzgar Basıncı $w(z)$ " cepheler için Tablo 8.10'da gösterilmektedir. Bina üzerindeki gösterimi de Şekil 8.21'de verilmektedir.



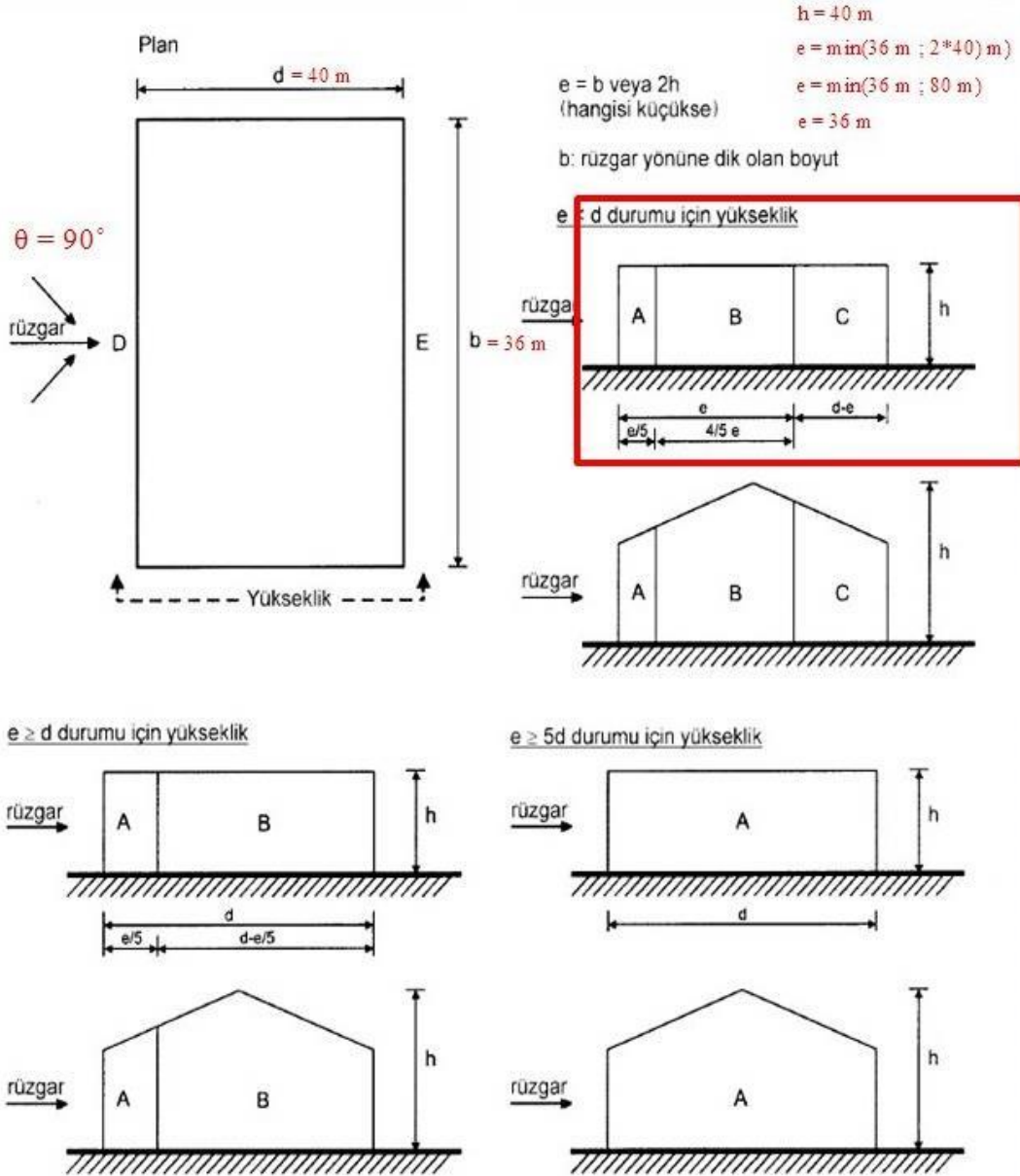
Şekil 8.21. Sistem üzerinde oluşacak yük alanları

Tablo 8.10. X doğrultusu tasarım rüzgar basıncı, $w(z)$

Bölge	A	B	C	D	E
$w(z)$ (kN/m ²)	-1,85	-1,32	-	0,79	-0,99

X Doğrultusu Rüzgar Yüğü Hesabı:

Hesaplanan karakteristik rüzgar basıncı ile y doğrultusuna ait iç ve dış net basınç katsayıları çarpılarak tasarım rüzgar basıncı bulunmaktadır. Dış basınç katsayısı Şekil 8.19 ve Şekil 8.22'de belirlenen değerler sonucu aşağıda hesaplanmaktadır.



Şekil 8.22. TS EN 1991-1-4/Çizelge 7.1 - Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değerleri

Dış basınç katsayısı, bina yükseklik ve boyutlarına bağlı olarak y doğrultusunda olduğu gibi Şekil 8.22'deki usul uyarınca hesaplanmıştır. Şekil 8.19 alınan "h/d"ye ait ara değerler için iterasyon yapılmaktadır. Bulunan $C_{pe,10}$ değerleri Tablo 8.11'de verilmektedir.

Tablo 8.11. X doğrultusu cepheler için $C_{pe,10}$ dış basınç katsayıları

Bölge	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5

İç basınç katsayısı TS EN 1991-1-4 Bölüm 7.2.9 Not (2) uyarınca, C_{pi} en elverişsiz değer alınarak, C_{pnet} net basınç katsayısı hesabı yapılmaktadır. Tablo 8.12'de yapılan net basınç katsayısı C_{pnet} hesabı gösterilmektedir.

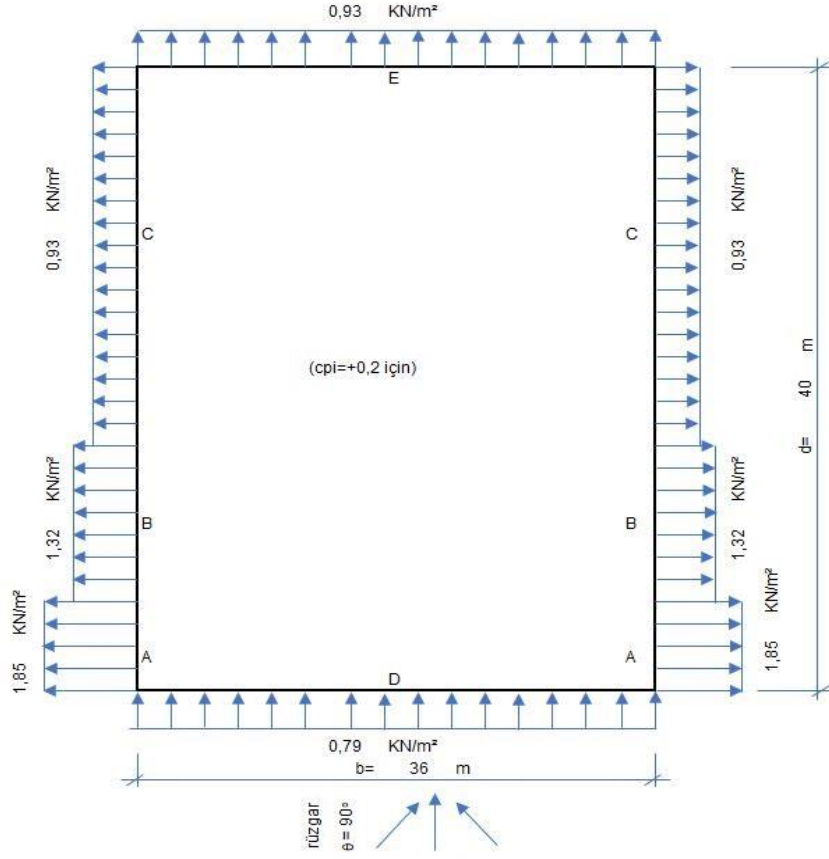
Tablo 8.12. Y doğrultusu düşey duvarlar için (C_{pnet}) net basınç katsayıları

$C_{pi} = -0,3$ için						
Bölge	A	B	C	D	E	
$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$	-0,9	-0,5	-0,2	1,1	-0,2	
$w(z) = C_{pnet} \times q_p$ (kN/m ²)	-1,19	-0,66	-0,26	1,46	-0,26	
$C_{pi} = +0,2$ için						
Bölge	A	B	C	D	E	
$C_{pnet} = C_{pe} - C_{pi}$	-1,4	-1	-0,7	0,6	-0,7	
$w(z) = C_{pnet} \times q_p$ (kN/m ²)	-1,85	-1,32	-0,93	0,79	-0,93	

$C_{pi} = +0.2$ değeri daha elverişsiz sonuç verdiği için tasarım rüzgar yükü basıncı $w(z)$ için, Tablo 8.12'deki işaretli satır değerleri ile hesap yapılmıştır. Buna göre "Tasarım Rüzgar Basıncı $w(z)$ " cepheler için Tablo 8.13'te gösterilmektedir. Bina üzerindeki gösterimi de Şekil 8.23'de verilmiştir.

Tablo 8.13. Y doğrultusu tasarım rüzgar basıncı, $w(z)$

Bölge	A	B	C	D	E
$w(z)$ (kN/m ²)	-1,85	-1,32	-0,93	0,79	-0,93

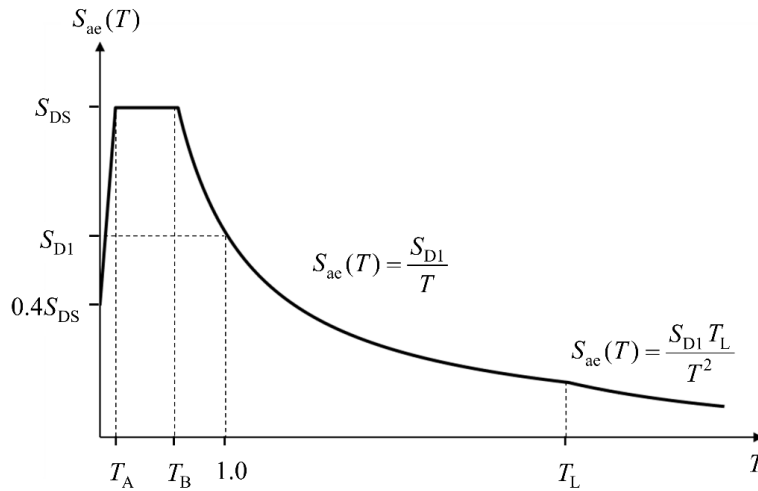


Şekil 8.23. Sistem üzerinde oluşacak yük alanları

8.2.6. Deprem kuvveti

8.2.6.1. Yatay elastik tasarım spektrumunun oluşturulması

Yatay elastik tasarım spektrumunun yatay eksenini doğal titreşim periyodunu, düşey eksenini yatay elastik tasarım spektral ivmelerini $S_{ae}(T)$ göstermektedir. Yatay elastik tasarım spektrum grafiği Şekil 8.24'de gösterilmektedir.



Şekil 8.24. Yatay elastik tasarım spektrumu

Yatay elastik tasarım spektral ivmelerinin periyoda bağlı değişimi $S_{ae}(T)$ değerleri, TBDY-2018 uyarınca Denklem 8.18, 8.19, 8.20 ve 8.21 ile hesaplanmaktadır. Denklemlerde belirtilen T_A ve T_B spektrum içerisinde yer alan köşe periyodlarını ifade etmekte olup aşağıdaki Denklem 8.16 ve Denklem 8.17 ile bulunmaktadır.

$$T_A = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,515}{1,009} = 0,102 \quad (8.16)$$

$$T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,515}{1,009} = 0,510 \quad (8.17)$$

T_L periyodu ise sabit yer değiştirme bölgesine geçiş katsayısı olup TBDY-2018 uyarınca $T_L = 6$ sn olarak alınması gerekmektedir.

$$S_{ae}(T) = \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (8.18)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (8.19)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L) \quad (8.20)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (8.21)$$

8.2.6.2. Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$ hesabı

Bölüm 9.3.6.1’de oluşturulan yatay elastik spektrumu “Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, R_a ” ile bölünerek Azaltılmış tasarım ivme spektrumu elde edilmektedir. TBDY-2018’e göre doğrusal elastik deprem yüklerinin azaltılmasında esas alınacak deprem yükü azaltma katsayısı Denklem 8.22 ve 8.23 gibi tanımlanmaktadır.

$$R_a(T) = \frac{R}{I} \quad T > T_B \quad (8.22)$$

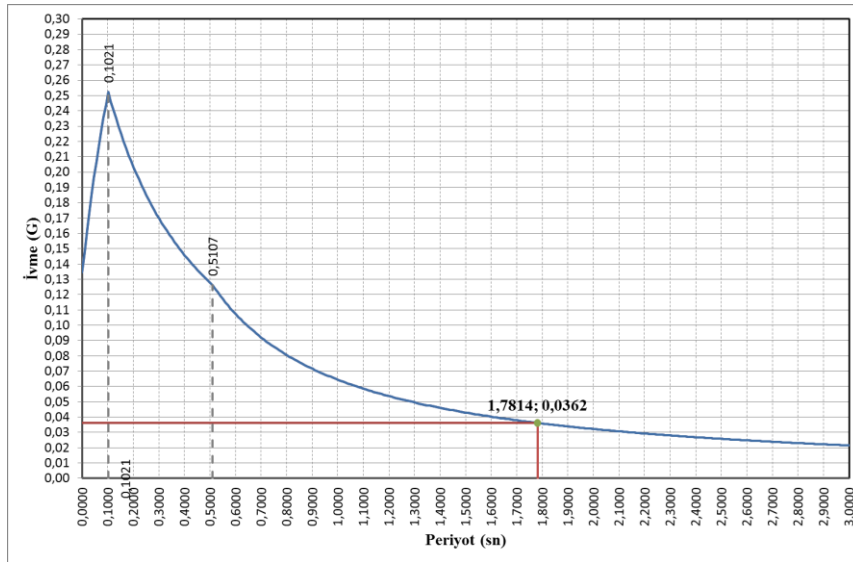
$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D\right) \frac{T}{T_B} \quad T \leq T_B \quad (8.23)$$

Tasarımı gerçekleştirilen yapının doğal titreşim hakim periyodunun, T_B köşe periyodu ile olan ilişkisine göre ilgili deprem yükü azaltma katsayısı formülü kullanılarak $R_a(T)$ değeri elde edilmektedir. İlerleyen bölümlerde açıklanan, x yönündeki periyod değeri $T_x = 1,7814$ sn olarak hesaplanmaktadır. T_B değeri Denklem 8.17 ile 0,510 sn olarak bulunmuştur. Hesaplanan T_x değeri, T_B değerinde büyük olduğu için x yönü deprem azaltma katsayısı ($R_{a,x}$) Denklem 8.22 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$R_{a,x}(T_x) = \frac{R_x}{I} = \frac{8}{1} = 8$$

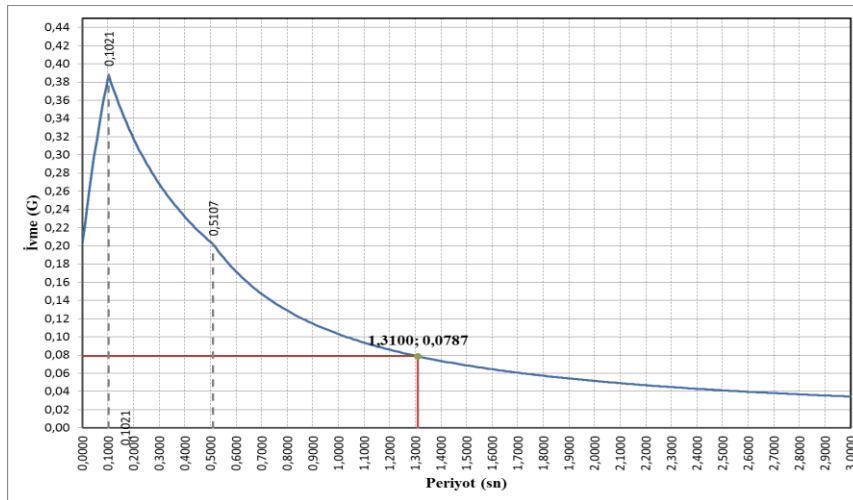
Azaltılmış yatay elastik tasarım spektrumu Denklem 8.24 yardımıyla hesaplanmaktadır. Öncesinde hesaplanan değişken periyot (T) değerleri için, $S_{ae}(T)$ ve $R_a(T)$ değerlerine göre yapıya ait azaltılmış yatay elastik tasarım spektrumu x doğrultusu için Şekil 8.25’de oluşturulmaktadır.

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \quad (8.24)$$



Şekil 8.25. X doğrultusu için yatay elastik tasarım spektrumu, $S_{aR,x}(T)$

$S_{ae}(T)$ grafiği S_{DS} ve S_{D1} değerleri bağlı belirlenmekte ve x ve y doğrultuları için tek şekilde oluşmaktadır. Fakat çalışmadaki bina için $R_a(T)$ grafiği taşıyıcı sistem davranış katsayısına ve dayanım fazlalığı katsayısına göre yönlere göre farklılık göstermektedir.



Şekil 8.26. Y doğrultusu için yatay elastik tasarım spektrumu, $S_{aR,y}(T)$

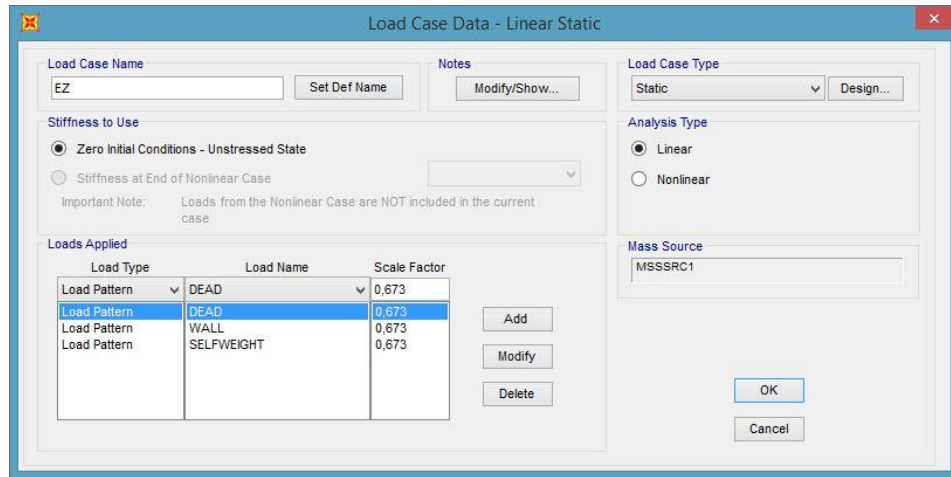
X doğrultusu için $R_x = 8$, $D_x = 3$ ile hesaplanarak oluşturulan $S_{aR,x}(T)$ grafiğindeki aynı denklemler kullanılarak, y doğrultusu için $R_y = 5$, $D_y = 2$ alınarak hesaplanan $S_{aR,y}(T)$ grafiği Şekil 8.26'daki gibi oluşturulmuştur. Bina için alınan ivme değerleri; ileriki bölümlerde açıklanan periyot hesabına göre bulunan periyotlar ile Şekil 8.25 ve Şekil 8.26'da grafik üzerinde belirtilmektedir.

8.2.6.3. Düşey Deprem Hesabı

TBDY-2018 4.4.3. uyarınca düşey deprem etkisi şartlarını sağladığı için Denklem 8.25 ile hesaplanmaktadır. G indisi sistem ağırlığı olmak üzere düşey deprem etkisi aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır.

$$E_d^{(Z)} = 2/3 S_{Ds}G \quad (8.25)$$

$$E_d^{(Z)} = 2/3 1,009G = 0,673G$$



Şekil 8.27. Hesap programında düşey deprem için “Load Case” görüntüsü

Düşey deprem etkisi Sap2000’e ise ayrı bir durum (case) olarak tanımlanıp tüm kombinasyonlar içerisinde ± 0.30 katsayısıyla etkililmektedir. Yapılan tanımlama içerisindeki yükler Şekil 8.27’de paylaşılmaktadır.

8.2.6.4. Doğal hakim titreşim periyodunun belirlenmesi

Sap2000 ile yapılan modal analiz sonucunda bulunan yapının doğal hakim titreşim periyodu Şekil 8.28’de verilmektedir. Buna göre programdan alınan doğal hakim titreşim periyodu aşağıda paylaşılmaktadır.

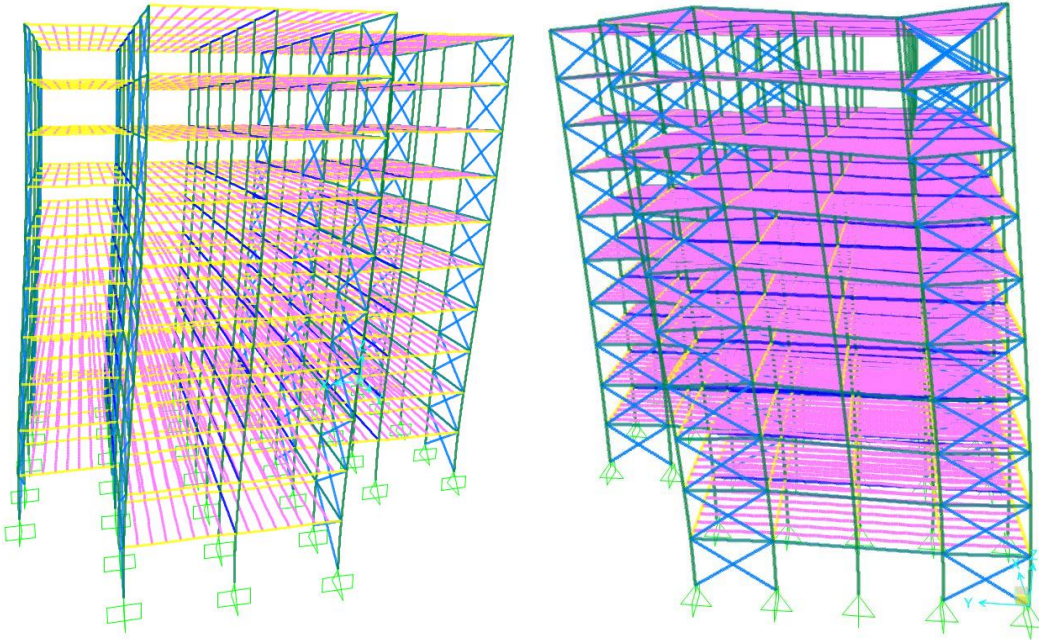
X yönü için $T_{p,x} = 1,89 \text{ sn}$

Y yönü için $T_{p,y} = 1,31 \text{ sn}$

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1,89668	0,757	1,986E-06	6,444E-11
	MODAL	Mode	2	1,314364	3,316E-05	0,545	1,368E-17
	MODAL	Mode	3	1,173158	5,641E-05	0,159	7,181E-14
	MODAL	Mode	4	0,579695	0,109	5,786E-08	6,165E-10
	MODAL	Mode	5	0,398845	0,005836	0,001444	9,674E-11

Şekil 8.28. Program sonucu modlara ait yapı titreşim periyotları

Yapının modları ve periyotları bulunurken rijitlik azaltması yapılmamaktadır. Bu sebeple periyot hesabı tüm 8 sistem içinde bir model baz alınarak yapılmaktadır. Yapının birinci ve ikinci modları için mod şekilleri Şekil 8.29’de gösterilmektedir.



Şekil 8.29. Birinci ve ikinci mod şekilleri

Maksimum Deprem Periyodu Kontrolü:

TBDY-2018 4.7.3.2. uyarınca iki doğrultu içinde maksimum periyod sınırı Denklem 8.26 ile hesaplanmaktadır. Aşağıdaki indislerde C_t periyod hesabında bulunan taşıyıcı sisteme göre değişen bir katsayıdır. Çelik çerçevelerden veya çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalar için $C_t = 0,08$ alınmaktadır. H_N yapı yüksekliği olup çalışmadaki yapı için 40m alınmaktadır. Ampirik periyot hesabı (Denklem 8.26) ile bulunan periyotlar, sap2000’den alınan periyotlar ile aşağıda karşılaştırılmaktadır.

$$1,4T_{pA} = C_t x H_N^{3/4} \quad (8.26)$$

$$1,4T_{pA} = 0,08 x 40^{0,75} = 1,781 \text{ sn}$$

Yönetmelik uyarınca yapılan karşılaştırma sonucunda, daha düşük olan hakim titreşim periyodu ile (daha yüksek ivme değerine sahip olması sebebiyle) hesaplara devam edilmektedir.

$$T_{p,x} = 1,89 \text{ sn} \geq 1,781 \text{ olduğundan } T_x = 1,781 \text{ sn olarak,}$$

$$T_{p,y} = 1,31 \text{ sn} < 1,781 \text{ olduğundan } T_y = 1,31 \text{ sn olarak hesaplanmaktadır.}$$

8.2.6.5. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi:

TBDY-2018 4.7.1. uyarınca taban kesme kuvveti Denklem 8.27’de verilen TBDY Denklem 4.19’den daha düşük değer de olmamalıdır. Yapının toplam deprem kütlesi hesabı Tablo 8.14’te gösterilmektedir. Ofis binası olduğu için hareketli yük katılım katsayısı n=0.3 olarak alınmaktadır.

$$V_{tE}^{(x,y)} = m_t \times S_{aR} \left(T_p^{(x,y)} \right) \geq 0,04 \times m_t \times I \times S_{DA} \times g \quad (8.27)$$

Tablo 8.14. Toplam yapı kütlesi

Load Pattern	Ağırlık kN (force)	Hareketli Yük Katılım Katsayısı	Sismik Ağırlık kN (force)	Sismik Kütle (m=w/g) (g=9,80665 m/s ²) kN (mass)
DEAD	73433	-	73433	7488,082
SELF WEIGHT	18712	-	18712	1908,09
WALL	15861	-	15861	1617,372
LİVE	39541	0,3	11863	1209,689
		Toplam :	119689	12204,88

I=1 olduğu ve kütle-ağırlık farkı ilişkisini dikkate alarak hesap kolaylığı için (güvenli tarafta kalarak) denklem sadeleştirilmiştir. Buna göre Denklem 8.27’deki taban kesme kuvvetleri sadeleştirilme sonrası denklem içindeki kalan ivmeler üzerinden aşağıda kontrol edilmektedir.

Buna göre y doğrultusu azaltılmış deprem tasarım ivmesi aşağıda hesaplanmaktadır:

$$R_y = 5, D_y = 5, T_y = 1,311 \text{ sn için, } S_{aRy}(1,311 \text{ sn}) = 0,0786$$

$$S_{aRy}(1,311 \text{ sn}) = 0,0786 \geq 0,04 \times 1,009 = 0,04039 \cong 0,041 \text{ olduğundan}$$

$$S_{aRy}(1,311 \text{ sn}) = 0,0786 \text{ TBDY Denklem 4.19’a göre uygundur.}$$

Aynı şekilde x doğrultusu için azaltılmış deprem tasarım ivmesi aşağıda hesaplanmaktadır:

$$R_x = 8, D_x = 3, T_x = 1,311 \text{ sn için, } S_{aRx}(1,781 \text{ sn}) = 0,0362$$

$S_{aRx}(1,781 \text{ sn}) = 0,0362 \geq 0,04 \times 1,009 = 0,04039 \cong 0,041$ olduğundan taban kesme kuvveti Denklem 8.27 şartını sağlamamaktadır. X doğrultusu için ivme değeri “0.041” olarak alınarak taban kesme kuvveti kontrolü aşağıda tekrar yapılmaktadır.

Deprem yönetmeliğinin minimum taban kesme kuvveti istemi $V_{tE}^{(x,y)}$ buna göre Denklem 8.28 ile bulunmaktadır.

$$V_{tE}^{(x)} = m_t \times S_{aR}(T_p^{(x)}) \quad (8.28)$$

$$V_{tE}^{(x)} = m_t \times S_{aR}(T_p^{(x)}) = 119689 \text{ kN} \times 0,0410 = 4908 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(y)} = m_t \times S_{aR}(T_p^{(y)}) = 119689 \text{ kN} \times 0,0786 = 9408 \text{ kN}$$

X doğrultusu için taban kesme kuvveti kontrolü:

Yapılan ilk analiz sonucunda görülmüştür ki sistemin taban kesme kuvveti sap2000 tarafından yetersiz etkitilmektedir.

$V_t^{(x)} = 4837 \text{ kN} < 4908 = V_{tE}^{(x)}$ olduğu için sisteme gelen x yönlü deprem kuvveti aşağıdaki oran ile Load Case’de büyütülmektedir.

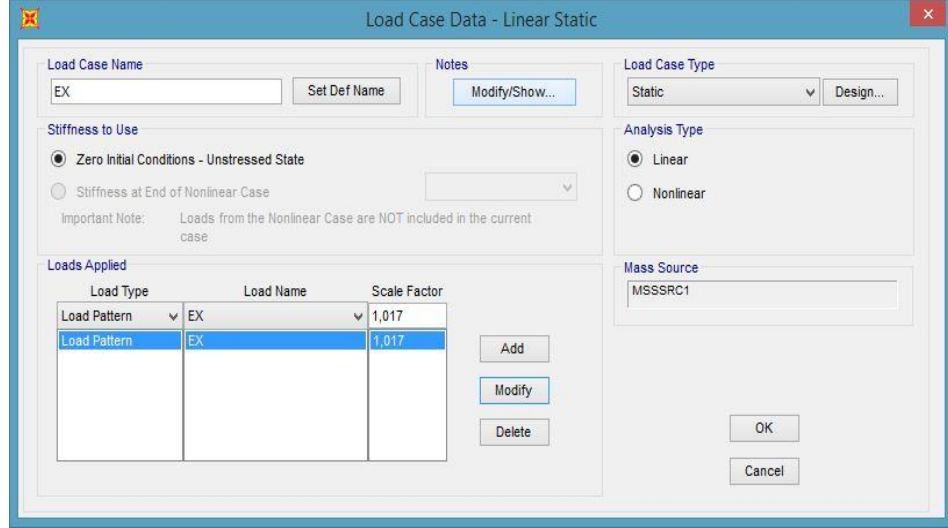
$$\text{Load Case Scale Factor, } S_cF = \frac{4908}{4837} = 1,0146$$

Tekrar analiz yapıldığında sınırın altında kalmaması için güvenli tarafta kalınarak $S_cF = 1,017$ olarak alınmış ve analiz buna göre tekrarlanmaktadır. Şekil’de 8.30’de yapılan büyütme gösterilmektedir.

$V_t^{(x)} = 4920 \text{ kN} \geq 4908 = V_{tE}^{(x)}$ olduğu için sisteme gelen x yönlü deprem kuvveti yönetmelik şartını sağlamaktadır.

Y doğrultusu için taban kesme kuvveti kontrolü:

$V_t^{(y)} = 9419 \text{ kN} \geq 9408 = V_{tE}^{(y)}$ olduğu için sisteme gelen y yönlü deprem taban kesme kuvveti yönetmelik şartını sağlamaktadır.



Şekil 8.30. X yönlü deprem kuvveti “Scale Factor”ü

Yapılan hesap sonucunda, sisteme etkiyen deprem kuvvetleri TBDY-2018 gereğince uygun olacak şekilde Sap2000’de tanımlanmış ve sisteme etkililmektedir. Şekil 8.31’te hesap sonucu Sap 2000’den alınan deprem kütle için deprem taban kesme kuvvetleri için toplam mesnet tepkileri (base reaction) gösterilmektedir.

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m
DEAD	LinStatic	-9,384E-10	8,391E-11	73432,197	1101482,95	-1517598,73
EX	LinStatic	-4920,021	-1,225E-09	4,623E-11	1,066E-09	-140679,072
EY	LinStatic	2,07E-08	-9419,221	-4,67E-10	269325,5385	5,317E-07
SELFWEIGHT	LinStatic	-3,56E-11	7,196E-11	18711,483	287492,5188	-390509,74
LIVE	LinStatic	-5,054E-10	4,509E-11	39540,414	593106,2041	-817168,55
WALL	LinStatic	-2,174E-10	3,074E-11	15860,099	255431,0719	-327218,89

Şekil 8.31. Düşey yükler ve taban kesme kuvvetleri

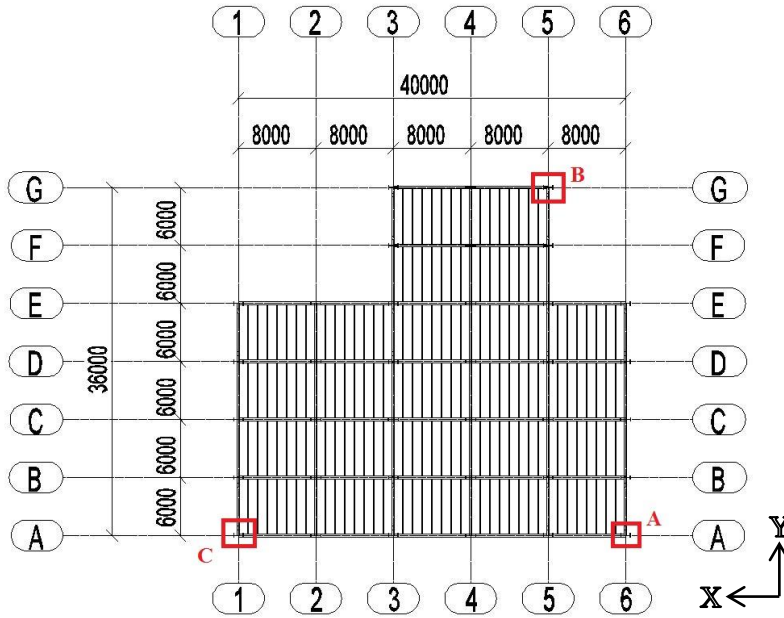
8.3. Kontroller

8.3.1. Düzensizlikler

TBDY-2018 uyarınca düzensizliklere izin verilmemesi dışında, yapı tasarımında kimi hususlarda (deprem hesap yönteminde, modelleme aşamasında ya da taşıyıcı sistem davranış katsayısı vb.) belirleyici olmaktadır. Düzensizlikler ve sonuçları ilerleyen bölümlerde paylaşılmış, tasarıma olan etkileri irdelenmiştir. Sonuç olarak tasarımda etkin olacak bir düzensizlik bulunmamaktadır.

8.3.1.1. A1 burulma düzensizliği

Şekil 8.32’te işaretli noktaların, deplasmanları ve yapılan burulma düzensizliği hesabı aşağıda sunulmaktadır. Yapılan hesap x yönü için Tablo 8.15’de, y doğrultusu için Tablo 8.16’de verilmiştir. Tablolardaki tüm değerler mm cinsindedir.



Şekil 8.32. Burulma düzensizliği kontrolü yapılan bina köşe noktaları

X doğrultusunda yapılan hesapta maksimum burulma düzensizliği katsayısı “1.10” değeri ile 10. katta bulunmaktadır. Burulma düzensizliği sınırı olan 1.2’den küçük olduğu için x yönünde A1 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

Tablo 8.15. Ex deprem yükü için A1 burulma düzensizliği hesabı

EX	A Köşesi			B Köşesi			A1 Burulma Düzensizliği Hesabı		
	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Ortalama Görelî Deplasman	Maksimum Görelî Deplasman	Burulma Düzensizliği Katsayısı
Kat		U_{1A}	$\Delta_A^{(x)}$		U_{1B}	$\Delta_B^{(x)}$	$\Delta_{ort}^{(x)}$	$\Delta_{max}^{(x)}$	η_{bi}
1.	368	2,92	2,92	1531	3,16	3,16	3,04	3,16	1,04
2.	2084	9,36	6,44	2176	10,08	6,92	6,68	6,92	1,04
3.	2331	17,42	8,06	2423	18,77	8,69	8,37	8,69	1,04
4.	2578	25,98	8,56	2670	28,07	9,30	8,93	9,30	1,04
5.	2825	34,35	8,37	2917	37,25	9,18	8,78	9,18	1,05
6.	3072	42,10	7,75	3164	45,84	8,60	8,17	8,60	1,05
7.	3319	48,93	6,83	3411	53,54	7,70	7,27	7,70	1,06

Tablo 8.15.(Devamı) Ex deprem yükü için A1 burulma düzensizliği hesabı

EX	A Köşesi			B Köşesi			A1 Burulma Düzensizliği Hesabı		
Kat	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Ortalama Görelî Deplasman	Maksimum Görelî Deplasman	Burulma Düzensizliği Katsayısı
		U_{1A}	$\Delta_A^{(x)}$		U_{1B}	$\Delta_B^{(x)}$	$\Delta_{ort}^{(x)}$	$\Delta_{max}^{(x)}$	η_{bi}
8.	3566	54,68	5,75	3658	60,14	6,61	6,18	6,61	1,07
9.	3813	59,30	4,62	3905	65,60	5,45	5,04	5,45	1,08
10.	4060	62,93	3,63	4152	70,03	4,43	4,03	4,43	1,10

Y doğrultusunda A ve C noktaları üzerinden yapılan hesapta katlara göre deplasman sonuçları Tablo 8.30'daki verilmektedir. Maksimum burulma düzensizliği katsayısı 1.01 olarak 1. ve 5. katlar arasında aynı bulunmaktadır. Y yönündeki maksimum burulma katsayısı, sınır olan 1.2'den küçük olduğundan A1 tipi düzensizlik y doğrultusunda bulunmamaktadır.

Tablo 8.16. Ey deprem yükü için A1 burulma düzensizliği hesabı

-EY	A Köşesi			C Köşesi			A1 Burulma Düzensizliği Hesabı		
Kat	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Düğüm Numarası	Deplasman	Görelî Deplasman	Ortalama Görelî Deplasman	Maksimum Görelî Deplasman	Burulma Düzensizliği Katsayısı
		U_{2A}	$\Delta_A^{(y)}$		U_{2C}	$\Delta_C^{(y)}$	$\Delta_{ort}^{(y)}$	$\Delta_{max}^{(y)}$	η_{bi}
1.	368	-3,00	3,00	2	-3,07	3,07	3,04	3,07	1,01
2.	2084	-7,41	4,41	1952	-7,58	4,51	4,46	4,51	1,01
3.	2331	-12,99	5,58	2199	-13,26	5,68	5,63	5,68	1,01
4.	2578	-19,47	6,48	2446	-19,83	6,57	6,53	6,57	1,01
5.	2825	-26,60	7,13	2693	-27,04	7,20	7,17	7,20	1,01
6.	3072	-34,14	7,54	2940	-34,63	7,59	7,57	7,59	1,00
7.	3319	-41,87	7,73	3187	-42,40	7,77	7,75	7,77	1,00
8.	3566	-49,61	7,74	3434	-50,15	7,75	7,75	7,75	1,00
9.	3813	-57,20	7,59	3681	-57,72	7,57	7,58	7,59	1,00
10.	4060	-64,52	7,31	3928	-65,00	7,28	7,30	7,31	1,00

Burulma düzensizliği katsayısı η_{bi} değerleri, tüm katlardaki köşe noktalar 1.2 değerinden küçük ($\eta_{bi} > 1.2$) olduğu için binada A1 Burulma Düzensizliği bulunmamaktadır. Bölüm 8.1.4.5'te bahsedildiği üzere eşdeğer deprem yükü hesabı uygulanabilme koşulu sağlanmaktadır.

8.3.1.2. A2 döşeme süreksizlikleri

Döşeme içerisinde yırtık ve şaftlar bulunmadığı için A2 türü düzensizlik hesabı yapılmasına gerek görülmemektedir.

8.3.1.3. A3 planda çıkıntılar bulunması ve rijit diyafram kabulü

Sistemde, hesabı Ek D’de verilen A3 türü düzensizlik bulunmaktadır. Bu tür düzensizlik bulunan binalarda TDBY-2018 uyarınca döşemelerin 2 boyutlu shell elemanlar olarak modellenmesi gerekmektedir. Yönetmelik A3 tipi düzensizliklerde döşemenin rijit diyafram gibi çalışmayacağı sonucu ile düşey taşıyıcılara yükleri üniform olarak aktaramaması ve oluşacak düzlem içi gerilmelerin hesaba katılması gerektiğini belirtmektedir. Döşemelerin modellenmesi, 8 sistem olduğu, analiz süresini çok uzattığı ve ilaveten tezin odak noktası olmadığı için etkisinin ne düzeyde olacağı çalışmada incelenmek istenmektedir.

İnceleme için yapılan çalışma da, döşemelerin Shell olarak modellendiği bir sistem ile modellenmeden rijit diyagram olarak atanan sistem arasında karşılaştırma yapılarak, döşemelerin modellendiği sistemde düzlem içi gerilme yaratacak deplasmanın olup olmadığı araştırılmaktadır. ASCE’deki rijit diyafram yaklaşımı ile bakıldığında da y doğrultusunda çaprazların sıklığı nedeniyle tüm açıklık/derinlik oranı 3’ün altındadır. x doğrultusundaki açıklık/derinlik oranı ve deplasmanlar incelenmiştir. İki model arasındaki sonuçlarda sistemin aynı açıklıklara sahip olması, yüklerin her alan için aynı olması ve taşıyıcı sistemin her aksta yakın rijitliğe sahip olması nedeniyle iki sistem arasında elemanlarda oluşan iç kuvvetler arasındaki fark ihmal edilebilecek düzeyde olmaktadır. Döşemede düzlem içi gerilme yaratacak bir deplasman oluşmamıştır. Döşeme kenarları boyunca, kenar üzerindeki her noktadaki deplasman mm’in yüzde biri görelî farkla ötelenmekte ve döşeme diyafram olarak çalışmaktadır. Çıkan sonuç doğrultusunda ve ilaveten tez çalışmasındaki ana konuya etkisinin de çok düşük olması hasebiyle; döşemelerin modellemesi rijit diyafram kabulü ile yapılmaktadır. Konuyla ilgili resim ve hesaplar Ek D’de verilmiştir.

8.3.1.4. Düşeyde düzensizlik durumları (B1, B2 ve B3 düzensizlikleri)

Kat planları, kolon kesitleri ve kat yükseklikleri tip şekilde tüm bina boyunca aynı devam ettiği için “Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği”, “Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği”, “Taşıyıcı Sistem Düşey Elemanların Süreksizliği” hesabı yapılmasına gerek bulunmamaktadır.

8.3.2. Göreli Kat Ötelemesi Kontrolü

Görelî kat ötelemesi hesapları için alınan değerler tablo Şeklinde Tablo 8.17'de gösterilmektedir. Görelî kat ötelemesi hesabında kullanılan, yapının doğal hakim titreşim periyodundaki DD3 ve DD2 elastik tasarım ivmesi oranı olan λ değeri hesabı aşağıda verilmektedir.

Tablo 8.17. Görelî kat ötelemesinde kullanılan deprem parametreleri

DD2	DD3
$S_s : 0,879$	$S_s : 0,352$
$S_1 : 0,244$	$S_1 : 0,099$
$F_s : 1,148$	$F_s : 1,518$
$F_1 : 2,112$	$F_1 : 2,400$
$S_{DS} : 1,009$	$S_{DS} : 0,534$
$S_{D1} : 0,515$	$S_{D1} : 0,238$

X Doğrultusu için λ hesabı aşağıdaki gibidir. $T_x = 1,7814$ sn ise,

$$\text{DD2 için, } S_{ae}(T_x) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} = \frac{0,515 \times 6}{1,7814^2} = 0,973$$

$$\text{DD3 için, } S_{ae}(T_x) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} = \frac{0,238 \times 6}{1,7814^2} = 0,449$$

$$\lambda_X = \frac{S_{ae,DD3}(T_x)}{S_{ae,DD2}(T_x)} = \frac{0,449}{0,973} = 0,4611$$

Y Doğrultusu için λ hesabı aşağıdaki gibidir. $T_y = 1,311$ sn ise,

$$\text{DD2 için, } S_{ae}(T_y) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} = \frac{0,515 \times 6}{1,311^2} = 1,797$$

$$\text{DD3 için, } S_{ae}(T_y) = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} = \frac{0,238 \times 6}{1,311^2} = 0,830$$

$$\lambda_Y = \frac{S_{ae,DD3}(T_y)}{S_{ae,DD2}(T_y)} = \frac{0,830}{1,797} = 0,4618$$

Hesaplar TBDY-2018 Madde 4.9.1.3(b); Gevrek malzemedен yapılmış dolgu duvarları ile çerçeve elemanlarının aralarında esnek derzler yapılması, cephe elemanlarının dış çerçevelere esnek bağlantılarla bağlanması veya dolgu duvar elemanının çerçeveden bağımsız olması durumuna göre yapılmaktadır. Görelî kat ötelemesi kontrolü Tablo 8.18'te gösterilmektedir.

Tablo 8.18. Görelî kat ötelemesi hesabı

Kat	Kot	JL	U _x	U _y	Δ_{ix}	$\leq \Delta_{ix \max}$	Δ_{i2}	$\leq \Delta_{iy \max}$	
1.	+4.00	368	0,0029	0,0030	0,0029	$\leq 0,0086$	0,0030	$\leq 0,0138$	OK
2.	+8.00	2084	0,0093	0,0074	0,0064	$\leq 0,0086$	0,0044	$\leq 0,0138$	OK
3.	+12.00	2331	0,0174	0,0129	0,0080	$\leq 0,0086$	0,0055	$\leq 0,0138$	OK
4.	+16.00	2578	0,0259	0,0194	0,0085	$\leq 0,0086$	0,0064	$\leq 0,0138$	OK
5.	+20.00	2825	0,0343	0,0266	0,0083	$\leq 0,0086$	0,0071	$\leq 0,0138$	OK
6.	+24.00	3072	0,0421	0,0341	0,0077	$\leq 0,0086$	0,0075	$\leq 0,0138$	OK
7.	+28.00	3319	0,0489	0,0418	0,0068	$\leq 0,0086$	0,0077	$\leq 0,0138$	OK
8.	+32.00	3566	0,0546	0,0496	0,0057	$\leq 0,0086$	0,0077	$\leq 0,0138$	OK
9.	+36.00	3813	0,0593	0,0572	0,0046	$\leq 0,0086$	0,0075	$\leq 0,0138$	OK
10.	+40.00	4060	0,0629	0,0645	0,0036	$\leq 0,0086$	0,0073	$\leq 0,0138$	OK

Tüm ölçüler metre cinsindedir. Dügüm noktası kısaltması olarak “JL (Joint Label)” ibaresi kullanılmıştır. Tasarım aşamasında görelî kat ötelemesi sınırı kesitlerin belirlenmesinde etkin rol oynamıştır.

8.3.3. Sehim Kontrolleri

Sehim hesabı kontrolleri aşağıda yapılmaktadır. Deplasman hesabına ait resimler Ek E’de verilmektedir. ÇYHTYE-2016 uyarınca döşemelerdeki sehim sınırı L/300 olarak belirlenmektedir. Buna göre seçilen maksimum deplasmana sahip tip kirişlerdeki sehim hesapları aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

X doğrultusu HEA500 iç kirişleri:

$$\Delta \leq L/300 \quad 0,0069 \leq 8/300 = 0,0266$$

X doğrultusu HEA500 Kenar (duvaraltı) kirişleri:

$$\Delta \leq L/300 \quad 0,0048 \leq 8/300 = 0,0266$$

Y doğrultusu HEA500 iç kirişleri:

$$\Delta \leq L/300 \quad 0,0178 \leq 6/300 = 0,02$$

X doğrultusu HEA500 Kenar (duvaraltı) kirişleri:

$$\Delta \leq L/300 \quad 0,0190 \leq 6/300 = 0,02$$

Tali IPE270 kirişler:

$$\Delta \leq L/300 \quad 0,022 - 0,0096 \leq 6/300 \quad 0,0124 \leq 0,02$$

8.3.4. Kompaktlık Kontrolleri

Seçilen elemanların kesitleri TBDY-2018 Madde 9.2.7. ve Tablo 8.3'deki enkesit şartlarını sağlamalıdır. Yönetmelik uyarınca yapılan enkesit koşulları aşağıda hesaplanmaktadır. Tüm gövde enkesiti hesaplarında güvenli tarafta kalınarak en enverişsiz koşul olan $C_a = 1$ olarak alınmaktadır.

I. HI 1000-30-400-50 (Kolon):

- Başlıklar için, $b = b_f/2$ ise;

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{400/2}{50} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{355}} \quad 4 \leq 7,12$$

- Gövde için:

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq \lambda_{hd} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{1000-2 \times 50}{30} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{355}} \quad 30,00 \leq 35,36$$

II. HI 1080-30-300-40 (Kolon):

- Başlıklar için, $b = b_f/2$ ise;

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{400/2}{40} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{355}} \quad 5 \leq 7,12$$

- Gövde için:

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq \lambda_{hd} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{1080-2 \times 40}{30} \leq 1,49 \sqrt{\frac{200000}{355}} \quad 33,33 \leq 35,36$$

III. HEB200 (Kiriş):

- Başlık için:

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{200/2}{15} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{275}} \quad 6,66 \leq 8,09$$

- Gövde için:

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq \lambda_{hd} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{200-2 \times 15}{9} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{275}} \quad 18,88 \leq 40,18$$

IV. HEB220 (Kiriş):

- Başlık için:

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} = 0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{220/2}{16} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{275}} \quad 6,875 \leq 8,09$$

- Gövde için:

$$\lambda = \frac{h}{t} \leq \lambda_{hd} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{220-2 \times 16}{9,5} \leq 0,30 \sqrt{\frac{200000}{275}} \quad 19,79 \leq 40,18$$

V. RHS 200x15 (aprazlar):

- Profilin tozaltı ark kaynağı ile oluşturulduğu ve radiusu bilinmediği için hesaplarda et kalınlığı ve $b = b_f - 2t$ olarak alınmaktadır.

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq \lambda_{hd} = 0,55 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{200-(2 \times 15)}{15} \leq 0,55 \sqrt{\frac{200000}{235}} \quad 11,33 \leq 16,05$$

Tüm profiller TBDY-2018 enkesit koşullarını şartını sağlamaktadır.

9. HESAPLAMALAR

Kolonlar için örnek teşkil etmesi için bir kolona ait B_1 hesaplar aşağıda gösterilmektedir. Aşağıda yapılan örnek hesapları için yapılan hesap sonuçları Bölüm 9.3'te verilmektedir. Seçilen kolon KL2208 için kesit değerleri Tablo 9.1'de paylaşılmaktadır. Çalışmada yönetmelikler uyarınca yapılan hesaplara örnek teşkil etmesi açısından KL2208 kolonuna ait tüm hesap detayları aşağıda sunulmaktadır. Burkulma boyu katsayısı örneği Bölüm 9.2.1'de yapılmakta, YIMA ile çözülen sistemler için hesaplanan örnek B_1 ve B_2 katsayıları ise Bölüm 9.2.2 ve 9.2.3'te yapılmaktadır. Çalışmadaki 8 sistemden seçilen tüm kolonlara ait K ve B_1 , B_2 değerleri ile hesaplanan kapasiteler, örneklerdeki gibi exceller yardımıyla hesaplanmakta ve sonuçlar tablo şeklinde Bölüm sonunda sunulmaktadır. Bulunan kapasite oranları karşılaştırması Bölüm 10'da yapılmaktadır.

Tablo 9.1. Profil özellikleri

KL2208 (HI 1000-30-400-50)		
d : 1000 mm	I_x : 1086000 cm ⁴	W_{ex} : 21711 cm ³
t_w : 30 mm	I_y : 53535 cm ⁴	W_{ey} : 2676 cm ³
b_f : 400 mm	i_x : 402,53 mm	W_{px} : 25075 cm ³
t_f : 50 mm	i_y : 89,39 mm	W_{py} : 4202 cm ³
h : 900 mm	A_g : 670 cm ²	E : 200000 MPa
		F_y : 355 N/mm ²

Hesabı yapılan en çok farklı sonuç veren KL2208 kolonu için yapılmıştır. İlaveten başlık sonunda sap2000'de bulunan sonuçlarla karşılaştırma yapılmıştır. GAYT ile BBYT'den bir adet hesap gösterilmesi, diğer hesaplarında benzeri olması nedeniyle yeterli olacağı düşünülmüştür. Bu sebeple II.MGAYT ile I.MBBYT'na ait KL2208 kolonu hesapları paylaşılmıştır. Diğer yöntemlerde değişenler sadece parametreler olduğundan tüm kolonlar için alınan değerler ve hesap sonuçları tablo ve şekillerde gösterilmiştir.

9.1. II.Mertebe Genel Analiz Yöntemi İle Tasarım Hesabı

9.1.1. Kapasite hesapları

Elemanların kapasite hesapları bileşik etkiler altında belirlenmektedir. Birleşik etkiler, eksenel kuvvet kapasitesi, zayıf (minör) ve kuvvetli (majör) eksen etrafında eğilme momenti kapasitesinin toplamı ile elde edilmektedir. Elemanların eksenel, minör ve majör eğilme kapasiteleri ayrı ayrı hesaplanıp toplanmaktadır. Her bir durum için yapılan hesaplar 3 ayrı başlıkta aşağıda gösterilmiştir.

9.1.1.1. Eksenel kuvvet kapasitesinin belirlenmesi

Eksenel Kuvvet Kapasitesi P_{RT} Denklem 9.1 ile belirlenir. Denklemde P_n ile tasarım basınç kuvveti dayanımı, P_r Gerekli basınç kuvveti dayanımını, P_{RT} eksenel kuvvet kapasitesi ifade edilmektedir. Tasarım basınç kuvveti dayanımı (a) şıkkında, gerekli basınç kuvveti dayanımı (b) şıkkında hesaplanmıştır.

$$P_{RT} = \frac{P_r}{P_n} \quad (9.1)$$

a) Tasarım Basınç Kuvveti Dayanımı

Tasarım basınç kuvveti dayanımı eksenel kuvvet altında zayıf eksen yönündeki burkulma eksenini üzerinden yapılmaktadır. Tasarım kuvvetinin belirlenebilmesi için ÇYTHYE-2016 uyarınca önce kesit burkulma davranışı incelenmeli ve kesit narinliği belirlenmelidir.

Narinlik Kontrolü:

Başlıklar için, $b = b_f/2$ ise;

$$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{900/30}} = 0,73 \leq 0,76 \text{ olduğundan,}$$

$k_c = 0,73$ olarak seçilmektedir. Buna göre:

Başlıklarda narinlik şartı,

$$\lambda = \frac{b}{t_f} \leq \lambda_r = 0,64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

$$\frac{400/2}{50} \leq 0,64 \sqrt{\frac{0,73 \times 200000}{355}}$$

$$4 \leq 12,87$$

$\lambda \leq \lambda_r$ olduğundan başlık enkesiti narin değildir.

Gövde için,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{900}{30} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$$30 \leq 35,36$$

$\lambda \leq \lambda_r$ olduğundan gövde enkesiti narin değildir.

Yukarıda hesabı yapılan KL2208 kolonunun ÇYTHYE-2016 Tablo 5.1A uyarınca narin enkesit içermeyen eleman olarak belirlenmektedir. ÇYTHYE-2016 9.2.2. (a) uyarınca narin enkesit içermeyen elemanların karakteristik basınç kuvveti dayanımı Denklem 9.2 ile aşağıdaki şekilde belirlenmektedir.

$$P_n = F_{cr} x A_g \quad (9.2)$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i_y} = \frac{KL}{i_y} = \frac{1x400}{8,9389} = 44,748$$

Elastik Burkulma Gerilmesi, F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 200000}{(44,748)^2} = 985,77 \text{ N/mm}^2$$

Kritik Burkulma Gerilmesi, F_{cr} :

$$\lambda \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$44,748 \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$44,748 \leq 111,79$ olduğu için;

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{355}{985,77}} \right] x 355 = 305,32 \text{ N/mm}^2 \text{ ve } \phi=0,9 \text{ için (YDKT),}$$

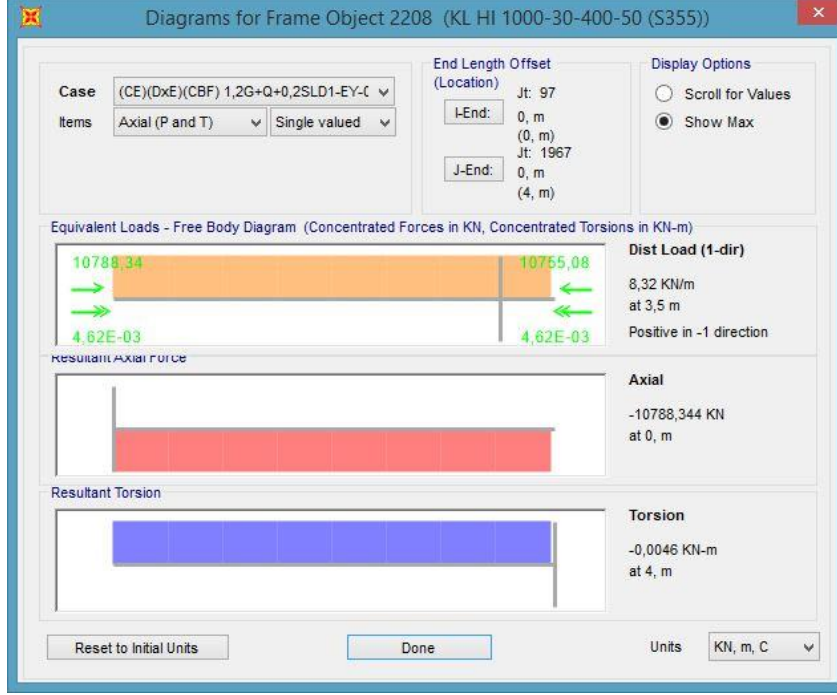
Tasarım basınç kuvveti dayanımı, ϕP_n :

$$\phi P_n = \phi x F_{cr} x A_g = 0,9 x 305,32 x 67000$$

$$\phi P_n = 18411,31 \text{ kN}$$

b) Gerekli Basınç Kuvveti Dayanımı:

Hakim kombinasyon (CE) (DxE) (CBF)1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ altında KL2208'nin üzerine gelen eksenel kuvvet Şekil 9.1'de gösterilmektedir. Çaprazların bağlı olduğu kolon olduğu için normal kuvvetin dayanım katsayısı ile arttırılmış hali ile tasarım yapılmaktadır.



Şekil 9.1. 2208 nolu çubuk (KL2208) eksenel kuvveti

c) Eksenel Kuvvet Kapasitesi

Öncesinde tasarım basınç kuvveti ve gerekli basınç kuvveti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait eksenel kuvvet kapasite hesabı Denklem 9.1'e göre yapılmaktadır.

$$P_{RT} = \frac{P_r}{P_n} = \frac{10788,344}{18411,31} = 0,586$$

9.1.1.2. Kuvvetli eksen de eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonuna ait kuvvetli eksen de eğilme momenti kapasitesi $M_{RT,33}$, Denklem 9.3 ile belirlenmektedir. Denklemdeki $M_{n,33}$ ifadesi ile kuvvetli eksen de tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{r,33}$ indisi ile kuvvetli eksen de gerekli eğilme momenti dayanımı ifade edilir.

$$M_{RT,33} = \frac{M_{r,33}}{M_{n,33}} \quad (9.3.)$$

a) Kuvvetli Eksen Tasarım Eğilme Momenti Dayanımı

ÇYTHYE-2016 uyarınca kuvvetli eksen tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenebilmesi için öncesinde kesitin kompaktlık durumu irdelenmesi yapılmaktadır.

Kompaktlık Kontrolü:

Başlıklar için, $b = b_f/2$ ise;

$$\lambda = \frac{b}{t_f} \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{400/2}{50} \leq 0,38 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$$4 \leq 9,01$$

$\lambda \leq \lambda_p$ olduğundan başlık enkesiti kompakttır.

Gövde için,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{900}{30} \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$$30 \leq 89,24$$

$\lambda \leq \lambda_p$ olduğundan gövde enkesiti kompakttır.

ÇYTHYE 9.2.2. (a) uyarınca; L_b uzunluğu, basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki stabilite bağlantılarıyla desteklenmeyen eleman uzunluğudur. Buna göre kat kirişi HEB220 için;

$$L_b = 4 - 0,2 = 3,8 \text{ m}$$

$$L_p = 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 89,389 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 3734 \text{ mm} = 3,734 \text{ m}$$

$L_p = 3,8 \text{ m} \leq L_p = 3,734 \text{ m}$ olarak bulunmaktadır. Değerin kompaktlık sınırında olması, çapraz ve kiriş bağlantıları her iki kat içinde (1. Kat kolonu için ise taban levhası berkitmeleri) düşünüldüğünde desteklenmeyen uzunluk L_p 'nin 3,734 m'den kısa olmaktadır. Bu durumda ÇYTHYE uyarınca yanal burulmalı burkulma sınır

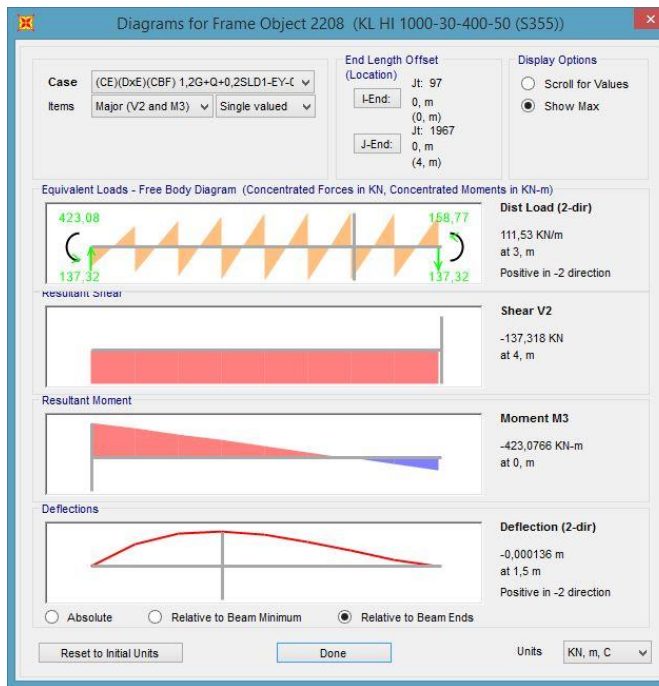
durumu hesabı yapılmamaktadır ve karakteristik akma sınır durumu M_n denklem 9.4 ile belirlenmektedir. Buna göre Tasarım eğilme momenti dayanımı ϕM_n :

$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} \quad (9.4)$$

$\phi M_{n,33} = \phi M_p = \phi \times F_y \times W_{px} = 355 \times 25075 = 8011,46 \text{ kNm}$ bulunmaktadır.

b) Kuvvetli Eksende Gerekli Eğilme Momenti Dayanımı

Analiz sonucunda KL2208 kolonu üzerine gelen kuvvetli eksendeki moment kuvveti Sap2000'den Resim 10.2'deki gibi alınmaktadır. Buna göre gerekli eğilme momenti değeri 423.07 kNm olarak belirlenmektedir.



Şekil 9.2. 2208 nolu çubuk (KL2208) kuvvetli eksen (M33) momenti

c) Kuvvetli Eksende Eğilme Momenti Kapasitesi

Öncesinde kuvvetli eksende tasarım eğilme kuvveti ve gerekli eğilme momenti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait eğilme momenti kapasite hesabı Denklem 9.3'e göre aşağıda yapılmaktadır.

$$M_{33,RT} = \frac{8 M_{r,33}}{9 M_{n,33}} = \frac{8}{9} \times \frac{423,07}{8011,46} = 0,047$$

9.1.1.3. Zayıf eksende eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonuna ait zayıf eksende eğilme momenti kapasitesi $M_{RT,22}$, Denklem 9.5 ile belirlenmektedir. Denklemdaki $M_{n,22}$ ifadesi ile zayıf eksende tasarım eğilme

momenti dayanımı, $M_{r,22}$ indisi ile zayıf eksen gerekl eğilme momenti dayanımı ifade edilmektedir.

$$M_{RT,22} = \frac{M_{r,22}}{M_{n,22}} \quad (9.5)$$

a) Zayıf Eksen Tasarım Eğilme Momenti Dayanımı

ÇYTHYE-2016 9.6.2. (a) uyarınca; enkesit başlık parçaları kompakt olduğu için yerel burkulma sınır durumu hesabı yapılmamaktadır. Karakteristik akma sınır durumu M_n 10.6 ile belirlenmektedir. Buna göre Tasarım eğilme momenti dayanımı ϕM_n :

$$M_n = M_p = F_y \times W_{py} \leq 1,6F_y \times W_{ey} \quad (9.6)$$

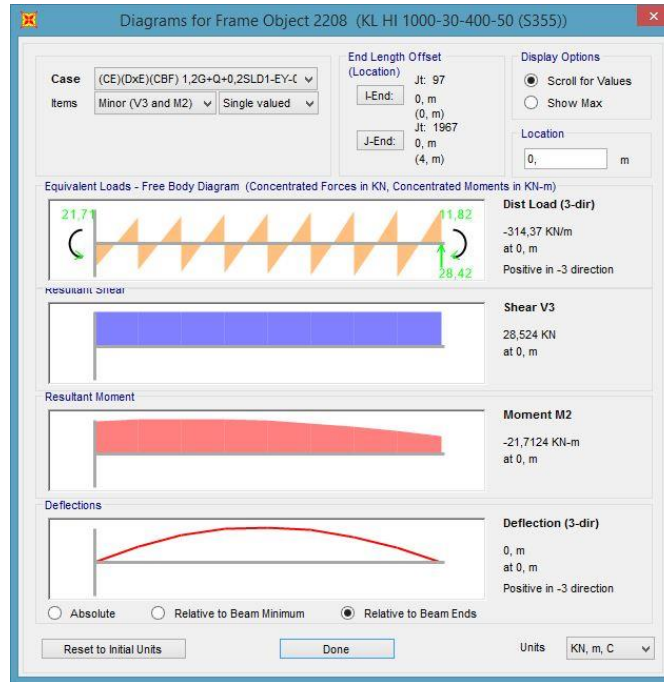
$$M_n = M_p = F_y \times W_{px} = 355 \times 4202 = 1491,71 \text{ kNm}$$

$$1,6F_y \times W_{ey} = 1,6 \times 355 \times 2676 = 1519,96 \text{ kNm} \geq 1491,71 \text{ kNm olduğundan,}$$

$M_n = M_p = 1491,71$ ve $\phi M_{n,22} = 0,9 \times 1491,71 = 1342,53 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmaktadır.

b) Zayıf Eksen Gerekl Eğilme Momenti Dayanımı

Analiz sonucunda KL2208 kolonu üzerine gelen zayıf eksendeki moment kuvveti Sap2000'den Resim 10.3'deki gibi alınmaktadır. Buna göre gerekl eğilme momenti değeri 21.71 kNm olarak belirlenmektedir.



Şekil 9.3. 2208 nolu çubuk (KL2208) zayıf eksen (M22) momenti

c) Zayıf Eksen Eğilme Momenti Kapasitesi

Öncesinde zayıf ekseninde tasarım eğilme kuvveti ve gerekli eğilme momenti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait eğilme momenti kapasite hesabı Denklem 9.5'e göre aşağıda yapılmaktadır.

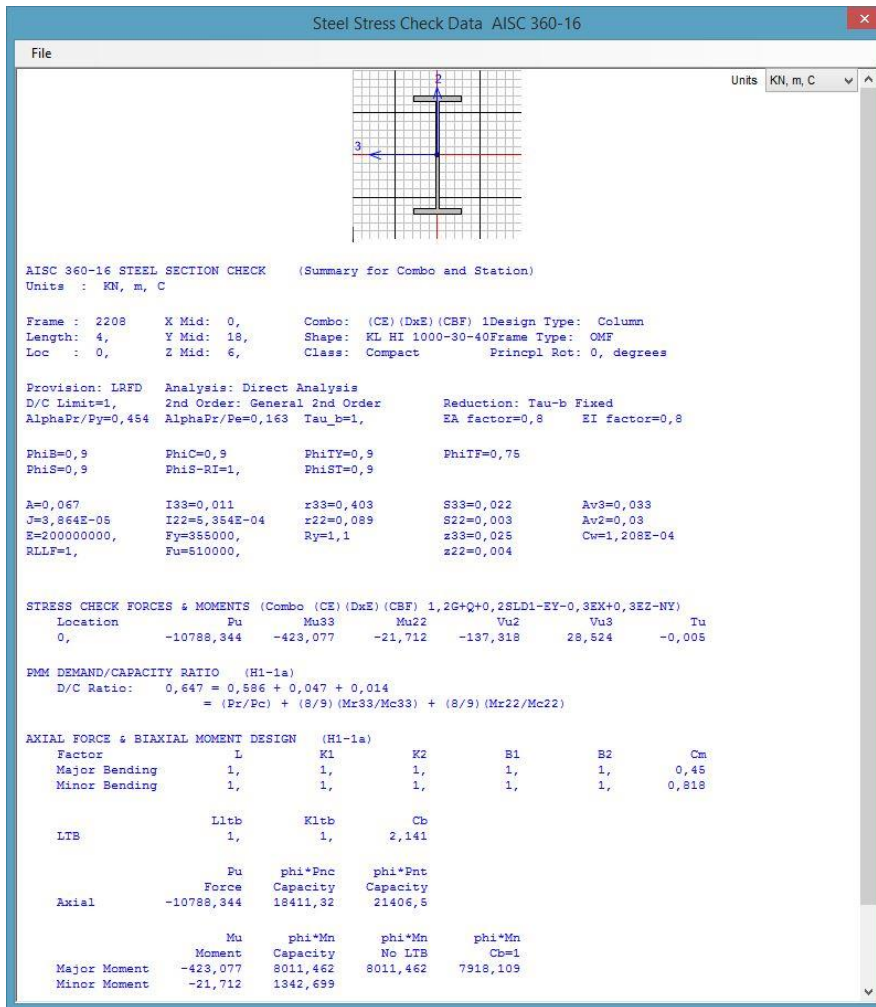
$$M_{22,RT} = \frac{8 M_{r,33}}{9 M_{n,33}} = \frac{8}{9} \times \frac{21,71}{1342,53} = 0,014$$

9.1.1.4. Birleşik etkiler altında kolon kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonu birleşik etkiler altında (kapasite aksenal kuvvet, majör ve minör ekseninde eğilme kapasitesi) Denklem 9.7 ile hesaplanan kolon kapasitesi ile Sap2000'den alınan sonuçların aynı olduğu Şekil 9.4'te paylaşılmıştır.

$$C_{RT} = P_{RT} + M_{RT,33} + M_{RT,22} = \frac{P_r}{\phi P_{nc}} + \frac{8 M_{r,33}}{9 \phi M_{n,33}} + \frac{8 M_{r,22}}{9 \phi M_{n,22}} \quad (9.7)$$

$$C_{RT} = P_{RT} + M_{RT,33} + M_{RT,22} = 0,586 + 0,047 + 0,014 \quad C_{RT} = 0,647$$

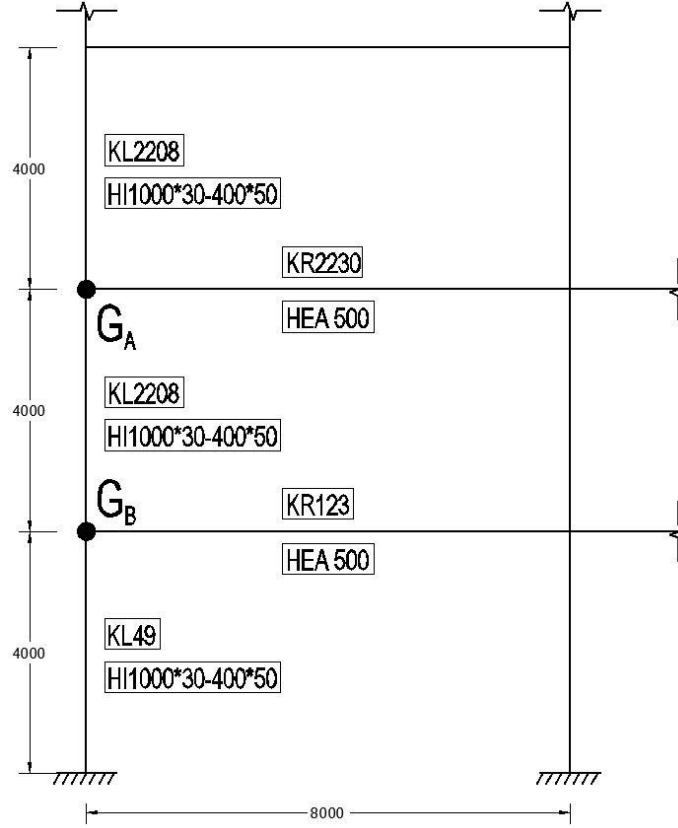


Şekil 9.4. 2208 nolu çubuk (KL2208) Sap2000 dizayn değer ve sonuçları

9.2. I.Mertebe Burkulma Boyu Yöntemi ile Tasarım Hesabı

9.2.1. Burkulma boyu katsayısı (K) hesabı

Çalışmada ÇYHTYE ile AISC'nin burkulma boyu katsayısı farklı yaklaşımlarının ne düzeyde bir fark yarattığı irdelenmektedir. Aşağıda iki yönetmeliğe ait K katsayısı hesabı Şekil 9.5'teki örnek kolon KL2208 için yapılmaktadır.



Şekil 9.5. KL2208 kolonu için K hesabı

Yapıya ait diğer kolonlar için hesaplanan değerler Tablo 9.11, 9.12, 9.13 ve 9.14'te gösterilmektedir. K hesabı için gereken KL2208 kolonunun ve bağlı olduğu kirişin atalet momenti ve uzunluk değerleri Tablo 9.2'de verilmektedir.

Tablo 9.2. Profil atalet momenti ve uzunlukları

Profil	I_x cm ⁴	I_y cm ⁴	L cm
HI 1000x30-50x400	1086000	53535	400
HEA500	869690	10370	800

9.2.1.1. ÇYTHYE-2016'a göre K₂ hesabı

KL2208 için K_{1,major} (ötelenmesi önlenmiş çerçeve davranışı göz önüne alınarak);

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_{x,c}}{L_c}}{\sum \frac{I_{x,b}}{L_b}} = \frac{\frac{108600}{400}x\frac{108600}{400}}{\frac{86969}{800}x2} = \frac{2248+2248}{217,4} = 24,97$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_{x,c}}{L_c}}{\sum \frac{I_{x,b}}{L_b}} = \frac{\frac{108600}{400}x\frac{108600}{400}}{\frac{86969}{800}x2} = \frac{2248+2248}{217,4} = 24,97$$

$$K_{1,major} = \frac{3G_A G_B + 1,4(G_A + G_B) + 0,64}{3G_A G_B + 2,0(G_A + G_B) + 1,28}$$

$$K_{1,major} = \frac{3x24,97x24,97 + 1,4(24,97 + 24,97) + 0,64}{3x24,97x24,97 + 2,0(24,97 + 24,97) + 1,28} = 0,984 \text{ hesaplanmaktadır.}$$

K katsayısı 1'den küçük olduğu deneysel yöntemlerle kanıtlanmadığı sürece 1 alınmaktadır. (K_{2,minor}=1)

KL2208 için K_{2,major} (ötelenmesi önlenmemiş çerçeve davranışı göz önüne alınarak);

G_A ve G_B, aynı olduğundan K_{1,major} hesabındaki değer alınmaktadır.

$$K_{2,major} = \sqrt{\frac{G_A(1,6G_A + 4,0) + (4G_B + 7,5)}{G_A + G_B + 7,5}}$$

$$K_{2,major} = \sqrt{\frac{24,97x(1,6x24,97 + 4,0) + (4x24,97 + 7,5)}{24,97 + 24,97 + 7,5}} = 7,805$$

K_{1,minor} ve K_{2,minor} çapraz doğrultusunda her kat hizasından tutulu olduğu için 1 olarak alınır.

9.2.1.2. AISC360/16'ya göre K₂ hesabı

K hesabı AISC uyarınca Bölüm 6.3.1'de anlatıldığı gibi Denklem 6.4 ve 6.5 ile hesaplanması önerilmektedir.

$$R_L = \frac{\sum P_r \text{ leaning Columns}}{\sum P_r \text{ all columns}} = \frac{0}{170383} = 0$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{P_{kat}}{(0,85 + 0,15R_L)P_r} \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2} \right) \left(\frac{\Delta_H}{\sum HL} \right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1,7HL} \right)}$$

$$\sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1,7HL} \right)} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 x (200x10^6) x (108,6x10^{-4})}{4^2} \right) \left(\frac{0,00218}{1,7x1448x400} \right)} = 1,423$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{170383}{(0,85 + 0,15x0)10683} \left(\frac{\pi^2 x (200x10^6) x (108,6x10^{-4})}{4^2} \right) \left(\frac{0,00218}{1448x400} \right)} = 3,075 \geq 1,423$$

$$K_2 = 3,075$$

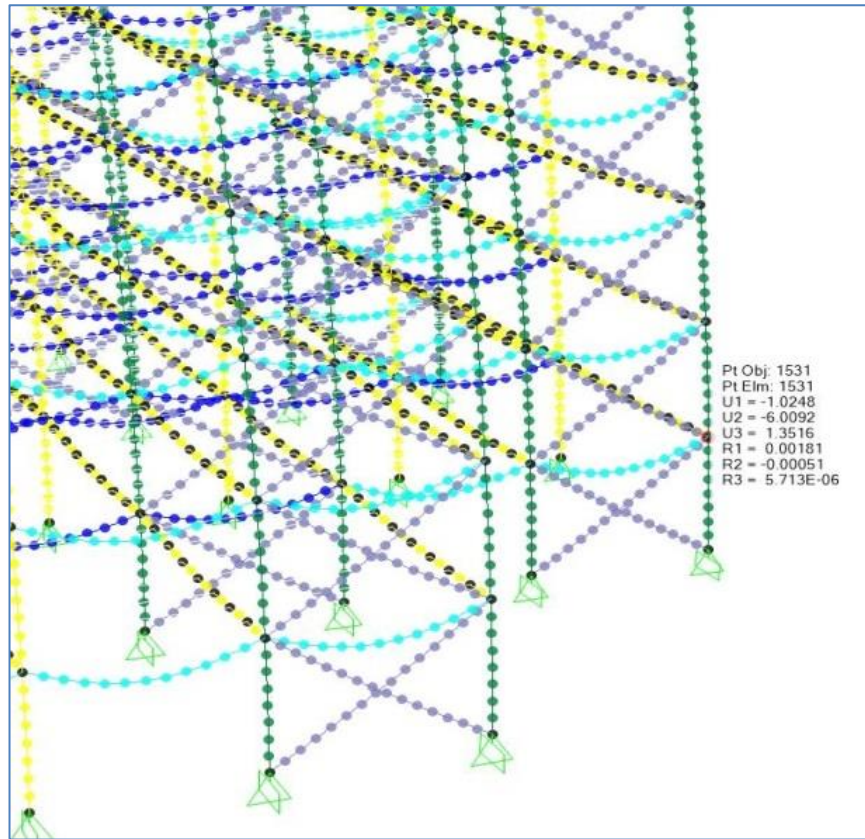
9.2.2. B₂ Hesapları

Kat kesme kuvvetleri ve kat toplam düşey yükleri için kata ait eleman ve noktalardan “Section Cut” tanımlanarak ve iç kuvvetler Sap2000’e toplattırılarak Şekil 9.6’daki gibi bulunmaktadır. Aşağıda KL2208 için hesaplanan örnek B₂ katsayısı bulunmaktadır. B₂ katsayısı kata ait bir değer olup, aynı kat içerisinde aynı kesite sahip profiller için aynı değerde olmaktadır.

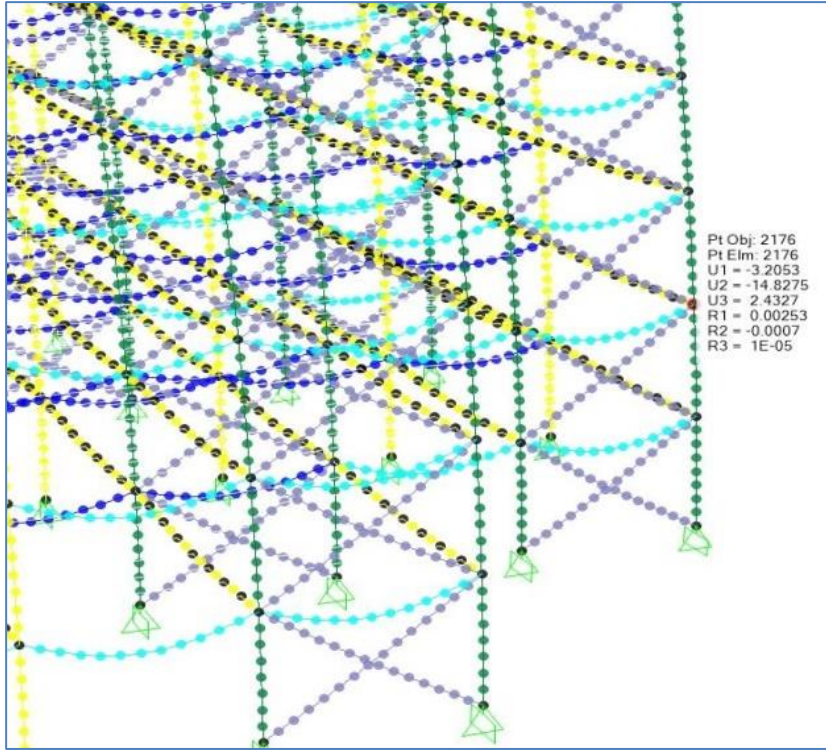
Section Cut Forces - Analysis									
File View Edit Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted Section Cut Forces - Analysis									
Filter:									
	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	1.KAT KESME	(CE)(DxE)(C...	Combination	-1475,147	-18827,48	-189658,078	524882,4118	-32313,9394	-26985,0741
	2.KAT KESME	(CE)(DxE)(C...	Combination	-1448,798	-18491,179	-170383,274	444821,1232	-26962,3615	-26525,9667

Şekil 9.6. Kat kesme kuvvetleri

Sap2000 ile analiz sonuçlarında KL2208 kolonu hakim tasarım kombinasyonu (çaprazların bağlandığı kolon olduğu için) (CE) (DxE) (CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ olarak hesaplanmaktadır. Aynı kombinasyon için katın maksimum ötelenmesi ise Şekil 9.7, 9.8 9.9 ve 9.10’da gösterilmiştir. Birimler mm cinsindedir.

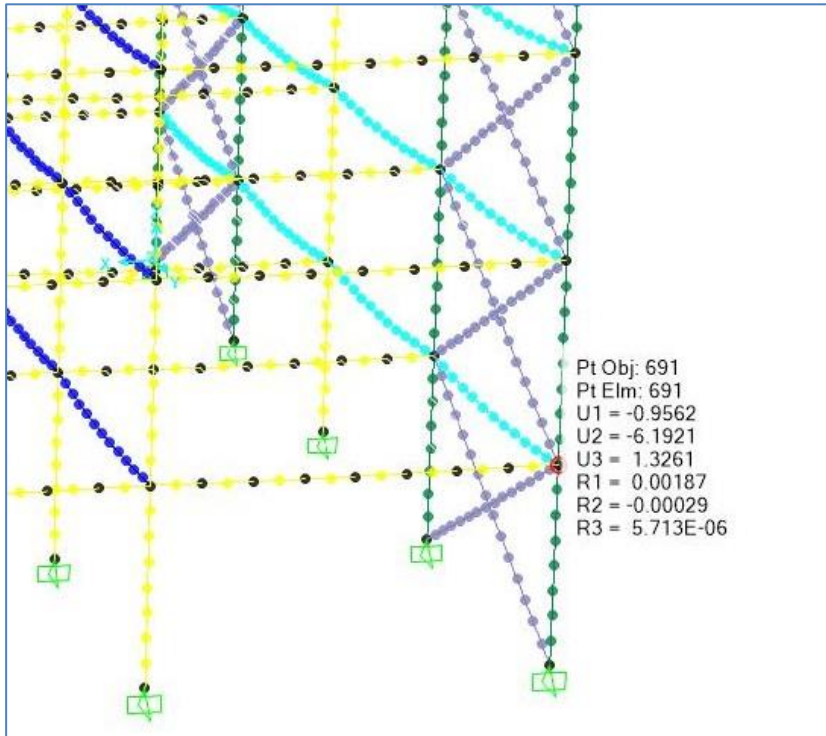


Şekil 9.7. 1531 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri



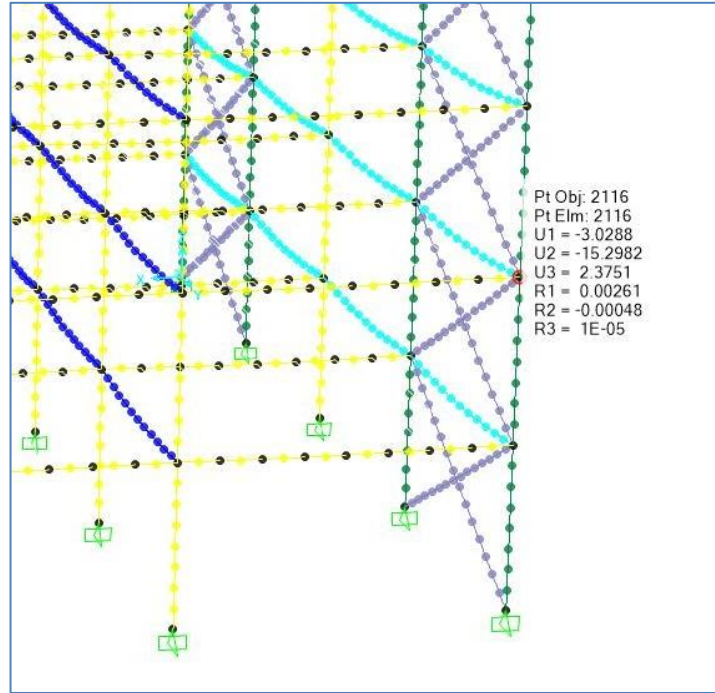
Şekil 9.8. 2176 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri

Kombinasyona ait birinci kat 1531 numaralı düğüm noktasında kat ötelenmesi Şekil 9.7’de; x doğrultusunda 1.025 mm hesaplanmaktadır. Şekil 9.8’de aynı kolona ait üst kat düğüm noktası 2176 için 3.205 mm olarak bulunmaktadır.



Şekil 9.9. 691 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri

Y doğrultusu için, birinci kat 691 numaralı düğüm noktasında kat ötelenmesi 6.192 mm olarak Şekil 9.9'de gösterilmektedir. Şekil 9.10'da aynı kolonun üst katındaki düğüm noktası olan 2116'da 15,298 mm olarak bulunmaktadır.



Şekil 9.10. 2116 düğüm noktası kat maksimum ötelenme değerleri

Yukarıdaki şekillerde gösterilen Sap2000'den alınan deplasman değerleri ile hesaplanan, kata ait maksimum görelî kat ötelenmesi aşağıdaki Tablo 9.3'te hesaplanmaktadır.

Tablo 9.3. Katın maksimum görelî kat ötelenmesi noktaları (m)

		1.Kat JL	2.Kat JL	1.Kat U1	2.Kat U1
$\Delta 1$	0,00218	1531	2176	-0,001025	-0,003205
		1.Kat JL	2.Kat JL	1.Kat U2	2.Kat U2
$\Delta 2$	0,009106	691	2116	-0,006192	-0,015298

Y Doğrultusu (CBF Yönü):

$$H = 18491kN \quad L = 4m \quad \Delta = 0,015298 - 0,006192 = 0,009106m$$

$$P_{mf} = 0kN \quad P_{kat} = 170383kN$$

$$R_M = 1 - 0.15 \left(\frac{0}{170383} \right) = 1$$

$$P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \times \frac{18491 \times 4}{0,009106} = 8122635 kN \quad \alpha = 1$$

$$B_{2,minor} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e, kat}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 170383}{8122635}} = 1,021$$

X Doğrultusu (MF Yönü):

$$H = 1448kN \quad L = 4m \quad \Delta = 0,003205 - 0,001025 = 0,00218m$$

$$P_{mf} = 170383kN \quad P_{kat} = 170383kN$$

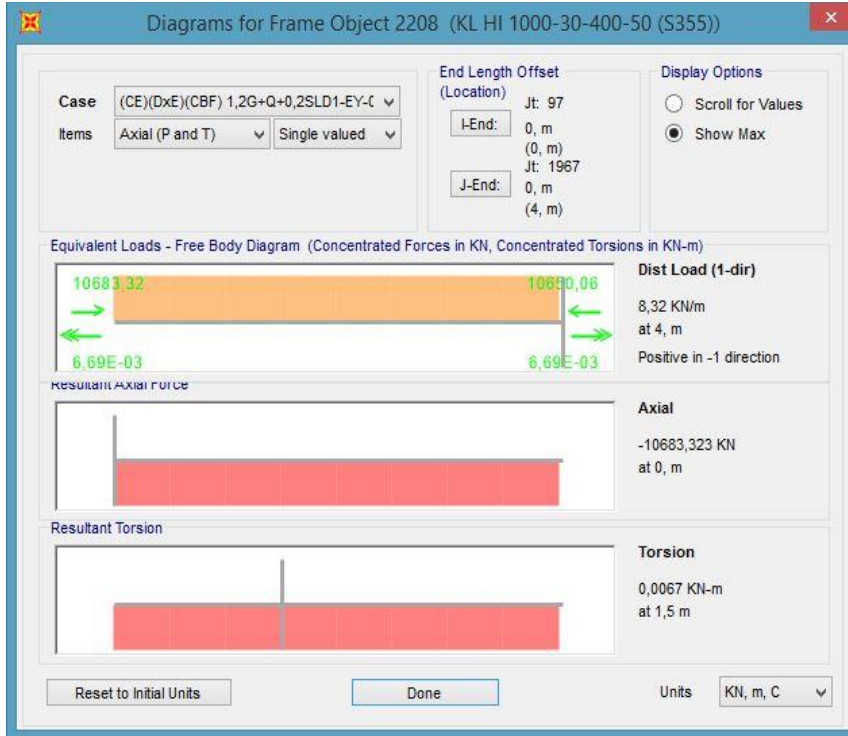
$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{170383}{170383} \right) = 0,85$$

$$P_{e, kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 0,85 \times \frac{1448 \times 4}{0,00218} = 2259593 kN \quad \alpha = 1$$

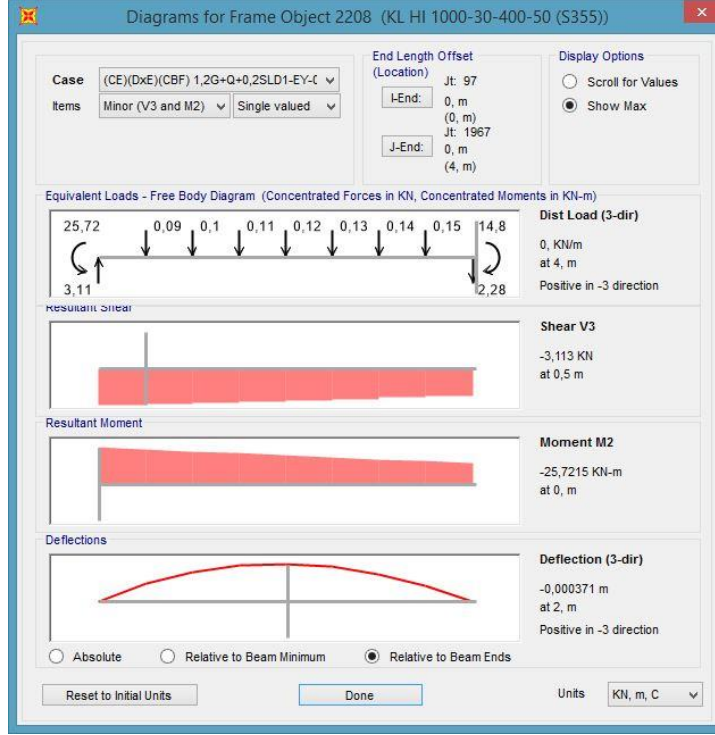
$$B_{2,major} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e, kat}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 170383}{2259593}} = 1,082$$

9.2.3. B₁ Hesapları

KL2208 kolonuna ait örnek B₁ hesabında kolon majör yönü moment aktaran çerçeve olduğu için C_m=1 olacağından M₁ ve M₂ momentleri ile C_m hesabı yapılmamaktadır. Şekil 9.11'de Sap2000'den alınan aksel kuvvet değeri gösterilmektedir.

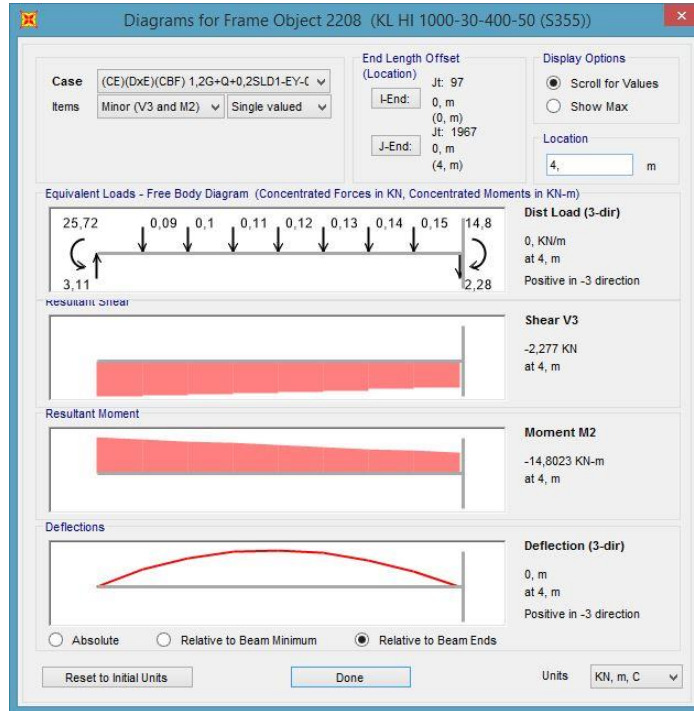


Şekil 9.11. 2208 nolu (KL2208) kolon aksel kuvveti (P_r)



Şekil 9.12. KL2208 kolonu gerekli zayıf eksen (M_{22}) Momenti

Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin doğrultusunda KL2208 için aşağıda yapılan C_m hesabı için, Sap2000'den alınan kolon üst ve alt ucundaki zayıf eksen gerekli eğilme momenti M_{22} değerleri sırası ile Şekil 9.12 ve Şekil 9.13'te gösterilmektedir.



Şekil 9.13. KL2208 kolonu gerekli kuvvetli eksen (M_{22}) Momenti

X Doğrultusu (MF Yönü):

$C_m = 1$ (Moment Aktaran Çerçeve Olduğu için)

$K = 7,805$

$P_{mf} = 10683 \text{ kN}$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 (200 \times 10^6) \times (108,6 \times 10^{-4})}{(1 \times 4)^2} = 1339285 \text{ kN}$$

$$B_{1,\text{major}} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 10683}{1339285}} = 1,008$$

Y Doğrultusu (CBF Yönü):

$M_1 = -14 \text{ kNm}$

$M_2 = -25 \text{ kNm}$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{14}{25} \right) = 0,824$$

$K = 1$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 (200 \times 10^6) \times (5353,583 \times 10^{-4})}{(1 \times 4)^2} = 66047 \text{ kN}$$

$$B_{1,\text{major}} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{0,824}{1 - \frac{1 \times 10683}{66047}} = 0,824 \geq 1 \text{ olduğu için}$$

$B_{1,\text{minor}} = 1$ olarak seçilmektedir.

9.2.4. Kapasite hesapları

Gerekli dayanım hesabı yapılırken I.MBBYT gereğince öncesinde bahsedildiği üzere yatay ve düşey yükler ayrı ayrı toplanmakta ve B_1 ile B_2 katsayıları ile büyütülmektedir. Yüklerin yatay ve düşey yükler olarak alınabilmesi için düşey yükler için “(CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ” yük birleşimi, yatay yükler için ise “(CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX” yük birleşimi oluşturulmaktadır.

9.2.4.1. Eksenel kuvvet kapasitesinin belirlenmesi

Eksenel Kuvvet Kapasitesi P_{RT} Denklem 9.8 ile belirlenmektedir. Denklemde P_n ile tasarım basınç kuvveti dayanımı, P_r Gerekli basınç kuvveti dayanımını, P_{RT} eksenel

kuvvet kapasitesi ifade edilmektedir. Tasarım basınç kuvveti dayanımı (a) şıkkında, gerekli basınç kuvveti dayanımı (b) şıkkında hesaplanmaktadır.

$$P_{RT} = \frac{P_r}{P_n} \quad (9.8)$$

a) Tasarım Basınç Kuvveti Dayanımı

Narinlik Kontrolü II.MGAYT'da yapıldığı üzere başlık ve gövde enkesiti narin değildir. ÇYTHYE-2016 9.2.2. (a) uyarınca narin enkesit içermeyen elemanların karakteristik basınç kuvveti dayanımı Denklem 9.9 ile belirlenmektedir.

$$P_n = F_{cr} \times A_g \quad (9.9)$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i_x} = \frac{KL}{i_x} = \frac{7,805 \times 400}{40,253} = 77,559$$

Elastik Burkulma Gerilmesi, F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 200000}{(77,56)^2} = 328,14 \text{ N/mm}^2$$

Kritik Burkulma Gerilmesi, F_{cr} :

$$\lambda \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$77,559 \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{355}}$$

$77,559 > 111,79$ olduğu için;

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0,658 \frac{355}{328,14} \right] \times 355 = 225,72 \text{ N/mm}^2$$

Tasarım basınç kuvveti dayanımı, ϕP_n :

$\phi=0,9$ için (YDKT) ve $A_g = 67000 \text{ mm}^2$ için,

$$\phi P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 225,72 \times 67000$$

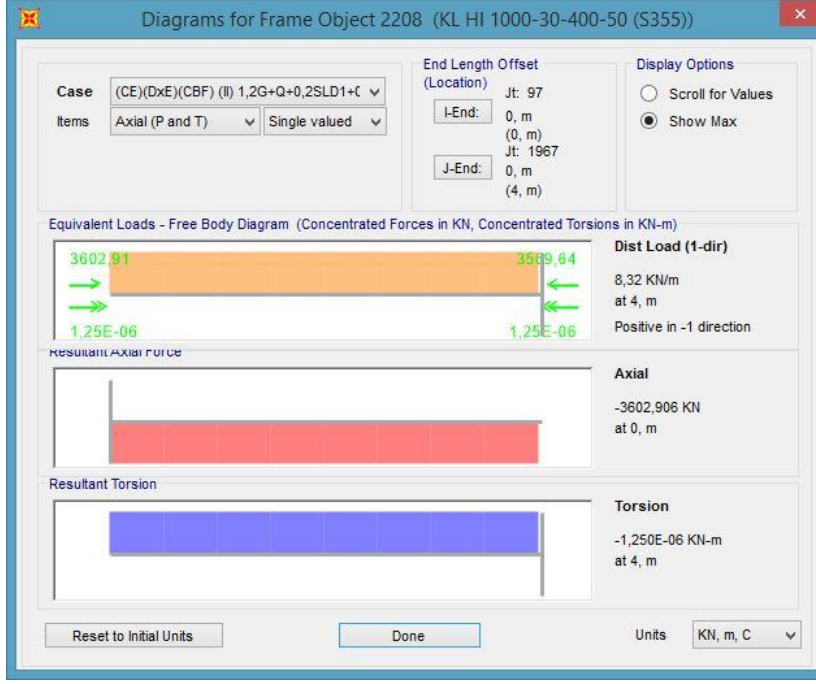
$\phi P_n = 13611,09 \text{ kN}$ olarak hesaplanmaktadır.

b) Gerekli Basınç Kuvveti Dayanımı:

I.MBBYT'da gerekli aksenal kuvvet dayanımı Denklem 5.2 ile belirlenmektedir.

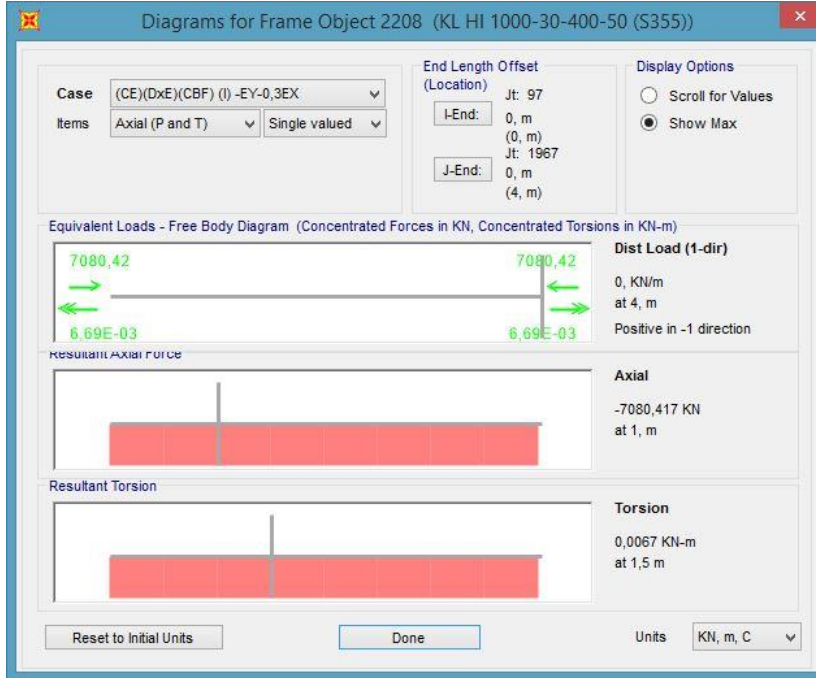
Denklem 5.2 aşağıda Denklem 9.10 olarak tekrar gösterilmektedir.

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (9.10)$$



Şekil 9.14. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonuna ait KL2208 kolonu eksenel yükü

Şekil 9.14'te Sap2000'den alınan düşey yükler altında KL2208 kolonuna ait eksenel kuvvet gösterilmektedir. Şekil 9.15'te ise yatay yükler altında kolonda oluşan eksenel kuvvet verilmektedir.



Şekil 9.15. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonuna ait KL2208 kolonu eksenel yükü

Buna göre gerekli basınç kuvveti dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$P_r = 3602,906 + 1,082 \times 7080,417 = 11263,91$$

c) Eksenel Kuvvet Kapasitesi

Öncesinde tasarım basınç kuvveti ve gerekli basınç kuvveti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait eksenel kuvvet kapasite hesabı Denklem 9.8'e göre aşağıda yapılmaktadır.

$$P_{RT} = \frac{P_r}{P_n} = \frac{11263,91}{13611,09} = 0,827$$

9.2.4.2. Kuvvetli eksen de eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonuna ait kuvvetli eksen de eğilme momenti kapasitesi $M_{RT,33}$ Denklem 9.11 ile belirlenir. Denklemdeki $M_{n,33}$ ifadesi ile kuvvetli eksen de tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{r,33}$ indisi ile kuvvetli eksen de gerekli eğilme momenti dayanımı ifade edilmektedir.

$$M_{RT,33} = \frac{M_{r,33}}{M_{n,33}} \quad (9.11)$$

a) Kuvvetli Eksen Tasarım Eğilme Momenti Dayanımı

Kompaktlık Kontrolü II.MGAYT'da yapıldığı üzere başlık ve gövde enkesiti kompakttır. Kolonun eğilme altındaki kesit kapasitesi hesabında B_1 , B_2 ve K değerleri içermediğinden, II.MGAYT'da hesaplanan kapasite dikkate alınmaktadır.

$$\phi M_n = 8011,46 \text{ kNm}$$

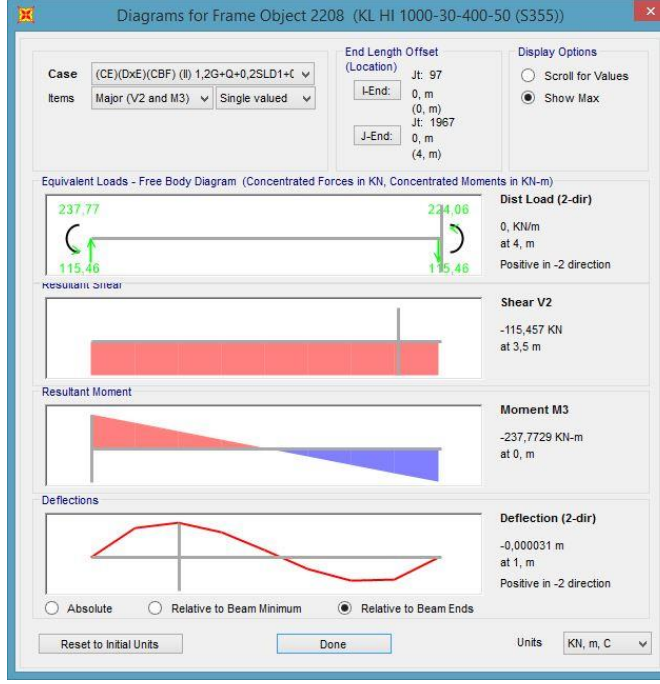
b) Kuvvetli Eksen de Gerekli Eğilme Momenti Dayanımı

I.MBBYT ile tasarımda kuvvetli eksen de gerekli eğilme momenti dayanımı M_r Denklem 5.3 ile belirlenmektedir. Denklem 5.3 aşağıda Denklem 9.12 olarak tekrar gösterilmektedir.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (9.12)$$

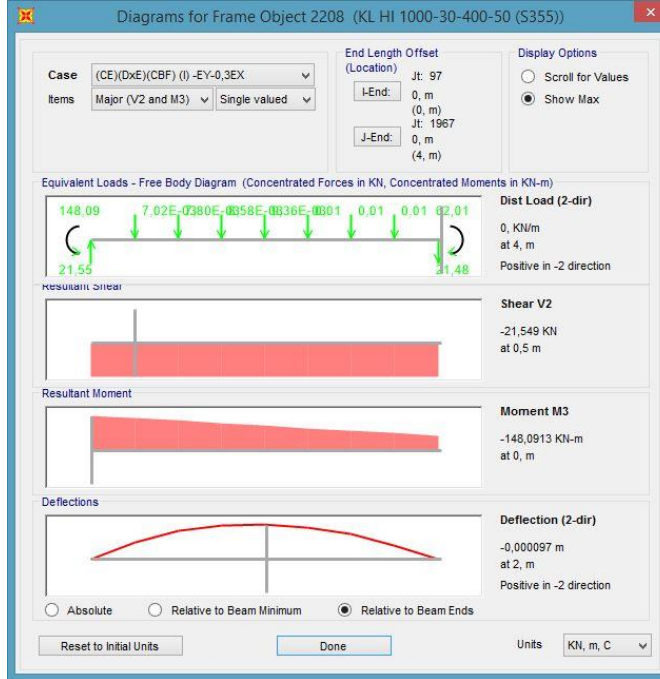
Buna göre kuvvetli eksen de gerekli eğilme momenti dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Hesapta alınan M_{nt} , M_{lt} değerleri Şekil 9.16 ve Şekil 9.17'de verilmektedir.

$$M_{r,33} = 1,008 \times 237,77 + 1,082 \times 148,09 = 399,90 \text{ kNm}$$



Şekil 9.16. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonu KL2208 kuvvetli ekseninde (M33) moment değerleri

Şekil 9.16'te Sap2000'den alınan düşey yükler altında KL2208 kolonuna ait B_1 katsayısıyla büyütülecek kuvvetli ekseninde eğilme momenti sunulmaktadır. Şekil 9.17'te aynı şekilde B_2 katsayısıyla büyütülecek yatay yükler altında kolonda oluşan kuvvetli ekseninde eğilme momenti gösterilmektedir.



Şekil 9.17. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonu KL2208 kuvvetli ekseninde (M33) moment değerleri

c) Kuvvetli Eksen Eğilme Momenti Kapasitesi

Yukarıda tasarım eğilme momenti ve gerekli eğilme momenti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait kuvvetli eksen eğilme momenti kapasite hesabı Denklem 9.11'e göre aşağıda yapılmaktadır.

$$M_{33,RT} = \frac{8 M_{r,33}}{9 M_{n,33}} = \frac{8}{9} \times \frac{399,90}{8011,46} = 0,044$$

9.2.4.3. Zayıf eksen eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonuna ait zayıf eksen eğilme momenti kapasitesi $M_{RT,22}$, Denklem 9.13 ile belirlenmektedir. Denklemdeki $M_{n,22}$ ifadesi ile zayıf eksen tasarım eğilme momenti dayanımı, $M_{r,22}$ indisi ile zayıf eksen gerekli eğilme momenti dayanımı ifade edilmektedir.

$$M_{RT,22} = \frac{M_{r,22}}{M_{n,22}} \quad (9.13)$$

a) Zayıf Eksen Tasarım Eğilme Momenti Dayanımı

Kompaktlık Kontrolü II.MGAYT'da yapılan kesitin başlık ve gövde enkesiti kompakt olduğu bilinmektedir. Aynı şekilde eğilme altında kesit kapasitesinin hesabında B_1 , B_2 ve K değerleri olmadığından, kapasite değeri olarak II.MGAYT'da ki değer alınmaktadır.

$$\phi M_n = 1342,53 \text{ kNm}$$

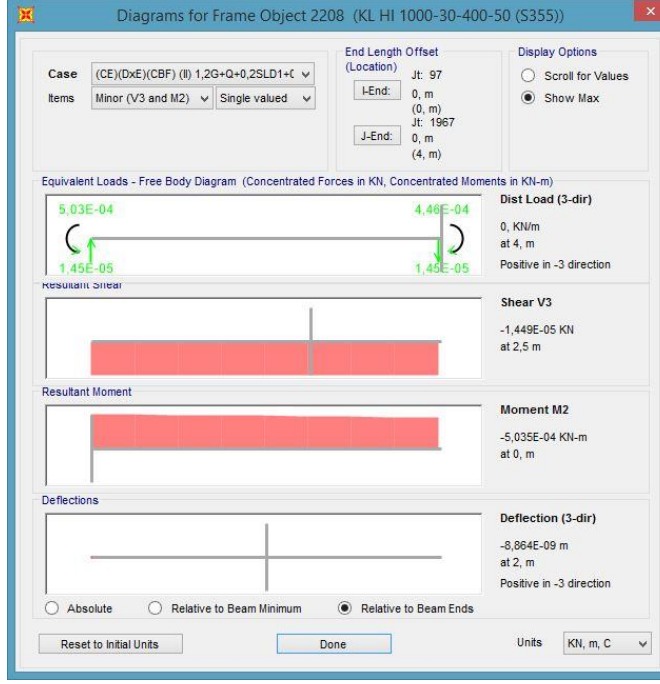
b) Zayıf Eksen Gerekli Eğilme Momenti Dayanımı

I.MBBYT ile tasarımda zayıf eksen gerekli eğilme momenti dayanımı M_r , Denklem 5.3 ile belirlenmektedir. Denklem 5.3 aşağıda Denklem 9.14 olarak tekrar gösterilmektedir.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (9.14)$$

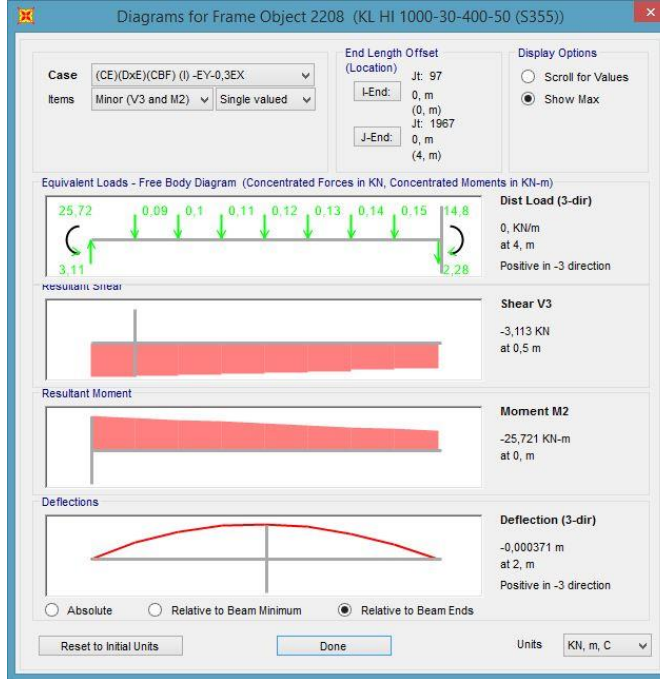
Buna göre kuvvetli eksen gerekli eğilme momenti dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Hesapta alınan M_{nt} , M_{lt} değerleri Şekil 9.16 ve Şekil 9.17'de verilmektedir.

$$M_{r,22} = 1 \times 0 + 1,021 \times 25,721 = 26,261 \text{ kNm}$$



Şekil 9.18. (CE)(DxE)(CBF)(II)1,2G+Q+0,2SLD1+0,3EZ kombinasyonu KL2208 zayıf ekseninde (M22) moment değerleri

Şekil 9.18'te Sap2000'den alınan düşey yükler altında KL2208 kolonuna ait B_1 katsayısıyla büyütülecek zayıf ekseninde eğilme momenti gösterilmektedir. Şekil 9.19'te aynı şekilde B_2 katsayısıyla büyütülecek yatay yükler altında kolonda oluşan zayıf ekseninde eğilme momenti sunulmaktadır.



Şekil 9.19. (CE)(DxE)(CBF)(I)-EY-0,3EX kombinasyonu KL2208 zayıf ekseninde (M22) moment değerleri

c) Zayıf Eksen Eğilme Momenti Kapasitesi

Öncesinde tasarım eğilme kuvveti ve gerekli eğilme momenti dayanımı hesaplanan KL2208 kolonuna ait zayıf eksen eğilme momenti kapasite hesabı Denklem 9.13'e göre aşağıda hesaplanmaktadır.

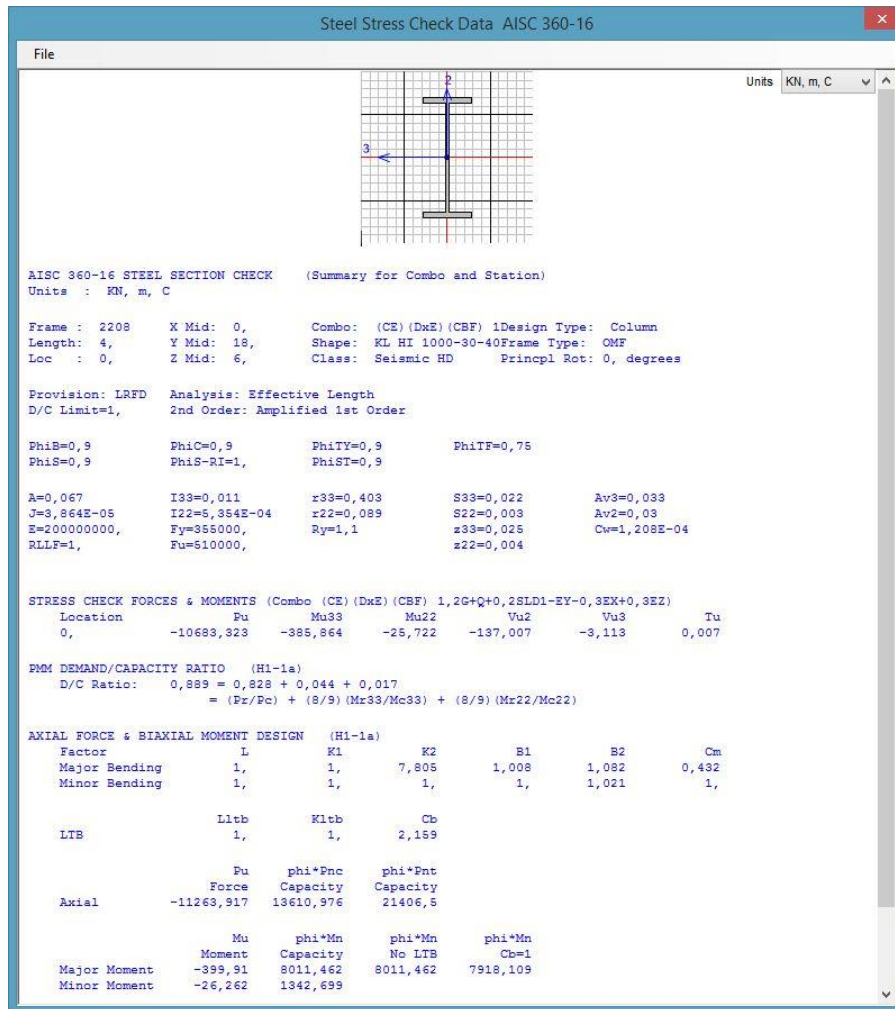
$$M_{22,RT} = \frac{8 M_{r,33}}{9 M_{n,33}} = \frac{8}{9} \times \frac{26,261}{1342,53} = 0,017$$

9.2.4.4. Birleşik etkiler altında kolon kapasitesinin belirlenmesi

KL2208 kolonu kapasitesi birleşik etkiler altında Denklem 9.15 ile hesaplanmaktadır. Sap2000'den alınan sonuçlar Şekil 9.20'de verilmektedir. Bulunan değerler Sap2000 ile aynı olduğu görülmektedir.

$$C_{RT} = P_{RT} + M_{RT,33} + M_{RT,22} = \frac{P_r}{\phi P_{nc}} + \frac{8 M_{r,33}}{9 \phi M_{n,33}} + \frac{8 M_{r,22}}{9 \phi M_{n,22}} \quad (9.15)$$

$$C_{RT} = P_{RT} + M_{RT,33} + M_{RT,22} = 0,827 + 0,044 + 0,017 = 0,888$$



Şekil 9.20 2208 nolu çubuk (KL2208) Sap2000 dizayn değer ve sonuçları

9.3. Hesap Özetleri Tabloları

Çalışmada irdeleme yapılırken, kolonların iç ya da kenarda oluşu, bulunduğu kat ve dizayn kombinasyonu üzerinden değerlendirme yapılmaktadır. Kolonlara ait bu bilgiler Tablo 9.4'te verilmektedir.

Tablo 9.4. Hesap programında atanan kolon numaraları, kesitleri ve tasarım kombinasyonları

Sıra No	Kolon No	Alt Kat Kolonu	Kolon Kesiti	Kat	Kolon Konumu
1	53	-	KL HI 1000-30-400-50 (S355)	Kat 1	İç
2	49	-	KL HI 1000-30-400-50 (S355)	Kat 1	Kenar
3	45	-	KL HI 1080-30-300-40 (S355)	Kat 1	İç
4	43	-	KL HI 1080-30-300-40 (S355)	Kat 1	Kenar
5	2212	53	KL HI 1000-30-400-50 (S355)	Kat 2	İç
6	2208	49	KL HI 1000-30-400-50 (S355)	Kat 2	Kenar
7	2205	45	KL HI 1080-30-300-40 (S355)	Kat 2	İç
8	2203	43	KL HI 1080-30-300-40 (S355)	Kat 2	Kenar
Sıra No	Kolon No	Tasarım Kombinasyonu			
1	53	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ			
2	49	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ			
3	45	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ			
4	43	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ			
5	2212	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ			
6	2208	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ			
7	2205	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ			
8	2203	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ			

Öncesinde gösterilen örnek hesaplardaki aynı yaklaşımla yapılan, çalışmadaki tüm kolonlara ait hesaplar ve bulunan sonuçlar aşağıdaki tablolarda gösterilmektedir. Tüm hesaplarda kat uzunluğu $L = 4 m$ ve YDKT katsayısı $\alpha=1$ olarak alınmaktadır. Tablo 9.5 ve Tablo 9.6'da I.MBBYT ve I.MGAYT yöntemlerine ait $B_{2,majör}$ ve $B_{2,minör}$ hesapları verilmektedir. I.MBBYT ve I.MGAYT yöntemleri için $B_{1,majör}$ hesapları Tablo 9.7 ve Tablo 9.8'de, $B_{1,minör}$ hesapları ise Tablo 9.9 ve Tablo 9.10'da gösterilmektedir. ÇYTYHE-2018 uyarınca bulunan tüm B_1 , B_2 ve K katsayıları ile tasarlanan kolonlara ait dizayn (kapasite) sonuçları Tablo 9.11 ve Tablo 9.12'de paylaşılmaktadır. Aynı şekilde AISC/360-16 yaklaşımıyla yapılan katsayılar ve dizayn sonuçları Tablo 9.13 ve Tablo 9.14'te gösterilmektedir.

Tablo 9.5. B₂ major hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahkik Edilen Kolon	Kat	Düğüm Noktası No	Kat Kesme Kuvveti	Tüm Kat Kolonlarına Gelen Eks. Yük	Görelî Kat Ötelemesi	MF Gelen Kolonlara Eks. Yük		Kata Ait Elastik Burkulma Yükü	B ₂ major
				H (F1)	P _{kat} (F3)	ΔH (U1)	P _{mf}	R _m	P _{e, kat}	
				kN	kN	m	kN		kN	
Dizayn Kombinasyonu :					(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	2	-4917	-189658	0,003175	-189658	0,85	5265618	1,037
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	1527	-5421	-189658	0,004227	-189658	0,85	4360617	1,045
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2176	-4829	-170383	0,006936	-170383	0,85	2367316	1,078
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2176	-5282	-170383	0,009273	-170383	0,85	1936763	1,096
Dizayn Kombinasyonu :					(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	1527	-1475	-189658	0,001025	-189658	0,85	4893170	1,040
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	1527	-1532	-189658	0,001314	-189658	0,85	3964710	1,050
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2174	-1448	-170383	0,00218	-170383	0,85	2259593	1,082
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2174	-1499	-170383	0,002801	-170383	0,85	1820442	1,103

* Kat Uzunluğu, L = 4

** YDKT Katsayısı, $\alpha=1$

Tablo 9.6. B₂ minör hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahrik Edilen Kolon	Kat	Düğüm Noktası No	Kat Kesme Kuvveti	Tüm Kat Kolonlarına Gelen Eks. Yük	Görelî Kat Ötelemesi	MF Gelen Kolonlara Eks. Yük		Kata Ait Elastik Burkulma Yükü	B ₂ minör
				H (F1)	P _{kat} (F3)	ΔH (U1)	P _{mf}	R _m	P _{e, kat}	
				kN	kN	m	kN		kN	
Dizayn Kombinasyonu :					(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	2	-2824	-189658	0,001075	0	1	10508360	1,018
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	2	-2824	-189658	0,00134	0	1	8430217	1,023
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2116	-2773	-170383	0,001651	0	1	6719992	1,026
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2116	-2773	-170383	0,002063	0	1	5377948	1,033
Dizayn Kombinasyonu :					(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	2	-18827	-189658	0,006192	0	1	12162454	1,016
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	2	-19274	-189658	0,007928	0	1	9724774	1,020
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	1952	-18491	-170383	0,009106	0	1	8122635	1,021
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	1952	-18893	-170383	0,011634	0	1	6495845	1,027

* Kat Uzunluğu, L = 4

** YDKT Katsayısı, α=1

Tablo 9.7. B₁ majör hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahrik Edilen Kolon	Kat	Kolon No	Kolon Düşey Kuvveti	Kolon Uç Küçük Momenti	Kolon Uç Büyük Momenti	Burkulma Boyu Katsayısı		Kolon Elastik Burkulma Yüğü	B ₁ majör
				P _r	M ₁	M ₂	K	C _m	P _{elastik}	
			(KL)	kN	kNm	kNm			kN	
Dizayn Kombinasyonu :					(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	45	-6696	-264	-805	1	1	1109442	1,006
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	43	-4649	-138	-845	1	1	1109442	1,004
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	45	-6695	-281	-876	1	1	887554	1,008
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	43	-4983	-161	-918	1	1	887554	1,006
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2205	-6026	27	-554	1	1	1109442	1,005
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2203	-4462	144	-705	1	1	1109442	1,004
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2205	-6026	37	-599	1	1	887554	1,007
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2203	-4495	146	-743	1	1	887554	1,005

* Kat Uzunluğu, L = 4

**** HI1080-30-300-40; I_x= 1086000 cm⁴

** YDKT Katsayısı, α =1

***** HI1000-30-400-50; I_x= 86969 cm⁴

*** E=200000 MPa

Tablo 9.8. B₁ majör hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahkik Edilen Kolon	Kat	Kolon No	Kolon Düşey Kuvveti	Kolon Uç Küçük Momenti	Kolon Uç Büyük Momenti	Burkulma Boyu Katsayısı		Kolon Elastik Burkulma Yüğü	B ₁ majör
				P _r	M ₁	M ₂	K	C _m	P _{elastik}	
			(KL)	kN	kNm	kNm			kN	
Dizayn Kombinasyonu : (CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ										
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	53	-14477	-292	-97	1	1	1339285	1,011
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	49	-12400	53	-333	1	1	1339285	1,009
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	53	-14607	-98	-302	1	1	1071428	1,014
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	49	-12568	49	349	1	1	1071428	1,012
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2212	-12588	10	-204	1	1	1339285	1,009
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2208	-10683	162	-385	1	1	1339285	1,008
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2212	-12692	12	-210	1	1	1071428	1,012
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2208	-10818	163	-391	1	1	1071428	1,010

* Kat Uzunluğu, L = 4

***** HI1080-30-300-40; I_x= 1086000 cm⁴

** YDKT Katsayısı, α =1

***** HI1000-30-400-50; I_x= 86969 cm⁴

*** E=200000 MPa

Tablo 9.9. B₁ minör hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahkik Edilen Kolon	Kat	Kolon No	Kolon Düşey Kuvveti	Kolon Uç Küçük Momenti	Kolon Uç Büyük Momenti	Burkulma Boyu Katsayısı		Kolon Elastik Burkulma Yükü	B ₁ minör
				P _r	M ₁	M ₂	K	C _m	P _{elastik}	
			(KL)	kN	kNm	kNm			kN	
Dizayn Kombinasyonu : (CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ										
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	45	-6696	0	-2	1	0,60	22484	1,000
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	43	-4649	0	-2	1	0,60	22484	1,000
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	45	-6695	0	-1	1	0,60	17987	1,000
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 1	43	-4983	0	-2	1	0,60	17987	1,000
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2205	-6026	-1	-2	1	0,80	22484	1,000
I.MBBYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2203	-4462	-1	-2	1	0,80	22484	1,000
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2205	-6026	-1	-2	1	0,80	17987	1,000
I.MGAYT	HI1080-30-300-40	Kat 2	2203	-4495	-1	-2	1	0,80	17987	1,000

* Kat Uzunluğu, L = 4

**** HI1080-30-300-40; I_x= 1086000 cm⁴

** YDKT Katsayısı, α =1

***** HI1000-30-400-50; I_x= 86969 cm⁴

*** E=200000 MPa

Tablo 9.10. B₁ minör hesapları

Tasarım Yöntemi	Tahkik Edilen Kolon	Kat	Kolon No	Kolon Düşey Kuvveti	Kolon Uç Küçük Momenti	Kolon Uç Büyük Momenti	Burkulma Boyu Katsayısı		Kolon Elastik Burkulma Yüğü	B ₁ minör
				P _r	M ₁	M ₂	K	C _m	P _{elastik}	
			(KL)	kN	kNm	kNm			kN	
Dizayn Kombinasyonu :					(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ					
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	53	-14477	0	-24	1	0,600	66047	1,000
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	49	-12400	0	-25	1	0,600	66047	1,000
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	53	-14607	-7	-25	1	0,712	52838	1,000
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 1	49	-12568	-7	-26	1	0,708	52838	1,000
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2212	-12588	-14	-24	1	0,833	66047	1,000
I.MBBYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2208	-10683	-14	-25	1	0,824	66047	1,000
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2212	-12692	-14	-25	1	0,824	52838	1,000
I.MGAYT	HI1000-30-400-50	Kat 2	2208	-10818	-14	-26	1	0,815	52838	1,000

* Kat Uzunluğu, L = 4

**** HI1080-30-300-40; I_x= 1086000 cm⁴

** YDKT Katsayısı, α =1

***** HI1000-30-400-50; I_x= 86969 cm⁴

*** E=200000 MPa

Tablo 9.11. ÇYTHYE-2016 uyarınca tasarım kriterlerine göre 1.kat kolon K ve B katsayısı hesapları

Sıra No	Kolon No	Tasarım Yöntemi	Kapasite Oranları	K1 Major	K1 Minor	K2 Major	K2 Minor	B1 Major	B1 Minor	B2 Major	B2 Minor
1	53	2. Mertebe Genel Analiz	0,851	1	1	1	1	1	1	1	1
2	49	2. Mertebe Genel Analiz	0,724	1	1	1	1	1	1	1	1
3	45	2. Mertebe Genel Analiz	0,688	1	1	1	1	1	1	1	1
4	43	2. Mertebe Genel Analiz	0,555	1	1	1	1	1	1	1	1
5	53	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,837	1	1	2,194	1	1,011	1	1,040	1,016
6	49	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,730	1	1	2,273	1	1,009	1	1,040	1,016
7	45	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,671	1	1	2,165	1	1,006	1	1,037	1,018
8	43	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,533	1	1	2,256	1	1,004	1	1,037	1,018
9	53	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,835	1	1	2,194	1	1	1	1	1
10	49	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,704	1	1	2,273	1	1	1	1	1
11	45	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,671	1	1	2,165	1	1	1	1	1
12	43	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,534	1	1	2,256	1	1	1	1	1
13	53	1. Mertebe Genel Analiz	0,866	1	1	1	1	1,014	1	1,050	1,020
14	49	1. Mertebe Genel Analiz	0,756	1	1	1	1	1,012	1	1,050	1,020
15	45	1. Mertebe Genel Analiz	0,704	1	1	1	1	1,008	1	1,045	1,023
16	43	1. Mertebe Genel Analiz	0,563	1	1	1	1	1,006	1	1,045	1,023

Tablo 9.12. ÇYTHYE-2016 uyarınca tasarım kriterlerine göre 2.kat kolon K ve B katsayısı hesapları

Sıra No	Kolon No	Tasarım Yöntemi	Kapasite Oranları	K1 Major	K1 Minor	K2 Major	K2 Minor	B1 Major	B1 Minor	B2 Major	B2 Minor
17	2212	2. Mertebe Genel Analiz	0,747	1	1	1	1	1	1	1	1
18	2208	2. Mertebe Genel Analiz	0,647	1	1	1	1	1	1	1	1
19	2205	2. Mertebe Genel Analiz	0,594	1	1	1	1	1	1	1	1
20	2203	2. Mertebe Genel Analiz	0,490	1	1	1	1	1	1	1	1
21	2212	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,814	1	1	5,564	1	1,009	1	1,082	1,021
22	2208	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,889	1	1	7,805	1	1,008	1	1,082	1,021
23	2205	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,584	1	1	5,081	1	1,005	1	1,078	1,026
24	2203	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,482	1	1	7,116	1	1,004	1	1,078	1,026
25	2212	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,793	1	1	5,564	1	1	1	1	1
26	2208	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,836	1	1	7,805	1	1	1	1	1
27	2205	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,583	1	1	5,081	1	1	1	1	1
28	2203	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,480	1	1	7,116	1	1	1	1	1
29	2212	1. Mertebe Genel Analiz	0,800	1	1	1	1	1,012	1	1,103	1,027
30	2208	1. Mertebe Genel Analiz	0,711	1	1	1	1	1,010	1	1,103	1,027
31	2205	1. Mertebe Genel Analiz	0,635	1	1	1	1	1,007	1	1,096	1,033
32	2203	1. Mertebe Genel Analiz	0,520	1	1	1	1	1,005	1	1,096	1,033

Tablo 9.13. AISC-360/16 uyarınca tasarım kriterlerine göre 1.kat kolon K ve B katsayısı hesapları

Sıra No	Kolon No	Tasarım Yöntemi	Kapasite Oranları	K1 Major	K1 Minor	K2 Major	K2 Minor	B1 Major	B1 Minor	B2 Major	B2 Minor
1	53	2. Mertebe Genel Analiz	0,851	1	1	1	1	1	1	1	1
2	49	2. Mertebe Genel Analiz	0,724	1	1	1	1	1	1	1	1
3	45	2. Mertebe Genel Analiz	0,688	1	1	1	1	1	1	1	1
4	43	2. Mertebe Genel Analiz	0,555	1	1	1	1	1	1	1	1
5	53	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,837	1	1	1,894	1	1,011	1	1,040	1,016
6	49	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,730	1	1	2,046	1	1,009	1	1,040	1,016
7	45	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,671	1	1	2,443	1	1,006	1	1,037	1,018
8	43	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,533	1	1	2,932	1	1,004	1	1,037	1,018
9	53	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,835	1	1	1,856	1	1	1	1	1
10	49	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,704	1	1	2,036	1	1	1	1	1
11	45	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,671	1	1	2,513	1	1	1	1	1
12	43	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,534	1	1	3,119	1	1	1	1	1
13	53	1. Mertebe Genel Analiz	0,866	1	1	1	1	1,014	1	1,050	1,020
14	49	1. Mertebe Genel Analiz	0,756	1	1	1	1	1,012	1	1,050	1,020
15	45	1. Mertebe Genel Analiz	0,704	1	1	1	1	1,008	1	1,045	1,023
16	43	1. Mertebe Genel Analiz	0,563	1	1	1	1	1,006	1	1,045	1,023

Tablo 9.14. AISC-360/16 uyarınca tasarım kriterlerine göre 2.kat kolon K ve B katsayısı hesapları

Sıra No	Kolon No	Tasarım Yöntemi	Kapasite Oranları	K1 Major	K1 Minor	K2 Major	K2 Minor	B1 Major	B1 Minor	B2 Major	B2 Minor
17	2212	2. Mertebe Genel Analiz	0,747	1	1	1	1	1	1	1	1
18	2208	2. Mertebe Genel Analiz	0,647	1	1	1	1	1	1	1	1
19	2205	2. Mertebe Genel Analiz	0,594	1	1	1	1	1	1	1	1
20	2203	2. Mertebe Genel Analiz	0,490	1	1	1	1	1	1	1	1
21	2212	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,755	1	1	2,832	1	1,009	1	1,082	1,021
22	2208	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,674	1	1	3,075	1	1,008	1	1,082	1,021
23	2205	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,584	1	1	3,640	1	1,005	1	1,078	1,026
24	2203	1. Mertebe Burkulma Boyu	0,478	1	1	4,230	1	1,004	1	1,078	1,026
25	2212	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,736	1	1	2,826	1	1	1	1	1
26	2208	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,633	1	1	3,112	1	1	1	1	1
27	2205	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,583	1	1	3,757	1	1	1	1	1
28	2203	2. Mertebe Burkulma Boyu	0,476	1	1	4,356	1	1	1	1	1
29	2212	1. Mertebe Genel Analiz	0,800	1	1	1	1	1,012	1	1,103	1,027
30	2208	1. Mertebe Genel Analiz	0,711	1	1	1	1	1,010	1	1,103	1,027
31	2205	1. Mertebe Genel Analiz	0,635	1	1	1	1	1,007	1	1,096	1,033
32	2203	1. Mertebe Genel Analiz	0,520	1	1	1	1	1,005	1	1,096	1,033

10. BULGULAR VE İRDELEME

Yapılan çalışma neticesinde “kolonların kapasiteleri” incelenmekte ve bulgular iki ana başlık altında değerlendirilmektedir. İlk başlıkta ÇYTHYE-2016 ile AISC360-16 arasındaki kıyasa odaklanılmakta, ikinci başlıkta ise tasarım yöntemleri arasındaki kıyas irdelenmektedir. İrdeleme yapılırken, sistem davranışlarındaki aşağıda açıklanan farklılıklar nedeniyle 1. ve 2. kattan kapasite bakımından en çok zorlanan 4'er kolon seçilerek sonuçların irdelenmesi yapılmaktadır. Karşılaştırmada kriter olarak kıyaslanan tasarım yöntemi, öncesinde bahsedildiği üzere “II. Mertebe Genel Analiz Tasarım Yöntemi” olarak kabul edilmektedir.

Deprem yönetmeliği gereği tüm kolonlar TBDY 9.2.5. uyarınca belirlenen kombinasyonlarla tahkik edilmektedir. Fakat ilaveten yönetmelik SDY merkezi çelik çaprazlı çerçeveler için; çaprazların TBDY 9.2.5. ile, çaprazların bağlı olduğu kolon ve kirişlerin ise TBDY 9.2.6. ile (deprem kuvvetlerinin dayanım fazlalığı katsayısı ile büyütülmesi) tahkikini istemektedir. Yapıda çaprazların bağlandığı kolonlar aynı zamanda x doğrultusunda moment aktaran çerçeve olarak çalışmaktadır. İrdeleme sonucunda y doğrultusundaki deprem kombinasyonundaki “0,3Ex” yük birleşiminin kolonlardaki normal kuvvet kapasitesine etkisi 0.004 mertebesinde olduğu görülmüştür. X doğrultusundaki moment çerçeveden kaynaklanan moment etkisinin (over design'a yol açmamak için) dayanım fazlalığıyla çarpılmak istenmemesi ve “0,3Ex” kombinasyon bileşeninin normal kuvvet etkisinin ihmal edilebilir olması nedeniyle; çalışmada çaprazlı kolonların y doğrultusundaki deprem kuvveti “1,2G+Q+0,2S±DxEy±0,3Ex+0,3Ez” kombinasyonu ile dikkate alınmaktadır. Moment çerçeve yönünde ise TBDY-2016 madde 9.2.5. gereğince kombinasyon katsayıları “1,2G+Q+0,2S±Ex±0,3Ey+0,3Ez” olarak değerlendirilmiştir.

Taşıyıcı sistemde “x” doğrultusunda moment aktaran SDY çelik çerçeveler ile, “y” doğrultusunda merkezi çaprazlı çelik çerçeveler kullanılmaktadır. Bu durumun oluşturduğu davranış nedeniyle öngörülen (ve analiz sonuçlarıyla da örtüşen) iki tip kolon kesiti belirlenmektedir. Çapraz elemanların bağlı olduğu merkezi çaprazlı SDY çerçeve davranışı gösteren kolonlar için yapma “HI 1000-30-400-50” profili;

çapraz elemanlara bağlanmayan, dolayısıyla “*sadece*” x doğrultusunda moment aktaran SDY çerçeve davranışındaki kolonlar için yapma “HI 1080-30-300-40” profili ataması yapılmaktadır. Bu 2 tip kesite ait tüm kolonlar incelendiğinde, konumları açısından kenardaki kolonlar ile içerdeki kolonlar olarak 2 farklı şekilde dikkate alınması gerektiği gözlemlenmektedir. Kapasitelerin farklı sonuçlar gösterdiği bu farkın; yük alanlarının kenar ve iç kolonlar için farklılık göstermesi ve daha önem arz eden kenar kolonlara “x” doğrultusunda moment aktaran bağlantı ile 1 adet kiriş bağlanırken, iç kolonlarda 2 adet kiriş bağlanmasından oluşan tutulma farklılıkları olduğu anlaşılmaktadır. İrdelemenin yapılacağı kat seçiminde, kolonlardaki en çok zorlanmanın en alt kat seviyesinde olduğu gözlemlenmektedir. Bu sebeple irdeleme en alt iki kat için yapılmaktadır. İlk iki kat seçilmesindeki neden en çok zorlanan bu iki kata ait kolonlardaki tutulma ve dönme rödarı farkları olmaktadır. En alt kat kolonlarının, en yüksek iç kuvvetlere sahip olmasına rağmen temele mesnetlenmesi ile daha kısıtlı ötelenme ve dönme göstermesi, ikinci kat kolonlarının ise daha az iç kuvvete sahip olmasına rağmen daha serbest ötelenme ve dönme yapması nedeniyle; katlar arasında davranış farkları oluşmaktadır. Açıklanan gözlemler neticesinde farklı davranan ve en çok zorlanan 8 adet kolona ait sonuçlar paylaşılmaktadır. Seçim dışında kalan kolonlar, seçilen 8 kolonla aynı sonuç ve davranışı vermektedir. Kolon kapasiteleri arasındaki farkların mertebesi, Tablo 10.1’de tanımlanan ifadeler üzerinden yapılmaktadır.

Tablo 10.1. Kolon kapasiteleri karşılaştırma skalası

Oran Miktarı	İfadesi
$R_t \leq \%1$	Aynı Oranda
$\%1 < R_t \leq \%3$	Benzer / Yaklaşık Oranlarda
$\%3 < R_t \leq \%5$	Küçük Ölçüde Farklı
$\%5 < R_t \leq \%10$	Farklı Oranlarda
$R_t > \%10$	Önemli Ölçüde Farklı

* Rt: Karşılaştırılan Kolonların Kapasiteleri Oranı

10.1. Kapasitelerin AISC360-16 ve ÇYTHYE-2016 Açısından İrdelenmesi

Bu başlık altında stabilite tasarımı yaklaşımındaki 4 tasarım yönteminin (II.MGAYT, I.MGAYT, II.MBBYT, I.MBBYT) her biri için AISC360-16 ile ÇYTHYE-2016 uyarınca analizi yapılan sistemlerin, kolon kapasiteleri karşılaştırılmaktadır. Karşılaştırmada AISC/360-16 ve ÇYTHYE-2016 yönetmelik yaklaşımlarının sonuçlarda ne düzeyde bir fark yarattığı irdelenmektedir.

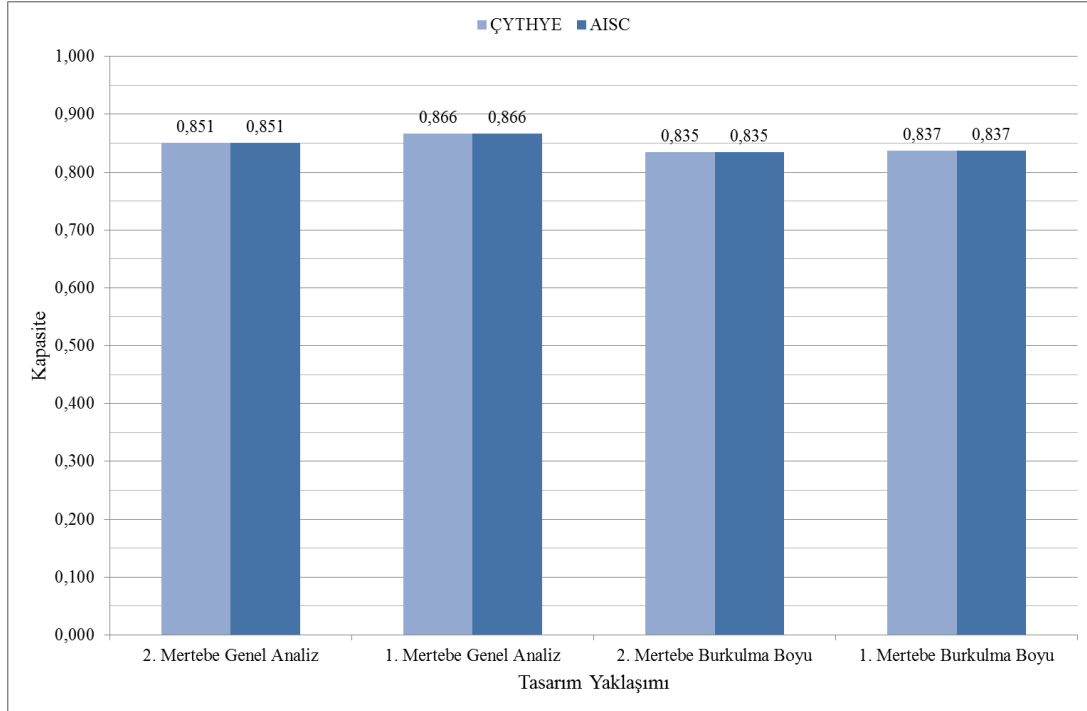
1. kat kolonlarının tamamında (KL53, KL49, KL45, KL43) iki norm arasındaki kapasite oranları, 4 yöntem için de 10.000'de 1'in altında gibi bir farkla tamamen aynı sonuçları verdiği görülmektedir.

Tüm 2. kat kolonlarında (KL2212, KL2208, KL2205, KL2203) Genel Analiz yöntemi ile tasarımda I. ve II. mertebe analizler, iki norm içinde aynı sonuçları vermektedir. Burkulma Boyu yöntemi ile tasarımda I. ve II. Mertebe analizleri içinde moment aktaran çerçeve doğrultusunda 3C aksı iç (KL2205) kolonunda normlar arasında fark olmadığı, kenar kolon olan 3A aksı (KL2203) kolonunda ise BBYT II. Mertebe analizde fark bulunmazken, I. Mertebe analizinde %1-2'lik fark ile "benzer oranlarda" olduğu gözlemlenmektedir.

İki şartname arasında ,"y" doğrultusu için, çapraz taşıyıcı sistemin 2. kat 4E aksı iç (KL2208) kolonunda ve 4A aksı (KL2212) kenar kolonunda kapasite farkları tespit edilmektedir. 4E aksı (KL2212) kolonunda BBYT I. ve II. Mertebe analizlerin sonuçları arasındaki fark %7-8 mertebelerinde hesaplanmıştır. 4A aksı (KL2208) kolonunda ise BBYT I. ve II. Mertebe analizlerinde ise iki norm arasında %30-%32 aralığında "önemli ölçüde" farklı olduğu tespit edilmektedir.

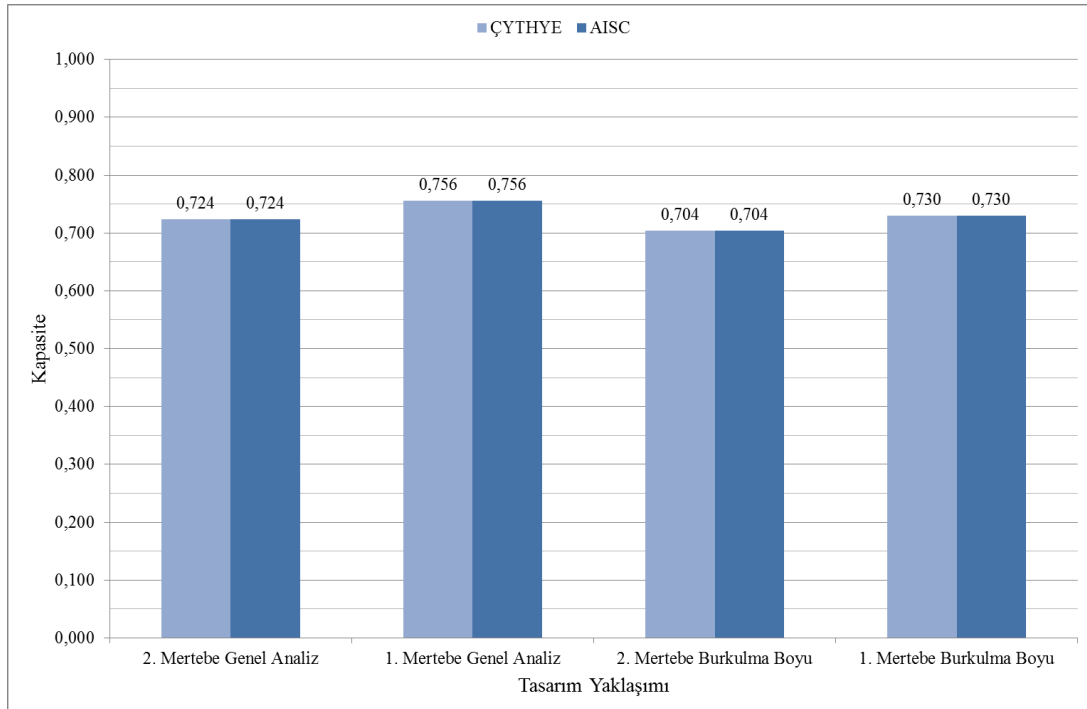
Aşağıda iki yönetmeliğin aynı kolonlar özelindeki sonuçları grafiklerde verilmektedir. Grafiğin bir ekseni kolon kapasite sonuçlarını göstermekte, diğer ekseni tasarım ise farklı yaklaşımlarını vermektedir.

Tablo 10.2. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 53 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

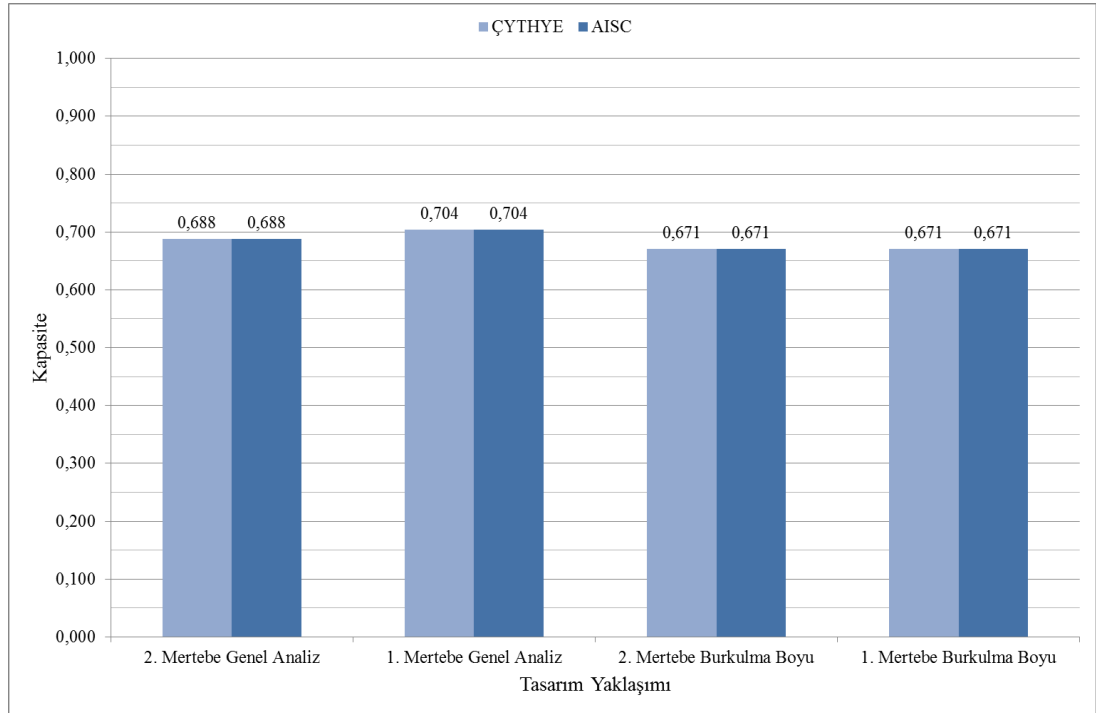


Tablo 10.2’de KL53’e ait sonuçlar gösterilmiştir. Sonuçlar ÇYTHYE, AISC ile aynı sonuçları vermektedir. Tablo 10.3’te KL49 sonuçlarına bakıldığında iki yönetmelik açısından KL53 ile aynı olduğu görülmüştür.

Tablo 10.3. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 49 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

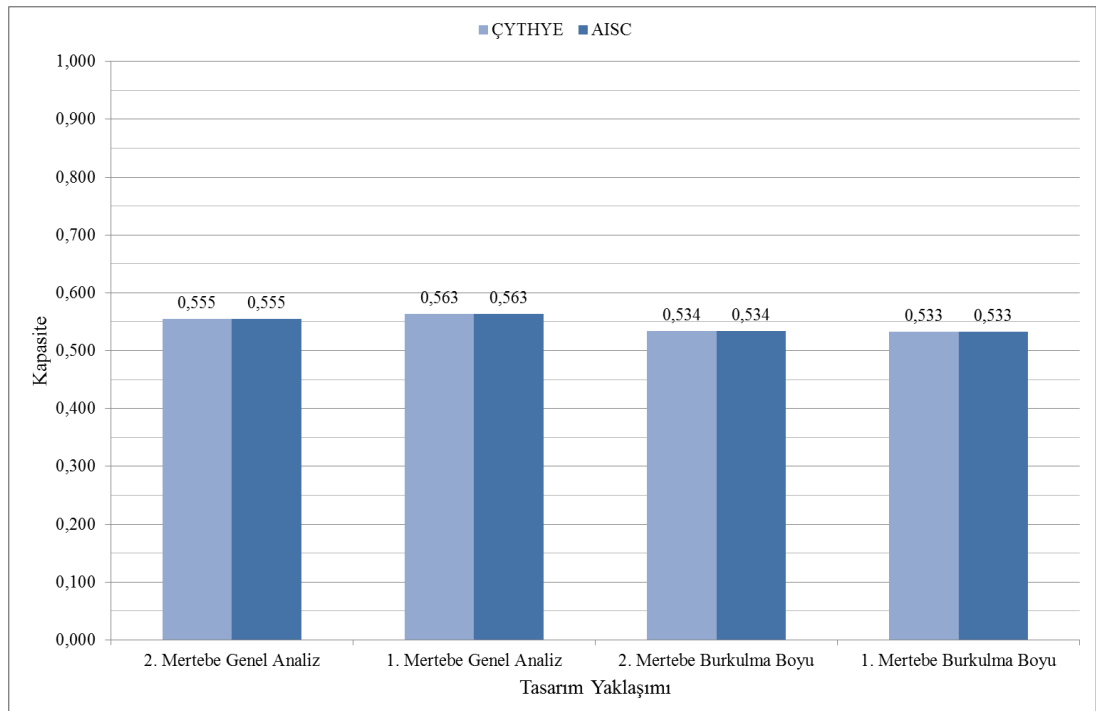


Tablo 10.4. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 45 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

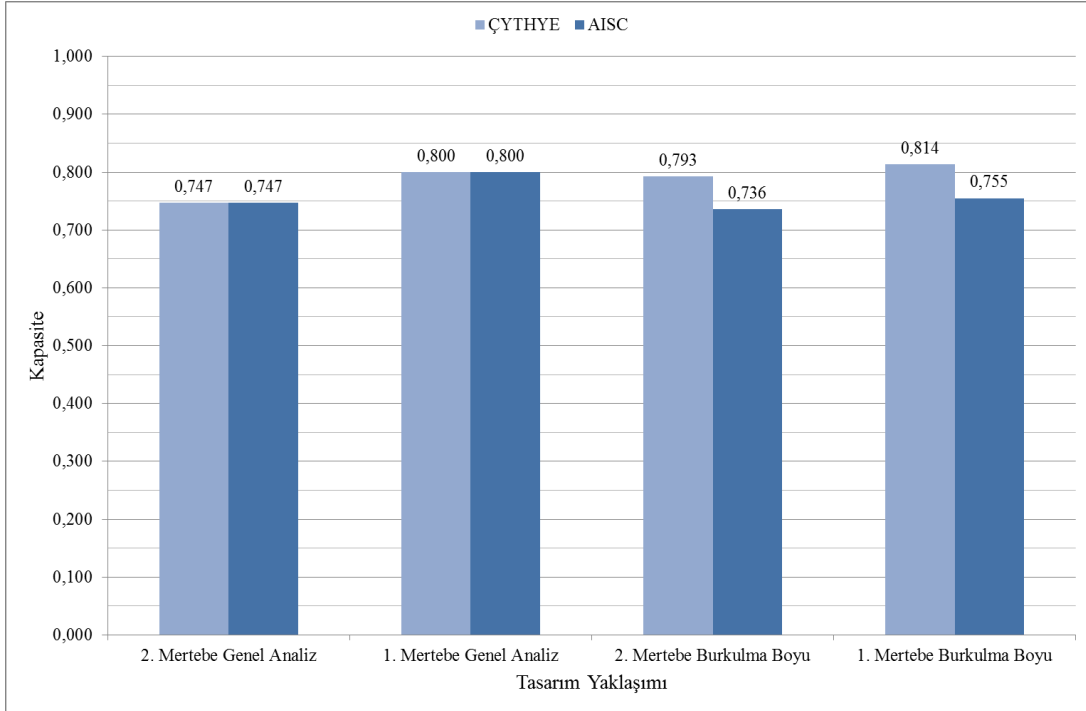


Tablo 10.4'de KL45'e ait sonuçlarda ÇYTHYE ile AISC fark yaratmamıştır. Tablo 10.5'te KL43'da benzer durum görülmüştür. Tablo 10.2, 10.3, 10.4 ve 10.5 sonuçları iki yönetmelik arasında 1. kat kolonları açısından fark yaratmamaktadır.

Tablo 10.5. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 43 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

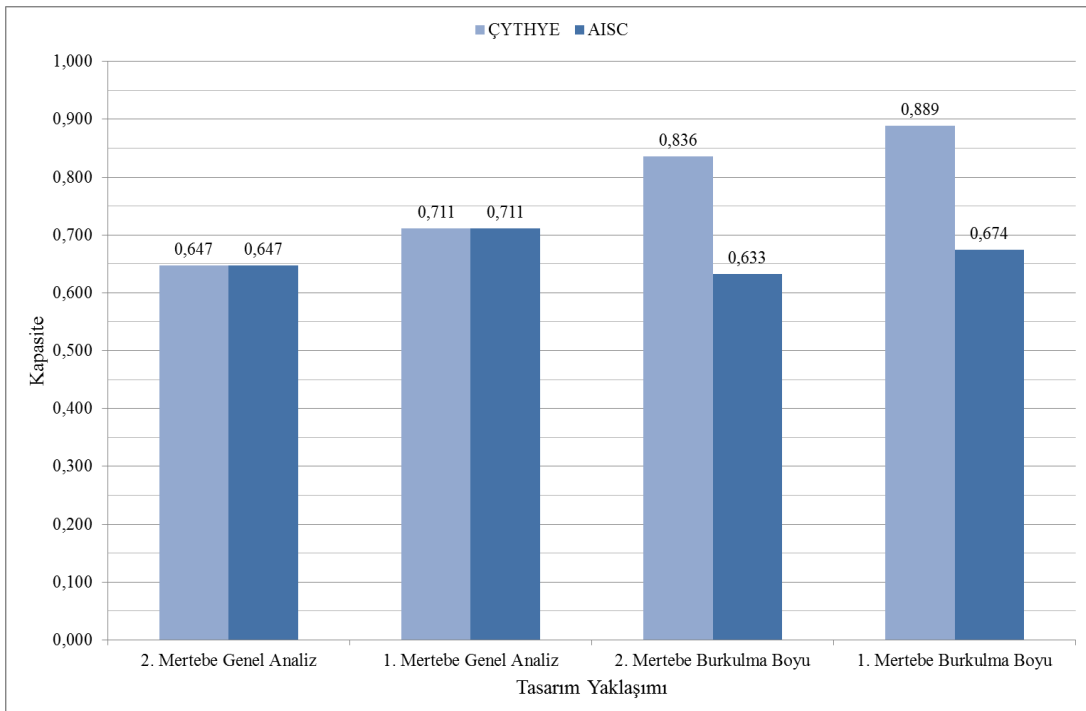


Tablo 10.6. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2212 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

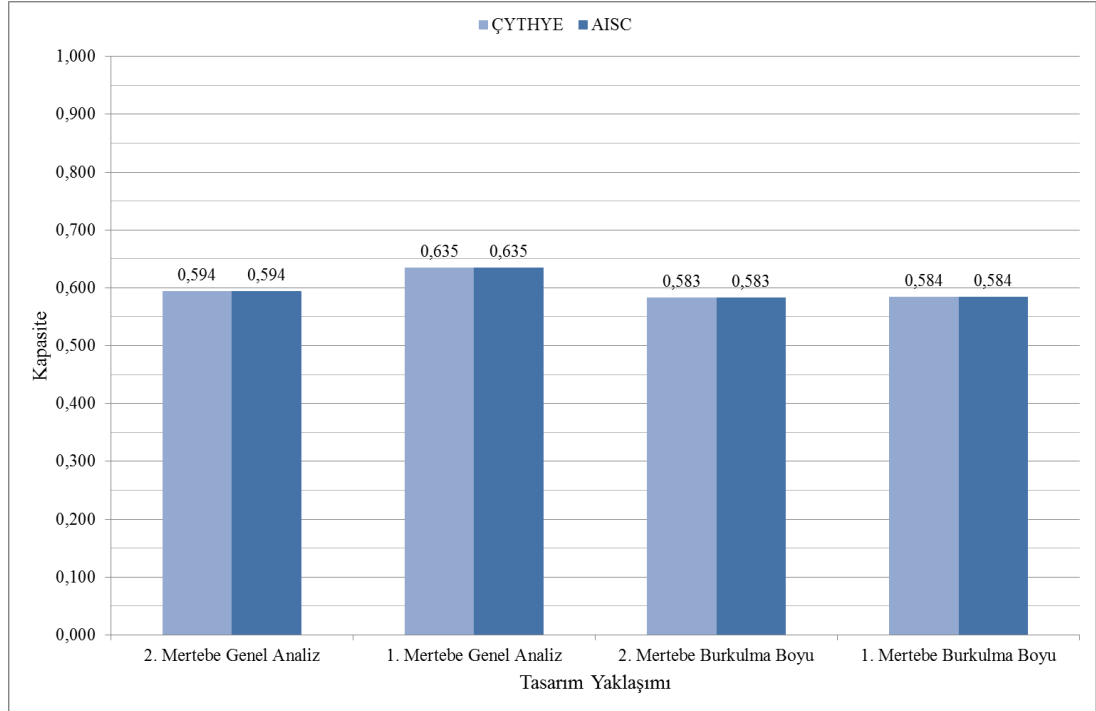


KL2212 sonuçları Tablo 10.6'de, KL2208 sonuçları Tablo 10.7'de paylaşılmıştır. KL2212 ve KL2208, iki yönetmelik arasında GAYT aynı sonuçları vermiş, BBYT'da farklı sonuçlara ulaşılmıştır.

Tablo 10.7. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2208 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları

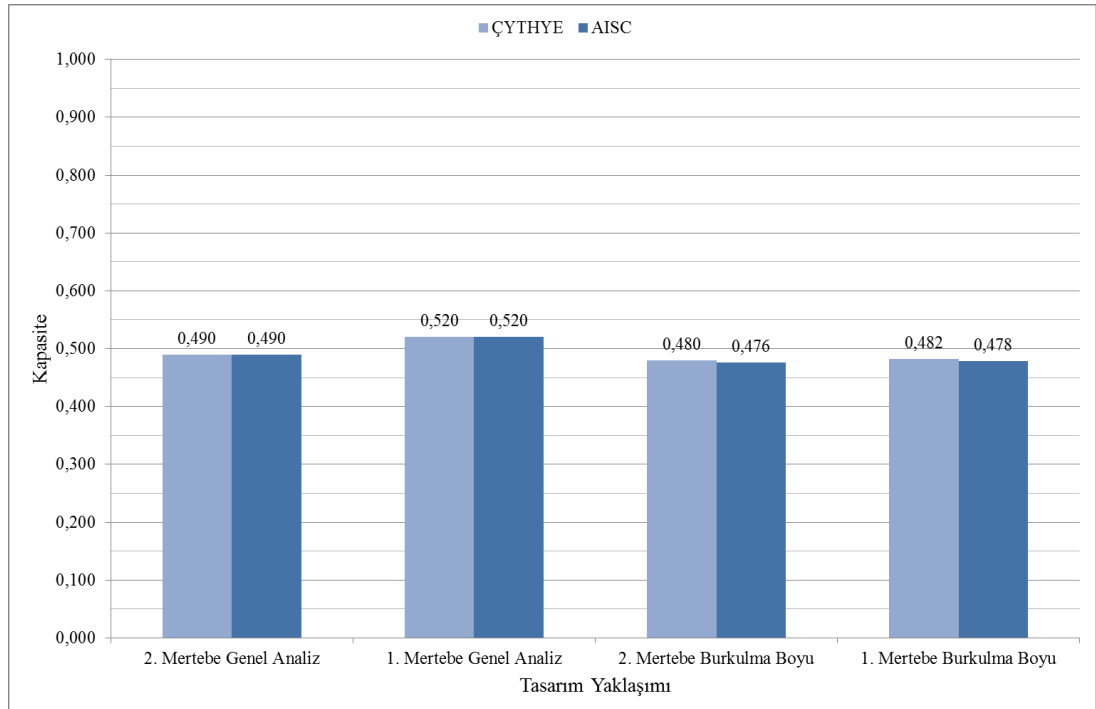


Tablo 10.8. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2205 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları



KL2205 ve KL2203 sonuçları, sırasıyla Tablo 10.8 ve Tablo 10.9'da paylaşılmıştır. KL2205 iki yönetmelik içinde aynı kapasite oranını vermekte, KL2203 kolonu önemsiz seviyede fark ile aynı sonuçları vermiştir.

Tablo 10.9. ÇYTHYE-2016 ile AISC/360-16'ya göre 2203 nolu kolon kapasiteleri karşılaştırmaları



10.2. Kapasitelerin Tasarım Yöntemleri Açısından İrdelenmesi

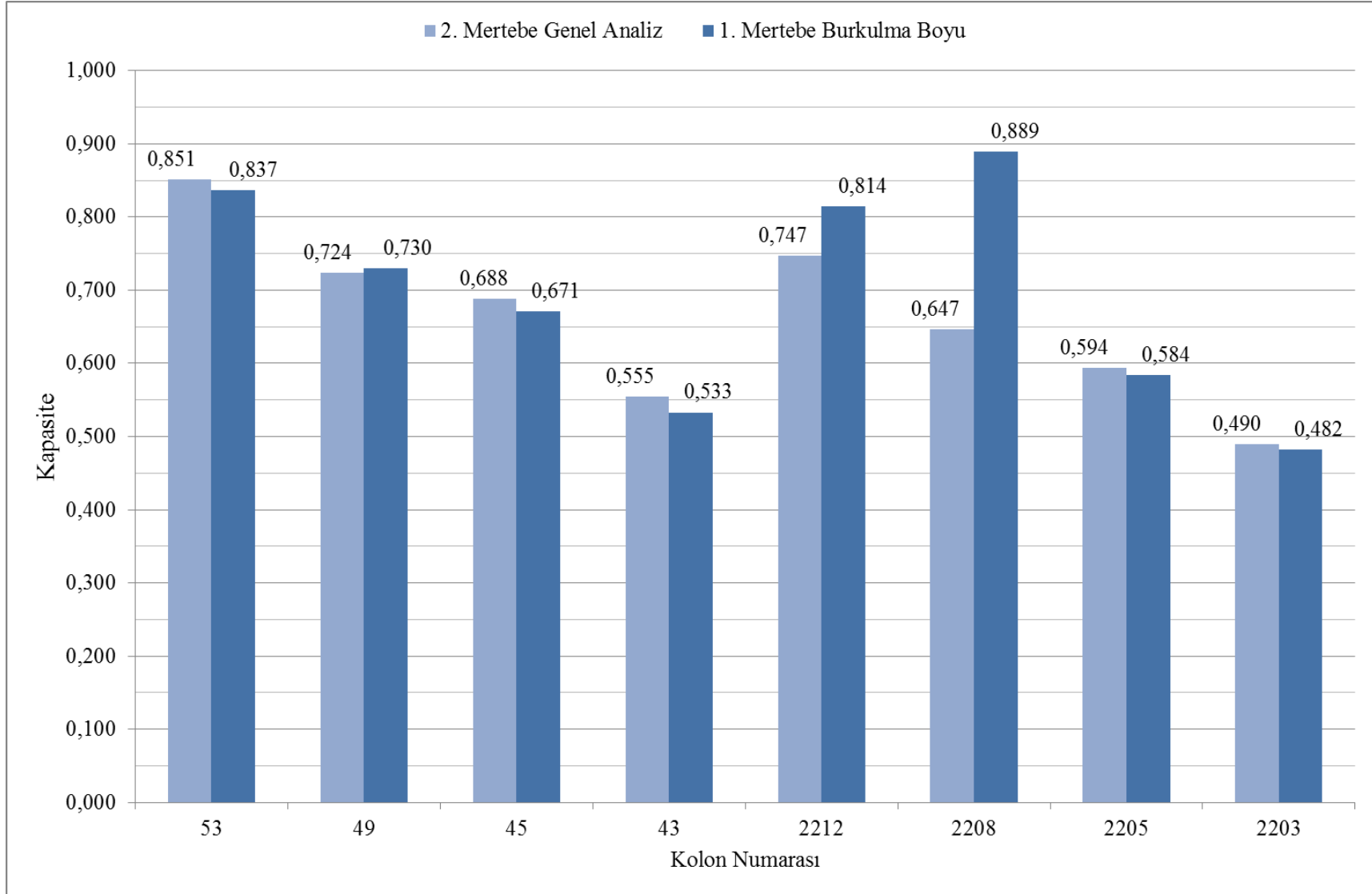
Bu başlık altında her kolon için tek tek 4 analiz yönteminin sonuçları karşılaştırılmakta ve her norm kendi içinde değerlendirmeye alınmaktadır.

GAYT'da II. Mertebe ile I. Mertebe arasında KL49 kolonunda “küçük ölçüde fark” görülürken, KL45, KL43, KL53 kolonları için fark “benzer” mertebededir. Tüm 2. Kat kolonlarında ise %6-10 aralığında “farklı sonuçlar” gözlemlenmektedir. GAYT'da II. Mertebe analizi tüm kolonlar için daha yüksek kapasitede sonuç vermektedir.

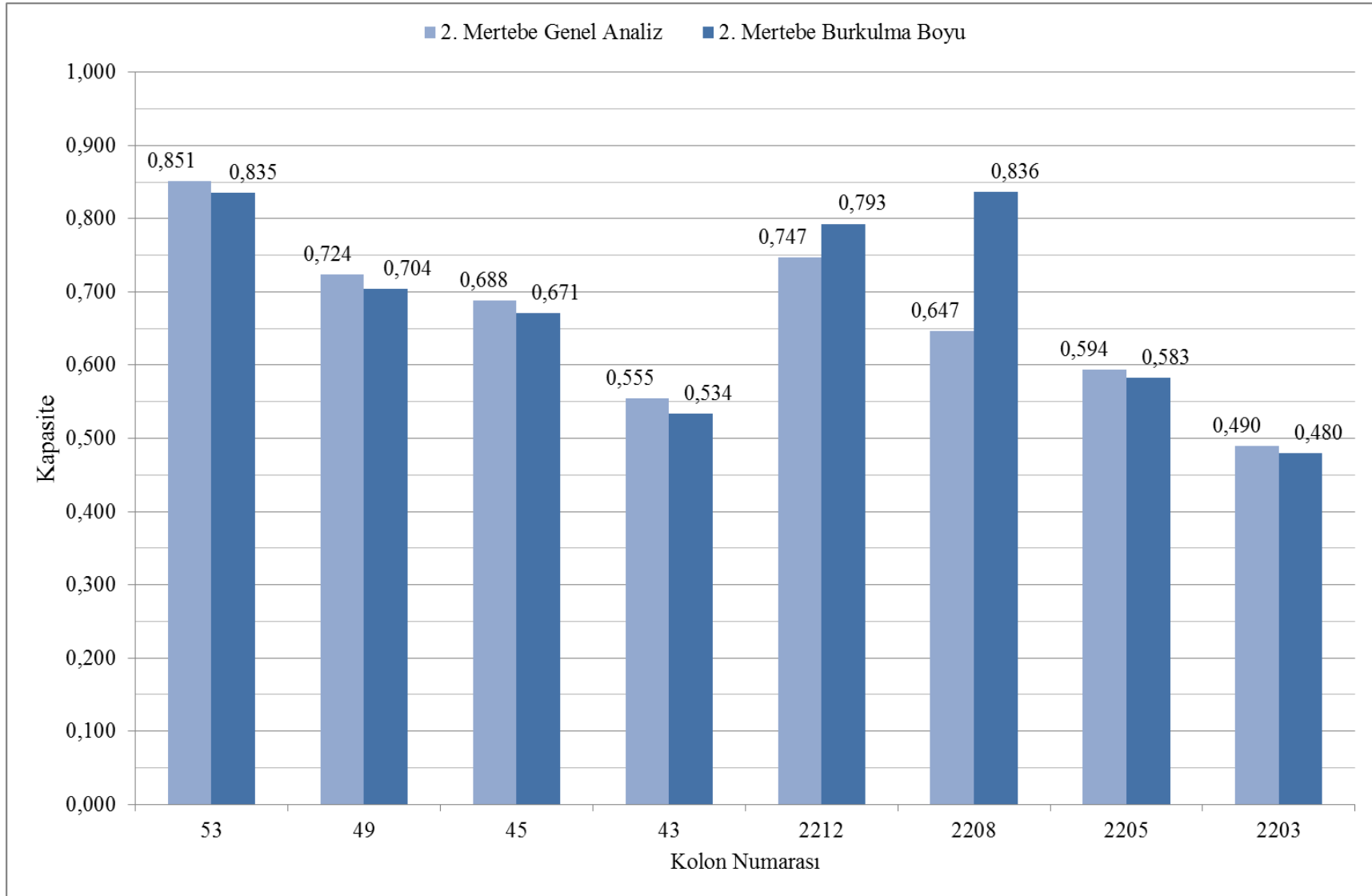
GAYT'da II. Mertebe, BBYT II. Mertebe analize göre KL53, KL49, KL45, KL2205, KL2203 kolonlarında “benzer mertebede” sonuç vermekte, KL43 kolonunda “küçük ölçekte farklılık” göstermektedir. Yukarıdaki kolonlarda BBYT II. Mertebe analizi daha düşük kapasitede çıkmakta, KL2212 kolonunda %6'luk “farklı oranda” artış, KL2208 kolonunda ise “önemli ölçüde fark” ile %29'luk bir artış göstermektedir.

GAYT'da II. Mertebe ile BBYT I. Mertebe analiz arasında KL49 kolonu aynı sonuçları vermekte, KL53, KL45, KL2205 ile KL2203 kolonları daha düşük kapasitede olacak şekilde “benzerlik” göstermektedir. “Farklı oranlarda” sonuç veren kolonların ise KL43, KL2012, KL2208 kolonları olduğu gözlemlenmektedir. KL43 %4'lük daha düşük kapasiteyle “küçük ölçüde” fark göstermekte, KL2012 %9 artışla “farklı oranda” gözlemlenmekte, KL2208 ise %38'lik artışla “önemli ölçüde” fark göstermektedir. Bahsi geçen sonuçlar Tablo 10.10, Tablo 10.11 ve Tablo 10.12'de paylaşılmaktadır.

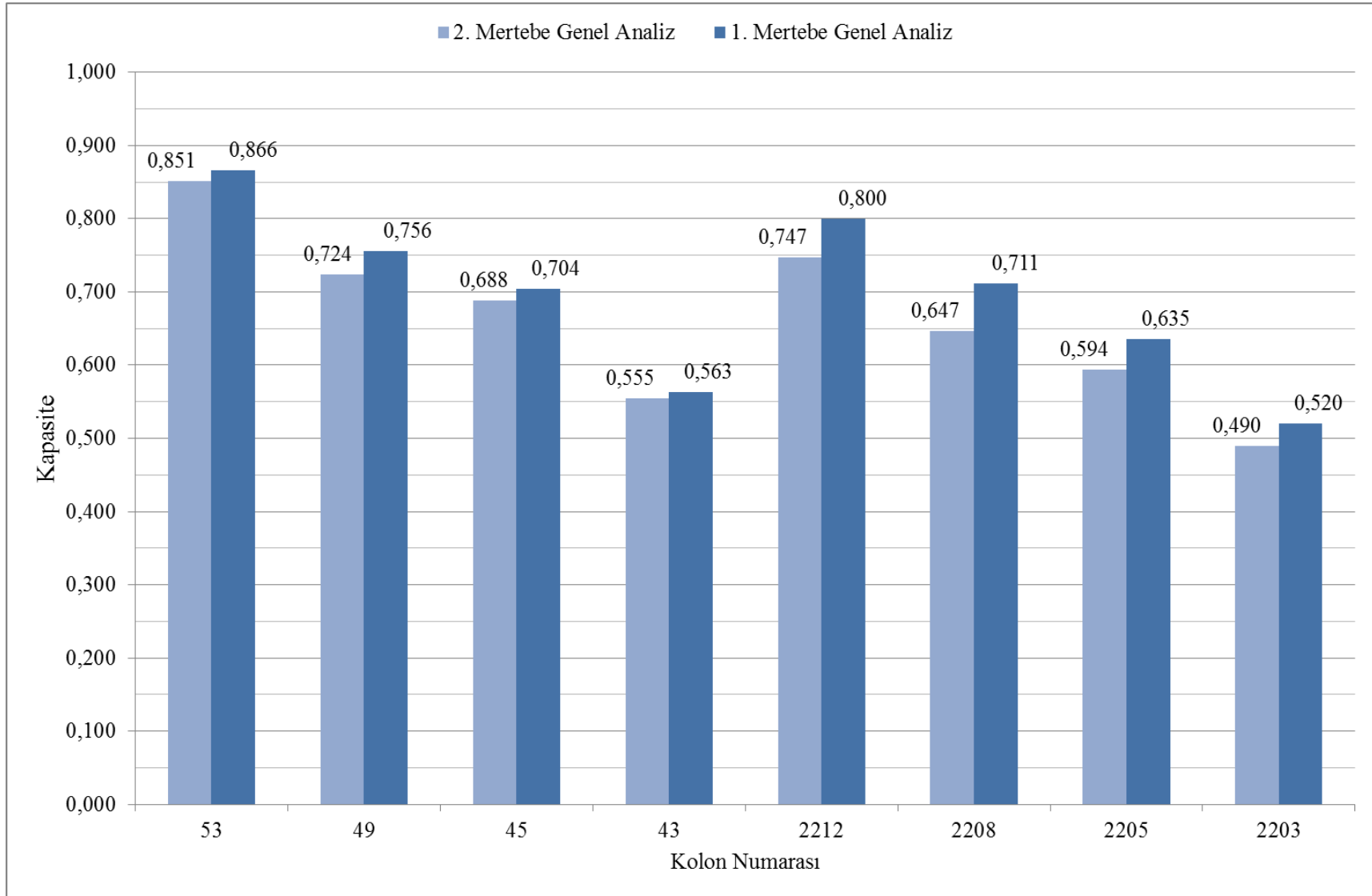
Tablo 10.10. ILMGAYT ile I.MGAYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları



Tablo 10.11. II.MGAYT ile II.MBBYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları



Tablo 10.12. IIMGAYT ile IIMBBYT Yöntemleri Kolon Kapasite Oranları



11. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapı mühendisliği temelinde, yapının gerçek davranışına hesaplarda önem arz etmeyecek doğrulukla yaklaşılması gerekirken başka bir taraftan hesap kolaylığının pratikleşmesi yatmaktadır. Bu sebeple gerçek davranışla aynı sonuçları verecek kabuller (idealize yöntemleri) geliştirilerek hesap yapılmaktadır. Yönetmeliklerdeki “Stabilite Tasarımı Analizi”nin gerekliliği de buradan gelmektedir. Bu gereklilik yapının ilk yükleme anından sonra değişen geometrisi üzerinden statik (durağan) hale gelene kadar ki süreçte, (rijitlik, denge ve uygunluk denklemleri, dayanım vb.) parametrelerin değişiminin, “doğrudan ya da yaklaşık yöntemlerle” dikkate alınmasının standardını belirlemektir.

Bu gaye doğrultusunda yukarıda detayları anlatılan yöntemler geliştirilmekte ve bu tezde çözümü yapılan binaya uygun olan 4 tanesinin irdelenmesi Türk Deprem Yönetmeliği gözetilerek yapılmaktadır. İrdeleme, tasarım ve analiz yöntemlerinden en gerçekçi ve doğru yaklaşımda olduğu düşünülen II. Mertebe Genel Analiz Yöntemi kıstas alınarak irdeleme yapılmaktadır. II. MGAYT’ın isabetliliği dış yükler altında deformasyona başlayan sistemde rijitlik matrisi-deplasman-kuvvet ilişkisini sonlu elemanlar yöntemiyle dinamik olarak (her adımda değişkenliği dikkate alarak) hesaplama kabiliyetinden gelmektedir. Diğer metotlar bu değişkenleri belirli katsayılar ile mümkün oldukça yaklaşık hesaplamayı amaçlamaktadır.

Taşıyıcı sistem tasarlanırken bir doğrultuda merkezi çaprazlı diğer doğrultuda moment aktaran SDY çerçeve olacak şekilde kurgulanmakta ve iki taşıyıcı tipinin de sonuçları irdelenmek istenmektedir. Tasarım ve dizayn aşamasında Deprem Yönetmeliğinin de tüm şartlarına uyularak bina tasarımı yapılmaktadır. Buradaki amaç TBDY-2018 ile ÇYTHYE-2016 ile birlikte kullanımının literatürde örneğinin yeterli sayıda olmayışına bir katkıda bulunmak, iki yönetmeliğin birbirine uyumunun stabilite tasarımı açısından ne seviyede olduğunu gözlemlemek, deprem yönetmeliğinin stabilite tasarımı üzerindeki etkisini incelemektir. Ayrıca uygulanabilecek projelendirilme aşamasındaki tüm hususlara dikkat edilerek tasarım yapılmakta, bu sayede yönetmeliklerin gerçek bir uygulama aşamasındaki süreçleri

gözlemlenmek istenmektedir. Sonuçlar normal kuvvet ve eğilme momentleri üzerinden, tasarım ve gerekli dayanım ve benzeri unsurların tümünün ortak kümesi olan taşıma kapasitesi üzerinden değerlendirilmektedir.

Yapılan çalışma sonucunda incelenen 8 kolonun 5'inde I.BBYT ile II.MGAYT'ın aynı sonuçları verdiği, 1 kolonda (KL43) %4'lük daha düşük kapasiteyle yaklaşık sonuç verdiği görülmektedir. 2. kat kenar kolonlarında moment aktaran çerçeve kolonunda (KL2212) %9 oranında yüksek kapasitede, çaprazın bağlı olduğu kolonda (KL2208) ise %41'lik oranda gayri ekonomik sonuç verdiği görülmektedir. Oranların farkı araştırıldığında, burkulma boyu (K_2 majör) katsayısının yüksek hesaplanması kolon kapasitelerini önemli ölçüde düşürdüğü görülmektedir. K_2 katsayısının ne seviyede yüksek hesaplandığı, II.MGAYT ile sapmanın o derece yüksek farklara neden olduğu ortaya çıkmaktadır. Nitekim bu durum burkulma davranışı ve burkulma katsayısı hesaplarında bulunan logaritmik denklemlerle de örtüşmektedir. II.MGAYT ile yaklaşık sonuç veren 6 kolonun 4'ü temel bağlantısı nedeniyle, diğer ikisinin kat hizasından iki adet HEA500 kesitindeki kirişler tarafından çevrenmesi nedeniyle düşük K_2 majör katsayısına sahip olmasını sağlamaktadır. Bu iki tasarım yöntemi için AISC'deki burkulma boyu katsayısı ile yapılan hesaptaki sonuçlara bakıldığında bulunan K değerlerinin daha düşük hesaplandığı ve II.MGAYT ile arasında "tüm kolonlar" için %4'ü aşmayan küçük ölçüde fark olduğu görülmektedir.

II.MGAYT ile II.MBBYT arasındaki sonuçlar irdelendiğinde, yukarıda II.MGAYT ile I.MBBYT arasında da aynı durum söz konusudur. Kapasitelerin II.MBBYT'da I.MBBYT yöntemindekine göre bahsi geçen 6 kolon için maksimum %4'lük oranla daha düşük olduğu ve II.MGAYT'a daha yaklaşık sonuç verdiği görülmektedir. KL2212 kolonunda II.MBBYT'da %9 olan fark I.MBBYT'da %6'a seviyesine inmekte, KL2208 kolonu için sonuç %29 gibi önemli ölçüde farklı çıkmaktadır. Burkulma boyu yöntem I. ve II. mertebe analizlerinin aynı davranışın gözlenmesi yine burkulma boyu katsayısı nedeniyle oluşmaktadır. Zira aynı şekilde AISC II.MBBYT sonuçları daha düşük burkulma boyu faktörüyle II.MGAYT ile benzer sonuçlara ulaşmaktadır. I.MBBYT'ın II.MBBYT'a göre aynı seviyede fark bulunmakta, fakat KL2212 ve KL2208 kolonlarında önemli ölçüde düşük bulunmakta ve bu fark II. Mertebe etkilerinin B1 ve B2 katsayılarından kaynaklanmaktadır. II.MBBYT'ın ikinci mertebe etkileri (büyütme katsayıları

yerine) analiz programıyla sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla doğrudan hesaplaması, gerçek sonuçlara görece yakınlık sağlamaktadır.

I.MGAYT yöntemi irdelendiğinde alt katta II.MGAYT ile yaklaşık sonuçlar vermektedir. Üst katlarda II.MGAYT ile arasında %6 ila %9 arasında kapasite farkları mevcuttur. Bu sonuçlar genel analiz yöntemlerinin burkulma boyu yöntemlerinden daha isabetli olduğu sonucuna işaret etmektedir. Oranların farklı olması irdelendiğinde I. ve II. mertebe analiz sonucunda bulunan kesit zorlarının benzeşik oldukları fakat tasarım aşamasına geçildiğinde B_1 ve B_2 katsayı nedeniyle dizayn kuvvetinin II. mertebeye göre yüksek alındığı görülmektedir.

Öncesinde bahsedildiği üzere AISC'deki farklı K katsayısı kullanılarak hesap yapılmakta, ÇYTHYE arasındaki fark sadece K sayısının dizayna etkili olduğu burkulma boyu yöntemlerinde ortaya çıkmaktadır.

Yapılan çalışmalar neticesinde, çözümü yapılan sistemde burkulma boyu katsayısının görece düşük olduğu oranlarda ($K \leq 2$) burkulma boyu yönteminin ortalama II.MGAYT'la %5'lik oranları bulan bir farklılık gösterdiği, kolonun uç noktalarındaki bağlandığı elemanların bu oranda çok önem arz ettiği sonucuna varılmaktadır. Özellikle kenar kolonlarda kolonu tutan kirişlerin tek tarafta olması sonucu oluşan tutulma yetersizliği ile bu farkın artmasına neden olmaktadır. Daha kritik olan K katsayısının yüksek oranlara çıktığı durumlarda yaşanmaktadır. K katsayısının büyüklüğü ile kapasite oranlarının farkının açılmasında lineer olmayan (logaritmik) bir ilişki gözlemlenmektedir. Bu duruma neden olan etkin bir parametre de çözülen sistemdeki normal kuvvetlerin yüksek düzeylerde seyretmesi olmaktadır. Çalışmada, bu ve benzer durumdaki binalar ve elemanlar için AISC'nin yaklaşımının çok daha makul ve gerçekçi sonuçlar verdiği sonucuna ulaşılmaktadır.

Aynı zamanda iç kuvvetlerin B_1 ve B_2 katsayılarıyla büyütülerek hesaplanması her koşulda II.MGAYT'a göre güvenli tarafta olduğu görülmektedir. Fakat fark yine burkulmanın (yüksek basınç kuvvetinin) hakim olduğu durumlarda gayri ekonomik tarafta kaldığı ortaya çıkmaktadır. Deprem yönetmeliğinin SDY çaprazlı çerçevelerin kolonları için dayanım fazlalığı katsayısı ile normal kuvveti arttırarak tasarım yapılması öngörüsü, normal kuvvetin etkin olacağı benzer yapıdaki binaların tasarımı için önem arz eden bir husus olarak karşımıza çıkmaktadır.

Tüm bu sonuçlar neticesinde diğer yöntemlerin yukarıda açıklanan durumlar altında II. mertebe genel analiz ile tasarım yönteminden farklı sonuçlar verebilmesi sonucu, çelik yapı tasarımının II. mertebe genel analiz yöntemiyle tasarlanmasının daha uygun olacağı önerilmektedir. Burkulma davranışının bir dayanım probleminden çok bir stabilite problemi olması hasebiyle, diğer stabilite tasarımların kullanılması halinde tasarımcının tutulma boyu katsayısını doğru bir şekilde yorumlayıp kullanması ve sistem stabilitesini önemli ölçüde değiştirebileceği bilinciyle yaklaşması tavsiye edilmektedir.

Deprem yönetmeliğinin görelî kat ötelemesi sınırı nedeniyle yapının moment aktaran çerçeveleri yönünde ikinci mertebe etkilerinin çok sınırlandırıldığı göze çarpmaktadır. Kolon tasarımı dizaynında, kapasite merhumu yerine görelî kat ötelemesi şartı belirleyici unsur olmaktadır. Çapraz çerçeve yönünde ise aksine görelî kat ötelemesi sınırına yaklaşamadığı, kapasitenin belirleyici olduğu tasarım hakim olmaktadır.

Bundan sonraki stabilite tasarımı araştırmalarında, hakim titreşim periyotları arasında etkin fark olan yapılar arasında stabilite tasarımı yöntemlerinin karşılaştırılması, daha gerçekçi bir yöntem olduğu bilinen şekil değiştirmeye göre tasarım sonuçlarına kıyası dikkate alınması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Abbas, R. M., & Abdulkareem, A. J. (2021). Geometric nonlinear synthetic earthquake analysis of base isolated tall steel buildings under site-specific seismic loading. In *Modern Applications of Geotechnical Engineering and Construction: Geotechnical Engineering and Construction* (pp. 349-364). Springer Singapore.
- Ademović, N., & Muratagić, A. (2023, June). Seismic Analysis of Buildings with a Soft Storey Using Pushover Analysis. In *International Symposium on Innovative and Interdisciplinary Applications of Advanced Technologies* (pp. 27-43). Cham: Springer Nature Switzerland.
- Akbaş (2013). Çelik Yapılarda Bilgisayar Destekli Stabilite Analizi, Bahar dönemi meslek içi eğitim semineri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul
- Alıcioğlu, M. B. (2020). Düzlem çelik çerçevelerde ikinci mertebe etkilerinin nümerik olarak incelenmesi, *Uludağ Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi*, vol.25, no.3, pp.1223-1238. Doi: 10.17482/uumfd.756876
- ANSI/AISC 360-16 (2016.) An American national standart specification for structural steel buildings, American İnstitute of Steel Construction, USA.
- ASCE Technical Committee on Load and Resistance Factor Design, Irvine, CA, April 18.
- ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Accociated Criteria for Building and Other Structures (2017), American Society of Civil Engineers, USA.
- Bektaş, Ş. (2012). A Comparative study on direct analysis method and effective length method in one-story semi-rigid frames. Middle East Technical University, Master's Thesis, Ankara.
- Bina Tasarım Mühendisleri için Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) Eğitim Elkitabı (2018), TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara
- Commantary of ANSI/AISC 360-16 (2016.) An American Nationa Standart Specification For Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA.
- Companion To The AISC Steel Construction Manual Volume 1: Design Examples Version 15.1 (2019). American Institute of Steel Construction, USA.
- Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Esaslar, ÇYTHYEDE (2017). Çevre Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
- Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu (2017), Çevre Şehircilik Bakanlığı, Ankara
- De Francesco, G., & Sullivan, T. J. (2023). Accounting for hysteretic characteristics in P-delta analysis of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(15), 4919-4938.

- Dezhkam, B. (2017). Investigating performance of plastic hinge in steel frames by knee bracing, *International Electronic Journal of Mathematics Education*, vol.12, no.3, pp.431-445. Doi: 10.29333/iejme/623
- Durmaz, M. G. (2015). Çelik Yapılarda Stabilite Analizi Yaklaşımlarının Değerlendirilmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-delta effects for flexible inelastic steel structures, *Journal of Structural Engineering*, vol.126, no.1, pp.145-154. Doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(145)
- Kavanagh, T.C. (1962), "Effective Length of Framed Columns," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 127, pp. 81–101
- Krisnamurti, Kriswardhana, W., & Ramadiyan, A. W. (2021, July). Seismic Performance Analysis of Multi-story Buildings with Addition of Bracing Based on SNI 1726: 2019 (Case Study: Airlangga University Parking Building). In *International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering* (pp. 189-198). Singapore: Springer Nature Singapore.
- Kural, M. E. et al., (2012). Çelik yapı sistemlerinde ikinci mertebe analiz yöntemlerinin incelenmesi. *DEÜ Mühendislik Fakültesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, vol. 132, pp.75- 87.
- LeMessurier, W.J. (1976), "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1— Pin-Jointed Frames," *Engineering Journal, AISC*, Vol. 13, No. 4, 4th Quarter, pp. 89–96.
- LeMessurier, W.J. (1977), "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2— Rigid Frames," *Engineering Journal, AISC*, Vol. 14, No. 2, 2nd Quarter, pp. 49–67.
- LeMessurier, W.J. (1993), "Discussion of the Proposed LRFD Commentary to Chapter C of the Second Edition of the AISC Specification," *Presentation to the*
- LeMessurier, W.J. (1995), "Simplified K Factors for Stiffness Controlled Designs," *Restructuring: America and Beyond, Proceedings of ASCE Structures Congress XIII, Boston, MA, April 2–5, 1995, American Society of Civil Engineers, New York, NY*, pp. 1,797–1,812.
- Steel Design Guide 28 Stability Design of Steel Buildings (2015). American Institute of Steel Construction, USA.
- Tasarım, Çelik yapılar (2017). Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara
- TS EN 1991-1-3 Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-3: Genel Etkiler – Kar Yükleri (EUROCODE 1) (2007). Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1991-1-4 Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-3: Genel Etkiler – Rüzgar Etkileri (EUROCODE 1) (2007). Türk Standartları Enstitüsü / Ankara
- TS 498 Yapı Elemanların Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (1997). Türk Standartları Enstitüsü / Ankara.
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, TBDY (2018). Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

- Yura, J.A. (1993), “Fundamentals of Beam Bracing—Is Your Structure Suitably Braced?” Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Milwaukee, WI, April 6–7, SSRC, Bethlehem, PA.
- Yura, J.A. (1995), “Bracing for Stability—State-of-the-Art,” Proceedings of the ASCE Structures Congress XIII, Boston, MA, April 2–5, 1995, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 88–103.
- Yura, J.A. (1971), “The Effective Length of Columns in Unbraced Frames,” Engineering Journal, AISC, Vol 8, No. 2, 2nd Quarter, April, pp. 37–42.
- Zavala, D. J., Torres, C. J., & Moreno, J. D. (2022, June). Influence of the P-delta Effect and Stiffness Irregularity on the Structural Behavior of Reinforced Concrete Buildings. In Journal of Physics: Conference Series (Vol. 2287, No. 1, p. 012047). IOP Publishing.

EKLER

EK A. Sap2000'de Yapılan Yük ve Fiktif Yük Tanımlamaları

EK B. Fiktif Yükler İle Birlikte Kombinasyonların Dikkate Alınması

EK C. Yapılan Yüklemeler

EK D. A3 Türü Düzensizlik Hesapları

EK E. Sehim Kontrolleri

EK F. SAP2000 Dizayn Detayları

EK A Sap2000’de Yapılan Yük ve Fiktif Yük Tanımlamaları

Sap 2000’de tanımlanan yükler ve fiktif yükler Tablo A.1’de sunulmuştur. I.MBBYT ve I.MBBYT’ları için fiktif yük değerleri “0.002” girilerek I.MGAYT ve I.MGAYT ile aynı şekilde tanımlanmıştır. Yapı ağırlığı (Self Weight) çelik birleşim plakaları düşünülerek %15 arttırım yapılmıştır. Yük tanımlamalarının, kombinasyonlar da hangi grupta değerlendirildiği EK B’de sunulmuştur.

Tablo A.1. I.MGAYT’a ait sadeleştirilmiş Sap2000 “load pattern” içeriği

Yük Tanımlaması	Dizayn Tipi	Yapı Eleman Ağırlık Çarpanı	Fiktif Yüke Ait Yük Tanımı	Fiktif Yük Oranı	Fiktif Yük Yönü
DEAD	Dead	0			
SNOW D1	Dead	0			
EX	Quake	0			
EY	Quake	0			
SELFWEIGHT	Dead	1,15			
LIVE	Live	0			
WIND XL T	Wind	0			
WIND XR T	Wind	0			
WIND YL T	Wind	0			
WIND YR T	Wind	0			
WALL	Dead	0			
WIND XL C	Wind	0			
WIND XR C	Wind	0			
WIND YL C	Wind	0			
WIND YR C	Wind	0			
EZ	Quake	0			
N-DEAD_X	Notional	0	DEAD	0,003	Global X
N-DEAD_Y	Notional	0	DEAD	0,003	Global Y
N-SELFWEIGHT_X	Notional	0	SELFWEIGHT	0,003	Global X
N-SELFWEIGHT_Y	Notional	0	SELFWEIGHT	0,003	Global Y
N-LIVE_X	Notional	0	LIVE	0,003	Global X
N-LIVE_Y	Notional	0	LIVE	0,003	Global Y
N-WALL_X	Notional	0	WALL	0,003	Global X
N-WALL_Y	Notional	0	WALL	0,003	Global X
N-SNOW D1_X	Notional	0	SNOW D1	0,003	Global X
N-SNOW D1_Y	Notional	0	SNOW D1	0,003	Global Y

EK B Fiktif Yükle İle Birlikte Kombinasyonların Dikkate Alınması

EK B1 ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2016 Uyarınca Fiktif Yükle Göz Önüne Alınarak Kombinasyonların Oluşturulması

ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2018 birlikte düşünüldüğünde fiktif yüklerin YDKT kombinasyonları için, B₂ katsayısının 1.7'den küçük veya eşit olması durumunda kombinasyonlar aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

a) Düşey yük birleşimleri

$$1.4(G \pm NG)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(S \pm NS)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q_r \pm NQ_r)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(R \pm NR)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(S \pm NS)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(Q_r \pm NQ_r)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(R \pm NR)$$

$$1.2G + 1.6(S \pm NS) + (Q \pm NQ)$$

$$1.2G + 1.6(Q_r \pm NQ_r) + (Q \pm NQ)$$

$$1.2G + 1.6(R \pm NR) + (Q \pm NQ)$$

b) Düşey yük + deprem birleşimleri

$$1.2G \pm 0.5Q + 0.2S \pm E(X) \pm 0.3E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$1.2G \pm 0.5Q + 0.2S \pm 0.3E(X) \pm E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$0.9G \pm E(X) \pm 0.3E(Y) - 0.3E(Z)$$

$$0.9G \pm 0.3E(X) \pm E(Y) - 0.3E(Z)$$

c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri

$$1.2G + 1.6Q_r \pm 0.8W$$

$$1.2G + 1.6S \pm 0.8W$$

$$1.2G + 1.6R \pm 0.8W$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r \pm 1.6W$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5S \pm 1.6W$$

$$1.2G + 1.0Q + 0.5R \pm 1.6W$$

$$0.9G \pm 1.6W$$

d) Düşey yük + dayanım fazlalığı ile büyütülmüş deprem yükleri

$$1.2G + 0.5Q + 0.2S \pm D_x E(X) \pm D_x 0.3E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$1.2G + 0.5Q + 0.2S \pm D_x 0.3E(X) \pm D_x E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$0.9G \pm Dx E(X) \pm Dx 0.3E(Y) - 0.3E(Z)$$

$$0.9G \pm Dx 0.3E(X) \pm Dx E(Y) - 0.3E(Z)$$

ÇYTHYE-2016 ve TBDY-2018 birlikte düşünüldüğünde fiktif yüklerin YDKT kombinasyonları için, B_2 katsayısının 1.7'den büyük olması durumunda kombinasyonlar aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır. Yukarıdaki şartlara ilaveten Bölüm 7.1'de bahsedilen sabit rijit azaltması yapılması ve fiktif yüklerin $N_i=0.003\alpha Y_i$ şeklinde alınmasıyla da kombinasyonlar aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

a) Düşey yük birleşimleri

$$1.4(G \pm NG)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(S \pm NS)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q_r \pm NQ_r)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(R \pm NR)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(S \pm NS)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(Q_r \pm NQ_r)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q \pm NQ) + 0.5(R \pm NR)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(S \pm NS) + (Q \pm NQ)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q_r \pm NQ_r) + (Q \pm NQ)$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(R \pm NR) + (Q \pm NQ)$$

b) Düşey yük + deprem birleşimleri

$$1.2(G \pm NG) \pm 0.5(Q \pm NQ) + 0.2(S \pm NS) \pm E(X) \pm 0.3E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$1.2(G \pm NG) \pm 0.5(Q \pm NQ) + 0.2(S \pm NS) \pm E(Y) \pm 0.3E(X) + 0.3E(Z)$$

$$0.9(G \pm NG) \pm E(X) \pm 0.3E(Y) - 0.3E(Z)$$

$$0.9(G \pm NG) \pm E(Y) \pm 0.3E(X) - 0.3E(Z)$$

c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(Q_r \pm NQ_r) \pm 0.8W$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(S \pm NS) \pm 0.8W$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.6(R \pm NR) \pm 0.8W$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.0(Q \pm NQ) + 0.5(Q_r \pm NQ_r) \pm 1.6W$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.0(Q \pm NQ) + 0.5(S \pm NS) \pm 1.6W$$

$$1.2(G \pm NG) + 1.0(Q \pm NQ) + 0.5(R \pm NR) \pm 1.6W$$

$$0.9(G \pm NG) \pm 1.6W$$

d) Düşey yük + dayanım fazlalığı ile büyütülmüş deprem yükleri

$$1.2(G \pm NG) + 0.5(Q \pm NQ) + 0.2(S \pm NS) \pm DxE(X) \pm Dx0.3E(Y) + 0.3E(Z)$$

$$1.2(G \pm NG) + 0.5(Q \pm NQ) + 0.2(S \pm NS) \pm DxE(Y) \pm Dx0.3E(X) + 0.3E(Z)$$

$$0.9(G \pm NG) \pm DxE(X) \pm Dx0.3E(Y) - 0.3E(Z)$$

$$0.9(G \pm NG) \pm DxE(Y) \pm Dx0.3E(X) - 0.3E(Z)$$

Yüklere ait indislerin açıklamaları aşağıda yapılmıştır.

G: Sabit yük

NG: Sabit yüke ait yatay fiktif yük

Q: Hareketli yük

NQ: Hareketli yüke ait yatay fiktif yük

S: Kar yükü

NS: Kar yüküne ait yatay fiktif yük

R: Yağmur yükü

NR: Yağmur yüküne ait yatay fiktif yük

Qr: Çatı hareketli yükü

NQr: Çatı hareketli yüküne ait yatay fiktif yük

W: Rüzgar yükü (yapı geometrisine göre doğrultular göz önüne alınmalıdır)

E(X): X doğrultusunda deprem yükü

E(Y): Y doğrultusunda deprem yükü

E(Z): Düşey deprem yükü

D: İlgili yöne ait dayanım fazlalığı katsayısı

EK B2 Çalışmada Kullanılan Kombinasyonlar

Ek B1 baz alınarak çalışmada oluşturulan ve Sap2000’de tanımlanan yük birleşimleri Tablo B2.1’de sunulmuştur. Tabloda II.MGAYT ile I.BBYT örneği verilmiştir. Doğrusal olmayan analiz için kombinasyonların sonuna “NL” ibaretsi konulmuş, doğrusal analiz kombinasyonlarına herhangi bir ek konulmamıştır. I.MGAYT’a ait kombinasyonlar, II.MGAYT kombinasyonlarının “NL” eki olmayan hali ve II.MBBYT’a ait kombinasyonlar, I.MBBYT kombinasyonlarının “NL” eki eklenmiş hali olarak tanımlanmıştır. Tablo B2.1’deki yük tanımlarının açıklamaları ve ait olduğu yük birleşimlerinin gösterimi Tablo B2.2’de verilmiştir.

Tablo B2.1. Çalışmada kullanılan kombinasyonlar

II.MGAYT Kombinasyonları	I.BBYT Kombinasyonları
(CE) 1,4G+NX-NL	(CE) 1,4G+NX
(CE) 1,4G-NX-NL	(CE) 1,4G-NX
(CE) 1,4G+NY-NL	(CE) 1,4G+NY
(CE) 1,4G-NY-NL	(CE) 1,4G-NY
(CE) 1,2G+1,6SLD1+NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+NX
(CE) 1,2G+1,6SLD1-NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1-NX
(CE) 1,2G+1,6SLD1+NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+NY
(CE) 1,2G+1,6SLD1-NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1-NY
(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1+NX-NL	(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1+NX
(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1-NX-NL	(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1-NX
(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1+NY-NL	(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1+NY
(CE) 1,4G+NX-NL	(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1-NY
(CE) 1,4G-NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q+NX
(CE) 1,4G+NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q-NX
(CE) 1,4G-NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q+NY
(CE) 1,2G+1,6Q+0,5SLD1-NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q-NY
(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q+NX-NL	(CE) 0,9G+1,6WXLC
(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q-NX-NL	(CE) 0,9G+1,6WXRC
(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q+NY-NL	(CE) 0,9G+1,6WYLC
(CE) 1,2G+1,6SLD1+Q-NY-NL	(CE) 0,9G+1,6WYRC
(CE) 0,9G+1,6WXLC+NX-NL	(CE) 0,9G+1,6WXLT
(CE) 0,9G+1,6WXRC-NX-NL	(CE) 0,9G+1,6WXRT
(CE) 0,9G+1,6WYLC-NY-NL	(CE) 0,9G+1,6WYLT
(CE) 0,9G+1,6WYRC+NY-NL	(CE) 0,9G+1,6WYRT
(CE) 0,9G+1,6WXLT+NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXLC
(CE) 0,9G+1,6WXRT-NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXRC
(CE) 0,9G+1,6WYLT-NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYLC
(CE) 0,9G+1,6WYRT+NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYRC
(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXLC+NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXLT
(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXRC-NX-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WXRT
(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYLC-NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYLT
(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYRC+NY-NL	(CE) 1,2G+1,6SLD1+0,8WYRT
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXLC+NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXLC
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXRC-NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXRC
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYLC-NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYLC
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYRC+NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYRC
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXLT+NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WXLT
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYLT-NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYLT
(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYRT+NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,5SLD1+1,6WYRT
(CE) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ
(CE) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ
(CE) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ
(CE) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ

Tablo B2.1.(Devamı) Çalışmada kullanılan kombinasyonlar

I.MGAYT Kombinasyonları	I.BBYT Kombinasyonları
(CE) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ
(CE) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ
(CE) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ
(CE) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3EZ+NX- NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3E Z
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX- 0,3EY+0,3EZ+NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX- 0,3EY+0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX+0,3EY+0,3EZ- NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1- EX+0,3EY+0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ- NX-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX- 0,3EY+0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3EZ+NY- NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3E Z
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY- 0,3EX+0,3EZ+NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY- 0,3EX+0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY+0,3EX+0,3EZ- NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1- EY+0,3EX+0,3EZ
(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ- NY-NL	(CE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY- 0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3EZ+NX- NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3E Z
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX- 0,3EY+0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX- 0,3EY+0,3EZ

Tablo B2.1.(Devamı) Çalışmada kullanılan kombinasyonlar

I.MGAYT Kombinasyonları	I.BBYT Kombinasyonları
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX+0,3EY+0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX+0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY-0,3EX+0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY-0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY+0,3EX+0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY+0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EX+0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EX-0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EX+0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EX-0,3EY-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EY+0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G+EY-0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EY+0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 0,9G-EY-0,3EX-0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX+0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX-0,3EY+0,3EZ+NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EX-0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX+0,3EY+0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX+0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ-NX-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EX-0,3EY+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY+0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY-0,3EX+0,3EZ+NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1+EY-0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY+0,3EX+0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY+0,3EX+0,3EZ
(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ-NY-NL	(CE)(DxE)(CBF) 1,2G+Q+0,2SLD1-EY-0,3EX+0,3EZ

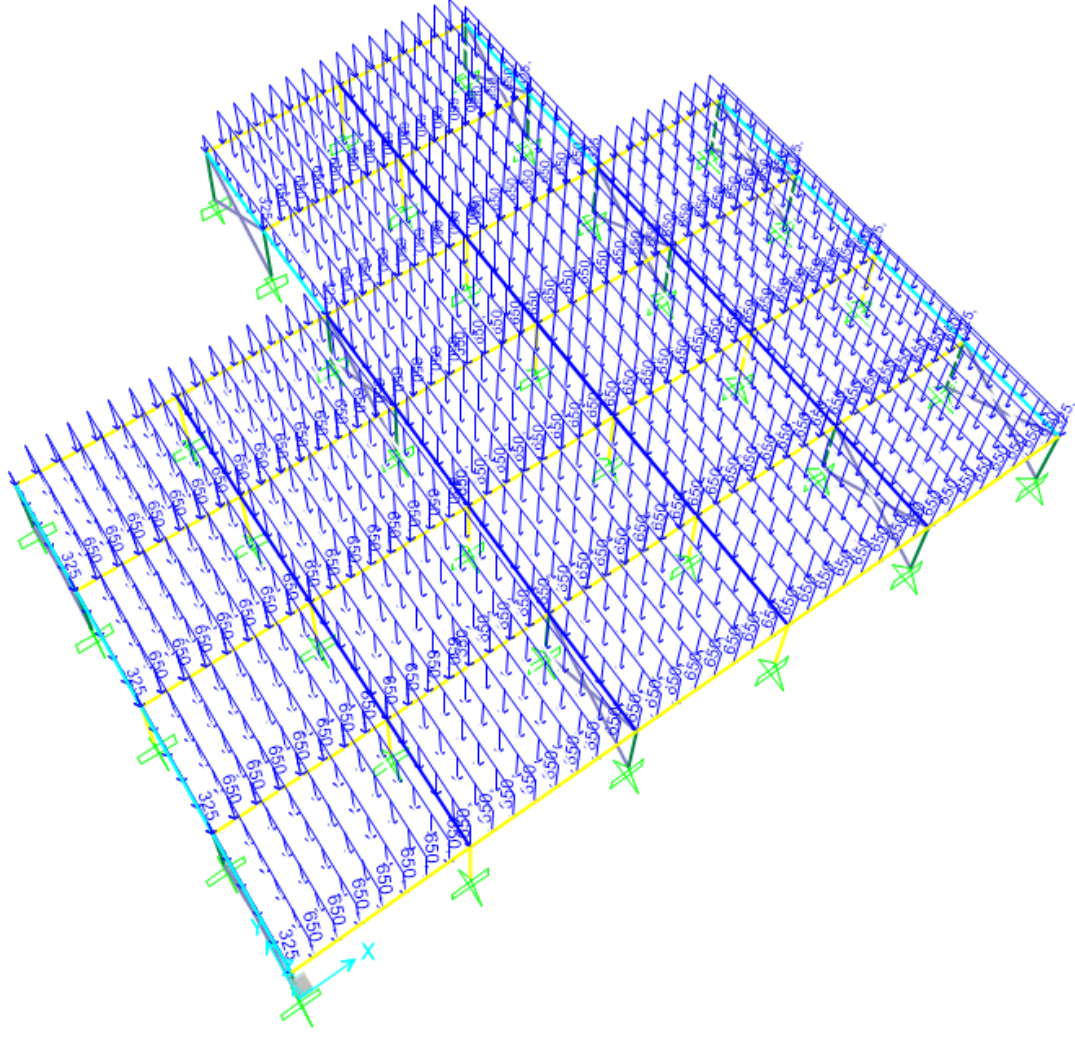
Tablo B2.2. Yük tanımlarının açıklamaları ve ait olduğu yük birleşimi gösterimi

Yük Tanımı	Açıklaması	Yük Birleşimi Gösterimi
SELFWEIGHT	Yapının kendi ağırlığı	G
DEAD	Döşeme zati ağırlığı ve kaplama yükleri	G
WALL	Duvar yükleri	G
SNOW D1	Kar yükü	S
LIVE	Döşeme hareketli yükleri	Q
EX	X yönünde deprem yükü	EX
EY	Y yönünde deprem yükü	EY
EZ	Düşey deprem yükü	EZ
WIND XL T	X doğrultusunda soldan esen rüzgar yükü (çatı çekme etkisinde)	WXLT
WIND XR T	X doğrultusunda sağdan esen rüzgar yükü (çatı çekme etkisinde)	WXRT
WIND YL T	Y doğrultusunda soldan esen rüzgar yükü (çatı çekme etkisinde)	WYLT
WIND YR T	Y doğrultusunda sağdan esen rüzgar yükü (çatı çekme etkisinde)	WYRT
WIND XL C	X doğrultusunda soldan esen rüzgar yükü (çatı basınç etkisinde)	WXLC
WIND XR C	X doğrultusunda sağdan esen rüzgar yükü (çatı basınç etkisinde)	WXRC
WIND YL C	Y doğrultusunda soldan esen rüzgar yükü (çatı basınç etkisinde)	WYLC
WIND YR C	Y doğrultusunda sağdan esen rüzgar yükü (çatı basınç etkisinde)	WYRC
N-DEAD_X	“DEAD” yüklemesine ait x yönünde yatay fiktif yük	NX
N-DEAD_Y	“DEAD” yüklemesine ait y yönünde yatay fiktif yük	NY
N-SELFWEIGHT_X	“SELFWEIGHT” yüklemesine ait x yönünde yatay fiktif yük	NX
N-SELFWEIGHT_Y	“SELFWEIGHT” yüklemesine ait y yönünde yatay fiktif yük	NY
N-LIVE_X	“LIVE” yüklemesine ait x yönünde yatay fiktif yük	NX
N-LIVE_Y	“LIVE” yüklemesine ait y yönünde yatay fiktif yük	NY
N-WALL_X	“WALL” yüklemesine ait x yönünde yatay fiktif yük	NX

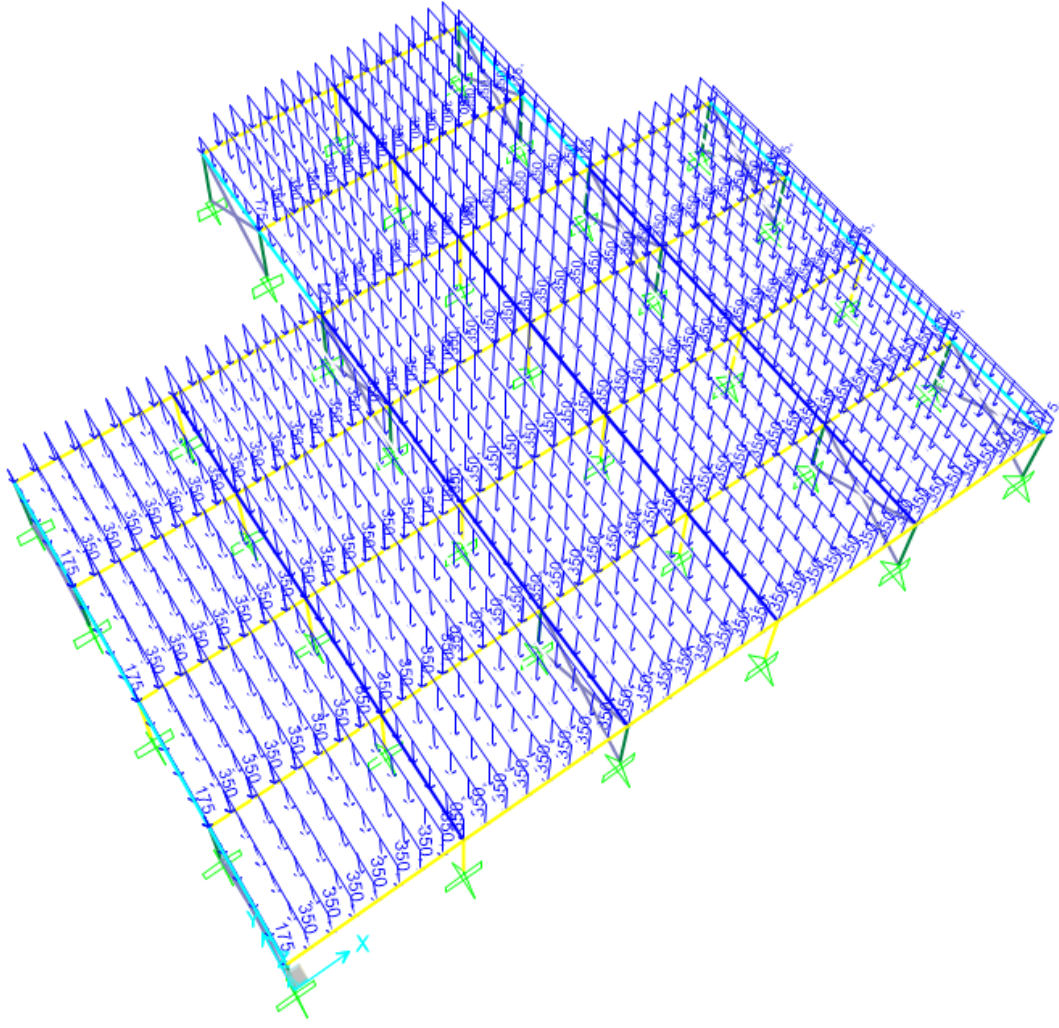
Tablo B2.2.(Devamı) Yük tanımlarının açıklamaları ve ait olduğu yk birleğimi gösterimi

Yük Tanımı	Açıklaması	Yük Birleğimi Gösterimi
N-WALL_Y	“WALL” yüklemesine ait y yönünde yatay fiktif yük	NY
N-SNOW D1_X	“SNOW D1” yüklemesine x yönünde yatay fiktif yük	NX
N-SNOW D1_Y	“SNOW D1” yüklemesine y yönünde yatay fiktif yük	NY

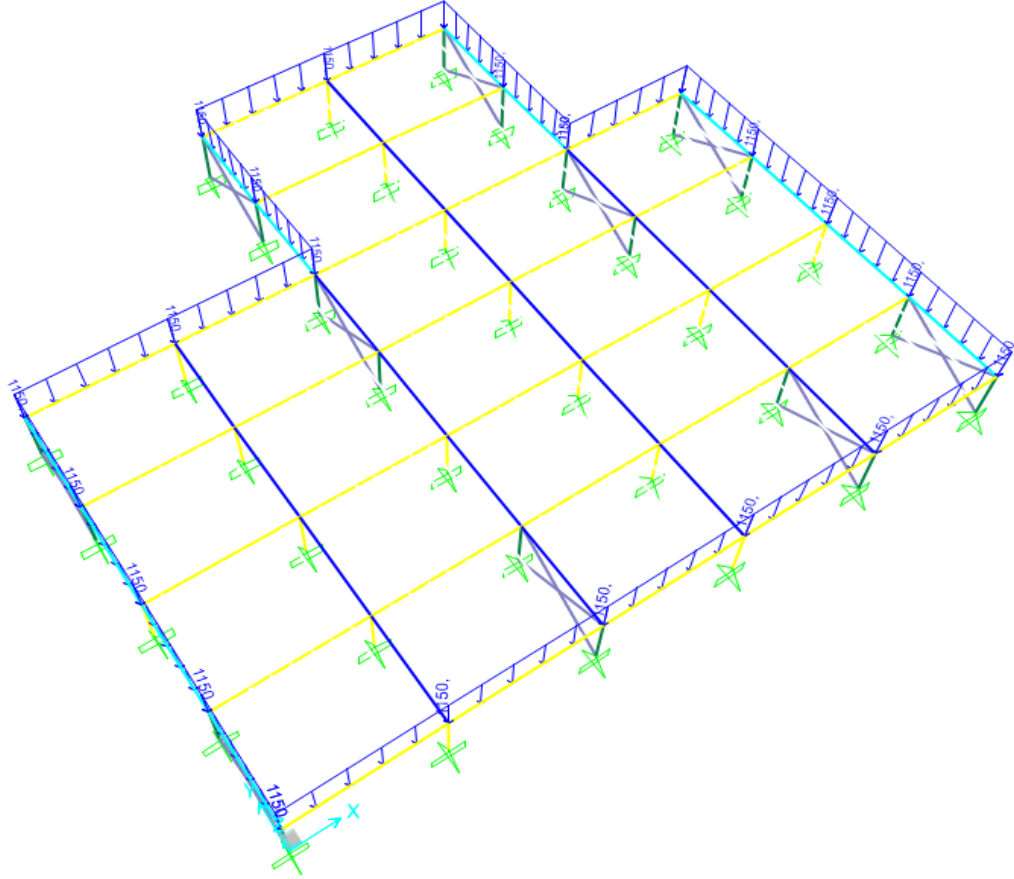
EK C Yapılan Yüklemler



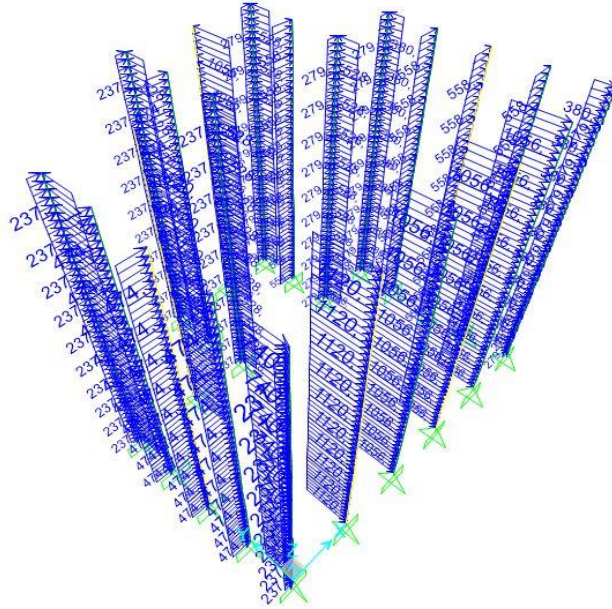
Şekil C.1. “Dead” yük tanımı altında yapılan yükleme tip kat örneği gösterimi



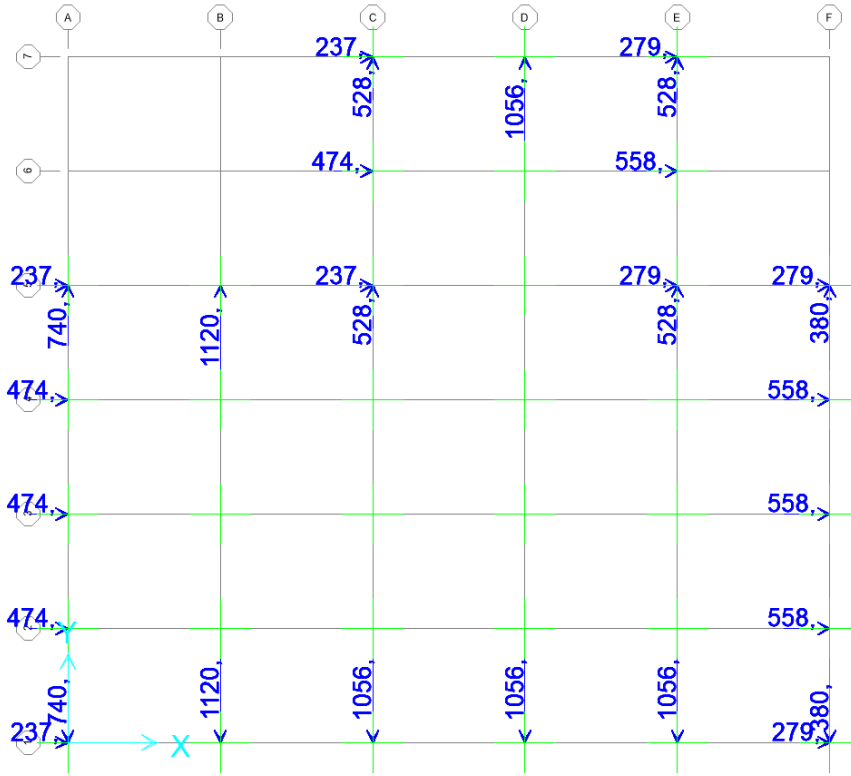
Şekil C.2. “Live” yük tanımı altında yapılan yükleme tip kat örneği gösterimi



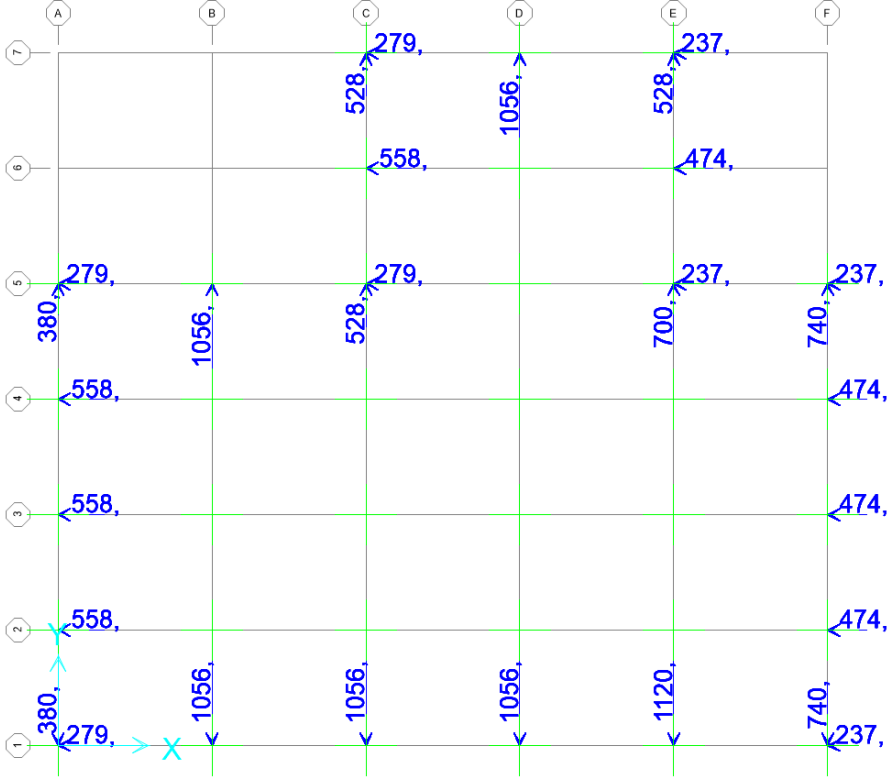
Şekil C.3. “Wall” yük tanımı altında yapılan yükleme tip kat örneği gösterimi



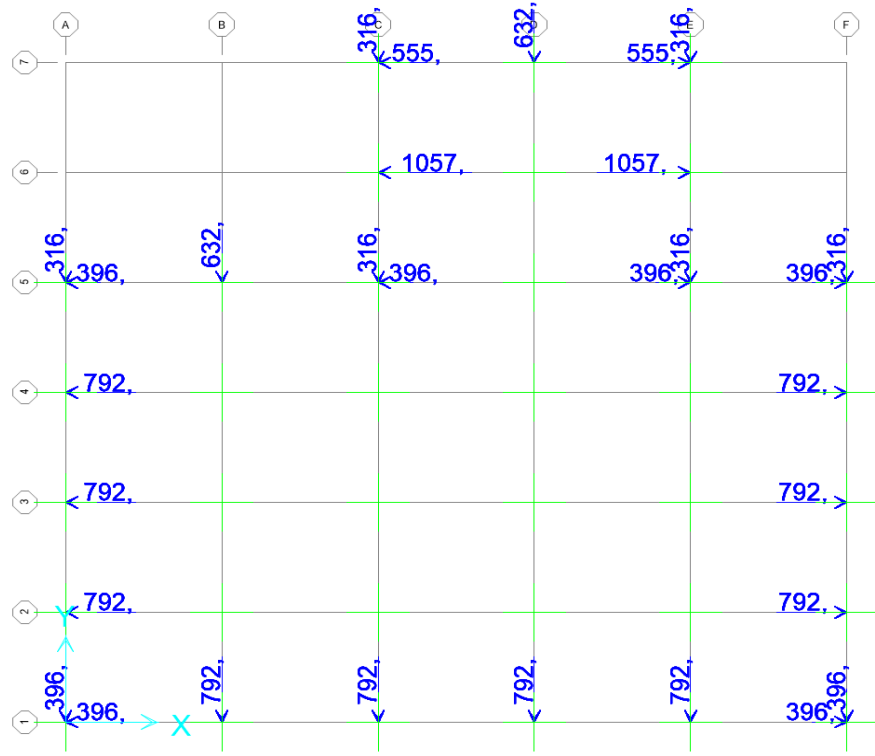
Şekil C.4. Rüzgar yüklemeleri için örnek 3B gösterimi



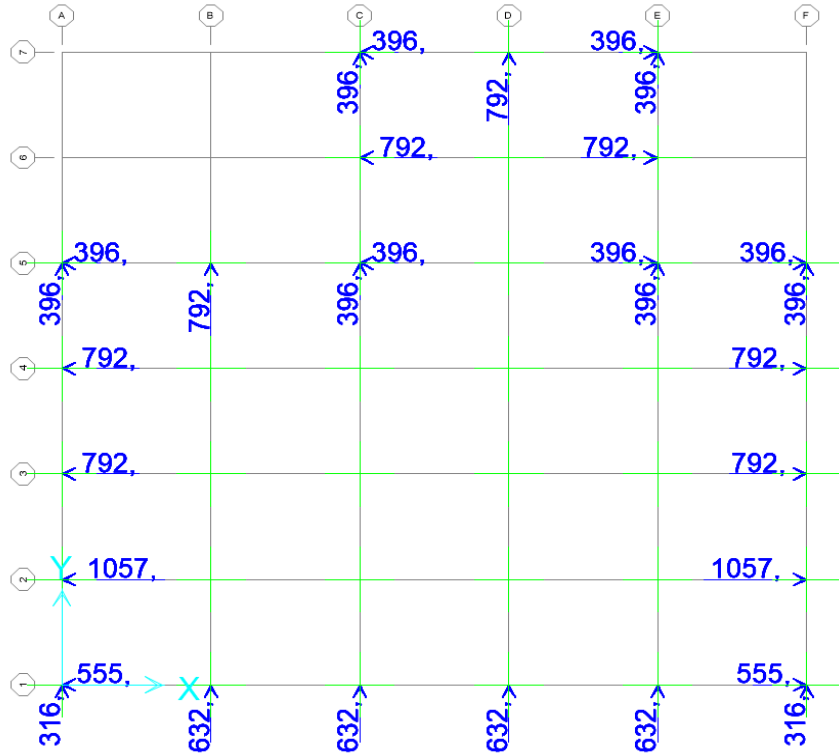
Şekil C.5. “WIND XLT” ve ” WIND XLC” yük tanımı altında yapılan yükleme gösterimi



Şekil C.6. “WIND XRT” ve ” WIND XRC” yük tanımı altında yapılan yükleme gösterimi

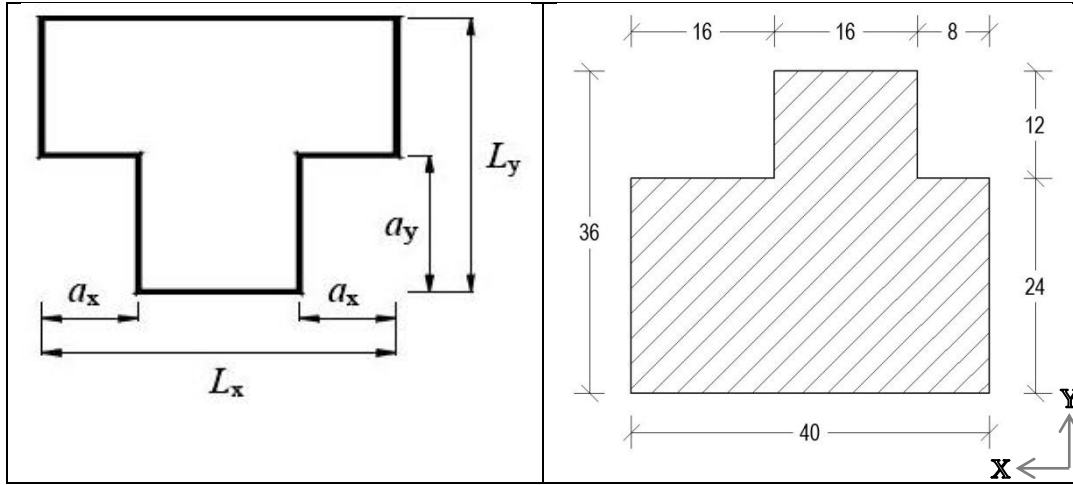


Şekil C.7. “WIND YLT” ve ” WIND YLC” yük tanımı altında yapılan yükleme gösterimi



Şekil C.8. “WIND YRT” ve ” WIND YRC” yük tanımı altında yapılan yükleme gösterimi

EK D A3 Türü Düzensizlik Hesapları



Şekil D.1. TBDY-2018 A3 türü düzensizliği lejantları ve yapının plan kenar uzunlukları

X Doğrultusu

$$a_x > 0,2L_x$$

$$12 > 0,2 \times 36 = 7,2$$

Y Doğrultusu

$$a_y > 0,2L_x$$

$$16 > 0,2 \times 40 = 8$$

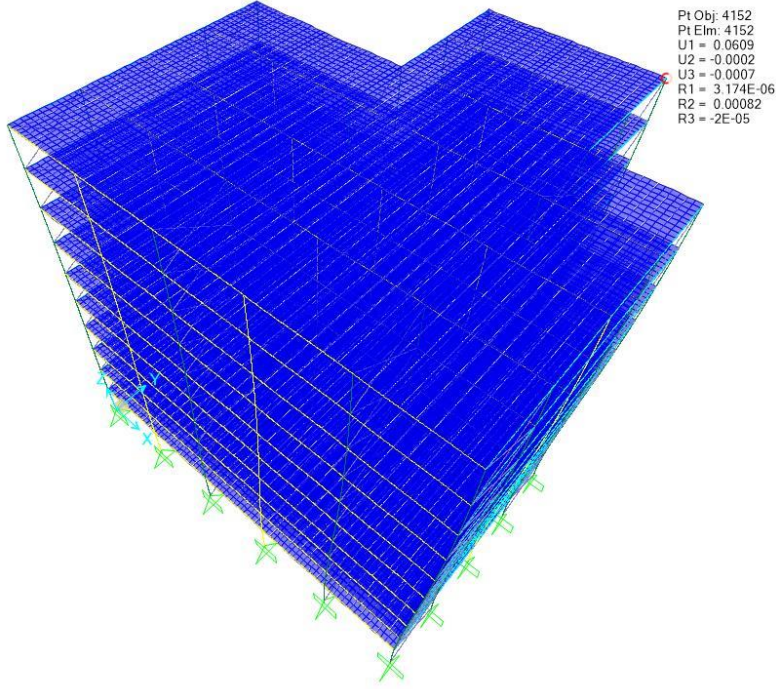
A3 türü düzensizliği mevcuttur.

Tablo D.1. Ex yüklemesi altında döşeme kenar depaslaşmaları

Konum	Düğüm Noktası	Deplasman
Sağ	4152	0,0609
Sağ Orta	4125	0,0606
Sol Orta	4062	0,0603
Sol	4060	0,0600

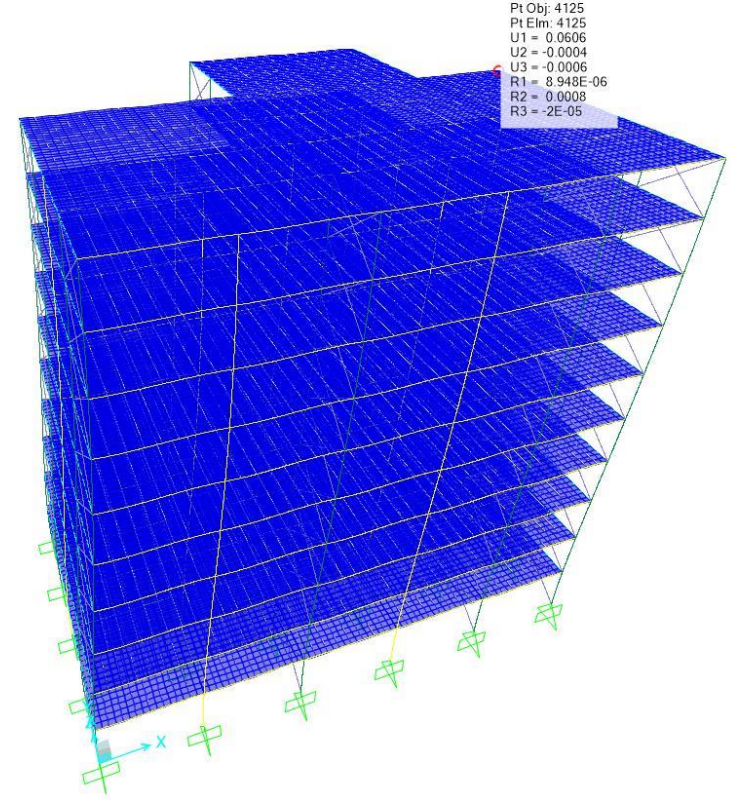
Deformed Shape (EX)

x



Deformed Shape (EX)

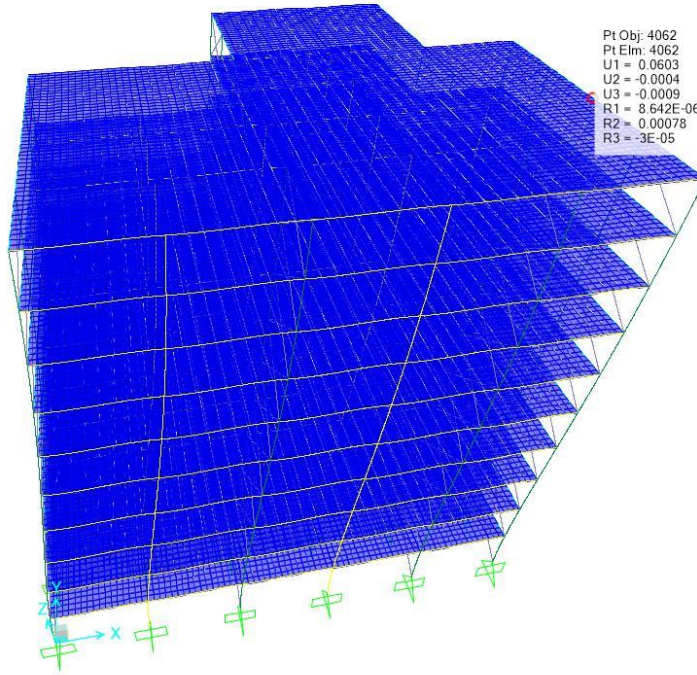
x



Şekil D.2. Döşeme Kenar Noktaları Deplasmanları 1

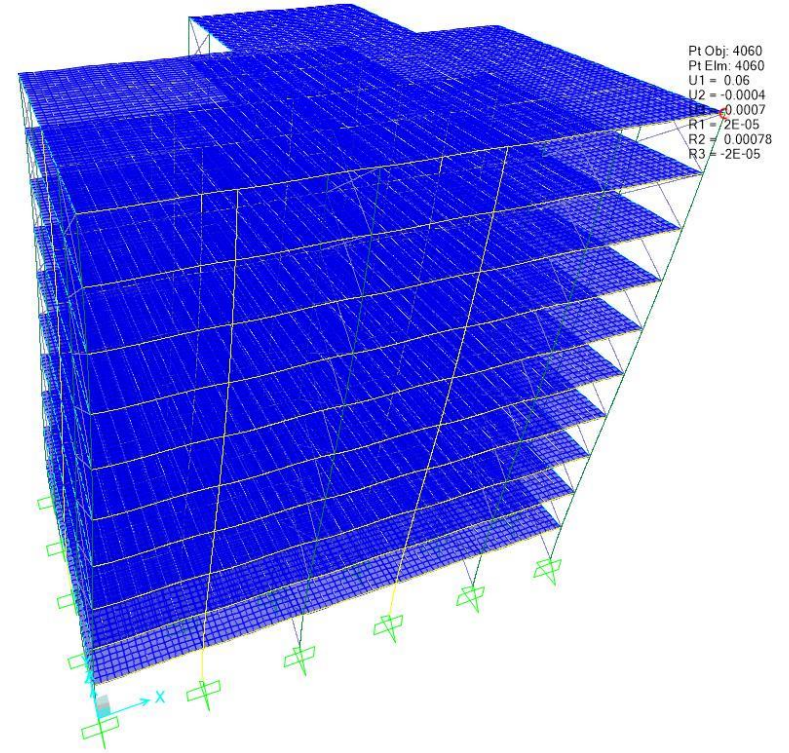
Deformed Shape (EX)

X



Deformed Shape (EX)

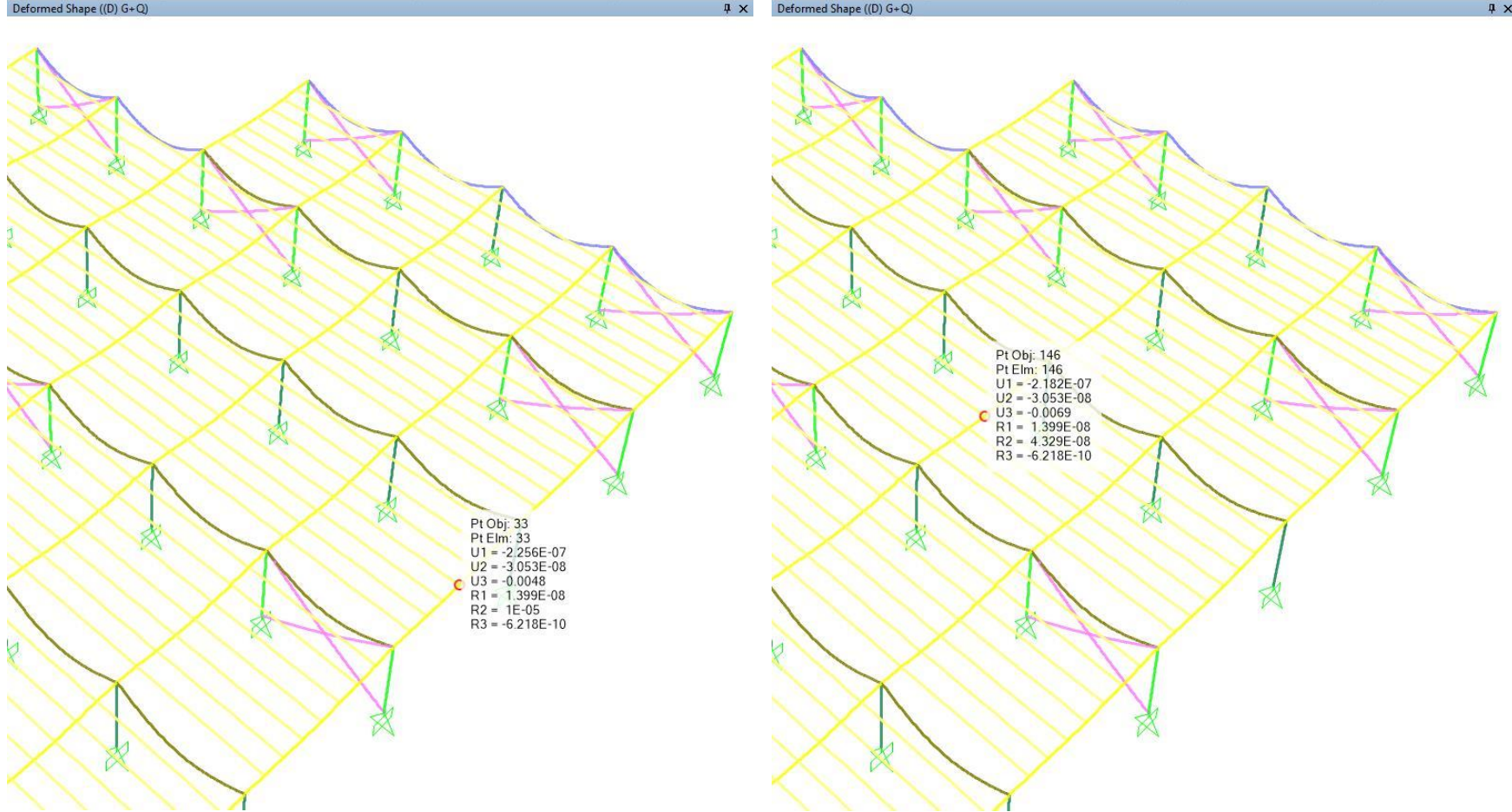
X



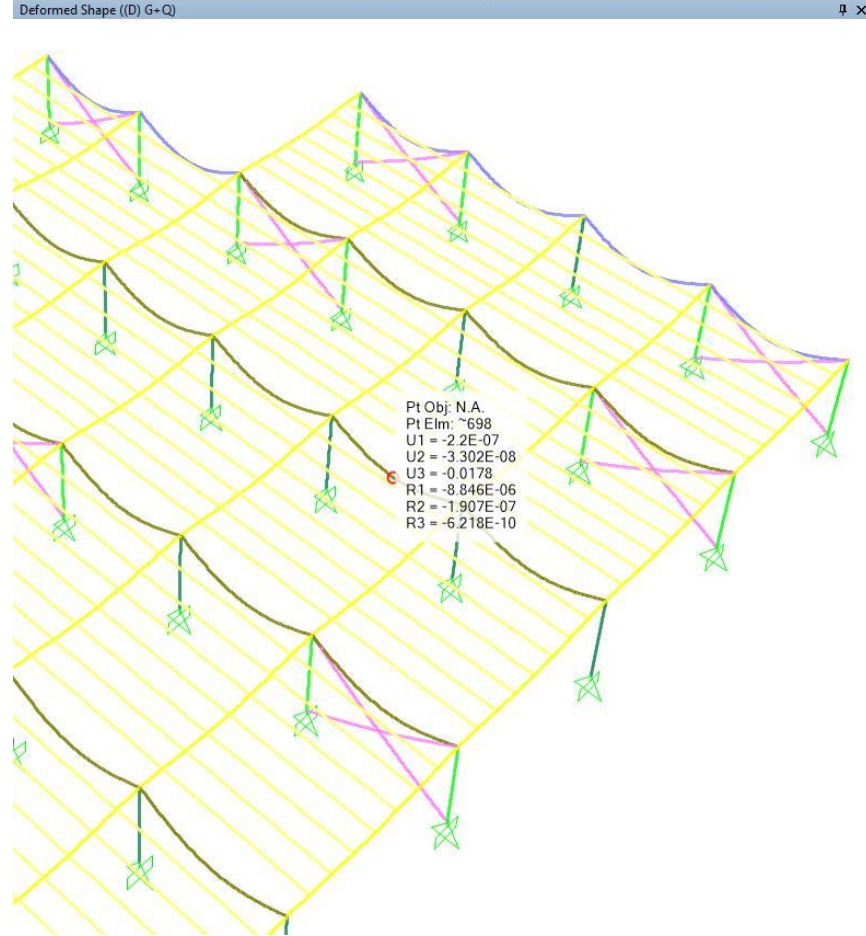
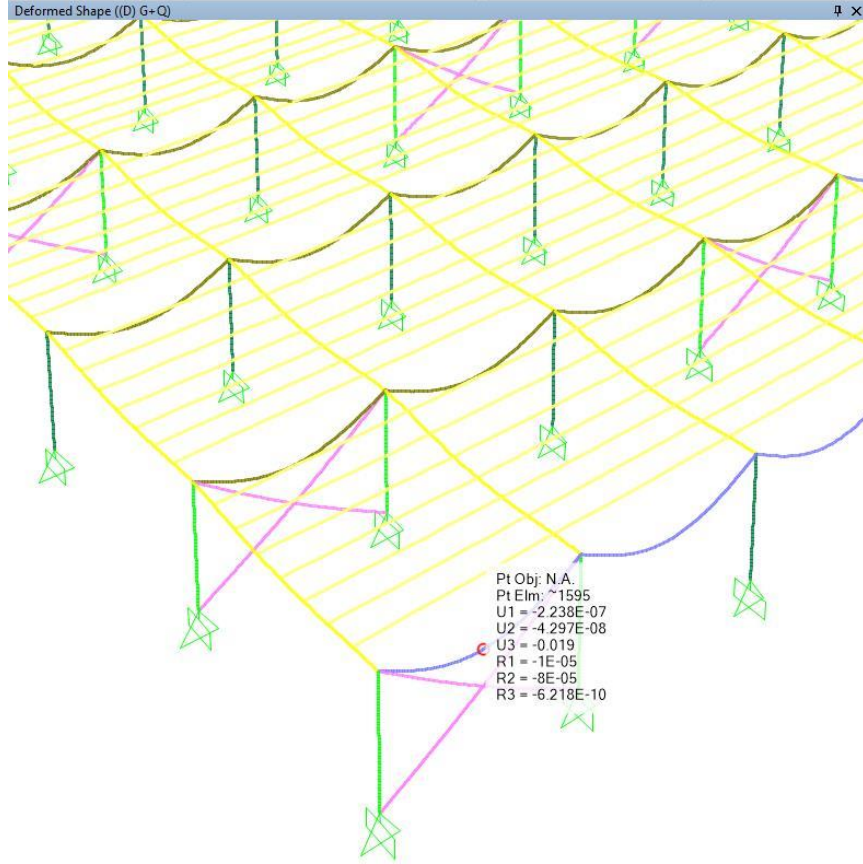
Şekil D.3. Döşeme Kenar Noktaları Deplasmanları 2

EK E Sehim Kontrolleri

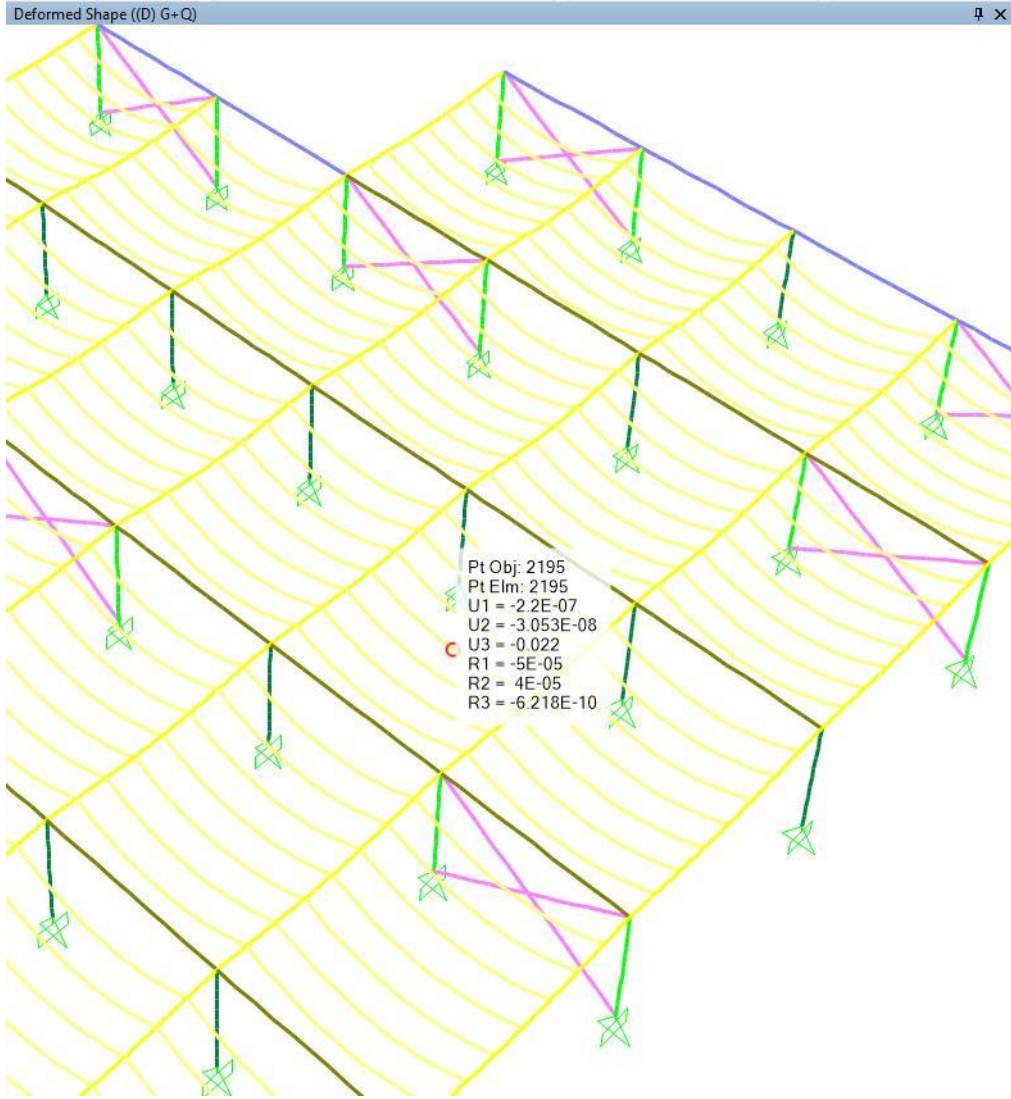
159



Şekil E.1. 1. Kat taşıyıcı sistemi eleman maksimum deplasmanları 1

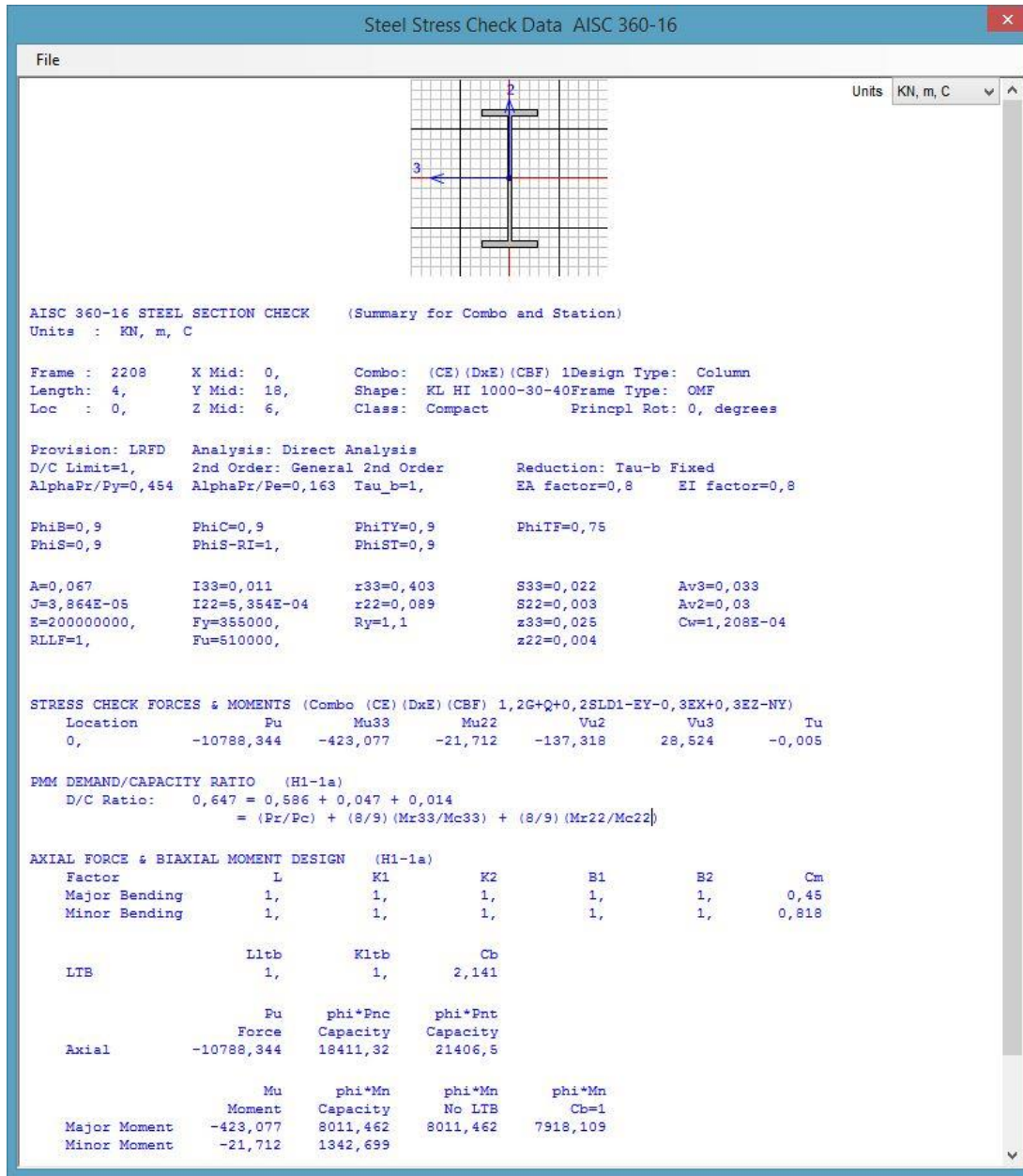


Şekil E.2. 1. Kat taşıyıcı sistemi eleman maksimum deplasmanları 2

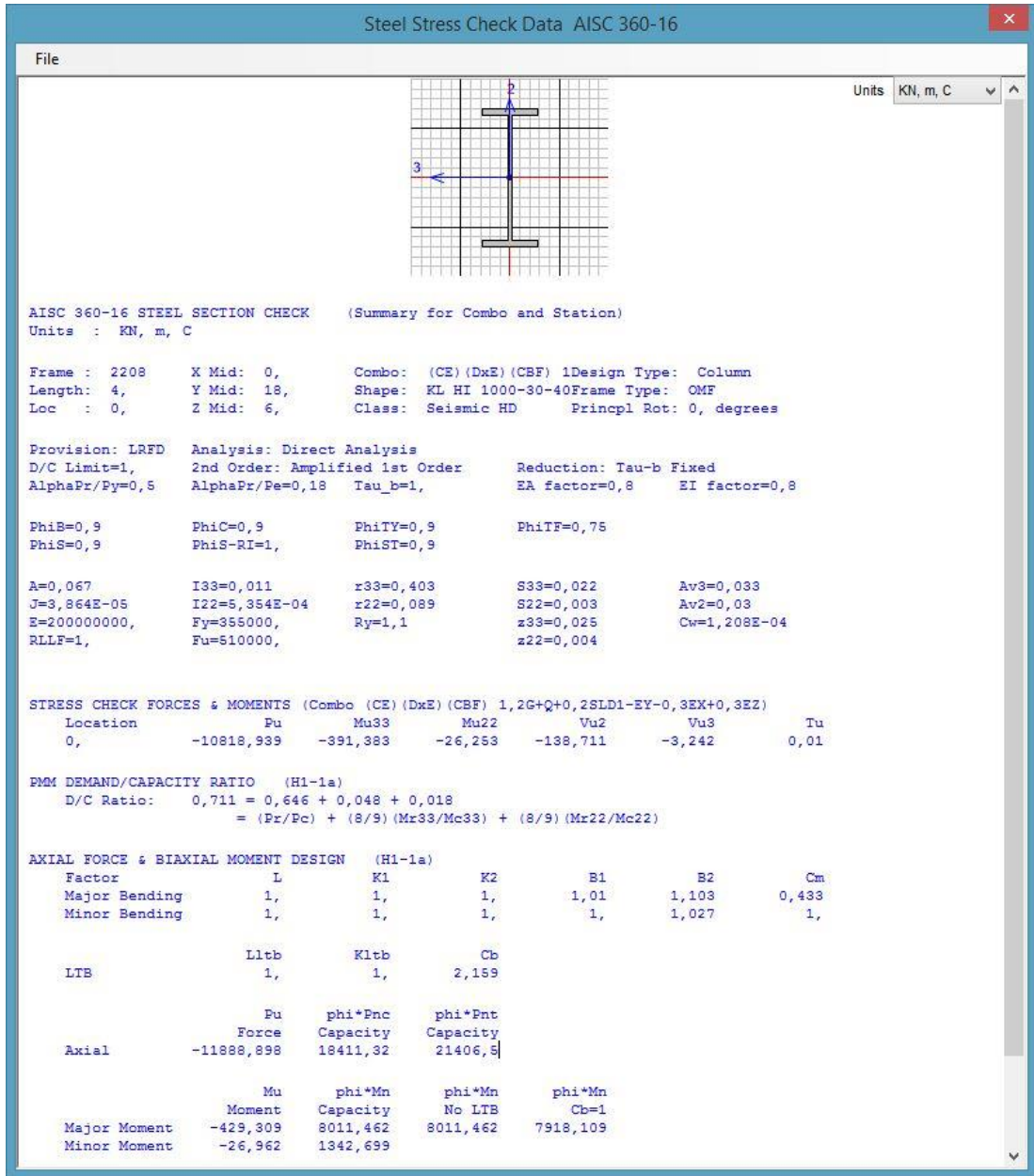


Şekil E.3. 1. Kat taşıyıcı sistemi eleman maksimum deplasmanları 3

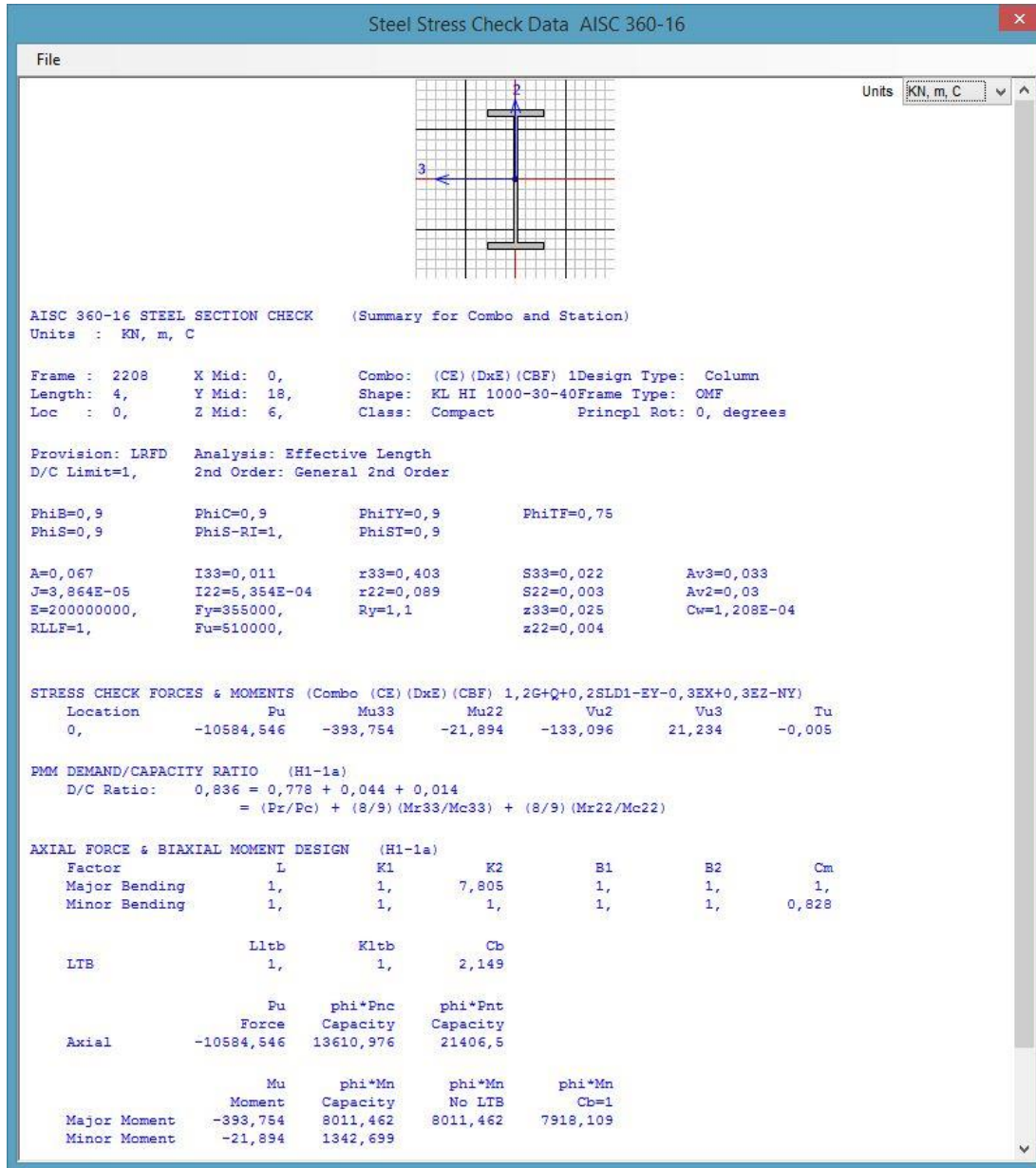
EK F SAP2000 Dizayn Detayları



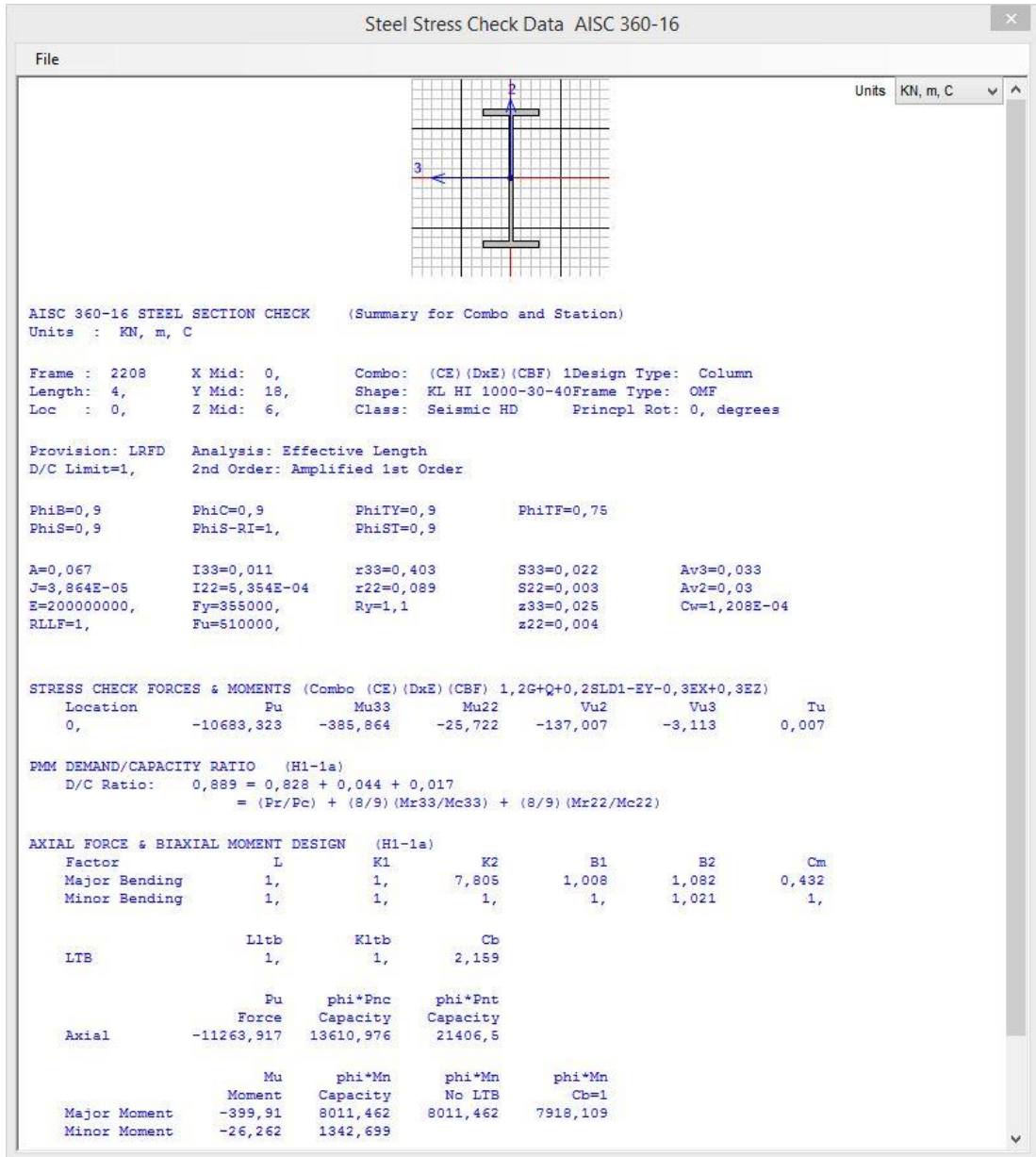
Şekil F.1. KL2008 kolonu (II.MGAYT) Sap2000 değer ve sonuçları



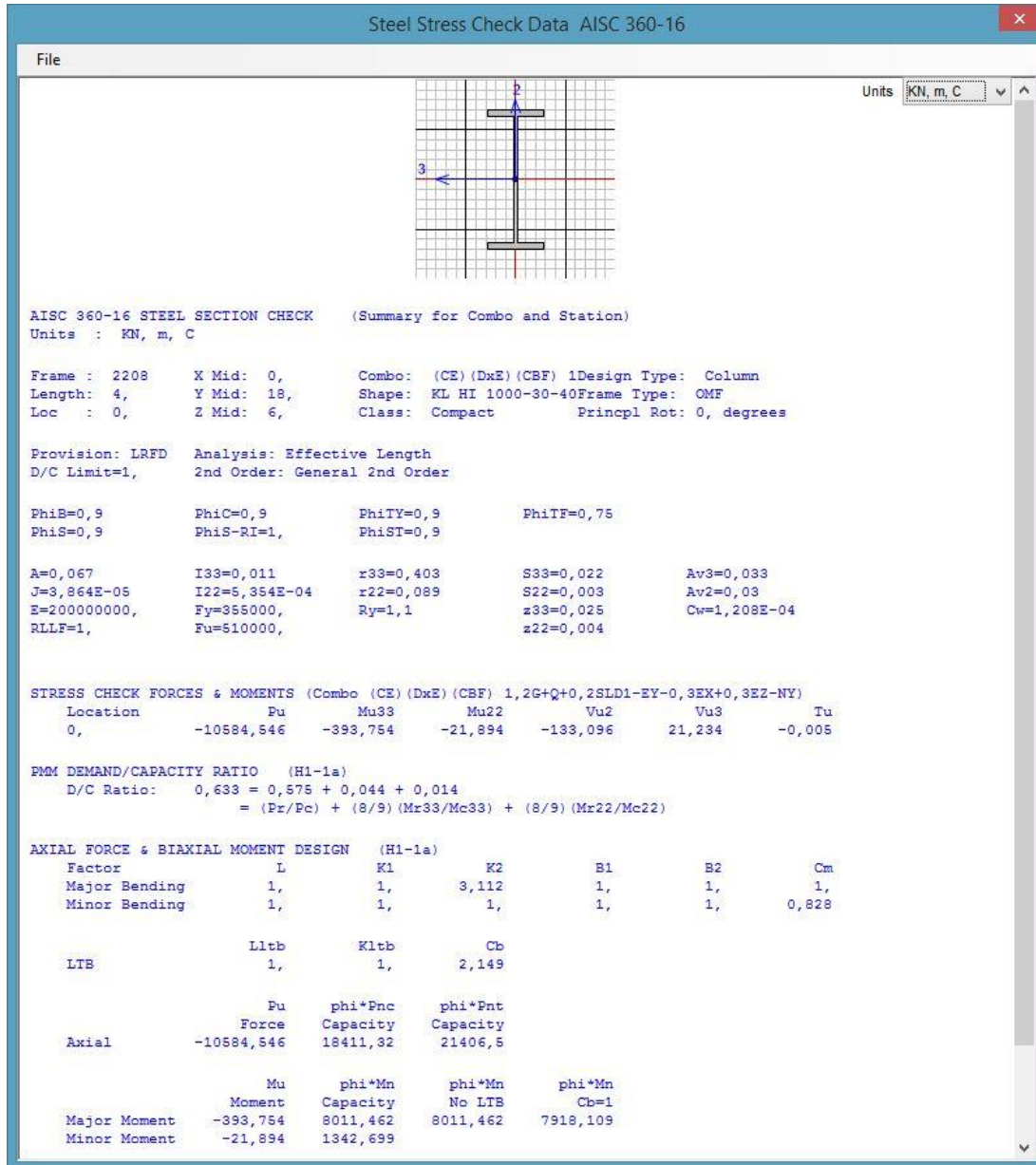
Şekil F.2. KL2008 kolonu (I.MGAYT) Sap2000 değer ve sonuçları



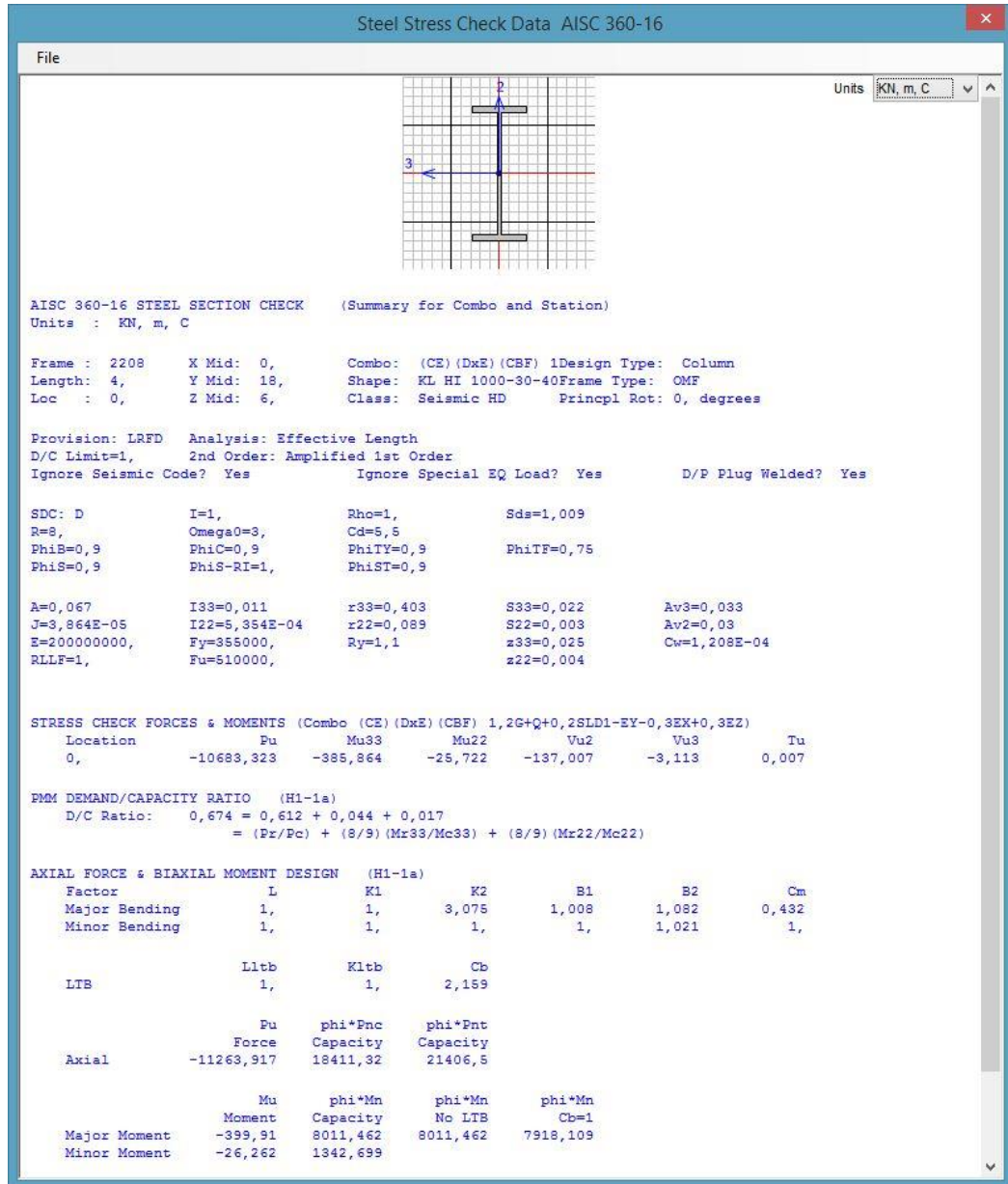
Şekil F.3. ÇYTHYE'ye göre hesaplanmış K değeri ile KL2008 kolonu II.MBBYT Sap2000 değer ve sonuçları



Şekil F.4. ÇYTHYE'ye göre hesaplanmış K değeri ile KL2008 kolonu I.MBBYT Sap2000 değer ve sonuçları



Şekil F.5. AISC'ye göre hesaplanmış K değeri ile KL2008 kolonu II.MBBYT Sap2000 değer ve sonuçları



Şekil F.6. AISC'ye göre hesaplanmış K değeri ile KL2008 kolonu I.MBBYT Sap2000 değer ve sonuçları

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Barış YOMRALIOĞLU

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2010, Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- **Yükseklisans** : Devam ediyor, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Bilim Dalı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2010-2011 yılları arasında Hedef Yapı San. Ve Tic. Ltd. Şti.'nde Şantiye Şefi olarak çalıştı.
- 2011-2012 yılları arasında ÇMT inşaat San. ve Tic. Ltd. Şti.'nde Saha Mühendisi olarak çalıştı.
- 2013-2018 yılları arasında A-C Yapı Müh. Müş. firmasında Kıdemli Statik Proje Mühendisi olarak çalıştı.
- 2018-2021 yılları arasında PD Müh. Müş. Hiz. Ltd. Şti.'ni kurdu.
- 2021-2022 yılları arasında Genkon Müh. Müş. İnş ve Tic. A.Ş.'de Statik Departmanı Bölüm Şefliği yaptı.
- 2022-2023 yılları arasında Promer Müh. Müş. A.Ş.'de Kıdemli Statik Proje Mühendisliği yaptı.

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- Yomralıoğlu, B., Ağcakoca E.,12. Uluslararası Mühendislik Mimarlık ve Tasarım Kongresi, Güncel Yönetmeliklerde Bulunan Farklı Stabilitate Yöntemlerinin Çelik Yapı Üzerinde İncelenmesi, 23-24-25 ARALIK 2023, Türkiye