

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇELİK YÜKSEK BİR BİNANIN TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI**



**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Ceyhun ÇAKMAKLI**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

**KASIM 2019**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇELİK YÜKSEK BİR BİNANIN TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Ceyhun ÇAKMAKLI  
(501151068)**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

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

**KASIM 2019**



İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501151068 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ceyhun ÇAKMAKLI, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ÇELİK YÜKSEK BİR BİNANIN TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

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

**Jüri Üyeleri:**      **Prof. Dr. Elişan Filiz PİROĞLU**      .....  
İstanbul Teknik Üniversitesi

**Dr. Öğr. Üyesi Fatih ALEMDAR**      .....  
Yıldız Teknik Üniversitesi

**Teslim Tarihi**      : 11 Ekim 2019  
**Savunma Tarihi**    : 6 Kasım 2019



## ÖNSÖZ

Hem lisans hem yüksek lisans öğrenimim boyunca kendisinden çok şey öğrendiğim, bana değerli vaktini ayıran, beni sabırla dinleyen ve sorunlarıma çözüm bulan değerli danışmanım Doç. Dr. Barlas Özden Çağlayan'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım süresince yardımlarını esirgemeyen değerli arkadaşlarım İnş. Müh. Ömer Faruk Özgür, İnş. Yük. Müh. Uygur Çağatay Koçluk, İnş. Yük. Müh. Ferit Kürkçü ve İnş. Yük. Müh. Ferit Ömerbeyoğlu'na teşekkürü borç bilirim.

Tüm hayatım boyunca her türlü konuda beni destekleyen aileme ne kadar teşekkür etsem azdır.

Ve son olarak varlığı ile hayatımı güzelleştiren, destekleri ile bu tezin tamamlanmasında çok büyük emeği olan Ebru Sarıoğlu'na teşekkür ederim.

Kasım 2019

Ceyhun ÇAKMAKLI  
(İnşaat Mühendisi)





## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER .....	vii
KISALTMALAR .....	ix
SEMBOLLER .....	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET .....	xix
SUMMARY .....	xxi
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı .....	1
<b>2. YAPI HAKKINDA GENEL BİLGİLER.....</b>	<b>3</b>
2.1 Yapı Geometrisi .....	3
2.2 Bina Taşıyıcı Sistemi .....	3
2.3 Deprem Tasarım Parametreleri .....	7
2.3.1 Harita spektral ivme katsayıları .....	7
2.3.2 Yatay elastik tasarım spektrumları.....	8
2.3.3 Bina kullanım sınıfı ve bina önem katsayısı .....	9
2.3.4 Deprem tasarım sınıfı.....	9
2.3.5 Bina yükseklik sınıfı .....	10
2.3.6 Bina performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları .....	10
2.3.7 Düzensizlik kontrolleri.....	11
<b>3. YAPIYA ETKİYEN YÜKLER .....</b>	<b>15</b>
3.1 Sabit ve Hareketli Yükler .....	15
3.1.1 Yapı zati ağırlığı (DL).....	15
3.1.2 İlave ölü yükler (SD).....	15
3.1.3 Hareketli yükler (LL) .....	15
3.1.4 Kar yükü (SL) .....	16
3.1.5 Fiktif yükler ( $N_G$ , $N_Q$ , $N_S$ ) .....	16
3.2 Rüzgâr Yükleri (WL) .....	17
3.2.1 Tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncının hesaplanması.....	17
3.2.1.1 Esas değerler .....	17
3.2.1.2 Ortalama rüzgâr hızı.....	18
3.2.1.3 Arazi engebелiliği .....	18
3.2.1.4 Arazi orografisi .....	18
3.2.1.5 Rüzgâr türbülansı .....	19
3.2.1.6 Tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncı .....	19
3.2.2 Binaya etkiyen rüzgâr yükleri .....	19
3.2.2.1 Basınc katsayıları .....	20
3.2.2.2 Yapısal katsayı .....	21
3.2.2.3 Katlara etkiyen rüzgâr yükleri.....	22

3.2.3 Vorteks titreşimleri.....	23
3.2.4 Rüzgâr etkisi altında konfor kontrolleri .....	24
3.2.4.1 Rüzgâr etkisi altında tepe noktası deplasmanı .....	24
3.2.4.2 Karakteristik tepe ivmesi.....	25
3.3 Deprem Yükleri (E).....	26
3.3.1 Doğrusal hesap için taşıyıcı sistemin modellenmesine ilişkin kurallar.....	26
3.3.2 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı.....	27
3.3.3 Yatay deprem etkisi altında azaltılmış tasarım ivme spektrumu.....	28
3.3.4 Düşey deprem etkisi .....	29
3.3.5 Mod birleştirme yöntemi .....	29
3.3.6 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı kontrolü.....	31
3.4 Yük Kombinasyonları .....	33
<b>4. TBDY – 2018 UYARINCA YÜKSEK BİNA TASARIM AŞAMALARI .....</b>	<b>35</b>
4.1 Tasarım Aşaması I: DD-2 Deprem Yer Hareketi Altında Ön Tasarım - Boyutlandırma .....	35
4.1.1 Görelî kat ötelemelerinin hesaplanması ve sınırlandırılması .....	36
4.1.2 İkinci mertebeye etkilerinin sınırlandırılması .....	37
4.1.3 Boyutlandırma hesapları .....	39
4.1.3.1 Moment aktaran çerçeve girişlerinin boyutlandırılması.....	40
4.1.3.2 Çaprazların boyutlandırılması .....	43
4.1.3.3 Mekanizma durumunda çapraz elemanların olası dayanımları .....	45
4.1.3.4 Merkezi Çaprazlı Çerçeve Girişlerinin Boyutlandırılması.....	46
4.1.3.5 Kolonların boyutlandırılması .....	51
4.2 Tasarım Aşaması II: DD-4 Deprem Yer Hareketi Altında Kesintisiz Kullanım İçin Değerlendirme.....	54
4.2.2 Deprem etkilerinin tanımlanması ve yük birleşimleri.....	55
4.2.3 II. aşama performans değerlendirmesi .....	57
4.3 Tasarım Aşaması III: DD-1 Deprem Yer Hareketi Altında Göçmenin Önlenmesi Performans Hedefi için Değerlendirme – İyileştirme .....	62
4.3.1 Taşıyıcı sistemin modellenmesi .....	64
4.3.1.1 Genel modelleme kuralları .....	64
4.3.1.2 Plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması .....	64
4.3.2 Deprem etkisi .....	72
4.3.2.1 Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi .....	72
4.3.2.2 Deprem etkisinin tanımlanması ve diğer etkilerle birleştirilmesi .....	75
4.3.3 Analizin Sonuçlandırılması .....	78
<b>5. SONUÇLAR .....</b>	<b>83</b>
<b>KAYNAKLAR .....</b>	<b>87</b>
<b>EKLER.....</b>	<b>89</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ.....</b>	<b>95</b>

## KISALTMALAR

<b>AFAD</b>	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
<b>AISC 360-16</b>	: Specification for Structural Steel Buildings
<b>BYS</b>	: Bina Yükseklik Sınıfı
<b>CQC</b>	: Tam Karesel Birleştirme
<b>ÇYTHYE</b>	: Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar
<b>DGT</b>	: Dayanıma Göre Tasarım
<b>DTS</b>	: Deprem Tasarım Sınıfı
<b>E/K</b>	: Etki / Kapasite
<b>FEMA</b>	: Federal Emergency Management Agency
<b>GÖ</b>	: Göçmenin Önlenmesi
<b>IYBRY</b>	: İstanbul Yüksek Binalar Rüzgâr Yönetmeliği
<b>KH</b>	: Kontrollü Hasar
<b>KK</b>	: Kesintisiz Kullanım
<b>PEER</b>	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
<b>PSA</b>	: Pseudo Spectral Acceleration
<b>SH</b>	: Sınırlı Hasar
<b>ŞGDT</b>	: Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım
<b>TBDY-2018</b>	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
<b>TDTH</b>	: Türkiye Deprem Tehlike Haritası
<b>TH</b>	: Time History
<b>TS EN 1991-1-4</b>	: Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-4: Genel Etkiler – Rüzgâr Etkileri (Eurocode 1)
<b>UTC</b>	: Coordinated Universal Time



## SEMBOLLER

- A<sub>fr</sub>** : Rüzgarın temas edip geçtiği alan
- A<sub>ref</sub>** : Referans alan
- c<sub>dir</sub>** : Doğrultu katsayısı
- c<sub>fr</sub>** : Sürtünme katsayısı
- c<sub>o(z)</sub>** : Orografi katsayısı
- c<sub>pe</sub>** : Bina dış basınç katsayıları
- c<sub>pe,1</sub>** : 1 m<sup>2</sup> veya daha küçük yüzey alanları için kullanılan bina dış basınç katsayısı
- c<sub>pe,10</sub>** : 10 m<sup>2</sup> ve daha büyük yüzey alanları için kullanılan bina dış basınç katsayısı
- c<sub>pe,10,D</sub>** : Rüzgârın yaklaştığı yöndeki yüzeyde basınç katsayısı
- c<sub>pe,10,E</sub>** : Rüzgârın uzaklaştığı yöndeki yüzeyde basınç katsayısı
- c<sub>r(z)</sub>** : Engebellik katsayısı
- c<sub>s</sub>c<sub>d</sub>** : Yapısal katsayı
- c<sub>season</sub>** : Mevsim katsayısı
- c<sub>prob</sub>** : Olasılık katsayısı
- d/b** : Derinlik / genişlik
- F<sub>fr</sub>** : Dış yüzeylere paralel rüzgâr sürtünmelerinden oluşan kuvvet
- f<sub>oy</sub>** : Binanın rüzgâra dik doğrultudaki doğal titreşim periyodu
- F<sub>w</sub>** : Rüzgar kuvveti
- F<sub>w,e</sub>** : Dış basınç kaynaklı rüzgar sürtünme kuvveti
- F<sub>w,i</sub>** : İç basınç kaynaklı rüzgar sürtünme kuvveti
- I** : Bina Önem Katsayısı
- k<sub>1</sub>** : Türbülans katsayısı
- k<sub>r</sub>** : Arazi katsayısı
- k<sub>p</sub>** : Tepe katsayısı
- l<sub>v(z)</sub>** : Türbülans şiddeti
- P<sub>ns</sub>** : Enkesit basınç kuvveti dayanımı
- P<sub>r</sub>** : YDKT veya GKT yük birleşimi altında hesaplanan gerekli eksenel kuvvet dayanımı
- q<sub>p(z)</sub>** : Tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncı
- S<sub>1</sub>** : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı

- S<sub>D1</sub>** : 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
- S<sub>DS</sub>** : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
- S<sub>s</sub>** : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
- S<sub>t</sub>** : Strouhal Sayısı
- T<sub>A</sub>, T<sub>B</sub>** : Tasarım spektrumu köşe periyotları
- t<sub>r</sub>** : Başlık kalınlığı
- T<sub>L</sub>** : Geçiş periyodu
- t<sub>w</sub>** : Gövde kalınlığı
- v<sub>b</sub>** : Rüzgâr hızı
- V<sub>cr</sub>** : Vorteks akımı için kritik rüzgâr hızı
- v<sub>m</sub>(h)** : Binanın tepe noktasındaki ortalama rüzgâr hızı
- v<sub>m</sub>(z)** : Ortalama rüzgâr hızı
- w<sub>e</sub>** : Rüzgâr basıncı
- Y<sub>i</sub>** : (i) katı döşemesine etkiyen toplam düşey yük
- z<sub>0</sub>** : Engebelik uzunluğunu
- z<sub>min</sub>** : Minimum yükseklik
- α** : Eşdeğer düzeltme katsayısı
- Δ<sub>i</sub>** : Binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
- δ<sub>WL</sub>** : Rüzgâr etkileri altında yapının tepe deplasman değeri
- η<sub>bi</sub>** : i'inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
- η<sub>ki</sub>** : i'inci katta tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı
- ξ<sub>o</sub>** : Binanın birinci moduna karşılık gelen sönüm katsayısı
- σ<sub>a,x</sub>** : Karakteristik rüzgâr doğrultusu ivmesinin standart sapması
- σ<sub>v</sub>** : Türbülansın standart sapması
- τ<sub>b</sub>** : Rijitlik azaltma katsayısı
- DD-1** : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-2** : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-3** : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketi düzeyi
- DD-4** : 50 yılda aşılma olasılığı %68 olan deprem yer hareketi düzeyi
- d<sub>i</sub>** : Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
- E<sub>d</sub><sup>(H)</sup>** : Deprem kuvvetinin yatay bileşeni
- E<sub>d</sub><sup>(Z)</sup>** : Deprem kuvvetinin düşey bileşeni
- F<sub>1</sub>** : 1.0 periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
- F<sub>s</sub>** : Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı

- $\phi_t$  : Toplam eğrilik istemi  
 $\phi_y$  : Eşdeğer akma eğriliği  
 $g$  : Yerçekimi ivmesi  
 $G$  : Bina zati ağırlığı ve ölü yüklerin toplamı  
 $h$  : Kolonun gözönüne alınan deprem doğrultusundaki enkesit boyutu  
 $H_i$  : Binanın  $i$ 'inci katının kat yüksekliği  
 $H_N$  : Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği  
 $L_p$  : Plastik mafsal boyu  
 $M_i$  : Binanın  $i$ 'inci katının kütlesi  
 $M_n$  :  $n$ 'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle  
 $M_u$  : Maksimum kesit momenti  
 $M_s$  : Depremin yüzey dalgası büyüklüğü  
 $M_w$  : Depremin moment büyüklüğü  
 $M_{xn}$  : Gözönüne alınan  $x$  deprem doğrultusunda binanın  $n$ 'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle  
 $M_y$  : Kesit akma momenti  
 $M_{yn}$  : Gözönüne alınan  $y$  deprem doğrultusunda binanın  $n$ 'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle  
 $n$  : Hareketli yük katılım katsayısı  
 $N_D$  : Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolon veya perdede oluşan aksel kuvvet  
 $Q$  : Hareketli yük  
 $R$  : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı  
 $R_a(T)$  : Deprem yükü azaltma katsayısı  
 $S_{ae}(T)$  : Yatay elastik spektral ivme  
 $S_{aeD}(T)$  : Düşey elastik spektral ivme  
 $S_{aR}(T_r)$  :  $r$ 'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme  
 $T$  : Bina doğal titreşim periyodu  
 $T_1$  : Binanın birinci doğal titreşim periyodu  
 $T_A, T_B$  : Spektrum karakteristik periyotları  
 $T_{AD}$  : Düşey elastik tasarım ivme spektrum köşe periyodu  
 $T_{BD}$  : Düşey elastik tasarım ivme spektrum köşe periyodu  
 $T_P$  : Binanın hakim doğal titreşim periyodu  
 $V_i$  : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın  $i$ 'inci katına etki eden kat kesme kuvveti  
 $V_t$  : Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan toplam taban kesme kuvveti

- $V_{tB}$**  : Mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan toplam taban kesme kuvveti
- $W$**  : Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
- $W_i$**  : Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
- $Y$**  : Mod Birleştirme Yöntemi'nde hesaba katılan yeterli doğal titreşim modu sayısı
- $\beta$**  : Mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan değerlerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
- $\delta_{imax}$**  : Binanın i'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
- $\Delta_{iort}$**  : Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
- $\eta_{ci}$**  : i'inci katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı
- $\theta_i$**  : i'inci katta tanımlanan ikinci merteye gösterge değeri
- $\theta_p$**  : Plastik dönme istemi
- $\Sigma A_p$**  : Binanın tüm katlarının plan alanlarının toplamı
- $\Phi_{xN1}$**  : Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
- $\Phi_{yN1}$**  : Binanın tepesinde (N'inci katında) y deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
- $(V_s)_{30}$**  : Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı



## ÇİZELGE LİSTESİ

### Sayfa

Çizelge 2.1: Çapraz kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı. ....	5
Çizelge 2.2: Kolon kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı. ....	6
Çizelge 2.3: Spektral ivme katsayıları ve yer ivmesi büyüklükleri. ....	8
Çizelge 2.4: Tasarım spektral ivme katsayıları ve spektrum köşe periyotları. ....	9
Çizelge 2.5 : A1 – Burulma düzensizliği kontrolü. ....	11
Çizelge 2.6 : B2 – Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü. ....	13
Çizelge 3.1: Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayıları. ....	21
Çizelge 3.2: Duvarlar, parapetler ve çatı yükleri için sürtünme katsayıları. ....	21
Çizelge 3.3: Binaya etkiyen toplam rüzgâr yükü. ....	22
Çizelge 3.4: Strouhal sayısının kesitin derinlik/genişlik (d/b) oranına göre değişimi. ....	24
Çizelge 3.5 : Modal analiz sonuçları. ....	30
Çizelge 3.6: Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları. ....	34
Çizelge 4.1: Etkin görel kat ötelemesi kontrolü. ....	36
Çizelge 4.2 : İkinci merteye kontrolü. ....	38
Çizelge 4.3 : Çapraz eleman karakteristikleri. ....	43
Çizelge 4.4 : Çapraz elemanların E/K oranları. ....	44
Çizelge 4.5 : Çapraz elemanların olası çekme ve basınç dayanımları. ....	46
Çizelge 4.6: Kolon başlık ve gövde narinlik kontrolleri. ....	54
Çizelge 4.7: Tasarım Aşaması II için yük kombinasyonları. ....	56
Çizelge 4.8: Taşıyıcı sistem elemanlarında sünek ve sünek olmayan davranışa sahip iç kuvvetler ve E/K sınır değerleri. ....	58
Çizelge 4.9 : Çaprazlardaki çekme kuvvetleri için E/K oranları. ....	58
Çizelge 4.10 : Çaprazlardaki basınç kuvvetleri için E/K oranları. ....	58
Çizelge 4.11 : Plastik mafsal modelleme parametreleri. ....	67
Çizelge 4.12 : Çelik kirişlerde plastik dönme sınırları. ....	68
Çizelge 4.13 : Çapraz elemanların şekildeğiştirme sınırları. ....	68
Çizelge 4.14 : Çapraz elemanların plastik mafsal parametreleri. ....	69
Çizelge 4.15 : Seçilen deprem kayıtları ve ölçekleme katsayıları. ....	73
Çizelge A.1: B <sub>2</sub> katsayısının hesabı ve kontrolü. ....	90
Çizelge B.1: Yapısal katsayı c <sub>s</sub> c <sub>d</sub> 'nin belirlenmesi. ....	92
Çizelge B.2: Karakteristik tepe ivmesi hesabı. ....	93



## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1 : Bina planı ve 3 boyutlu görünüşü. ....	3
Şekil 2.2 : Bina kesit görünüşleri.....	5
Şekil 2.3 : Kolon kesit görünüşü.....	6
Şekil 2.4 : İkinci mertebe analizi için düşey yük ön tanımlama ekranı. ....	7
Şekil 2.5 : Tasarımı yapılacak binanın TDTH üzerindeki konumu. ....	8
Şekil 2.6 : Her bir deprem düzeyi için elde edilen yatay elastik tasarım spektrumları. ....	9
Şekil 3.1 : ETABS’de fiktif yüklerin tanımlanması. ....	16
Şekil 3.2 : Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayısı bölgeleri. ....	20
Şekil 3.3 : IYBRY ve EN-1991-1-4’e göre rüzgâr yüklerinin düşey doğrultuda göz önüne alınması. ....	22
Şekil 3.4 : ETABS rüzgâr yükü tanımlama ekranı. ....	23
Şekil 3.5 : Vorteks yüklerinin oluşumu. ....	23
Şekil 3.6 : Rüzgâr etkisi altında binanın tepe deplasmanı [mm]. ....	25
Şekil 3.7 : Deprem yükü azaltma katsayısı.....	28
Şekil 3.8 : Azaltılmış tasarım ivme spektrumu.....	28
Şekil 3.9 : Binanın kenar aksında yer alan bir çaprazlı çerçevenin devrilme momenti. ....	32
Şekil 3.10 : Binanın orta aksında yer alan bir çaprazlı çerçevenin devrilme momenti. ....	32
Şekil 3.11 : Binanın tabanında meydana gelen toplam devrilme momenti. ....	33
Şekil 4.1 : Moment aktaran çerçeve kirişi kesit özellikleri. ....	41
Şekil 4.2 : Eğilme etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1B). ....	42
Şekil 4.3 : Elemana etkileyen yükler. ....	42
Şekil 4.4 : Kirişin eğilme ve kesme etkisinde E/K oranları. ....	42
Şekil 4.5 : Kirişteki maksimum düşey yerdeğiştirme. ....	43
Şekil 4.6 : Merkezi çaprazlı çerçevelerin mekanizma durumları. ....	45
Şekil 4.7 : Çaprazların plastikleşmesinden dolayı kirişlerde oluşan kuvvetler. ....	47
Şekil 4.8 : Merkezi çaprazlı çerçeve kirişi kesit özellikleri. ....	48
Şekil 4.9 : Basınç etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1A). ....	49
Şekil 4.10 : Eğilme etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1B). ....	49
Şekil 4.11 : Kirişe etkileyen yükler. ....	49
Şekil 4.12 : Kirişin eğilme ve basınç etkisinde dayanımı ve E/K oranları. ....	50
Şekil 4.13 : Kirişin kesme etkisinde dayanımı ve E/K oranları. ....	50
Şekil 4.14 : Kirişteki maksimum düşey yerdeğiştirme. ....	50
Şekil 4.15 : Çaprazların plastikleşmesi ile kolonlara etkileyen yükler.....	52
Şekil 4.16 : 1. Kat kolonu enkesit ve malzeme özellikleri. ....	53
Şekil 4.17 : %2.5 ve %5 sönüm oranı için yatayelastik tasarım spektrumları. ....	55

Şekil 4.18 : ETABS programında deprem yükü tanımlama ekranı. ....	56
Şekil 4.19 : Malzeme karakteristikleri ve elemana etkiyen yükler. ....	59
Şekil 4.20 : Kiriş eğilme momenti ve kesme kuvveti altında E/K oranları. ....	59
Şekil 4.21 : Çaprazlı çerçeve kirişindeki en elverişsiz P-M <sub>x</sub> yükü. ....	60
Şekil 4.22 : Malzeme karakteristikleri ve kirişe etkiyen yükler. ....	60
Şekil 4.23 : Kiriş eğilme momenti ve eksenel kuvvet altında E/K oranları. ....	61
Şekil 4.24 : Kirişin maksimum kesme etkisinde E/K oranı. ....	61
Şekil 4.25 : S275 yapı çeliği gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı. ....	65
Şekil 4.26 : S355 yapı çeliği gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı. ....	66
Şekil 4.27 : Genelleştirilmiş kuvvet – şekildeğiştirme ilişkisi (FEMA-356). ....	66
Şekil 4.28 : ETABS ortamında kiriş plastik mafsalları verilerinin tanımlanması. ....	69
Şekil 4.29 : ETABS ortamında çapraz plastik mafsalları verilerinin tanımlanması. ....	70
Şekil 4.30 : H+3 kolon kesidi lif modeli. ....	70
Şekil 4.31 : H+3 kolonu mafsalları tpinin tanımlanması. ....	71
Şekil 4.32 : H+3 kolonu plastik mafsalları boyunun tanımlanması. ....	71
Şekil 4.33 : H+3 kolonu lif özelliklerinin tanımlanması. ....	72
Şekil 4.34 : 1111-Kobe depremi ivme – zaman kaydı (NIS000). ....	73
Şekil 4.35 : 1111-Kobe depremi ivme – zaman kaydı (NIS090). ....	74
Şekil 4.36 : DD-1 Hedef Tasarım Spektrumu. ....	74
Şekil 4.37 : 1111-Kobe depremi bileşke yatay spektrumu. ....	74
Şekil 4.38 : Ölçeklenen kayıtların ortalama spektrumu ile hedef spektrumun karşılaştırılması. ....	75
Şekil 4.39 : ETABS programında zaman tanım alanında doğrusal olmayan yüklenme durumunun oluşturulması. ....	75
Şekil 4.40 : ETABS programında Newmark sayısal integrasyon yönteminin tanımlanması. ....	76
Şekil 4.41 : ETABS programında Rayleigh sönümünün tanımlanması. ....	76
Şekil 4.42 : Doğrusal olmayan statik hesap için yük birleşiminin tanımlanması. ....	77
Şekil 4.43 : Peer Kayı No 1111 – Kobe analizi sonucu mafsallaşmış elemanlar. ....	79
Şekil 4.44 : Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin görel kat ötelemeleri ortalaması ve sınır değeri. ....	80
Şekil 4.45 : Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin görel kat ötelemeleri ve sınır değeri. ....	81

## ÇELİK YÜKSEK BİR BİNANIN TBDY-2018'E GÖRE TASARIMI

### ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada 42 katlı çelik bir binanın Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) ve Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar (ÇYTHYE) yönetmeliğine göre tasarımı ve gerekli yapısal kontrolleri yapılmıştır. Yüksek bina olarak tanımlanan yapı, TBDY uyarınca yüksek binalar için tasarımda uygulanması gereken özel kurallar göz önünde bulundurularak tasarlanmıştır.

Çalışma toplam 5 bölümden oluşmaktadır. İlk bölümde yüksek binaların gelişim sürecine ve TBDY'de yüksek binalar hakkında getirilen uygulamalara değinilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, tasarımı yapılacak olan bina hakkında genel bilgiler verilmiştir. Bina geometrisi ve bina taşıyıcı sistemi bu bölümde anlatılmaktadır. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) web sitesinden Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH) kullanılarak binanın bulunduğu koordinatlara ve zemin koşullarına bağlı olarak her bir deprem düzeyi için harita spektral ivme katsayıları elde edilmiş ve deprem hesabında kullanılacak olan tasarım spektrum grafikleri üretilmiştir. TBDY'ye göre bina performans hedefleri ve tasarım/değerlendirme yaklaşımı da yine bu bölümde verilmiştir.

Üçüncü bölümde, yapıya etkileyen sabit ve hareketli yükler verilmiştir. Eurocode1-4 ve İstanbul Yüksek Binalar Rüzgâr Yönetmeliği (IYBRY) uyarınca yapıya etkileyen rüzgâr yükleri hesaplanmış ve rüzgâr etkisi altında binanın konfor tahkikleri yapılmıştır. Yüksek bina tasarımının I. aşamasında (ön tasarımda) kullanılacak olan DD-2 düzeyinde yapıya etkileyen azaltılmış deprem yükleri, taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı, yine bu bölümde incelenmiştir.

Dördüncü bölüm deprem etkisi altında yüksek bina tasarımına değinmektedir. TBDY'ye göre yüksek binaların tasarımı üç aşamada yapılacaktır. I. tasarım aşamasında, DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile Kontrollü Hasar (KH) performans hedefini sağlayacak şekilde bir ön tasarım yapılmıştır. II. Tasarım aşamasında, ön tasarımı yapılmış olan yüksek binanın DD-4 deprem yer hareketi altında Kesintisiz Kullanım (KK) performans hedefini sağlamak üzere, dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile performans değerlendirmesi yapılmıştır. Tasarım aşaması III'te ise ilk iki aşaması tamamlanmış olan yüksek binanın DD-1 deprem yer hareketi altında Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans hedefini sağlamak üzere şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı ile performans analizi yapılmıştır.

Son bölümde çalışmada elde edilen sonuçlar irdelenmiş ve öneriler verilmiştir.



## **DESIGN OF A HIGH RISE STEEL BUILDING ACCORDING TO TSC-2018**

### **SUMMARY**

In this study, which was presented as a master thesis, the design and necessary structural controls of a 42-storey steel building were made according to the Turkish Building Seismic Code (TBDY) and the Design, Calculation and Construction Principles of the Steel Structures (ÇYTHYE). The building, which is defined as a high-rise building, has been designed considering the principles of TBSC which should be applied in the design for high-rise buildings. Wind loads, which play an active role in the design of high-rise buildings, are also taken into consideration in the calculations as described in the TS-EN 1991-1-4 code and the comfort assessments of the structure under the effects of wind have been made. Structural system modeling, load definitions and structural analyzes were performed with the help of ETABS 2016 v16.2.1 finite element program. In addition the strength checks of the structural system elements were made with ferit.exe application made by Ferit Ömerbeyoğlu (M.Sc.), which calculates the cross-section in accordance with the ÇYTHYE and TBDY.

The thesis composed of 5 chapters. In the first chapter, the development process of high-rise buildings and the applications about high-rise buildings in the TBDY were discussed. Also this chapter gives an introduction to the aims and objectives of the master thesis. As stated in Section 13 of the TBDY, high-rise building design is carried out in three stages. In the first design phase, a preliminary design has been made in order to achieve the Life Safety (LS) performance target by using the Strength Based Design (SBD) approach at the standard earthquake ground motion level DD-2 earthquake ground motion level. The second design phase consists the Strength Based Design (SBD) to achieve the Immediate Occupancy (IO) performance target under the DD-4 earthquake ground motion, the minimum earthquake ground motion level of the pre-designed high-rise building. In the design phase three, analysis whose first two phases were completed was performed with the Performance Based Design (PBD) approach in order to achieve the performance goal of Collapse Prevention (CP) under the earthquake ground motion DD-1, which is the disaster scenario of the high-rise building.

The second chapter covers general information about the building to be designed. The building geometry is considered to be square. Edge lengths of the building are 34 m and the center of the building is designed empty. The gross floor area is 900 m<sup>2</sup>. The building carrier system is formed by the use of moment resisting steel frames with concentrically braced steel frames. Floor slabs consist of reinforced concrete floor system on trapezoidal sheet metal plates supported on steel beams. The building is thought to be used as a office building. Mapped acceleration parameters were obtained by using Turkey Earthquake Hazard Map (TDTH) from the web site of Disaster and Emergency Management Authority (AFAD) based on the coordinates of the building and the ground conditions. Manufactured to the design spectrum graphics to be used in seismic analysis. Building performance targets and design&evaluation approach

according to TBDY are also given in this section. Finally, the structural system was checked for irregularity and the section was terminated. There were no irregularities in the structural system that would affect the design.

The third chapter covers the dead and live loads on the structure. The live loads acting on the floor slabs were calculated using TS 498. The office building have  $5 \text{ kN/m}^2$  of live loads in the floor slabs and  $2 \text{ kN/m}^2$  of live load in the roof slab. Snow loads on the roof are calculated according to TS-EN 1991-1-3. According to ÇYTHYE, the notional loads expressing the geometric preliminary defects were effected as horizontal loads to the structure in the order of 0.003 of the vertical loads in each floor plane. These loads could be defined automatically with the ETABS program. Moreover, the self-weight of the structure is also spontaneously calculated by the ETABS program, too. Super dead loads of  $2 \text{ kN/m}^2$  was applied to floor slabs and super dead loads of  $1.4 \text{ kN/m}^2$  to the roof slab for the non-structural elements on the building. The wind loads on the structure have been calculated and the comfort checks of the building under the influence of wind have been made based on TS-EN 1991-1-4 and Istanbul High-Rise Buildings Wind Regulation (IYBRY). Furthermore, the peak acceleration and displacement of the building under the wind was controlled by considering the limit values given in AISC 360-10 codes. This chapter also provides the reduced earthquake loads, structural system behavior coefficient and the over strength factor which affect the structure at the DD-2 level to be used in the first stage of the high building design (pre-design). The building system behavior coefficient and strength excess coefficient of the building are determined as  $R = 6$  and  $D = 2.5$ , respectively, according to TBDY Table 4.1. In the calculation of earthquake loads affecting the structure, modal response spectrum analysis method was used. In the modal response spectrum analysis method, 17 basic modes were considered in order to achieve 95% mass participation ratio in each direction as indicated in the TBDY. The effect of vertical earthquake is considered by adding the dead load in load combinations by providing the conditions given in accordance with TBDY.

The fourth chapter focus on the seismic design of high-rise building. The design of high-rise buildings should be done in three stages as reported by TBDY. In the first design phase, a preliminary design was made according to the design approach in terms of DD-2 earthquake ground motion with respect to the Life Safety (LS) design. The interstorey drift and second order effects of the building were checked with the calculated earthquake loads. Then, as an example, each frame element (moment-resisting frame beam, brace, concentrically brace frame and column) strength tests were performed according to the ÇYTHYE and so the preliminary design was completed. In addition, DD-4 earthquake ground motion, which is the minimum earthquake level, was controlled by DGT approach in the second design stage. At this stage, the damping ratio was considered as 2.5%. parameters such as response modification coefficient (R), over-strength factor (D) and building importance coefficient (I) are taken into account as 1.0 in the calculation of earthquake loads. The material strengths to be used in the strength calculation of the elements are considered as the expected (average) yield. As a result, the second design stage was completed by controlling the demand capacity ratios of the structural system elements under the loads acting on the structure. This ratio was 1.5 for the ductile behavior and 0.7 for non-ductile behavior, according to the TBDY. Finally, the third design stage covers the non-linear time history analysis of the building under the DD-1 earthquake ground motion, which is called the disaster scenario. In this design stage, the damping ratio of the structural system is considered as 2.5%. Material strengths were determined as



expected (average) yield, too. The nonlinear behavior of the structure is modeled with plastic hinges defined to the structural system elements. A lumped plastic hinge model is defined on the ends of the moment resisting frames and centered on the middle of the brace members, and a fiber plastic hinge model on the column ends. Moreover, according to TBDY, it is recommended that at least 11 earthquake records should be used in the non-linear time history analysis. It is also stated that the selection of these earthquake records should be made considering magnitudes, fault distances, fault types and soil class compatible with the earthquake ground motion. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) database was used in the selection of earthquake records. The selected earthquake records were scaled in accordance with the earthquake ground motion of the design with the simple scaling method specified in TBDY. Before the nonlinear earthquake calculation of each record, the vertical static loads acting on the structure were applied incrementally to the structural system and the nonlinear static calculation was performed. The internal forces and deformations obtained as a result of this calculation were used as initial values in the horizontal earthquake calculation. The deformation demands to be evaluated in elements with ductile behavior as a result of the nonlinear time history analyzes were calculated by averaging the largest absolute value of the results obtained from each of the analyzes. And it has been shown to be below the limits for the respective performance levels. So that, nonlinear deformations occurring in the building structural system have been developed to provide the HR performance level. Finally, the third stage of the performance assessment was completed with relative floor shift control. The average inter-storey drift ratio obtained from 11 earthquake records taken at each storey should not exceed 0.03 as a result of the nonlinear calculation made in accordance with the TBDY. Furthermore, the largest relative inter-storey drift ratio from a single earthquake record should be less than 0.045.

In the final chapter, the results of the study are discussed, and recommendations are presented. As a result of the nonlinear analysis, under the effects of DD-1 earthquake ground motion, it was observed that nonlinear behavior occurred in the brace members of the concentrically braced frames, there was very little plastic deformation in the moment resisting frame beams and there was no plastic deformation in the columns. The minimum seismic load condition used in the preliminary design was found to be effective in seismic design. As the wind effects are met with linear behavior of the elements in high building design, it has been found to be highly effective in the selection and sizing of the structural system.



## 1. GİRİŞ

Dünya genelinde şehirleşmenin etkisi sonucu yapı gereksinimi de gittikçe artmaktadır. Bu gereksinim insanları çok katlı yapılar yapmaya yöneltmiştir. 19. yüzyıl sonlarında başlayan yüksek yapı uygulamaları gün geçtikçe yeni teknolojilerle birlikte gelişmiş, özellikle 2000’li yıllardan sonra Amerika ve Asya kıtasında oldukça yaygınlaşmıştır. Yüksek binaların artmasıyla bu tip binalar için daha detaylı yapısal analizler yapılması gerektiği ortaya çıkmıştır.

Yapı ve deprem mühendisliğindeki gelişmeler yapı güvenliğini daha gerçekçi bir şekilde test etmemizi sağlayan performans dayalı tasarım metodunu ortaya çıkarmıştır. Bu yöntemin temelinde, doğrusal olmayan analizler sonucu taşıyıcı sistem elemanlarındaki şekil değiştirmeler, elemanların şekildeğiştirme kapasiteleriyle karşılaştırılarak ilgili hasarın değerlendirilmesi vardır. Türkiye gibi deprem tehlikesi yüksek olan ülkelerde böyle yenilikçi tasarım yaklaşımları, belirli aralıklarla güncellenen deprem yönetmelikleri sayesinde biz tasarım mühendislerinin gündemine girmektedir.

Ülkemizde yakın zamanda değişen deprem yönetmeliği ile yüksek binalar için özel tasarım kuralları zorunlu hale gelmiştir. Buna göre bir yüksek bina tasarımında üç aşamalı tasarım yapılacaktır. Bunlardan ilki DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde azaltılmış deprem yükleri kullanılarak doğrusal hesaplarla yapılan dayanıma göre tasarım yaklaşımıdır. Sonuncusu ise DD-1 deprem yer hareketi düzeyi için yapının doğrusal olmayan davranışını dikkate alan şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımıdır. Ek olarak iki hesabın arasında, yapının deprem tasarım sınıfına göre belirlenen performans hedefi için DD-3 veya DD-4 gibi daha küçük deprem düzeyleri altında bir değerlendirme yapılır.

### 1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu tez çalışması kapsamında işyeri olarak kullanılacak 42 katlı bir çelik yapının TBDY 2018’e göre tasarımı yapılmıştır. İlk olarak DD-2 deprem düzeyinde yapının doğrusal

analizleri yapıp ön tasarım gerçekleştirilmiştir. İkinci tasarım aşamasında DD-4 deprem düzeyi için yine doğrusal hesap ile ön tasarımı yapılan yapının performansı değerlendirilmiştir. Tasarımın son aşamasında DD-1 deprem düzeyi için zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap ile elemanlarda oluşan şekildeğişimlere göre yapının performans düzeyi belirlenmiştir.

Çelik elemanların boyutlandırılmasında ÇYTHYE yönetmeliği uygulanmıştır. Yüksek binaya etkiyen rüzgâr yükleri için TS EN 1991-1-4 ve İYBRY kullanılmıştır.

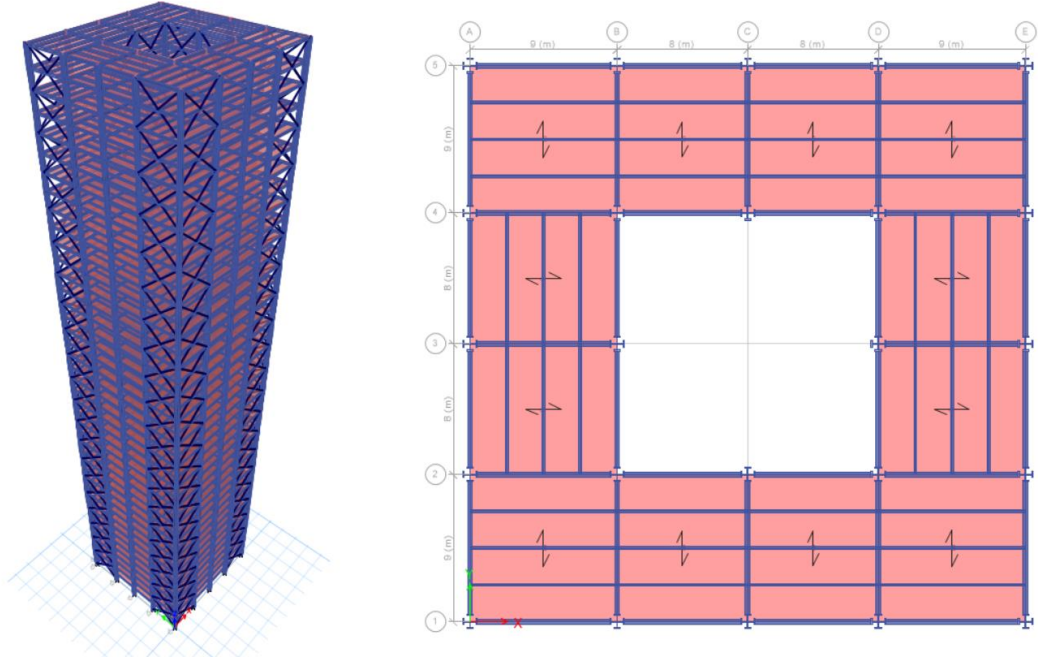
Yapı taşıyıcı sistemi ETABS 2016 v16.2.1 yapısal analiz programı ile modellenmiş, analizler yine bu program üzerinde gerçekleştirilmiştir.



## 2. YAPI HAKKINDA GENEL BİLGİLER

### 2.1 Yapı Geometrisi

Çalışmada ele alınan yapı toplam 42 katlıdır. Bina boyunca kat yüksekliği 3.8 m olmak üzere toplam bina yüksekliği 159.6 m'dir. Yapı planda karedir ve kenar uzunlukları 34 m'dir. Hesap kolaylığı açısından yapı X ve Y eksenlerine göre simetrik teşkil edilmiştir. Yapının çekirdek kısmı boşluktur, geri kalan brüt döşeme alanı 900 m<sup>2</sup>'dir. Yapı ofis binası olarak hizmet vermektedir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : Bina planı ve 3 boyutlu görünüşü.

### 2.2 Bina Taşıyıcı Sistemi

TBDY-2018'e göre, yüksek binalar için taşıyıcı sistemler süneklik düzeyi yüksek sistem olarak düzenlenmelidir. Süneklik düzeyi karma ve süneklik düzeyi sınırlı sistemlere izin verilmemektedir. Sadece DTS=4 olan yüksek binalar bu kuraldan hariç tutulmuştur ve süneklik düzeyi karma sistemlere izin verilmiştir.

Çelik yüksek binalar için kullanılacak bina taşıyıcı sistemleri TBDY Madde 13.1.4'te verilmiştir. Bunlar, TBDY Tablo 4.1'de yer alan C12, C14, C15 simgeleri ile tanımlanan süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemlerdir.

- C12: Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar
- C14: Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek dışmerkez veya burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar
- C15: Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler veya süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar

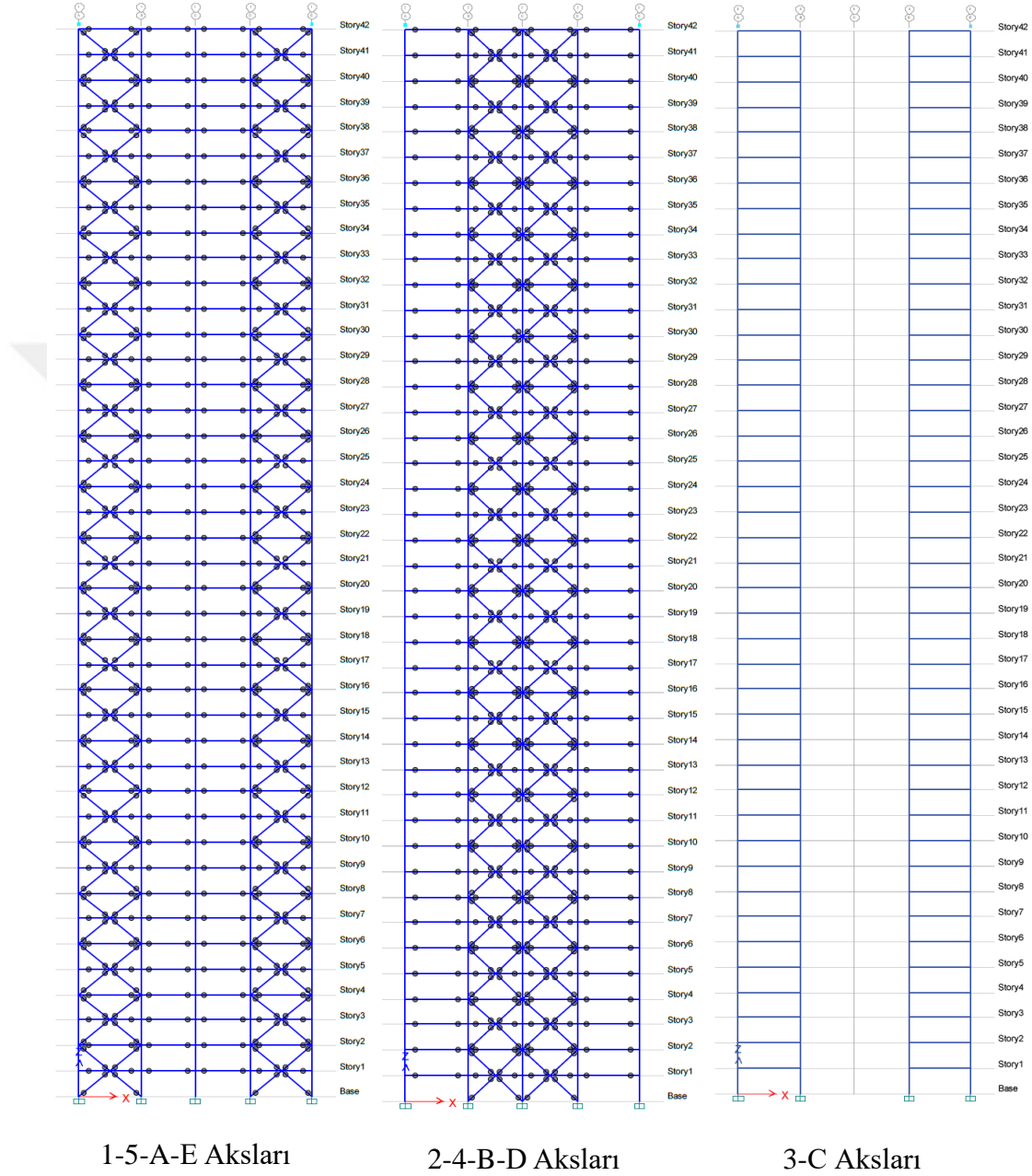
Bu çalışmada binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin birlikte kullanıldığı bir sistem olarak incelenmiştir.

Yapının 3 ve C aksında moment aktaran çerçeveler, diğer tüm akslarda merkezi çaprazlı çerçeveler bulunmaktadır. Merkezi çaprazlar iki katı geçen X çapraz şeklinde teşkil edilmiştir. Binanın kesit görünüşleri Şekil 2.2'de verilmiştir.

Binanın kolonları yapma haç enkesitli elemanlardan (Şekil 2.3), kirişleri hadde I profillerden, çaprazları ise boru profillerden oluşmaktadır. Çaprazlar, moment aktaran çerçeve kirişleri ve tali kirişler için S275, kolonlar ve merkezi çaprazlı çerçeve kirişleri için S355 sınıfı malzeme kullanılmıştır. Merkezi çaprazlı çerçevelerin çapraz ve kirişlerinin uç birleşimleri mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Kolon ayakları beton içerisine gömülü ankastre mesnetler olarak düşünülmüştür. Kat döşemeleri çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profil sac levhalar üzerindeki betonarme döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Döşeme sisteminin düzlemi içinde rijit diyafram oluşturmasını sağlamak amacıyla, betonarme döşemenin ana çerçeve kirişlerine bağlantısı için, konstrüktif olarak seçilen başlıklı çelik ankrajlardan yararlanılmıştır.

Bina yüksekliği boyunca kolon ve çapraz elemanların kesitleri iki kez değiştirilmiştir. Bina yüksekliği boyunca kesit değişimi Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2'de verilmiştir. Tüm

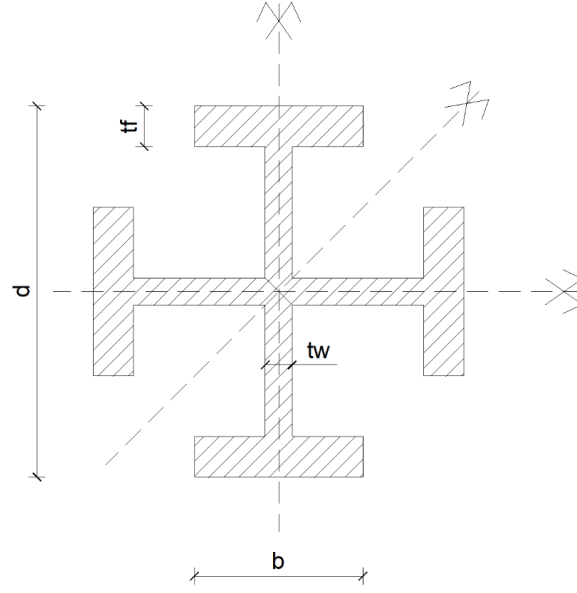
katlarda moment aktaran çerçeve kirişleri HEB400, çaprazlı çerçeve kirişleri HEB500 olarak seçilmiştir. Döşemeyle birlikte kompozit çalışan tali kirişler IPE360 seçilmiştir. 2.25 m aralıklarla konulan tali kirişler ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak bağlanmaktadır.



Şekil 2.2 : Bina kesit görünüşleri.

Çizelge 2.1: Çapraz kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı.

Tip	Kat	Kesit	D [mm]	t [mm]
Tip-1	1-16	CHS323.9x12.0	323.9	12.0
Tip-2	17-30	CHS273.0x10.0	273.0	10.0
Tip-3	31-42	CHS219.1x8.0	219.1	8.0



**Şekil 2.3 :** Kolon kesit görünüşü.

**Çizelge 2.2:** Kolon kesit özellikleri ve katlara göre dağılımı.

Kat	Kesit	d [mm]	b [mm]	tw [mm]	tf [mm]
1-16	H+3	1100	500	80	120
17-30	H+2	1000	450	60	100
31-42	H+1	900	400	50	80

Taşıyıcı sistemin yapısal analizleri ÇYTHYE uyarınca genel analiz yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Buna göre, görelî kat ötelemeleri ve sehîm kontrolleri azaltılmamış eleman rijitliklerine göre yapılırken, elemanların gerekli dayanımlarının hesaplarında azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertbe etkiler göz önüne alınacaktır. ETABS programı içerisinde, ÇYTHYE uyarınca genel analiz yönteminin özel kurallarını ve ikinci mertbe etkilerini göz önüne almak mümkündür [2, 4].

Buna göre, elemanların doğrusal olmayan şekil değiştirmelerini temsil eden rijitlik azaltması program tarafından otomatik yapılacaktır. Rijitlik azaltma faktörü ÇYTHYE'ye göre eğilme, kayma ve eksenel rijitlikler için 0.8'dir. Eğilme rijitlikleri yapısal stabilite üzerinde etkili olan tüm elemanlarda, eksenel kuvvet düzeyine bağlı olarak eğilme rijitlikleri ayrıca bir  $\tau_b$  katsayısı ile çarpılarak azaltılacaktır. Bu katsayı denklem 2.1 ve denklem 2.2 ile hesaplanmaktadır.;

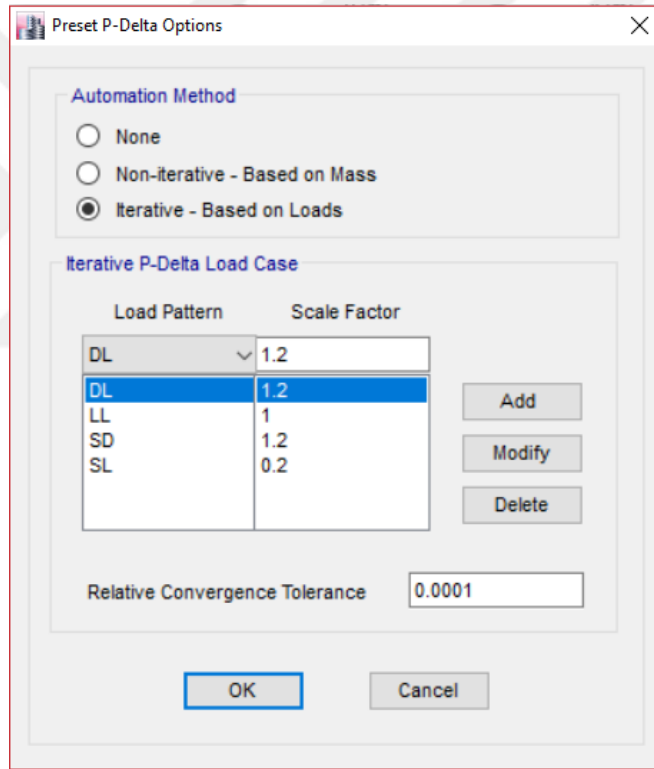
$$\alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5 \text{ için } \tau_b = 1.0 \quad (2.1)$$

$$\alpha P_r / P_{ns} > 0.5 \text{ için } \tau_b = 4(\alpha P_r / P_{ns}) [1 - (\alpha P_r / P_{ns})] \quad (2.2)$$



Düşey yüklerin çerçeve, kolon ve perdelerle taşındığı sistemlerde,  $\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$  olan elemanların eğilme rijitliklerinin  $\tau_b < 1.0$  katsayısı ile çarpılarak azaltılması yerine, geometrik ön kusurları temsil eden fiktif yükler,  $0.001\alpha Y_i$  ek fiktif yük ile artırılarak  $\tau_b = 1.0$  katsayısının kullanımına izin verilebilir [3].

İkinci mertebe etkileri ETABS programı içerisinde bulunan P-Delta seçeneği açılarak göz önüne alınmaktadır. Bu yöntemde, Şekil 2.4'te görüldüğü gibi programa tanımladığımız düşey ön yükler altında ayrı ayrı her bir yükleme durumu için şekil değiştirmiş sistem üzerinden ikinci mertebe etkiler hesaplanıp yük kombinasyonlarında doğrusal olarak birleştirilmektedir. Tanımlanan düşey ön yükler analiz için kullanılan yatay yük kombinasyonlarındaki en elverişsiz düşey yükler olmalıdır [4, 5].



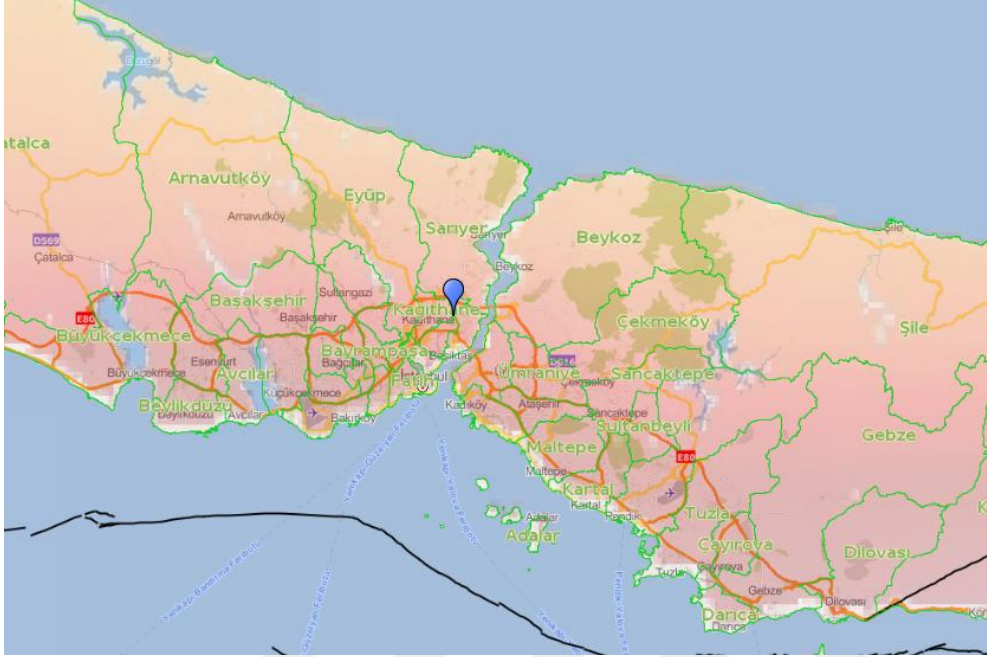
Şekil 2.4 : İkinci mertebe analizi için düşey yük ön tanımlama ekranı.

## 2.3 Deprem Tasarım Parametreleri

### 2.3.1 Harita spektral ivme katsayıları

Tasarımı yapılacak binanın İstanbul / Levent mevkiinde yapılacağı kabul edilmiştir. Enlem ve boylam değerleri sırasıyla,  $41.080777^\circ$  ve  $29.009998^\circ$  olarak seçilen binanın ZC yerel zemin sınıfı üzerine inşa edileceği varsayılmaktadır (Şekil 2.5). Bu bilgiler

doğrultusunda yapının her bir deprem düzeyi için spektral ivme katsayıları ve yer ivmesi büyüklükleri AFAD tarafından hazırlanan <https://tdth.afad.gov.tr> web sitesinden elde edilmiş, Çizelge 2.3'te verilmiştir.



**Şekil 2.5 :** Tasarımı yapılacak binanın TDTH üzerindeki konumu.

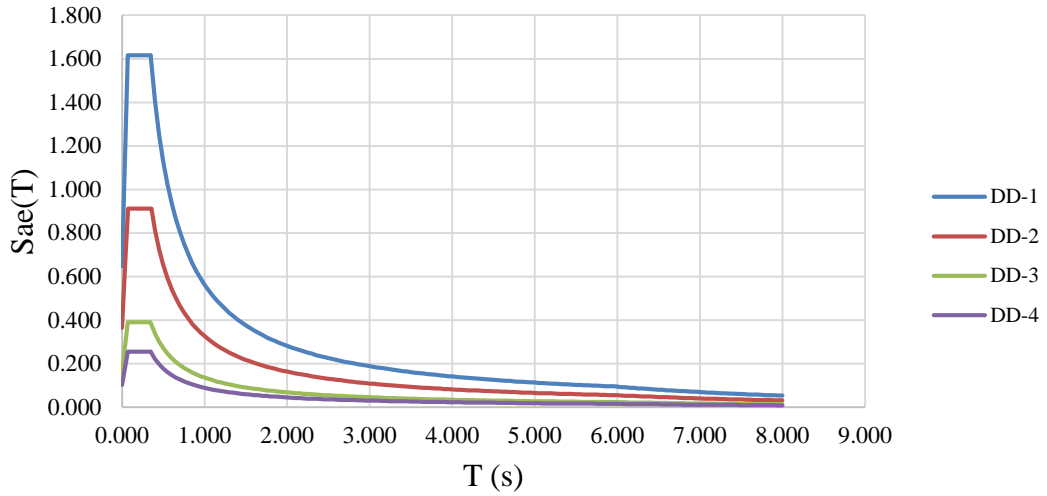
**Çizelge 2.3:** Spektral ivme katsayıları ve yer ivmesi büyüklükleri.

Konum	Yerel	Deprem Yer	PGA	PGV	Deprem		Yer İvmesi	
					Hareketi	Düzeyi	S <sub>s</sub>	S <sub>1</sub>
Enlem (°)	Boylam (°)	Zemin Sınıfı						
41.080777	29.009998	ZC	DD-1	1.347	0.375	0.547	33.659	
			DD-2	0.760	0.217	0.315	19.701	
			DD-3	0.300	0.090	0.130	8.312	
			DD-4	0.195	0.059	0.085	5.485	

### 2.3.2 Yatay elastik tasarım spektrumları

Elastik tasarım spektrumlarının hesabı TBDY Bölüm 2.3'te verilmektedir. Yine <https://tdth.afad.gov.tr> sitesi üzerinden harita spektral ivme katsayıları kullanılarak, deprem tasarımında kullanılacak yatay ve düşey elastik tasarım spektrumlarını elde etmek mümkündür. Her bir deprem düzeyi için raporlanan yatay elastik tasarım spektrum eğrileri ve değerleri sırasıyla Şekil 2.6 ve Çizelge 2.4'te verilmektedir [1].

### Yatay Elastik Tasarım Spektrumları



**Şekil 2.6 :** Her bir deprem düzeyi için elde edilen yatay elastik tasarım spektrumları.

**Çizelge 2.4:** Tasarım spektral ivme katsayıları ve spekturum köşe periyotları.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Tasarım Spektral İvme Katsayıları		Tasarım Spektrumu Köşe Periyotları		Geçiş Periyodu
	$S_{DS}$	$S_{D1}$	$T_A$ [s]	$T_B$ [s]	$T_L$ [s]
DD-1	1.616	0.563	0.070	0.348	6
DD-2	0.912	0.325	0.071	0.357	6
DD-3	0.390	0.135	0.069	0.346	6
DD-4	0.253	0.089	0.070	0.349	6

#### 2.3.3 Bina kullanım sınıfı ve bina önem katsayısı

Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları TBDY Tablo 3.1’de verilmiştir. Tasarımı yapılan bina bir işyeri olarak kullanılacağı düşünüldüğünden Bina Kullanım Sınıfı (BKS) = 3’e girmektedir. Bu durumda Bina Önem Katsayısı (I) = 1.0 olarak tanımlanır.

#### 2.3.4 Deprem tasarım sınıfı

Binanın deprem etkisi altında tasarımında esas alınacak Deprem Tasarım Sınıfı (DTS), Bina Kullanım Sınıfı ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı  $S_{DS}$ ’ye bağlı olarak TBDY Tablo 3.2’ye göre seçilir [1]. Buna göre, BKS = 3 ve DD-2 için  $S_{DS} = 0.912$  olduğundan dolayı DTS = 1 olarak ele alınır.

### 2.3.5 Bina yükseklik sınıfı

Bina yüksekliği  $H_N$ , bina tabanından ölçülen yükseklik olarak tanımlanmaktadır. Bodrumsuz binalar için bina tabanı temel üst kotu seviyesi alınır [1]. Bina yükseklik sınıfı (BYS), bina yüksekliği ve deprem tasarım sınıfı (DTS)'ye bağlı olarak TBDY Tablo 3.3'e göre belirlenmektedir. Buna göre  $H_N = 159.6$  m olan ve  $DTS = 1$ 'e giren bu çalışmada ele alınan bina  $BYS = 1$ , yani yüksek bina olarak belirlenir. Yüksek binaların tasarımında TBDY Bölüm 13'te belirtilen özel kurallar dikkate alınır.

### 2.3.6 Bina performans hedefleri ve uygulanacak tasarım yaklaşımları

Bina performans hedefleri, binanın TBDY'de tanımlanan 4 adet deprem düzeyi için sağlaması gereken performans düzeylerini ifade eder. Bu performans düzeyleri TBDY'de şu şekilde açıklanmıştır:

- Kesintisiz Kullanım (KK): Bina taşıyıcı sistem elemanlarından herhangi bir hasarın meydana gelmediği veya hasarın gözardı edilebilir olduğu durumdur.
- Sınırlı Hasar (SH): Bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın meydana geldiği, yani doğrusal olmayan davranışın sınırlı kaldığı hasar durumudur.
- Kontrollü Hasar (KH): Can güvenliğini sağlamak üzere bina taşıyıcı sisteminde çok ağır olmayan, onarılması mümkün olan hasarın meydana geldiği durumdur.
- Göçmenin Önlenmesi (GÖ): Bina taşıyıcı sisteminde ileri düzey ağır hasarın meydana gelmesi durumudur. Binanın kısmen veya tamamen göçmesi önlenmiştir.

Yeni yapılacak yüksek bir binanın ( $BYS = 1$ ) performans hedefleri binanın deprem tasarım sınıfına göre TBDY Tablo 3.4.(b)'den elde edilir [1].

$DTS = 1$ 'e giren binada sırasıyla;

1. DD-2 deprem yer hareketi altında dayanıma göre tasarım (DGT) yaklaşımı ile kontrollü hasar (KH) performans düzeyini sağlayacak şekilde bir ön tasarım yapılacak,
2. DD-4 deprem yer hareketi altında DGT ile kesintisiz kullanım (KK) performansı sağlayacak bir değerlendirme yapılacak,

3. Son olarak, ilk iki tasarım aşaması tamamlanmış olan yüksek binanın DD-1 deprem yer hareketi altında göçmenin önlenmesi performans hedefini sağlamak üzere şekildeğiştimeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı ile yapının performans değerlendirmesi yapılacaktır.

### 2.3.7 Düzensizlik kontrolleri

Yapıdaki düzensizlik kontrolleri TBDY Tablo 3.6 uyarınca yapılmıştır. Bu kontroller şu şekildedir:

- **A1 – Burulma Düzensizliği:**

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir kattaki en büyük görel kat ötelemesinin yine o kattaki ortalama görel ötelemeye oranı  $\eta_{bi}$ 'nin 1.2'den büyük olması durumudur. Yapıdaki burulma düzensizliği kontrolü Bölüm 3.3'te hesaplanan deprem yükleri altında kontrol edilmiş, Çizelge 2.5'te verilmiştir. Yapı simetrisinden dolayı sonuçlar sadece X doğrultusundaki deprem için verilmiştir. Binada çıkan en büyük burulma düzensizliği katsayısı değeri 1.08 olduğundan burulma düzensizliği yoktur.

**Çizelge 2.5 : A1 – Burulma düzensizliği kontrolü.**

Kat	$(\Delta_i)_{max}$ [mm]	$(\Delta_i)_{ort}$ [mm]	$\eta_{bi}$	Kontrol < 1.2
Kat42	3.07	3.04	1.01	UYGUN
Kat41	3.24	3.23	1.01	UYGUN
Kat40	3.44	3.43	1.00	UYGUN
Kat39	3.64	3.63	1.00	UYGUN
Kat38	3.79	3.79	1.00	UYGUN
Kat37	3.94	3.92	1.00	UYGUN
Kat36	4.04	4.04	1.00	UYGUN
Kat35	4.13	4.13	1.00	UYGUN
Kat34	4.20	4.20	1.00	UYGUN
Kat33	4.25	4.24	1.00	UYGUN
Kat32	4.24	4.24	1.00	UYGUN
Kat31	4.14	4.11	1.01	UYGUN
Kat30	3.87	3.85	1.01	UYGUN
Kat29	3.77	3.76	1.00	UYGUN
Kat28	3.73	3.73	1.00	UYGUN
Kat27	3.71	3.71	1.00	UYGUN
Kat26	3.70	3.70	1.00	UYGUN

**Çizelge 2.5 (devamı) : A1 – Burulma düzensizliği kontrolü.**

Kat	$(\Delta_i)_{\max}$ [mm]	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$ [mm]	$\eta_{bi}$	Kontrol < 1.2
Kat25	3.68	3.67	1.00	UYGUN
Kat24	3.65	3.65	1.00	UYGUN
Kat23	3.62	3.61	1.00	UYGUN
Kat22	3.59	3.59	1.00	UYGUN
Kat21	3.55	3.54	1.00	UYGUN
Kat20	3.51	3.51	1.00	UYGUN
Kat19	3.45	3.44	1.00	UYGUN
Kat18	3.37	3.37	1.00	UYGUN
Kat17	3.22	3.20	1.01	UYGUN
Kat16	2.98	2.96	1.01	UYGUN
Kat15	2.85	2.84	1.01	UYGUN
Kat14	2.78	2.78	1.00	UYGUN
Kat13	2.72	2.71	1.00	UYGUN
Kat12	2.67	2.67	1.00	UYGUN
Kat11	2.61	2.60	1.01	UYGUN
Kat10	2.56	2.55	1.00	UYGUN
Kat9	2.49	2.48	1.01	UYGUN
Kat8	2.43	2.43	1.00	UYGUN
Kat7	2.36	2.34	1.01	UYGUN
Kat6	2.29	2.29	1.00	UYGUN
Kat5	2.22	2.20	1.01	UYGUN
Kat4	2.14	2.12	1.01	UYGUN
Kat3	2.02	1.97	1.02	UYGUN
Kat2	1.67	1.66	1.01	UYGUN
Kat1	0.89	0.82	1.08	UYGUN

• **A2 – Döşeme Süreksizlikleri:**

Binanın herhangi bir katındaki döşemede aşağıdaki koşulların sağlanmaması durumudur.

I – Bir kattaki döşemedeki boşlukların (merdiven ve asansör boşlukları da dâhil) kat brüt alanının %33'ünden fazla olması durumu.

II – Deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sisteme güvenle aktarılmasını engelleyecek döşeme içi yerel boşlukların bulunması durumu.

III – Döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımında ani azalmaların olması durumu.

Tasarımı yapılan binada çekirdekte bulunan boşluk, toplam kat alanının %22'sine tekabül etmektedir. II ve III. durumlar da bulunmadığından binada döşeme süreksizliği görülmemektedir.

- **A3 – Planda Çıkıntılarının Bulunması:**

Binanın her iki doğrultusu için planda çıkıntı yapan kısımların binanın o doğrultudaki toplam uzunluğunun %20'sinden büyük olması durumudur. Çalışma yapılan binada böyle bir durum yoktur.

- **B1 – Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf Kat):**

Betonarme binalar için geçerlidir. Bu çalışmada tasarımı yapılacak binada incelenmemiştir.

- **B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (Yumuşak Kat):**

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile elde edilen Rijitlik Düzensizliği Katsayısı  $\eta_{ki}$ 'nin 2.0'den büyük olması durumudur. Rijitlik düzensizliği kontrolü X doğrultusundaki deprem için Çizelge 2.6'da verilmiştir.

**Çizelge 2.6 : B2 – Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.**

Kat	$(\Delta_i)_{ort}$ [mm]	$\eta_{ki,üst}$	$\eta_{ki,alt}$	Kontrol < 2
Kat42	3.04	0.94		UYGUN
Kat41	3.23	0.94	1.06	UYGUN
Kat40	3.43	0.95	1.06	UYGUN
Kat39	3.63	0.96	1.06	UYGUN
Kat38	3.79	0.97	1.05	UYGUN
Kat37	3.92	0.97	1.04	UYGUN
Kat36	4.04	0.98	1.03	UYGUN
Kat35	4.13	0.98	1.02	UYGUN
Kat34	4.20	0.99	1.02	UYGUN
Kat33	4.24	1.00	1.01	UYGUN
Kat32	4.24	1.03	1.00	UYGUN
Kat31	4.11	1.07	0.97	UYGUN
Kat30	3.85	1.02	0.94	UYGUN
Kat29	3.76	1.01	0.98	UYGUN
Kat28	3.73	1.01	0.99	UYGUN
Kat27	3.71	1.00	0.99	UYGUN

**Çizelge 2.6 (devamı) : B2 – Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.**

Kat	$(\Delta_i)_{ort}$ [mm]	$\eta_{ki,üst}$	$\eta_{ki,alt}$	Kontrol < 2
Kat26	3.70	1.01	1.00	UYGUN
Kat25	3.67	1.00	0.99	UYGUN
Kat24	3.65	1.01	1.00	UYGUN
Kat23	3.61	1.01	0.99	UYGUN
Kat22	3.59	1.01	0.99	UYGUN
Kat21	3.54	1.01	0.99	UYGUN
Kat20	3.51	1.02	0.99	UYGUN
Kat19	3.44	1.02	0.98	UYGUN
Kat18	3.37	1.05	0.98	UYGUN
Kat17	3.20	1.08	0.95	UYGUN
Kat16	2.96	1.04	0.92	UYGUN
Kat15	2.84	1.02	0.96	UYGUN
Kat14	2.78	1.02	0.98	UYGUN
Kat13	2.71	1.02	0.98	UYGUN
Kat12	2.67	1.03	0.98	UYGUN
Kat11	2.60	1.02	0.97	UYGUN
Kat10	2.55	1.03	0.98	UYGUN
Kat9	2.48	1.02	0.97	UYGUN
Kat8	2.43	1.04	0.98	UYGUN
Kat7	2.34	1.02	0.97	UYGUN
Kat6	2.29	1.04	0.98	UYGUN
Kat5	2.20	1.03	0.96	UYGUN
Kat4	2.12	1.08	0.97	UYGUN
Kat3	1.97	1.19	0.93	UYGUN
Kat2	1.66	2.02	0.84	X
Kat1	0.82		0.50	UYGUN

Binanın 2. Katında rijitlik düzensizliği olduğu görülmektedir.

• **B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği:**

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının (kolon veya perdelerin) bazı katlarda kaldırılarak kirişlerin veya guseli kolonların üstüne veya ucuna oturtulması, ya da üst kattaki perdelerin altta kolonlara oturtulması durumudur. Bu binada böyle bir durum söz konusu değildir.



### 3. YAPIYA ETKİYEN YÜKLER

#### 3.1 Sabit ve Hareketli Yükler

##### 3.1.1 Yapı zati ağırlığı (DL)

Yapısal elemanların zati ağırlığı program tarafından otomatik hesaplanmaktadır. Betonarme birim hacim ağırlığı  $25 \text{ kN/m}^3$ , yapısal çelik birim hacim ağırlığı  $77 \text{ kN/m}^3$  olarak hesaba katılmaktadır.

##### 3.1.2 İlave ölü yükler (SD)

Normal kat döşemesi :	kaplama	0.5 kN/m <sup>2</sup>
	asma tavan + tesisat	0.5 kN/m <sup>2</sup>
	+ bölme duvarlar	1.0 kN/m <sup>2</sup>
	Toplam	2 kN/m <sup>2</sup>
Çatı döşemesi :	kaplama	0.5 kN/m <sup>2</sup>
	İzolasyon	0.4 kN/m <sup>2</sup>
	+ asma tavan + tesisat	0.5 kN/m <sup>2</sup>
	Toplam	1.4 kN/m <sup>2</sup>

Normal katlarda yapının dış cephesi ve çekirdek bölgesinde bulunan kirişlere cam giydirme cephe kaplama yükü  $3 \text{ kN/m}$  çizgisel yük olarak etkilmiştir. Çatı katında ise aynı kirişlere alüminyum doğrama parapet yükü  $2 \text{ kN/m}$  çizgisel yük olarak etkilmiştir.

##### 3.1.3 Hareketli yükler (LL)

Hareketli yükler TS 498 Çizelge 7'ye göre seçilmiştir. Umuma açık bir işyeri olarak kullanılacak normal kat döşemelerinde  $5 \text{ kN/m}^2$ , zaman zaman kullanılacak bina terasında ise  $2 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük göz önüne alınmıştır.

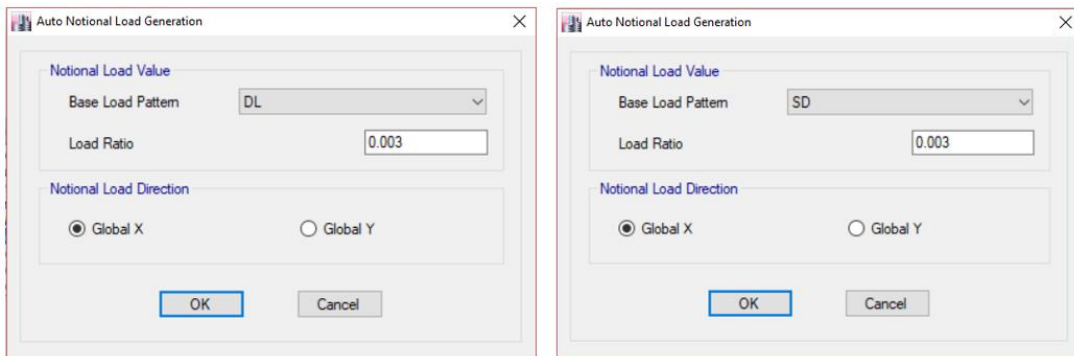
### 3.1.4 Kar yükü (SL)

İstanbul'da yerdeki maksimum kar yüksekliği meteorolojik verilere göre 75 cm olarak verilmektedir. Fakat uygulamada konservatif bir yaklaşımla bu değer 80 cm alınabilir. TS EN 1991-1-3 uyarınca karın ortalama birim hacim ağırlığı  $2.0 \text{ kN/m}^3$  olduğuna göre, bina çatısına üniform olarak etkiyen kar yükü  $0.80 \times (2.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.80 \text{ m}) = 1.3 \text{ kN/m}^2$  olarak hesaplanmaktadır.

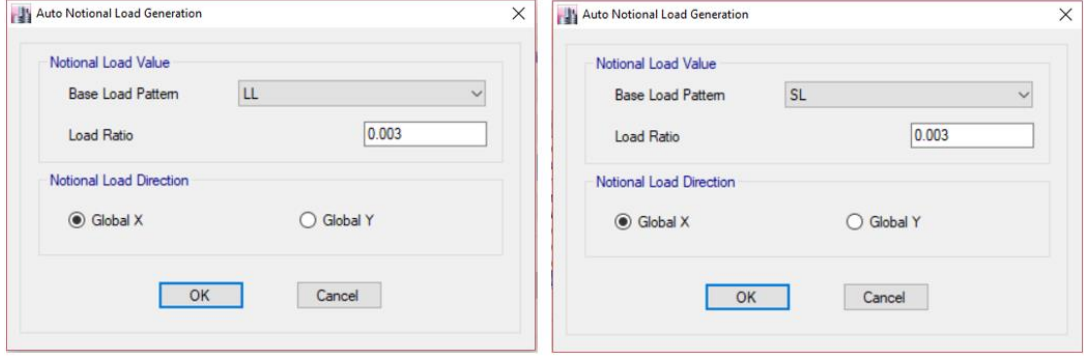
### 3.1.5 Fiktif yükler ( $N_G$ , $N_Q$ , $N_S$ )

Geometrik ön kusurları temsil eden yatay fiktif yükler, her kat düzeyinde şekil değiştirmemiş orijinal sistem üzerine denklem 3.1'e göre hesaplanarak etkitilmektedir. Bu fiktif yükler katlara etkiyen bütün düşey yükler için program içinde oluşturularak yük kombinasyonlarına katılmıştır. Fiktif yükler sadece düşey yük kombinasyonlarında dikkate alınmıştır. Bunun için ikinci merteye yerdeğiştirmelerin birinci merteye yerdeğiştirmelere oranı olan  $B_2$  katsayısının 1.7 değerine eşit veya daha küçük olması gerekmektedir. Bu kontrol EK – A'da verilmiştir. Bölüm 2.2'de bahsedildiği üzere,  $\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$  olan elemanların eğilme rijitliklerinin  $\tau_b < 1.0$  katsayısı ile çarpılarak azaltılması yerine  $0.001\alpha Y_i$ 'lik ilave fiktif yük hesaplarında dikkate alınmıştır. Fiktif yükler yapısal stabilite açısından sistemde en elverişsiz etkileri meydana getirecek doğrultu ve yönde uygulanacaktır. Bu çalışmada yapı simetrisinden dolayı sadece X doğrultusunda dikkate alınmıştır (Şekil 3.1) [2, 3].

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (3.1)$$



Şekil 3.1 : ETABS'de fiktif yüklerin tanımlanması.



**Şekil 3.1 (devam):** ETABS’de fiktif yüklerin tanımlanması.

### 3.2 Rüzgâr Yükleri (WL)

Bu bölümde yapıya etkiyen rüzgâr yükleri EN 1991-1-4’e ve bu yönetmeliğin ülkemizdeki dengi olan İYBRY’ye göre hesaplanmıştır. Ayrıca ETABS programı içerisinde de EN 1991-1-4’e göre rüzgâr yükleri tanımlanmış, el ile yapılan hesaplama programının sonucu karşılaştırılmıştır. Yapısal analizler için program içerisinde tanımlanan rüzgâr yükü kullanılmıştır. Hesaplanan rüzgâr yükleri altında ÇYTHYE 15.3’te istenilen yapının konfor tahkikleri, AISC 360-16’ya göre yapılmıştır.

#### 3.2.1 Tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncının hesaplanması

##### 3.2.1.1 Esas değerler

Rüzgâr hızının temel değeri ( $v_{b,0}$ ), 50 yılda bir aşılma olasılığına karşılık gelen, açık kırsal arazide yerden 10 m yükseklikte ölçülen, rüzgâr yönüne bağlı olmayan 10 dakikalık ortalama rüzgâr hızıdır. ÇYTHYE’ye göre bu değer 28 m/sn’den az olmayacaktır [3, 6].

Dikkate alınan rüzgârın yönünü ve mevsimleri hesaba katan esas rüzgâr hızı ise denklem 3.2 ile hesaplanmaktadır.

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (3.2)$$

Tavsiye edilen mevsim katsayısı ( $c_{season}$ ) ve doğrultu katsayısı ( $c_{dir}$ ) 1,0’dur. Buna göre esas rüzgâr hızı  $v_b = v_{b,0} = 28$  m/s’dir.

### 3.2.1.2 Ortalama rüzgâr hızı

Ortalama rüzgâr hızı  $v_m(z)$ , arazi engebeliliği ve orografik tesirleri hesaba katarak  $z$  metre yükseklikte hesaplanan rüzgâr hızıdır. Denklem 3.3 ile hesaplanmaktadır.

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \quad (3.3)$$

### 3.2.1.3 Arazi engebeliliği

Denklem 3.3'te geçen engebelilik katsayısı  $c_r(z)$ , rüzgârın geldiği doğrultudaki arazinin engebeliliğinin ve yer seviyesinden olan yüksekliğin ortalama rüzgâr hızına etkisini tanımlayan bir katsayıdır. Denklem 3.4 ile tanımlanmaktadır.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \ln(z/z_0) & z_{\min} < z < z_{\max} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) & z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (3.4)$$

Yukarıdaki bağıntılarda  $z_0$  engebelik uzunluğunu,  $z_{\min}$  ise minimum yükseklikleri ifade etmektedir.  $z_0$  ve  $z_{\min}$  EN 1991-1-4 Tablo 4.1'de verilen arazi tiplerine bağlıdır. Bu çalışmadaki yapı şehir merkezinde olacağı düşünüldüğünden arazi kategorisi IV seçilerek  $z_0$  ve  $z_{\min}$  sırası ile 1.0 m ve 10 m alınır. Arazi katsayısı  $k_r$ ,  $z_0$ 'a bağlı olarak denklem 3.5 ile hesaplanır.

$$k_r = 0,19 (z_0/z_{0,II})^{0,07} \quad (3.5)$$

Toplam bina yüksekliği  $z = 159.6$  m olduğundan;

$$z_{\min} = 10 \text{ m} < z = 159.6 \text{ m} < z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$c_r(z = 159.6 \text{ m}) = 1.189$  olarak hesaplanmaktadır.

### 3.2.1.4 Arazi orografisi

Arazi orografisinin rüzgâr hızını arttırmadığı varsayımı ile orografi katsayısı  $c_o(z)$ , tavsiye edilen değer olan 1.0'e eşit alınacaktır [6].

Buna göre ortalama rüzgâr hızı  $v_m(z) = 33.283$  m/s olarak elde edilmektedir.

### 3.2.1.5 Rüzgâr türbülansı

Türbülans şiddeti  $l_v(z)$ , z metre yükseklikte türbülansın standart sapmasının ortalama rüzgâr hızına oranı olarak ifade edilmektedir. Türbülansın standart sapması denklem 3.6 kullanılarak hesaplanır. Türbülans katsayısı  $k_1$  için tavsiye edilen değer 1,0'dir [6].

$$\sigma_v = k_f v_b k_1 \quad (3.6)$$

Yukarıda hesaplanan değerler denklem 3.6'da yerine konulursa türbülansın standart sapması  $\sigma_v = 6.561$  olarak elde edilmektedir. Yukarıda açıklandığı gibi türbülans şiddeti de,  $l_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = 0.197$  olarak hesaplanır.

### 3.2.1.6 Tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncı

z metre yükseklikteki, ortalama ve kısa süreli hız değişikliklerini içeren tepe hızı kaynaklı rüzgâr basıncı  $q_p(z)$ , denklem 3.7 kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanır. Hava yoğunluğunu ifade eden  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ 'tür.

$$q_p(z) = 0.5 [1+7 l_v(z)] \rho v_m^2(z) \quad (3.7)$$

Önceki bölümde hesaplanan değerler denklemde yerine konulursa  $q_p(z) = 1.65 \text{ kN/m}^2$  olarak hesaplanır.

### 3.2.2 Binaya etkiyen rüzgâr yükleri

Planda dikdörtgen kesitli bir binaya etkiyen rüzgâr kuvveti  $F_w$ , dış ve iç basınçlardan hesaplanan  $F_{w,e}$  ve  $F_{w,i}$  ile dış yüzeylere paralel rüzgâr sürtünmelerinden meydana gelen  $F_{fr}$  kuvvetlerinin vektörel olarak toplanmasıyla elde edilir. Yapının dış cephesinde hiçbir boşluk bulunmadığı varsayımı ile iç basınçlar dikkate alınmamıştır. Bu durumda yapıya etkiyen toplam rüzgâr yükü aşağıdaki denklemler ile hesaplanır [6].

$$F_w = F_{w,e} + F_{fr} \quad (3.8)$$

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum q_p(z_e) c_{pe} A_{ref} \quad (3.9)$$

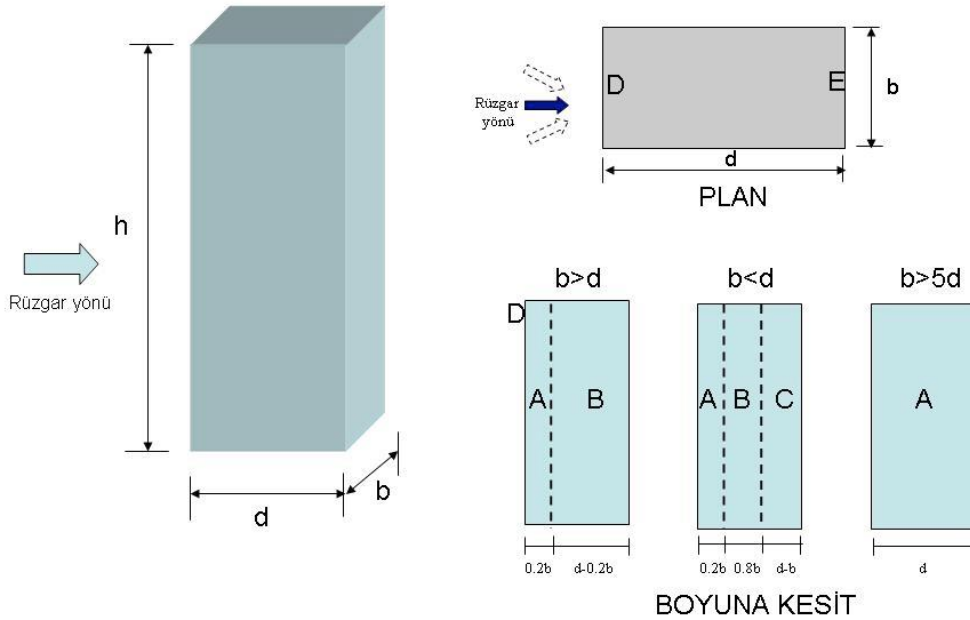
$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} \quad (3.10)$$

### 3.2.2.1 Basınç katsayıları

Bina dış basınç katsayıları  $c_{pe}$ , EN 1991-1-4 Bölüm 7'ye göre belirlenir. Bu katsayının değeri rüzgâra maruz kalan yüzeyin büyüklüğüne ve binadaki konumuna göre değişmektedir. Artı işaretli katsayılar yüzeye dik doğrultudaki basıncı, eksi işaretli katsayılar yüzeye dik doğrultudaki çekmeyi gösterir. Çizelge 3.1'de verilen  $c_{pe,1}$  katsayısı  $1 \text{ m}^2$  veya daha küçük olan yüzey alanları için kullanılırken,  $c_{pe,10}$  katsayısı  $10 \text{ m}^2$  ve daha büyük alanlar için kullanılır. Değeri  $1 \text{ m}^2$  ile  $10 \text{ m}^2$  arasında yüklenmiş alanı bulunan binalarda dış basınç katsayıları logaritmik interpolasyonla denklem 3.11'de gösterildiği gibi hesaplanır. Genel olarak  $c_{pe,1}$  değerleri cephe ve çatı kaplamaları gibi yapısal olmayan elemanların tasarımında kullanılırken, binanın taşıyıcı sisteminin tasarımında  $c_{pe,10}$  değerleri kullanılır. [6, 7]

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10}A \quad (3.11)$$

Dikdörtgen kesitli yapılar için bina cephelerine uygulanan hız kaynaklı rüzgâr basıncı dağılımı Şekil 3.2'de gösterilmiştir. Bu bölgelerde kullanılacak rüzgâr basıncı katsayıları Çizelge 3.1'de verilmiştir. Tavsiye edilen değerler binanın  $h/d$  oranına bağlıdır.  $h/d$ 'nin ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılabilir.  $h/d > 5$  olan binalar için  $h/d = 5$  değerleri kullanılabilir.



Şekil 3.2 : Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayısı bölgeleri.

**Çizelge 3.1:** Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayıları.

Bölge	A (yan yüz)		B (yan yüz)		C (yan yüz)		D (ön yüz)		E (arka yüz)		
	h/d	$c_{p,10}$	$c_{p,1}$	$c_{p,10}$	$c_{p,1}$	$c_{p,10}$	$c_{p,1}$	$c_{p,10}$	$c_{p,1}$	$c_{p,10}$	$c_{p,1}$
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	-	+0.8	+1.0	-0.3	-	-

Bu çalışmada ele alınan bina yüzeylerine uygulanacak dış basınç katsayıları için,  $h/d = 159.6/34 = 4.69$  olduğundan, konservatif bir yaklaşımla  $h/d = 5$  değerleri kullanılmıştır. Buna göre rüzgârın yaklaştığı yöndeki yüzeyde basınç katsayısı  $c_{pe,10,D} = +0.8$ , rüzgârın uzaklaştığı yöndeki yüzeyde  $c_{pe,10,E} = -0.7$  alınmıştır.

Binanın rüzgâr yönü doğrultusundaki dış yüzeylerinde sürtünme yükleri meydana gelir. Bu yüklerin hesabında kullanılan sürtünme katsayıları duvarlar, parapetler ve çatı yüzeyleri için Çizelge 3.2’de verilmiştir. Düşey duvarlar için sürtünme alanı rüzgâr yönündeki toplam düşey duvar alanıdır [6, 7].

**Çizelge 3.2:** Duvarlar, parapetler ve çatı yükleri için sürtünme katsayıları.

Yüzey	Sürtünme katsayısı $c_{fr}$
Pürüzsüz (örneğin çelik, pürüzsüz beton yüzeyi)	0.01
Pürüzlü (örneğin pürüzlü beton, katranlı levha yüzeyi)	0.02
Çok pürüzlü (örneğin dalgalı, çıkıntılı, kıvrımlı yüzeyler)	0.04

Binanın dış cephesi cam giydirme cephe olarak düşünüldüğünden  $c_{fr} = 0.01$  alınmıştır.

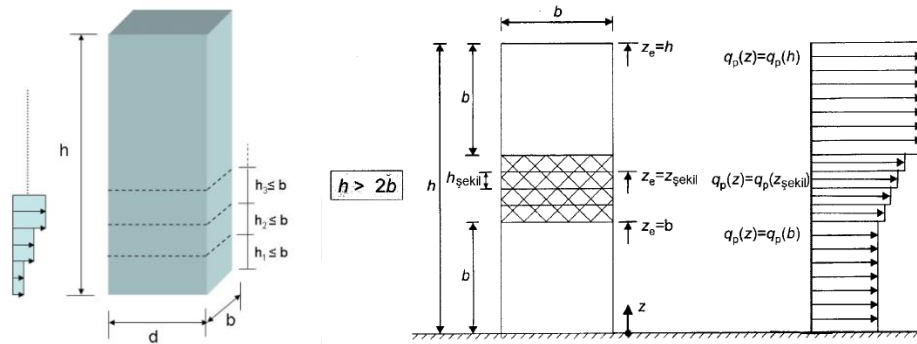
### 3.2.2.2 Yapısal katsayı

Yapısal katsayı  $c_{s,c_d}$ , EN 1991-1-4 Bölüm 6’da verilen bağıntılarla hesaplanabilir.  $c_s$  katsayısı ile yüzeylerdeki en büyük rüzgâr yüklerinin eşzamanlı şekilde meydana gelmemesi göz önüne alınır.  $c_d$  katsayısı ise, dinamik rüzgar yükleriyle yapının titreşimini ve rezonans nedeniyle yerdeğiştirmelerdeki artışı göz önüne almaktadır.  $c_{s,c_d}$ ’nin örnek bir hesabı EK - B’de verilmiştir. Bu hesapta kullanılan, binanın birinci moduna karşılık gelen sönüm katsayısı  $\xi_0$ , binadaki tüm çelik birleşimlerinin bulonlu olduğu göz önüne alınarak 0.025 alınmıştır.

Yapılan hesap sonucu  $c_{s,c_d} = 0.880$  hesaplanmıştır.

### 3.2.2.3 Katlara etkiyen rüzgâr yükleri

Binaya gelen toplam yükleri hesaplariken bina düşey doğrultuda Şekil 3.3'te gösterildiği gibi dilimlere ayrılır ve her dilime gelen yükler ayrı ayrı hesaplanır. Eurocode ve İYBRY'de geçen bu dilimler birbirinden bir nebze farklı olsa da yaklaşık sonuçlar vermektedirler. Fakat ETABS programı bu dilimleri her katın yüksekliği kadar alır. Bundan dolayı ETABS'ta hesaplanan toplam rüzgâr yükü ile İYBRY'de geçen dilimlemelerle hesaplanan rüzgâr yükü arasında 1013 kN'luk bir fark oluşmaktadır. İYBRY'de tavsiye edilen dilimleme hesap açısından kolay, fakat daha konservatiftir.



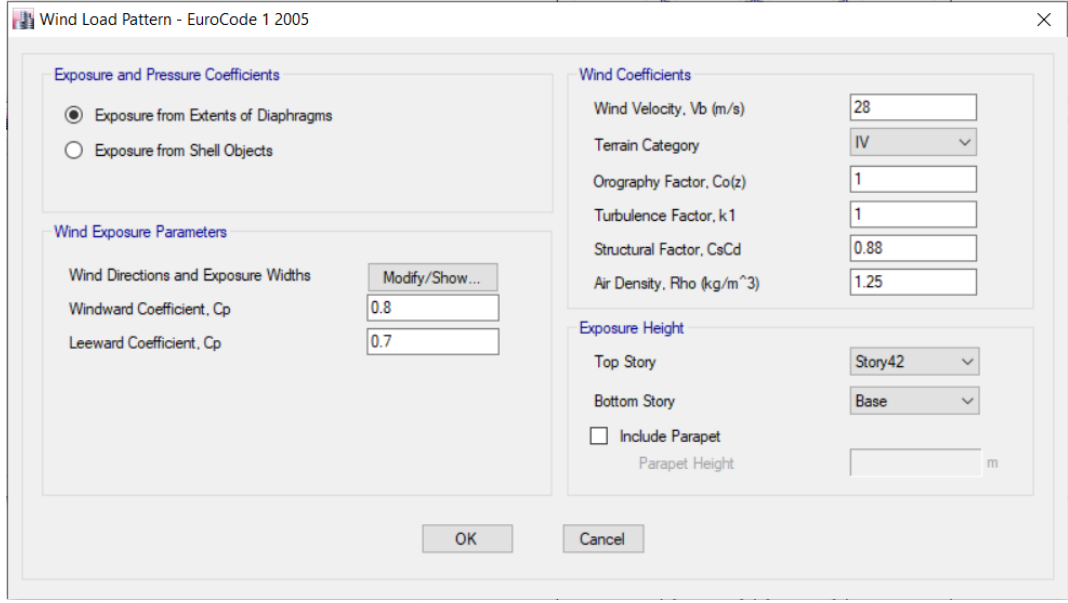
**Şekil 3.3 :** İYBRY ve EN-1991-1-4'e göre rüzgâr yüklerinin düşey doğrultuda göz önüne alınması.

Yapılan hesapta bina yüksekliği boyunca b mesafesi kadarlık (34 m) dilimlere bölünmüş, her bir dilime gelen rüzgâr basıncı ve kuvvetleri Çizelge 3.3'de görüldüğü gibi ayrı ayrı hesaplanmıştır. Şekil 3.4'e göre ETABS'de tanımlanan rüzgâr yükü sonucunda toplam rüzgâr taban kesme yükü 8950 kN olarak hesaplanmıştır.

**Çizelge 3.3:** Binaya etkiyen toplam rüzgâr yükü.

Dilim Yüksekliği	Tepe Rüzgâr Basıncı	Dış Basınc Katsayısı		Sürtünme Katsayısı	Rüzgâr Basıncı	Referans Alan	Yapısal Katsayı	Dış Kuvvet	Sürtünme Kuvveti	
$h_s$	$q_p(z_e)$	$C_{pe}$	$C_{p,net}$	$C_{fr}$	$W_e$	$A_{ref}$	$C_s C_d$	$F_{w,e}$	$F_{fr}$	
[m]	[kPa]	D	E		[kPa]	[m <sup>2</sup> ]		[kN]	[kN]	
136-159.6	1.65	0.8	-0.7	1.5	0.01	2.48	802.4	0.88	1747.63	13.24
102-136	1.57	0.8	-0.7	1.5	0.01	2.36	1156	0.88	2395.69	18.15
68-102	1.45	0.8	-0.7	1.5	0.01	2.18	1156	0.88	2212.58	16.76
34-68	1.27	0.8	-0.7	1.5	0.01	1.91	1156	0.88	1937.92	14.68
0-34	1.00	0.8	-0.7	1.5	0.01	1.50	1156	0.88	1525.92	11.56
Toplam:								9819.74	74.39	
Taban Rüzgar Kuvveti: $\Sigma F_{w,e} + \Sigma F_{fr} = F_w =$								9968.53	kN	

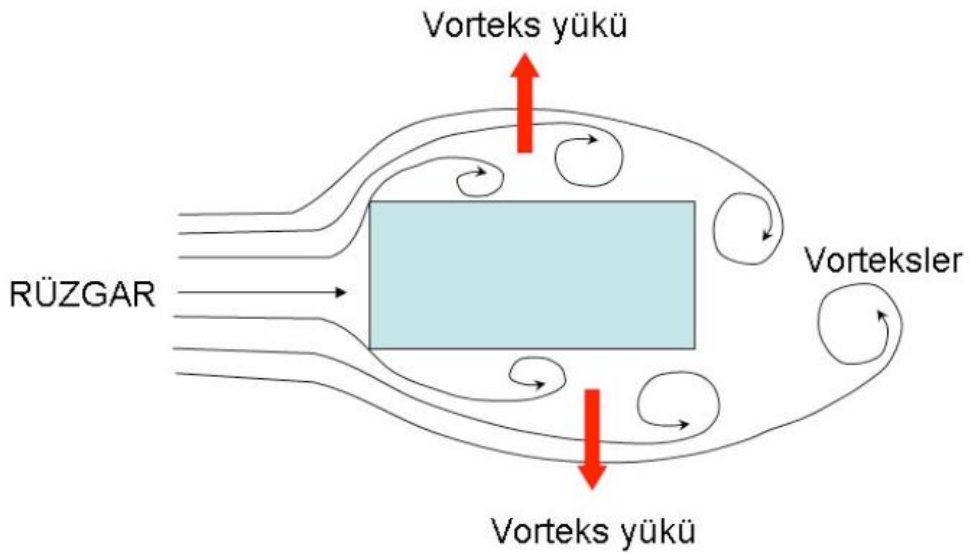




Şekil 3.4 : ETABS rüzgâr yükü tanımlama ekranı.

### 3.2.3 Vorteks titreşimleri

Rüzgârın meydana getirdiği hava akımları binanın etrafından geçerken Şekil 3.5'te gösterildiği gibi vorteksler oluşturur. Vorteksler karşılıklı yüzelerde değişken olarak oluştuğu için sebep oldukları dinamik yükler de değişken yönlü olup rüzgâr akış yönüne dik doğrultuda meydana gelir. Vorteks yüklerinin frekansı binanın rüzgâra dik doğrultudaki temel frekansına yakın olursa binada çok büyük genlikli titreşimler meydana gelir. Vorteks titreşimleri aşağıdaki şartlar sağlanması halinde ihmal edilebilir.



Şekil 3.5 : Vorteks yüklerinin oluşumu.

- $h/d_{\min} < 6$

$$159.6/34 = 4.69 < 6$$

UYGUN

- $V_{cr} > 1.25 v_m(h)$

Binanın tepe noktasındaki ortalama rüzgâr hızı:  $v_m(h) = 33.283$  m/s

$$V_{cr} = b f_{oy} / S_t \quad (3.12)$$

Binanın rüzgârın geldiği yöndeki genişliği:  $b = 34$  m

Binanın rüzgâra dik doğrultudaki doğal titreşim periyodu:  $f_{oy} = 0.228$  Hz (Modal analiz sonuçları Bölüm 3.3'te verilmiştir.)

Strouhal Sayısı:  $S_t = 0.12$  (Çizelge 3.4'den binanın  $d/b$  oranına göre seçilir. Ara değerler için lineer interpolasyon yapılabilir.)

**Çizelge 3.4:** Strouhal sayısının kesitin derinlik/genişlik ( $d/b$ ) oranına göre değişimi.

$d/b$	1	2	3	3.5	5	10
$S_t$	0.12	0.06	0.06	0.15	0.11	0.09

$$V_{cr} = 34 * 0.228 / 0.12 = 64.6 > 1.25 * 33.283 = 41.6 \quad \text{UYGUN}$$

Belirtilen şartlar sağlandığından dolayı vorteks titreşimleri ihmal edilmiştir.

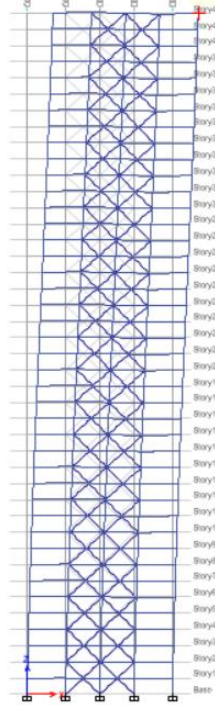
### 3.2.4 Rüzgâr etkisi altında konfor kontrolleri

Rüzgârın neden olduğu titreşimlerin bina kullanıcıları tarafından algılanması kullanıcılar açısından rahatsızlık yaratacaktır. Buna karşı önlem alınması amacıyla rüzgâr etkileri altında konfor tahkiklerinin yapılması gerekmektedir. Eurocode'da veya İYBRY'de konfor tahkiklerinin yapılması gerektiği belirtilmesine rağmen, sınır değerler verilmemektedir. Bu çalışmada ele alınan bina tepe noktası deplasmanı ve ivme kontrolü yapılırken, sınır değerler AISC 360-10 yönetmeliğinin *Commentary* bölümünden alınmıştır.

#### 3.2.4.1 Rüzgâr etkisi altında tepe noktası deplasmanı

Yaygın olarak kullanılan tepe deplasman sınırları bina tipine, cephe kaplama tipine ve malzemesine bağlı olarak toplam bina yüksekliğinin 1/100'ü ile 1/600 arasında değişmektedir. En yaygın kullanılan sınır değer  $H/500$  olarak geçmektedir [8]. Rüzgâr etkileri altında binanın tepe noktası deplasmanı Şekil 3.6'da verilmiştir.

Joint Label: 45  
 Story: Story42  
 Ux = 198.935  
 Uy = -0.012  
 Uz = -2.981  
 Rx = 0.000002  
 Ry = 0.001103  
 Rz = -0.000003



Şekil 3.6 : Rüzgâr etkisi altında binanın tepe deplasmanı [mm].

$$\delta_{WL} = 198.9 \text{ mm} < H/500 = 319.2 \text{ mm}$$

UYGUN

### 3.2.4.2 Karakteristik tepe ivmesi

Karakteristik tepe ivmesi, karakteristik rüzgâr doğrultusu ivmesinin standart sapması  $\sigma_{a,x}$  ile tepe katsayısı  $k_p$ 'nin çarpımı ile elde edilir. Bu terimlerin hesabı TS-EN 1991-1-4'e göre yapılmış ve EK - B'de verilmiştir.

Tepe deplasman ivmesi konfor sınırı ticari binalar (genellikle gündüz vakti kullanılan binalar) için 0.021g iken, konut tipi binalarda (tüm gün kullanılan binalar) 0.015g olarak alınabilir. Bu değerler aşılma olasılığı 10 yılda bir olan kuvvetli rüzgârlara göre verilmiştir. Bundan dolayı en başta 50 yıllık tekrar periyodu ile aldığımız esas rüzgâr hızı denklem 3.13'te verilen bağıntı ile tekrar periyodu 10 yıllık olan rüzgâr hızına dönüştürülmelidir [6, 8].

$$c_{\text{prob}} = \left( \frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (3.13)$$

Burada, K üst sınır uçdeğer dağılımının değişkenlik katsayısına bağlı olan şekil parametresi, n üstel katsayı olarak geçmektedir. K ve n için tavsiye edilen değerler sırasıyla 0.2 ve 0.5'tir. p, yıllık aşılma olasılığını ifade etmektedir. Tekrar periyodu 10 yıl olan rüzgârın yıllık aşılma olasılığı 0.1'dir. Bu değerler formülde yerine konulursa  $C_{prob} = 0.903$  olarak hesaplanmaktadır. Buna göre yıllık aşılma olasılığı %10 olan 10 dakikalık ortalama rüzgâr hızı;

$V_{b, \%10} = V_b C_{prob} = 25.28$  m/s olarak hesaplanmaktadır.

Binanın rüzgâr etkilerinden dolayı meydana gelen karakteristik tepe ivmesi değeri  $0.18$   $m/s^2$  olarak hesaplanmaktadır. Tasarımı yapılan bina bir işyeri olarak düşünüldüğünden hesaplanan ivme değeri tepe ivme sınırı  $0.021g$  ( $0.21$   $m/s^2$ )'yi aşmamaktadır.

### 3.3 Deprem Yükleri (E)

Çalışmanın bu bölümünde, Bölüm 4.1'de geçen yüksek binalar için I. Tasarım Aşaması olan, DD-2 deprem yer hareketinin etkisi altında dayanıma göre tasarım hesap esasları için yapıya etkiyen deprem yükleri hesaplanmış ve kontrolleri yapılmıştır.

#### 3.3.1 Doğrusal hesap için taşıyıcı sistemin modellenmesine ilişkin kurallar

Dayanıma göre tasarım kapsamında yapılacak doğrusal hesapta kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem ETABS programında aşağıda sıralanan kurallar çerçevesinde modellenmiştir.

- Bina taşıyıcı sistemi 3 boyutlu olarak modellenmiştir.
- Birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkisi ve düşey deprem etkisi deprem yükü kombinasyonlarında göz önüne alınmıştır.
- Sönüm oranı I. tasarım aşamasına mahsus %5 alınmıştır.
- Kiriş, kolon ve çaprazlar çubuk sonlu eleman olarak modellenmiştir. Merkezi çaprazlı çerçevelerin çaprazlarının, kirişlerinin ve betonarme döşemeyle birlikte çalışan kompozit tali kirişlerinin düğüm noktaları mafsallı olarak teşkil edildiğinden dolayı 6 serbetlik derecesinin 3'ü (eksenel kuvvet ve kesme kuvvetine karşılık gelenler) göz önüne alınmıştır. Moment aktaran çerçeve kirişleri ve tüm kolonlarda 6 serbetlik derecesinin tümü dikkate alınmıştır.

- Kompozit döşemeler iki boyutlu sonlu elemanlar olarak modellenmiş ve yarı-rijit diyafram tanımlanmıştır.
- Yapının deprem hesaplarında kullanılan kütlesi denklem 3.14 ile hesaplanmıştır. Hareketli yük kütle katılım katsayısı  $n$ , TBDY Tablo 4.3'e göre 0.30 olarak ele alınmıştır. Buna göre toplam sismik ağırlığı  $W_t = 378485.8$  kN olarak elde edilmiştir [1].

$$w_j = w_{Gj} + n w_{Qj} + 0.30 w_s \quad (3.14)$$

- Deprem yer hareketinin binaya etkisinde ve taşıyıcı sistemin rijitlik ve kütle dağılımındaki olası belirsizlikleri gözönüne almak üzere, her bir deprem doğrultusu için kat kütle merkezinde deprem doğrultusuna dik doğrultuda  $\pm 5\%$  ek dışmerkezlilik etkisi göz önüne alınmıştır.

### 3.3.2 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı

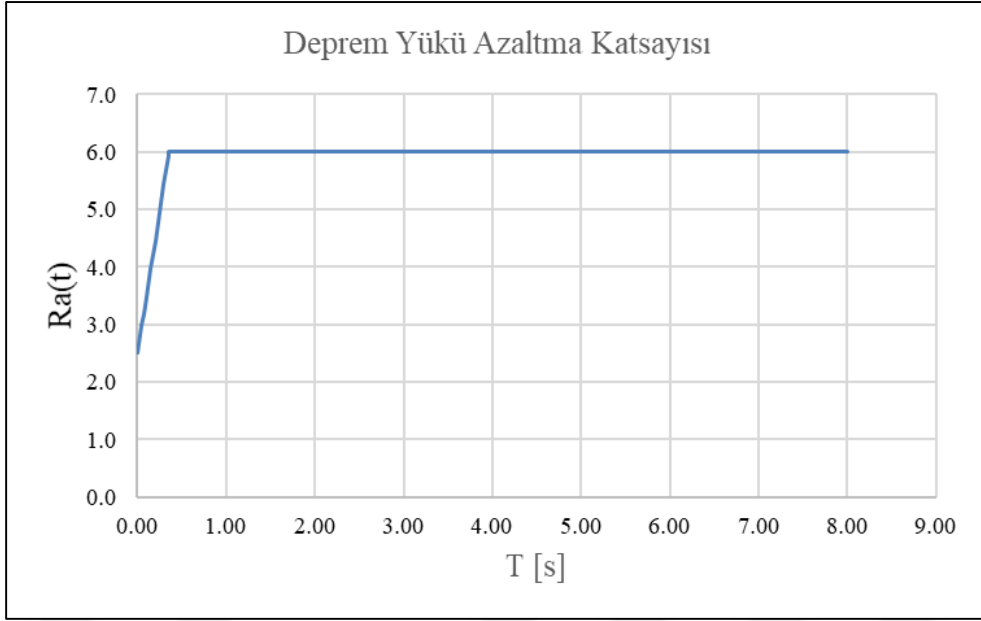
Dayanıma göre tasarım çerçeveinde doğrusal elastik deprem yüklerinin azaltılmasında kullanılacak Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı  $R_a(T)$ , denklem 3.15 ve 3.16'da verilen bağıntılarla hesaplanır. Bu bağıntılarda geçen  $R$  (Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı) ve  $D$  (Dayanım Fazlalığı Katsayısı), bina taşıyıcı sisteminin türüne göre TBDY Tablo 4.1'de tanımlanmaktadır [1].

$$R_a(T) = \frac{R}{I} \quad T > T_B \quad (3.15)$$

$$R_a(T) = D + \left( \frac{R}{I} - D \right) \frac{T}{T_B} \quad T \leq T_B \quad (3.16)$$

Yapının taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin birlikte kullanılmasıyla oluşturulduğundan buna karşılık gelen  $R$  ve  $D$  katsayıları sırasıyla 6 ve 2.5 olarak alınır. Seçilen  $R$  ve  $D$  katsayıları için TBDY Madde 4.3.2.4 ve 4.3.4.5 uyarınca devrilme momenti kontrolleri yapılır. Bu kontroller yapıya gelen deprem yüküne bağlı olarak Bölüm 3.3.6'da yapılmıştır [1].

Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı  $R_a(T)$ 'nin yapının doğal titreşim periyodu  $T$ 'ye bağlı grafiği Şekil 3.7'de verilmiştir.

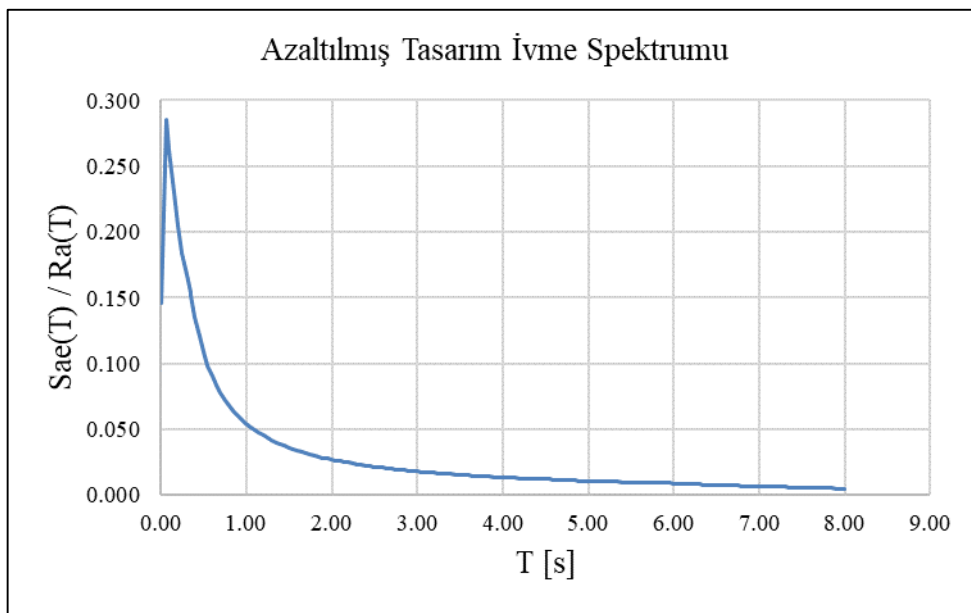


Şekil 3.7 : Deprem yüğü azaltma katsayısı.

### 3.3.3 Yatay deprem etkisi altında azaltılmış tasarım ivme spektrumu

Yatay doğrultuda azaltılmış deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak olan azaltılmış tasarım ivme spektrum grafiğı, denklem 3.17’de verildiğı gibi yatay elastik tasarım spektral ivme değerlerinin deprem yüğü azaltma katsayısına bölünmesi ile elde edilir. Bu grafik deprem hesabı için ETABS’e girdi olarak tanıtılmaktadır (Şekil 3.8).

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \quad (3.17)$$



Şekil 3.8 : Azaltılmış tasarım ivme spektrumu.

### 3.3.4 Düşey deprem etkisi

DTS = 1, 1a, 2, 2a olan ve aşağıda sıralanan elemanlardan herhangi biri bulunan binalarda düşey deprem etkisi  $E_d^{(z)}$ , düşey titreşim modları esas alınarak TBDY Bölüm 2.3.5'e göre elde edilecek olan düşey elastik tasarım spektrumuna göre mod birleştirme yöntemi kullanılarak hesaplanacaktır.  $E_d^{(z)}$  hesabında tüm taşıyıcı sistemler için R/I ve D, 1 alınacaktır.

- Açıklıklarının yataydaki izdüşümü 20 m veya daha fazla olan kirişleri içeren binalar
- Açıklıkları yataydaki izdüşümü 5 m veya daha fazla olan konsolları içeren binalar
- Kirişlere oturan kolonları içeren binalar
- Kolonları düşeye göre eğimli olan binalar

Tasarımı yapılacak binada bu elemanların hiçbiri bulunmadığından düşey deprem etkisi aşağıda verilen denklem 3.18 ile hesaplanacaktır. Binanın sabit yük ve kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına bağlı bu deprem etkisi, deprem kombinasyonlarına elverişsiz etkiler yaratacak şekilde dahil edilir. Sabit yükün baskın olduğu kombinasyonlara  $+0.3E_d^{(z)}$  ile eklenirken, sabit yük etkisinin az olduğu kombinasyonlara  $-0.3E_d^{(z)}$  ile dâhil edilir.

$$E_d^{(z)} \approx (2/3) S_{DS} G \quad (3.18)$$

Buna göre binaya gelecek düşey deprem etkisi;

$$E_d^{(z)} = (2/3) * 0.912 * G = 0.608G$$

$$\pm 0.3 E_d^{(z)} = \pm 0.18 G$$

yüklemesi ile tüm deprem etkili kombinasyonlara dahil edilmiştir.

### 3.3.5 Mod birleştirme yöntemi

I. Aşama deprem hesabında TBDY Bölüm 13 uyarınca doğrusal hesap yöntemi olarak Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır. Yapının modal analizi ETABS programı yardımıyla yapılmıştır.

Mod Birleştirme Yöntemi'nde, verilen bir deprem doğrultusunda Bölüm 3.3.3'te tanımlanan tasarım spektrumundan yararlanılarak göz önüne alınan her bir titreşim

modu için elde edilen en büyük iç kuvvet ve yerdeğiştirmelerin istatistiksel olarak birleştirilmesi ile sonuçlar elde edilir.

Modal hesap yöntemlerinde hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, toplam modal kütle katılım oranının en az %95'e ulaştığı mod sayısı kadar olmalıdır. 60 mod kullanılarak yapılan analiz sonucu 17. Modda %95 kütle katılımın sağlandığı görölmüştür (Çizelge 3.5).

Mod birleştirme yöntemi sonucu hesaplanan taban kesme kuvveti;

$V_t = 5211$  kN olmuştur.

TBDY Bölüm 13'te verilen yüksek binalar için minimum taban kesme kuvveti denklem 3.19 yardımı ile hesaplanacaktır. Modal hesap yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti, eğer altında ise, minimum bu deprem yüküne eşit olacak şekilde ölçeklendirilecektir.

$$V_{t,min} = 0.04 \alpha_H m_t S_{DS} g \quad (3.19)$$

Burada 155 m'den yüksek binalar için  $\alpha_H = 0,5$  alınır.  $m_t$ , Bölüm 3.3.1'de hesaplanan yapının sismik kütleini ifade etmektedir. Buna göre minimum deprem yükü;

$$V_{t,min} = 0.04 * 0.5 * 0.912 * (378485.8 \text{ kN}) = 6903.6 \text{ kN}$$

olarak elde edilmiştir.

**Çizelge 3.5 : Modal analiz sonuçları.**

Mod	T	f	$\omega$	Özdeğer	UX	UY	$\Sigma$ UX	$\Sigma$ UY
	s	Hz	rad/s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>				
1	4.378	0.228	1.435	2.060	0.661	0.000	0.661	0.000
2	4.378	0.228	1.435	2.060	0.000	0.661	0.661	0.661
3	3.241	0.309	1.938	3.757	0.000	0.000	0.661	0.661
4	1.304	0.767	4.819	23.218	0.188	0.000	0.849	0.661
5	1.304	0.767	4.819	23.218	0.000	0.188	0.849	0.849
6	1.051	0.952	5.979	35.746	0.000	0.000	0.849	0.849
7	0.697	1.436	9.020	81.354	0.056	0.000	0.905	0.849
8	0.697	1.436	9.020	81.357	0.000	0.056	0.905	0.905
9	0.583	1.716	10.784	116.287	0.000	0.000	0.905	0.905
10	0.461	2.170	13.637	185.966	0.023	0.000	0.928	0.905
11	0.461	2.170	13.637	185.973	0.000	0.023	0.928	0.928
12	0.389	2.569	16.141	260.525	0.000	0.000	0.928	0.928
13	0.353	2.833	17.798	316.772	0.015	0.000	0.943	0.928
14	0.353	2.833	17.799	316.811	0.000	0.015	0.943	0.943



**Çizelge 3.5 (devamı) : Modal analiz sonuçları.**

Mod	T	f	$\omega$	Özdeğer	UX	UY	$\Sigma$ UX	$\Sigma$ UY
	s	Hz	rad/s	rad <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>				
15	0.302	3.317	20.839	434.266	0.000	0.000	0.943	0.943
16	0.285	3.512	22.066	486.912	0.010	0.000	0.953	0.943
17	0.285	3.512	22.069	487.026	0.000	0.010	0.953	0.953

### 3.3.6 Taşıyıcı sistem davranış katsayısı kontrolü

TBDY'ye göre süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelere sahip taşıyıcı sistemi olan binalarda her bir deprem doğrultusu için taşıyıcı sistem davranış katsayısı aşağıda verilen kurallara göre kontrol edilmelidir.

- Taşıyıcı sistemde tek bir çelik çaprazlı çerçevenin aldığı taban devrilme momenti  $M_{DEV}$ , o doğrultuda binanın tümü için deprem yüklerinden meydana gelen toplam devrilme momenti  $M_o$ 'ın 1/3'ünden fazla olmayacaktır.
- Binanın her bir kenar aksında yer alan çelik çaprazlı çerçevelerin aldığı toplam taban devrilme momenti  $M_{DEV}$ , o doğrultuda binanın tümü için deprem yüklerinden meydana gelen toplam taban devrilme momenti  $M_o$ 'ın 1/6'sından az olmayacaktır.

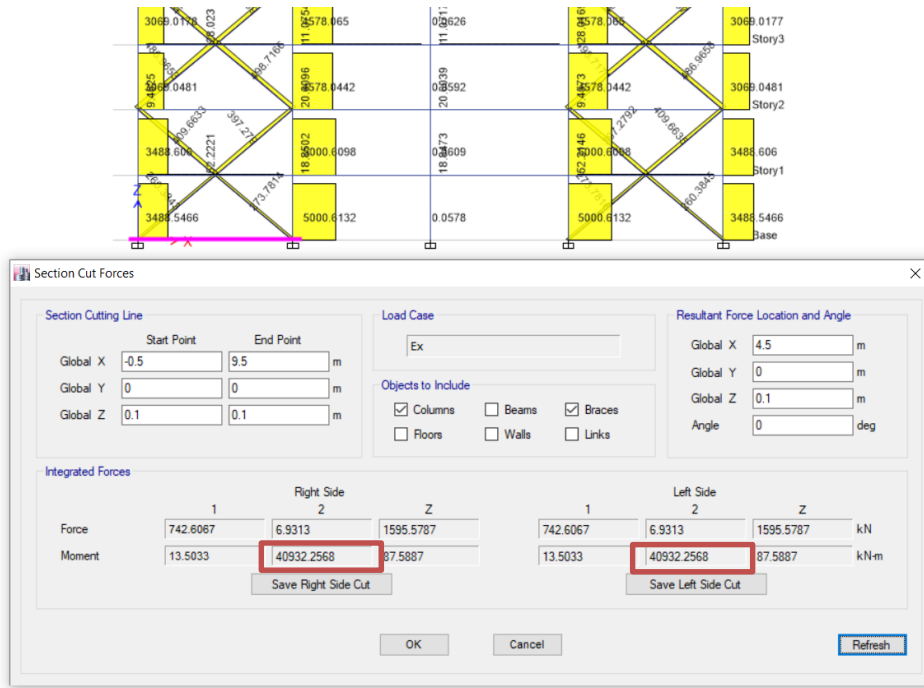
Bu iki koşuldan birinin sağlanmaması durumunda Taşıyıcı Sistem davranış Katsayısı R yerine (4/5)R göz önüne alınacaktır. Dayanım Fazlalığı Katsayısı D için bir değişiklik yapılmayacaktır.

- Çaprazlı çerçevelerin tabanında deprem yüklerinden meydana gelen devrilme momentlerinin toplamı, binanın tümü için deprem yüklerinden tabanda meydana gelen toplam devrilme momentinin %40'ından az, %75'inden fazla olmayacaktır (3.20).

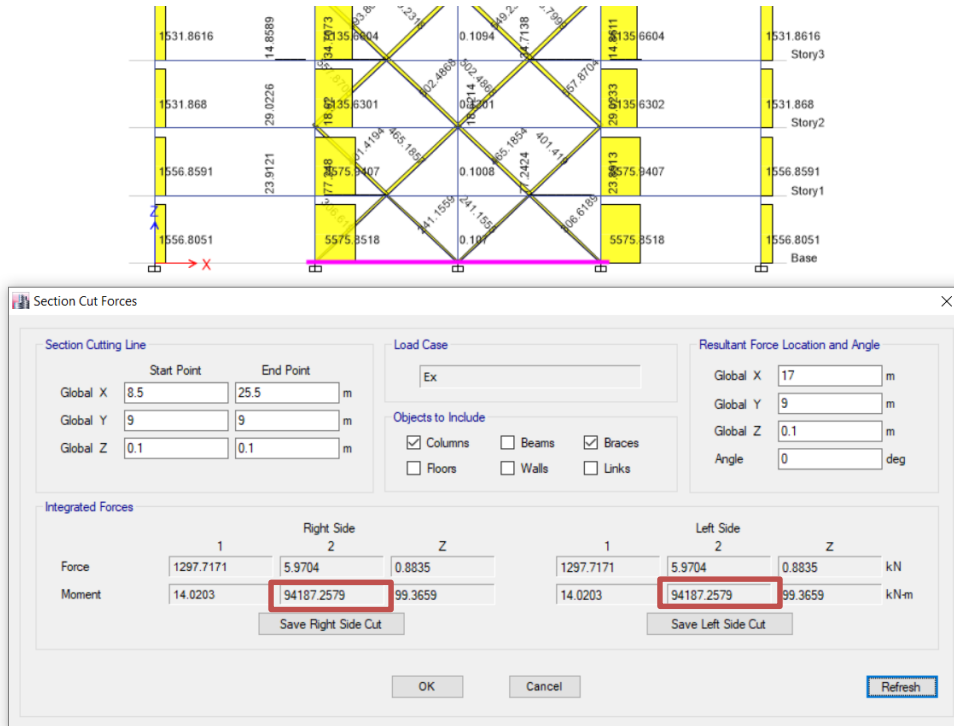
$$0.40M_o < \sum M_{DEV} < 0.75M_o \quad (3.20)$$

Bu bağıntıdaki üst sınır koşulunun sağlanmaması durumunda, R ve D katsayıları TBDY Tablo 4.1'e göre "deprem etkilerinin süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeveler ile karşılandığı binalar" (C13) için tanımlanan değerlere çekilecek ve izin verilen en üst BYS dikkate alınacaktır. Alt sınırın sağlanmadığı durumlarda ise R ve D katsayılarında değişiklik yapılmayacak, fakat izin verilen en üst BYS'nin bir fazlası dikkate alınacaktır.

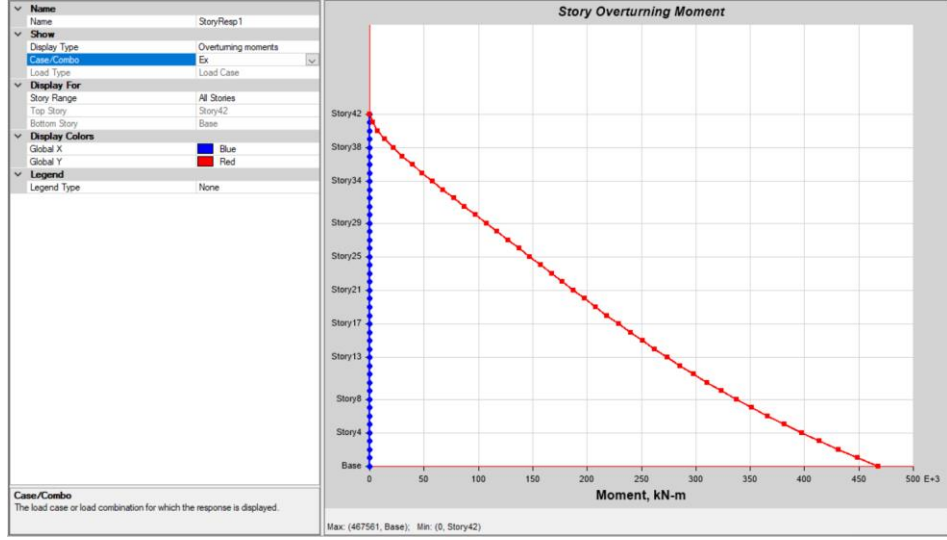
Bu üç kontrol için devrilme momentleri Şekil 3.9, 3.10 ve 3.11’de verilmiştir. Çaprazlı çerçevelerin devrilme momentlerini elde etmek için programın “Section Cut” özelliğinden faydalanılmıştır. Taban devrilme momenti “Show Story Response Plots” kısmından elde edilebilir.



Şekil 3.9 : Binanın kenar aksında yer alan bir çaprazlı çerçevenin devrilme momenti.



Şekil 3.10 : Binanın orta aksında yer alan bir çaprazlı çerçevenin devrilme momenti.



Şekil 3.11 : Binanın tabanında meydana gelen toplam devrilme momenti.

Programdan elde edilen verilere göre Ex depremi için;

Binanın kenar aksında yer alan çaprazlı çerçeve taban devrilme momenti:  $M_{DEV,K} = 40932 \text{ kNm}$

Binanın çekirdek aksında yer alan çaprazlı çerçeve taban devrilme momenti:  $M_{DEV,O} = 94187 \text{ kNm}$

Binanın toplam taban devrilme momenti:  $M_O = 467561 \text{ kNm}$

Bu veriler ışığında yukarıdaki 3 koşulu tek tek değerlendirelim:

- $(M_{DEV})_{MAK} = 94187 \text{ kNm} < (1/3)M_O = 155854 \text{ kNm}$  **UYGUN**
- $4 * M_{DEV,K} = 163728 \text{ kNm} > (1/6)M_O = 77926 \text{ kNm}$  **UYGUN**
- $0.40 \leq [(4 * M_{DEV,K} + 2 * M_{DEV,O}) / M_O = 0.75] \leq 0.75$  **UYGUN**

Alınan R ve D katsayıları uygundur.

### 3.4 Yük Kombinasyonları

Bina taşıyıcı sisteminin sabit ve hareketli yükler ile deprem ve rüzgâr kuvvetleri altında analizleri sonucunda elde edilen iç kuvvetler, ÇYTHYE 5.3.1, TBDY 4.4 ve TBDY 9.2.5'te tarif edilen şekillerde YDKT yöntemine göre birleştirileceklerdir (Çizelge 3.6). Yapı simetrisinden dolayı deprem kombinasyonlarında sadeleştirmeye gidilmiştir. Rüzgâr yükleri ETABS tarafından otomatik olarak hesaplanıp yapıya etkilediğinden, kombinasyonlarda rüzgâr yükleri için herhangi bir doğrultu belirtmeye

gerek yoktur. Program kendi içinde rüzgâr yüklemesi durumunu farklı birkaç doğrultu için analiz edip maksimum ve minimum sonuçları bize vermektedir.

**Çizelge 3.6:** Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları.

Yük Kombinasyonları	
01) $1.4(G+N_g)$	
02) $1.2(G+N_g)+1.6(Q+N_q)+0.5(S+N_s)$	Düşey Yük Kombinasyonları
03) $1.2(G+N_g)+1.6(S+N_s)+1.0(Q+N_q)$	
04) $1.2(G+N_g)+1.6(S+N_s)$	
05) $1.38G+1.0Q+0.2S+1.0Ex+0.3Ey$	
06) $1.38G+1.0Q+0.2S+1.0ExP+0.3Ey$	Depremlı Yük Kombinasyonları
07) $0.72G+1.0Ex+0.3Ey$	
08) $0.72G+1.0ExP+0.3Ey$	
09) $1.2G+1.6S+0.8W$	Rüzgârlı Yük Kombinasyonları
10) $1.2G+1.0Q+0.5S+1.6W$	
11) $0.9G+1.6W$	
OS-1) $1.38G+1.0Q+0.2S+2.5Ex+0.75Ey$	Dayanım Fazlalığı Katsayısı ile Arttırılmış Depremlı Yük Kombinasyonları
OS-2) $1.38G+1.0Q+0.2S+2.5ExP+0.75Ey$	
OS-3) $0.72G+2.5Ex+0.75Ey$	
OS-4) $0.72G+2.5ExP+0.75Ey$	

## **4. TBDY – 2018 UYARINCA YÜKSEK BİNA TASARIM AŞAMALARI**

### **4.1 Tasarım Aşaması I: DD-2 Deprem Yer Hareketi Altında Ön Tasarım - Boyutlandırma**

Bu tasarım aşamasında, seçilen yüksek bina taşıyıcı sisteminin, Bölüm 3'te hesaplanan düşey ve yatay yükler altında DGT yaklaşımı ile doğrusal hesap esaslarına göre stabilite kontrolleri ve elemanlarının boyutlandırılması yapılmıştır. TBDY'de dayanıma göre tasarım yaklaşımı şu adımlarla tarif edilmektedir [1]:

- Taşıyıcı sistemin süneklik kapasitesine karşı gelen azaltılmış deprem yükleri belirlenir.
- Azaltılmış deprem yükleri altında bulunan eleman iç kuvvetleri, gerektiğinde dayanım fazlalığı katsayısı da dikkate alınarak ve diğer yüklerden oluşan iç kuvvetler ile birleştirilerek dayanım talepleri belirlenir.
- Eleman dayanım talepleri eleman dayanım kapasiteleri ile karşılaştırılır.
- Deprem hesabında elde edilen görelî kat ötelemeleri ve ikinci mertebe gösterge değerleri izin verilen sınırlarla karşılaştırılır.
- Dayanım taleplerinin dayanım kapasitelerinden küçük olduğu ve görelî kat ötelemelerinin izin verilen sınır değerlerin altında olduğu gösterilerek tasarım tamamlanır.

Deprem hesapları, Normal Performans Hedefi olarak tanımlanan Kontrollü Hasar (KH) performans hedefini sağlamak üzere standart tasarım deprem yer hareketi olarak da nitelendirilen DD-2 deprem yer hareketinin etkisi altında gerçekleştirilmiştir. Yapısal elemanların boyutlandırılması TBDY Bölüm 9 ve ÇYTHYE uyarınca yapılmıştır. Yapısal elemanların boyutlandırılmasında kullanılan gerekli dayanımlar ayrıntıları ÇYTHYE 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Bölüm 2.2'de belirtildiği üzere, genel analiz yönteminde ele alınan azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri, analizler için kullanılan ETABS programı tarafından hesaba katılabilmektedir.

#### 4.1.1 Göreli kat ötelemelerinin hesaplanması ve sınırlandırılması

TBDY Bölüm 4.9.1’de belirtildiği üzere, her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i’nci katındaki kolon veya perdelerdeki etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri olan  $\delta_{i,max}$  denklem 4.1’de verilen koşulu sağlayacaktır.

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} \leq 0.016\kappa \quad (4.1)$$

Etkin göreli kat ötelemesi  $\delta_i$ ’nin hesabında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yerdeğiştirmeler kullanılmış, minimum deprem yükü koşulu göz önüne alınmamıştır. Kat yüksekliği  $h$ , tüm katlarda eşit ve 3800 mm’dir.  $\kappa$  katsayısı çelik yapılar için 0.5 olarak verilmektedir. Binada kullanılacak dolgu duvarların ve cephe elemanlarının çerçeve elemanlarına esnek derzler ve bağlantılarla bağlandığı kabul edilmiştir. [1].

$\lambda$  katsayısı ise binanın gözönüne alınan deprem doğrultusundaki hâkim titreşim periyoduna karşı gelen DD-3 elastik tasarım spektral ivmesi  $S_{ac}(T_p)^{DD-3}$ ’ün, DD-2 elastik tasarım spektral ivmesi  $S_{ac}(T_p)^{DD-2}$ ’ye oranıdır. Yapının hakim doğal titreşim periyodu  $T_p$ , her iki spektrum eğrisinin  $T_B$  ile  $T_L$  periyot aralığında kaldığından bu oran direkt olarak  $\lambda = S_{D1}^{DD-3} / S_{D1}^{DD-2}$  şeklinde ifade edilebilir. Buna göre  $\lambda$  katsayısı 0.415 olarak elde edilmektedir.

Tüm bu veriler doğrultusunda etkin göreli kat ötelemesi kontrolü yapılmış ve sonuçlar Çizelge 4.1’de verilmiştir.

**Çizelge 4.1:** Etkin göreli kat ötelemesi kontrolü.

Kat	$\Delta$ mm	$\delta$ mm	$\lambda(\delta/h)$	0.016 $\kappa$	
42	2.31	13.84	0.002	0.008	UYGUN
41	2.44	14.63	0.002	0.008	UYGUN
40	2.58	15.50	0.002	0.008	UYGUN
39	2.74	16.42	0.002	0.008	UYGUN
38	2.85	17.11	0.002	0.008	UYGUN
37	2.96	17.75	0.002	0.008	UYGUN
36	3.04	18.23	0.002	0.008	UYGUN
35	3.11	18.65	0.002	0.008	UYGUN
34	3.16	18.96	0.002	0.008	UYGUN
33	3.19	19.16	0.002	0.008	UYGUN
32	3.19	19.13	0.002	0.008	UYGUN

**Çizelge 4.1 (devamı) : Etkin görelî kat ötelemesi kontrolü.**

Kat	$\Delta$ mm	$\delta$ mm	$\lambda(\delta/h)$	0.016 $\kappa$	
31	3.11	18.65	0.002	0.008	UYGUN
30	2.91	17.47	0.002	0.008	UYGUN
29	2.83	17.00	0.002	0.008	UYGUN
28	2.81	16.84	0.002	0.008	UYGUN
27	2.79	16.75	0.002	0.008	UYGUN
26	2.78	16.68	0.002	0.008	UYGUN
25	2.76	16.58	0.002	0.008	UYGUN
24	2.75	16.48	0.002	0.008	UYGUN
23	2.72	16.33	0.002	0.008	UYGUN
22	2.70	16.19	0.002	0.008	UYGUN
21	2.67	16.01	0.002	0.008	UYGUN
20	2.64	15.83	0.002	0.008	UYGUN
19	2.60	15.58	0.002	0.008	UYGUN
18	2.54	15.22	0.002	0.008	UYGUN
17	2.42	14.54	0.002	0.008	UYGUN
16	2.24	13.43	0.001	0.008	UYGUN
15	2.15	12.87	0.001	0.008	UYGUN
14	2.09	12.54	0.001	0.008	UYGUN
13	2.05	12.28	0.001	0.008	UYGUN
12	2.01	12.05	0.001	0.008	UYGUN
11	1.96	11.78	0.001	0.008	UYGUN
10	1.92	11.53	0.001	0.008	UYGUN
9	1.87	11.24	0.001	0.008	UYGUN
8	1.83	10.96	0.001	0.008	UYGUN
7	1.77	10.64	0.001	0.008	UYGUN
6	1.72	10.34	0.001	0.008	UYGUN
5	1.67	10.00	0.001	0.008	UYGUN
4	1.61	9.66	0.001	0.008	UYGUN
3	1.52	9.11	0.001	0.008	UYGUN
2	1.26	7.54	0.001	0.008	UYGUN
1	0.67	4.00	0.000	0.008	UYGUN

#### 4.1.2 İkinci mertebe etkilerinin sınırlandırılması

TBDY Bölüm 4.9.2 uyarınca ikinci mertebe gösterge değeri olan  $\theta_{II}$  hesaplanarak denklem 4.2'ye göre kontrol edilmiştir.

$$\theta_{II,max}^{(X)} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad (4.2)$$

Bu koşulun sağlanmaması durumunda ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında göz önüne alınması gereklidir. Yönetmelikte  $C_h$ , taşıyıcı

sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan bir katsayı olarak ifade edilmektedir ve çelik yapılar için 1.0 olarak belirlenmiştir. Buna göre ikinci mertebe gösterge değerinin alabileceği maksimum değer 0.05 olarak hesaplanmaktadır [1].

Binanın ikinci mertebe kontrolü Çizelge 4.2 ile verilmiştir.

**Çizelge 4.2 : İkinci mertebe kontrolü.**

Kat	$\Delta_{ort}$ mm	$\Sigma w_k$ kN	V kN	$\theta_{II}$	<0.05
42	2.29	6467.3	528.3	0.007	UYGUN
41	2.43	14872.0	1000.5	0.009	UYGUN
40	2.58	23276.8	1341.7	0.012	UYGUN
39	2.73	31681.5	1591.9	0.014	UYGUN
38	2.85	40086.2	1778.6	0.017	UYGUN
37	2.95	48490.9	1924.9	0.020	UYGUN
36	3.04	56895.7	2044.7	0.022	UYGUN
35	3.10	65300.4	2147.7	0.025	UYGUN
34	3.16	73705.1	2237.5	0.027	UYGUN
33	3.19	82109.8	2316.0	0.030	UYGUN
32	3.19	90514.6	2380.5	0.032	UYGUN
31	3.09	98919.3	2430.9	0.033	UYGUN
30	2.90	107594.4	2474.2	0.033	UYGUN
29	2.83	116546.3	2522.5	0.034	UYGUN
28	2.81	125498.2	2574.0	0.036	UYGUN
27	2.79	134450.1	2626.8	0.038	UYGUN
26	2.78	143402.0	2680.1	0.039	UYGUN
25	2.76	152353.9	2734.4	0.040	UYGUN
24	2.75	161305.8	2791.1	0.042	UYGUN
23	2.72	170257.7	2850.3	0.043	UYGUN
22	2.70	179209.6	2912.5	0.044	UYGUN
21	2.67	188161.5	2977.3	0.044	UYGUN
20	2.64	197113.4	3045.1	0.045	UYGUN
19	2.59	206065.3	3114.7	0.045	UYGUN
18	2.53	215017.2	3186.0	0.045	UYGUN
17	2.41	223969.1	3259.5	0.044	UYGUN
16	2.23	233286.1	3343.5	0.041	UYGUN
15	2.14	242974.7	3443.5	0.040	UYGUN
14	2.09	252663.3	3551.8	0.039	UYGUN
13	2.04	262351.9	3662.8	0.038	UYGUN
12	2.01	272040.5	3773.5	0.038	UYGUN
11	1.96	281729.1	3885.3	0.037	UYGUN
10	1.92	291417.7	3996.2	0.037	UYGUN
9	1.86	301106.3	4110.4	0.036	UYGUN
8	1.83	310794.9	4226.0	0.035	UYGUN
7	1.76	320483.5	4348.6	0.034	UYGUN



**Çizelge 4.2 (devamı) : İkinci mertebe kontrolü.**

Kat	$\Delta_{ort}$ mm	$\Sigma w_k$ kN	V kN	$\theta_{II}$	<0.05
6	1.72	330172.1	4477.4	0.033	UYGUN
5	1.65	339860.7	4616.0	0.032	UYGUN
4	1.60	349549.3	4762.9	0.031	UYGUN
3	1.49	359237.9	4916.9	0.029	UYGUN
2	1.25	368926.5	5080.3	0.024	UYGUN
1	0.62	378615.1	5211.8	0.012	UYGUN

#### 4.1.3 Boyutlandırma hesapları

Çelik yapı elemanları, ÇYTHYE'deki hesap adımları takip edilerek ve TBDY'de Bölüm 4 ve Bölüm 9'da verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler için belirlenen özel koşullar sağlanacak şekilde boyutlandırılmıştır.

Yüksek sünek çelik çerçeve sistemlerinin tasarımını anlayabilmek için süneklik ve kapasiteye göre tasarım kavramlarını anlamak gerekir.

Büyük depremler seyrek olarak ortaya çıktığından dolayı yapıda oluşturacağı etkileri sistemin doğrusal davranışı ile karşılamak ekonomik olmamaktadır. Süneklik düzeyi yüksek sistemlerde, tasarım depremi altında ortaya çıkan etkilerin büyük bir bölümü, yapının sigorta bölgeleri olarak seçilen bölgelerinde yüksek elastik ötesi şekilde değişimler oluşturarak sönmülenirler. Yani yapıda hasar oluşması kabul edilir. Öte yandan sigorta bölgesi haricindeki bölgelerde hasar oluşmaması sağlanır ve sistemin kısmen veya tamamen göçmesini engellenir.

Sünek yapı tasarımında elastik deprem yükü yerine azaltılmış deprem yükü ile tasarım yapılır. Yapı dayanımı azaldıkça yapının süneklik ihtiyacı artar.

Sünek davranışın geliştirilmesinde 3 temel kural vardır:

1. Sigorta bölgeleri öyle seçilmelidir ki buralarda sistem taşıma kapasitesinde önemli azalmalar olmaksızın büyük plastikleşmeler meydana gelebilmelidir. Bu bölgeler çelik çerçeve tiplerine göre değişiklik göstermektedir. En çok kullanılan çerçeve tipleri olan, moment aktaran çerçeveler için kiriş uçları, dışmerkez çaprazlı çerçeveler için bağ kirişleri, merkezi çaprazlı çerçeveler için çapraz elemanların uç ve orta bölgeleri plastik deformasyonlar geliştirerek deprem yüklerini sönmlemek için ideal bölgelerdir.

2. Seçilen bu bölgelerde plastikleşmenin oluşmasına mani olacak erken göçme modları (yenal, yanal ve eğilmeli burkulma) önlenecek şekilde detaylandırma yapılmalıdır. Çelik yapılarda süneklik akma ile gerçekleşir. Kırılma veya stabilite kayıpları, sünek olmayan göçme modlarıdır.
3. Seçilen bölge dışında plastikleşme oluşumunu önlemek için sigorta bölgesi dışındaki bölgeler, sigorta bölgesinin akmaya ulaşabilmesi için gereken yükten daha büyük kapasitede seçilmelidir. Bu yaklaşıma kapasiteye göre tasarım denilmektedir [9].

Bu çalışmada ele alınan yüksek bina taşıyıcı sisteminde, doğrusal olmayan sünek davranışın tanımlanabileceği eleman türleri ve davranış modları TBDY 13.3.1'de aşağıdaki gibi belirtilmiştir:

1. Moment aktaran çerçevelerin giriş uç bölgelerinde eğilme etkisinde akma,
2. Merkezi çaprazlı çerçevelerin çekme çaprazlarında akma, basınç çaprazlarında burkulma,
3. Kolon taban kesitlerinde iki doğrultuda eğilme ve eksenel kuvvet (P-M-M) etkisinde akma.

#### 4.1.3.1 Moment aktaran çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması

Moment aktaran çerçeve kirişleri binanın C ve 3 akslarında bulunmaktadır. Kiriş açıklığı 9 m'dir. Tüm katlarda S275 malzeme kalitesinde HEB400 çelik profiller kullanılmıştır. Kullanılan kesite ait karakteristikler aşağıda verilmiştir (Şekil 4.1).

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerin kirişleri hem başlık hem de gövdeleri için TBDY Tablo 9.3'te verilen kesit narinliği şartlarını sağlamalıdır [1]. Bu şartlar aşağıda incelenmiştir.

- Başlık parçası;

$$b/t = 150/24 = 6.25$$

$\lambda_{hd}$  için sınır değer;

$$0.30 \cdot (E/F_y)^{0.5} = 0.30 \cdot (200000/275)^{0.5} = 8.09 > 6.25$$

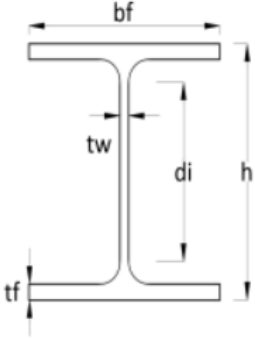
- Gövde parçası;

$$h/t_w = 298/13.5 = 22.07$$

$\lambda_{hd}$  için sınır değer;

$$C_a = P_{uc} / (\phi_c F_y A) = 0 < 0.125 \text{ olma üzere,}$$

$$2.45 \cdot (E/F_y)^{0.5} \cdot (1 - 0.93 C_a) = 2.45 \cdot (200000/275)^{0.5} \cdot (1 - 0) = 66.07 > 22.07$$

		<b>SECTION PROPERTIES</b>			
	h (mm) :	400	As (mm <sup>2</sup> ) :	19780	
	bf (mm) :	300	G (kg/m) :	155	
	tw (mm) :	13.5	It (mm <sup>4</sup> ) :	3610300	
	tf (mm) :	24	Iw (mm <sup>6</sup> ) :	381700000000	
	di (mm) :	298			
		<b>Strong Axis X-X</b>		<b>Weak Axis Y-Y</b>	
	bx (mm <sup>4</sup> ) :	576800000	lyy (mm <sup>4</sup> ) :	108200000	
	Wex (mm <sup>3</sup> ) :	2884000	Wey (mm <sup>3</sup> ) :	721300	
	Wpx (mm <sup>3</sup> ) :	3232000	Wpy (mm <sup>3</sup> ) :	1104000	
	ix (mm) :	170.8	iy (mm) :	74	
	Mpx (kNm) :	888.80	Mpy (kNm) :	303.60	
HEB					
HE 400 B					

**Şekil 4.1** : Moment aktaran çerçeve kirişi kesit özellikleri.

Elemanların dayanım kontrolü Bölüm 3’te tanımlanan yükler ve yük kombinasyonları altında, ikinci mertebeye etkiler dikkate alınarak yapılmıştır. Eğilme kontrolü için en elverişsiz iç kuvvet “ $1.2G+1.0Q+0.5S+1.6W$ ” yük kombinasyonundan gelmektedir. Gerekli eğilme momenti dayanımı,  $M_r = 701.8$  kNm olarak belirlenmiştir. Kesme kontrolü için ise en elverişsiz iç kuvvet “ $1.2(G+N_g)+1.6(Q+N_q)+0.5(S+N_s)$ ” yük kombinasyonundan gelmektedir. Gerekli kesme kuvveti dayanımı  $V_u = 403.6$  kN’dur. Gerekli eksenel kuvvet dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

TBDY 9.2.8 uyarınca süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıkları yanal burkulma açısından denklem 4.3 ile verilen koşulu sağlayacak şekilde desteklenmelidir.

$$L_b \leq 0.086i_y(E/F_y) \quad (4.3)$$

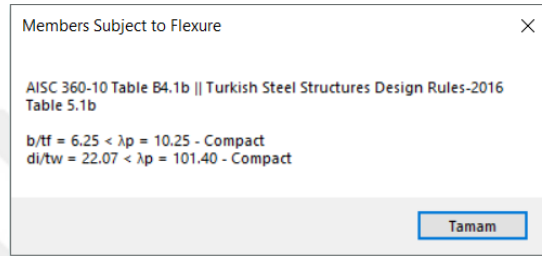
Burada  $L_b$ , kiriş alt ve üst başlıklarının yanal burkulmaya karşı desteklendiği noktalar arası uzaklığı ifade etmektedir. Kiriş üst başlığı açıklık boyunca başlıklı çelik ankrajlar ile betonarme döşeme tarafından sürekli olarak yanal doğrultuda desteklenmektedir. Kiriş alt başlığının ise, kiriş uçlarına (plastik mafsallara) ve kiriş açıklığı boyunca 2 noktaya daha yerleştirilen destek elemanları ile yanal ötelenme ve burulmaya karşı desteklendiği düşünülmüştür. Bu destek elemanlarının dayanım bakımından yeterliliği TBDY 9.2.8, rijitlik bakımından yeterliliği ise ÇYTHYE 16.3 uyarınca belirlenmelidir. Bu tez çalışmasında bu hesaplara değinilmemiştir, konulan

destek elemanlarının yeterli dayanım ve rijitliği sağladığı düşünülmüştür. Buna göre desteklenmemiş en uzun kiriş parçası uzunluğu  $L_b = 3.0$  m alınmıştır.

$$L_b = 3.0 \text{ m} \leq 0.086 * 74 * 200000 / 275 = 4.628 \text{ m}$$

olduğundan, denklem 4.3 ile belirtilen koşul sağlanmaktadır.

Elemanların tasarım eğilme momenti dayanımı ile tasarım kesme kuvveti dayanımı ÇYTHYE'ye uygun olarak, İnş. Yük. Müh. Ferit Ömerbeyoğlu tarafından hazırlanmış olan *ferit.exe* adlı uygulama ile belirlenmiştir. Bu uygulamanın hesap görselleri ile eğilme ve kesmeye ait etki/kapasite ( $E/K$ ) oranları Şekil 4.2 ile 4.4'te verilmiştir.



Şekil 4.2 : Eğilme etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1B).

**LOADS**

N (kN) : 0.0 Vx (kN) : 0.0  
Mx (kNm) : 701.8 Vy (kN) : 403.6  
My (kNm) : 0.0

Design Criteria LRFD  $\phi = 0.90$

Şekil 4.3 : Elemana etkiyen yükler.

**DESIGN OF MEMBERS FOR FLEXURE**

Lb (mm) : 3000 Lp (mm) : 3512.31  
Cb : 1 Lr (mm) : 14722.80

**1. YIELD STATE**      **2. LATERAL-TORSIONAL BUCKLING**  
Mnx = 888.80 kNm      No need to check  
Mny = 303.60 kNm      because of  $L_b < L_p$

**3. FLANGE LOCAL BUCKLING (X-X)**  
No need to check, because Section Flange is Compact

**4. FLANGE LOCAL BUCKLING (Y-Y)**  
No need to check, because Section Flange is Compact

Mdx (kNm) : 799.92      Mdy (kNm) : 273.24

$M_x/M_{dx} + M_y/M_{dy} = 0.877 + 0.000 = 0.877 < 1$  ..... OK ✓

**DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR**

Asx (mm<sup>2</sup>) : 14400.00  
Asy (mm<sup>2</sup>) : 5400.00

CvX : 1.00      CvY : 1.00  
kvX : 1.20      kvY : 5.34

Vnx (kN) : 2376.00  
Vny (kN) : 891.00

$\phi_v = 1$

Vdx (kN) : 2376.00  
Vdy (kN) : 891.00

$V_x/V_{dx} = 0.000 < 1$  ..... OK ✓  
 $V_y/V_{dy} = 0.453 < 1$  ..... OK ✓

Şekil 4.4 : Kirişin eğilme ve kesme etkisinde E/K oranları.

Kirişte sehim kontrolü ÇYTHYE 15.1 uyarınca yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre G+Q yük birleşimi altında mesnetler arasındaki göreceli en büyük düşey yerdeğiştirme;  $\Delta_{max} = 14.3 \text{ mm}$ 'dir (Şekil 4.5).



**Şekil 4.5 :** Kirişteki maksimum düşey yerdeğiştirme.

ÇYTHYE 15.2 uyarınca, sabit ve hareketli yükler altında hesaplanan toplam düşey yerdeğiştirmenin açıklığa oranı 1/300 sınır değerini aşmayacaktır.

$$\Delta_{max} = 14.3 \text{ mm} < L/300 = 30 \text{ mm} \quad \text{UYGUN.}$$

#### 4.1.3.2 Çaprazların boyutlandırılması

İki ucu mafsallı olarak mesnetlenen çapraz elemanlara ait dayanım kontrolü, en elverişsiz iç kuvvetler altında yapılmıştır. Binada Çizelge 2.3'te verildiği gibi 3 farklı enkesitte ve 2 farklı uzunlukta toplam 6 tip çapraz bulunmaktadır. Bu çapraz tipleri ve özellikleri Çizelge 4.3'te sıralanmıştır.

**Çizelge 4.3 :** Çapraz eleman karakteristikleri.

Tip	Kesit	Sistem Boyu L	Dış Çap D	Et Kalınlığı t	Kesit Alanı A	Atalet Yarıçapı i	Enkesit Narinlik Oranı D/t	Eleman Narinlik Oranı L <sub>c</sub> /i
O-1	CHS 323.9x12.0	5517	323.9	12.0	11758	116	27.0	47.6
K-1	CHS 323.9x12.0	5890	323.9	12.0	11758	116	27.0	50.8
O-2	CHS 273.0x10.0	5517	273.0	10.0	8262	92	27.3	60.0
K-2	CHS 273.0x10.0	5890	273.0	10.0	8262	92	27.3	64.0
O-3	CHS 219.1x8.0	5517	219.1	8.0	5306	74	27.4	74.6
K-3	CHS 219.1x8.0	5890	219.1	8.0	5306	74	27.4	79.6

Çapraz elemanların enkesit kontrolü TBDY ve ÇYTHYE uyarınca aşağıdaki sınır durumlara göre yapılmıştır:

- TBDY Tablo 9.3 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çapraz boru elemanların enkesit narinlik oranı  $D/t < 0.038(E/F_y)$  şartını sağlamalıdır.

$$0.038(200000/275) = 27.64$$

Çizelge 4.3'te görüldüğü üzere tüm çaprazlar bu şartı sağlamaktadır.

- ÇYTHYE Tablo 5.1A'ya göre enkesit narinlik oranı  $D/t < 0.11(E/F_y)$  koşulunu sağlayan boru elemanlar *narin olmayan enkesitli elemanlar* olarak sınıflandırılır.

$$0.11(200000/275) = 80$$

Çizelge 4.3'te görüldüğü üzere tüm çapraz elemanlar narin olmayan enkesitli elemanlardır. Bu elemanların karakteristik basınç dayanımları ÇYTHYE Bölüm 8.2'ye göre belirlenmektedir.

TBDY 9.6.3.1 uyarınca çapraz elemanların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu / atalet yarıçapı)  $KL/i \leq 200$  koşulunu sağlayacaktır. Çizelge 4.3'te görüleceği gibi tüm çapraz elemanlar bu koşulu sağlamaktadır.

Çelik çapraz elemanların tasarımı Bölüm 3'te tanımlanan yükler altında, ikinci mertebe etkileri dikkate alınarak en elverişsiz iç kuvvetlere göre yapılacaktır. Analiz sonucu her bir çapraz tipi için gerekli basınç ve çekme kuvveti dayanımı Çizelge 4.4'te verilmiştir.

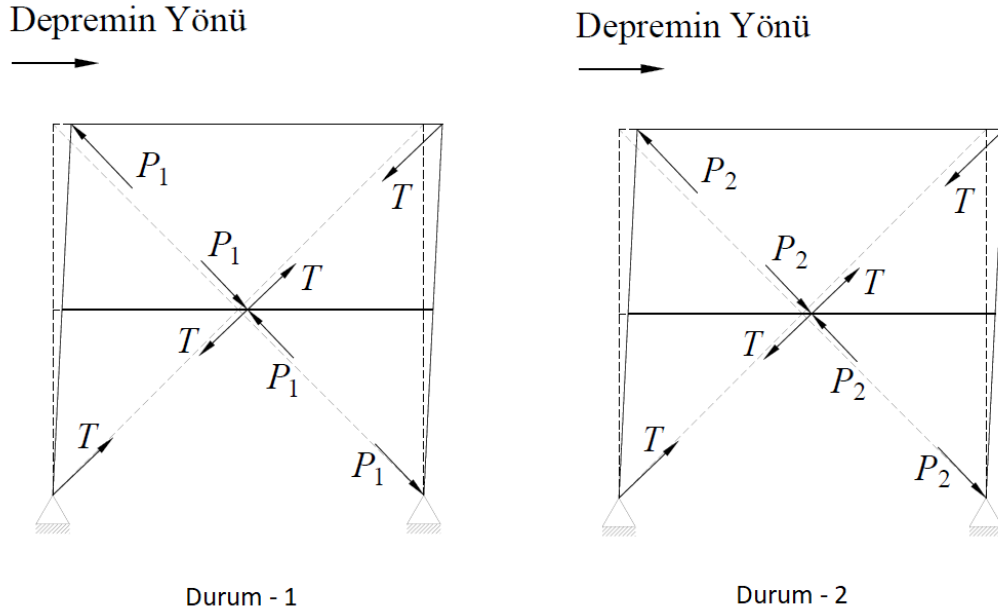
Çapraz elemanların basınç dayanımı ÇYTHYE Bölüm 8'de verilen eğilmeli burkulma sınır durumuna göre, çekme dayanımı ise ÇYTHYE Bölüm 7'de verilen akma sınır durumuna göre yapılmıştır. Elemanların kapasiteleri ve maksimum iç kuvvetler altında  $E/K$  oranları Çizelge 4.4'te verilmiştir.

**Çizelge 4.4 : Çapraz elemanların E/K oranları.**

Tip	Gerekli Basınç Kuvveti Dayanımı	Tasarım Basınç Kuvveti Dayanımı	$E/K$	Gerekli Çekme Kuvveti Dayanımı	Tasarım Çekme Kuvveti Dayanımı	$E/K$
	$P_r$ kN	$\phi P_d$ kN	$P_r/\phi P_d$	$T_r$ kN	$\phi T_d$ kN	$T_r/\phi T_d$
O-1	1772.3	2549.2	0.70	1277.0	2910.2	0.44
K-1	1507.2	2502.5	0.60	1068.6	2910.2	0.37
O-2	1305.5	1659.7	0.79	976.8	2044.9	0.48
K-2	1028.2	1611.9	0.64	758.7	2044.9	0.37
O-3	667.6	949.7	0.70	492.0	1313.1	0.37
K-3	518.3	907.7	0.57	416.0	1313.1	0.32

#### 4.1.3.3 Mekanizma durumunda çapraz elemanların olası dayanımları

Merkezi çaprazlı çerçevelerin kolon, kiriş ve birleşimlerinin hesabında kullanılmak üzere eleman gerekli dayanımları, çapraz elemanların plastikleşmesine neden olan iç kuvvetler ile belirlenirler. Sistemde çaprazların burkulma anı ve burkulma sonrasında tekabül eden iki mekanizma durumu vardır. Gerekli dayanımların hesabında bu iki durum da ayrı ayrı incelenmelidir (Şekil 4.6) [1].



Şekil 4.6 : Merkezi çaprazlı çerçevelerin mekanizma durumları.

$$T = R_y F_y A_g \quad (4.4)$$

$$P_1 = 1.14 F_{cre} A_g \quad (4.5)$$

$$P_2 = 0.30 (1.14 F_{cre} A_g) \quad (4.6)$$

Burada, “T” olası çekme kuvveti dayanımını, “P<sub>1</sub>” burkulma anına karşı gelen olası basınç kuvveti dayanımını, “P<sub>2</sub>” burkulma sonrası olası basınç kuvveti dayanımını ifade etmektedir.

Binada kullanılan çapraz elemanların olası çekme ve basınç kuvveti dayanımları Çizelge 4.5 ile verilmiştir. F<sub>cre</sub>, olası kritik burkulma gerilmesinin hesabında etkili boy, elemanın bağlantıları da göz önünde bulundurularak, sistem boyunun %80’i alınmıştır.

**Çizelge 4.5 : Çapraz elemanların olası çekme ve basınç dayanımları.**

Tip	Çekme	Burkulma Anı	Burkulma
	Dayanımı	Basınç Dayanımı	Sonrası Basınç
	T	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>
	kN	kN	kN
O-1	4527.0	4583.2	1375.0
K-1	4527.0	4507.9	1352.4
O-2	3181.0	3007.6	902.3
K-2	3181.0	2930.1	879.0
O-3	2042.6	1741.8	522.5
K-3	2042.6	1672.6	501.8

#### 4.1.3.4 Merkezi Çaprazlı Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Merkezi çaprazlı çerçeve kirişleri için gerekli dayanımlar, çaprazların mekanizma durumlarına göre kirişte oluşan iç kuvvetler ile en elverişsiz düşey yük birleşimi altında kirişte oluşan iç kuvvetlerin süperpoze edilmesi ile elde edilir. Bu durumu ifade eden en elverişsiz yük birleşimi “ $1.38G+1.0Q+0.2S+E_{Emh}$ ” olmaktadır. Burada, “ $1.38G+1.0Q+0.2S$ ” düşey yük etkilerini, “ $E_{Emh}$ ” ise çaprazların mekanizma durumunda ortaya çıkan etkileri ifade etmektedir.

Merkezi çaprazlı çerçeve kirişlerinde çaprazların akma durumunda ortaya çıkan kuvvetler Şekil 4.6’da gösterilmiştir. Bu çalışmada ele alınan binada çapraz kesitleri bina yüksekliği boyunca 2 kez değişmektedir. Bu durumda, birçok katta Şekil 4.6’da ortaya çıkan olası aksenal yükler birbirini dengelemektedirler ve kirişe çaprazlardan yük akışı olmamaktadır. Bu yüzden, çaprazların plastikleşmesi durumunda ortaya çıkan etkilerin, çapraz kesitlerinin değiştiği, binanın 16. ve 30. ve en üst katında incelenmesi yeterlidir. Bu katlarda çaprazların plastikleşmesi ile kirişe gelen kuvvetler Şekil 4.7’de verilmiştir.

Kirişin altındaki çaprazların olası aksenal kuvvetlerinin toplamı ile kirişin üstündeki çaprazların olası aksenal kuvvetlerinin toplamı arasındaki farkın yatay bileşeni, kiriş üzerindeki dengelenmemiş normal kuvveti vermektedir (4.7).

$$Q_H = (T_{alt} + P_{alt} - T_{üst} - P_{üst}).\cos\alpha \quad (4.7)$$



Dengelenmemiş normal kuvvet ile kiriş uç noktalarına etkiyen aksenal yükler elde edilir. Bu yükler dengelenmemiş normal kuvvetin yarısı olarak kirişin iki ucuna etki edilir (4.8).

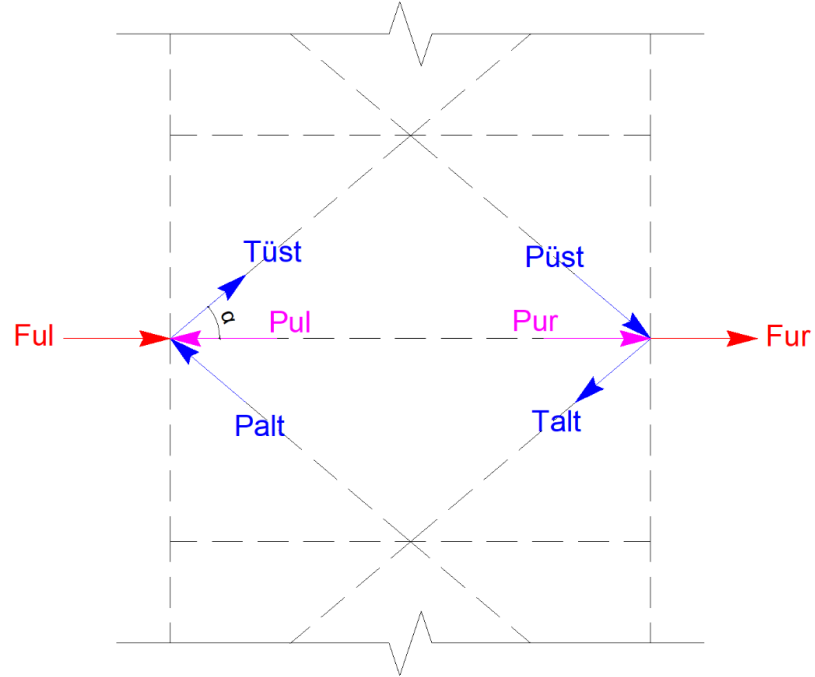
$$F_{ul} = F_{ur} = Q_H / 2 \quad (4.8)$$

Kiriş uç noktalarında denge denklemi yardımı ile kirişte oluşacak normal kuvvet bulunur. Bu kuvvet kirişin gerekli basınç kuvveti dayanımıdır (4.9, 4.10, 4.11).

$$P_u = P_{ul} = P_{ur} \quad (4.9)$$

$$P_{ul} = F_{ul} + (T_{üst} - P_{alt}) * \cos\alpha \quad (4.10)$$

$$P_{ur} = -F_{ur} + (T_{alt} - P_{üst}) * \cos\alpha \quad (4.11)$$

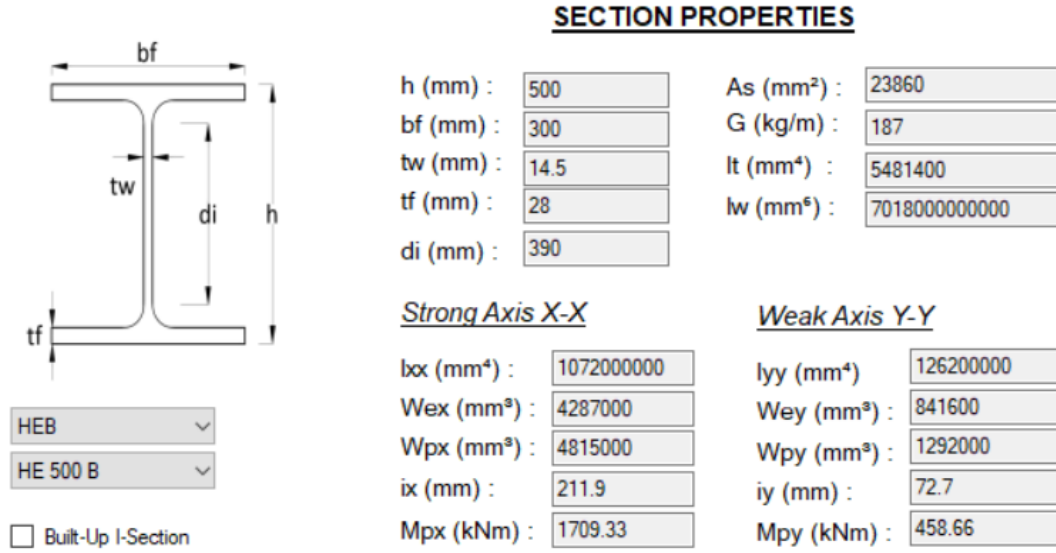


**Şekil 4.7 :** Çaprazların plastikleşmesinden dolayı kirişlerde oluşan kuvvetler.

Denklem 4.7 ile 4.11 arasındaki hesap adımları, binanın 16., 30. ve 42. katlarında bulunan 6 tip çaprazın bağlandığı kirişler için ayrı ayrı yapılmıştır. Buna göre en elverişsiz durum binanın 16. katındaki kenar akslarda bulunan çaprazlı çerçeve kirişinde çıkmaktadır. Gerekli basınç kuvveti dayanımı,  $P_u = 2092.1$  kN olarak hesaplanmıştır.

Gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli kesme kuvveti dayanımı “1.38G+1.0Q+0.2S” yük birleşiminden elde edilmiştir. Bu değerler sırası ile  $M_u = 895.4$  kNm,  $V_u = 353.3$  kN olarak hesaplanmıştır.

Merkezi çaprazlı çerçeve kirişleri tüm binada HEB500 profillerden teşkil edilmiştir. Malzeme dayanımı olarak S355 malzeme kullanılmıştır. Elemana ait kesit özellikleri Şekil 4.8’de verilmiştir.



**Şekil 4.8 :** Merkezi çaprazlı çerçeve kirişi kesit özellikleri.

TBDY 9.6.2.1 uyarınca kiriş enkesitinin başlık ve gövdesi için narinlik oranları TBDY Tablo 9.3’te verilen süneklik düzeyi yüksek elemanlar için tanımlanan  $\lambda_{hd}$  sınır değerini aşmayacaktır.

- Başlık parçası;

$$b/t = 150/ = 5.36$$

$\lambda_{hd}$  için sınır değer;

$$0.30*(E/F_y)^{0.5} = 7.12 > 5.36$$

- Gövde parçası;

$$h/t_w = 390/14.5 = 26.9$$

$\lambda_{hd}$  için sınır değer;

$$C_a = P_{uc} / (\phi_c F_y A) = 2092100 / (0.9 * 355 * 23860) = 0.274 < 0.125 \text{ olmak üzere,}$$

$$0.77*(E/F_y)^{0.5} * (2.93 - C_a) = 48.54 > 26.9$$

TBDY 9.2.8 uyarınca, kirişin alt ve üst başlıklarının yanal burkulmaya karşı desteklendiği noktalar arası uzaklık denklem 4.12 ile verilen koşulu sağlamalıdır.

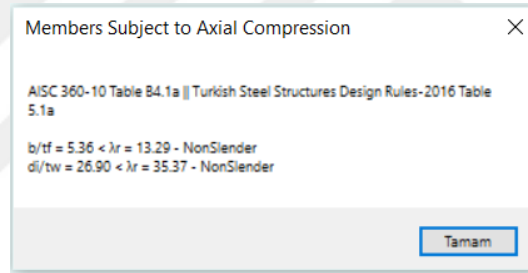
$$L_b \leq 0.086i_y(E/F_y) \quad (4.12)$$

Kirişin üst başlığı başlıklı çelik ankrajlar ile betonarme döşemeye mesnetlendiği için yanal doğrultuda sürekli olarak desteklidir. Alt başlığı için ise destek elemanları arasındaki maksimum uzaklık;

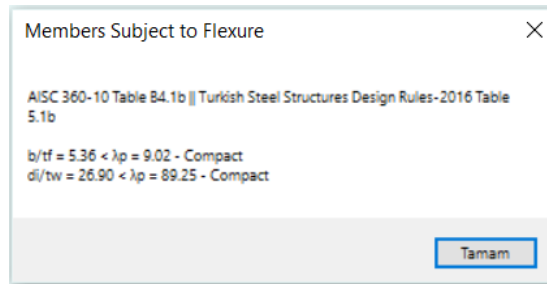
$$L_b = 0.086 * 72.7 * 200000 / 355 = 3.522 \text{ m}$$

olarak elde edilmektedir. Tasarımda  $L_b = 2.25 \text{ m}$  olacak şekilde kirişin eşit aralıklarla 3 noktadan desteklendiği düşünülmüştür. Bu destek elemanlarının dayanım ve rijitlik bakımından yeterliliği, TBDY 9.2.8 ve ÇYTHYE 16.3'e göre kontrol edilmelidir. Bu tez çalışmasında bu hesaplara değinilmemiş, konulan destek elemanlarının yeterli dayanım ve rijitliği sağladığı düşünülmüştür.

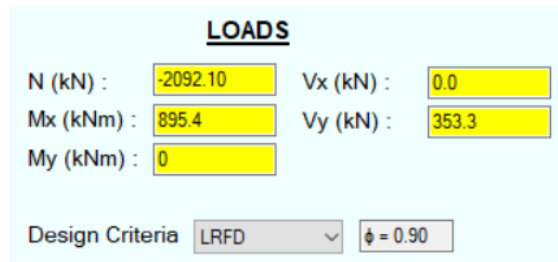
Kirişin dayanım kontrolleri ÇYTHYE'ye uygun olarak hazırlanmış olan *ferit.exe* programı ile yapılmıştır. Programın hesap görselleri Şekil 4.9 – 4.13'te verilmiştir.



Şekil 4.9 : Basınç etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1A).



Şekil 4.10 : Eğilme etkisindeki elemanların enkesit koşulları (ÇYTHYE Tablo 5.1B).



Şekil 4.11 : Kirişe etkiyen yükler.

DESIGN OF MEMBERS FOR FLEXURE		DESIGN OF MEMBERS FOR COMPRESSION	
Lb (mm) : 2250	Lp (mm) : 3037.02	Lx (mm) : 2250	Kx : 1
Cb : 1	Lr (mm) : 10881.43	Ly (mm) : 2250	Ky : 1
<u>1. YIELD STATE</u>	<u>2. LATERAL-TORSIONAL BUCKLING</u>	Lcx (mm) : 2250	$\lambda_x$ : 10.62
Mnx = 1709.33 kNm	No need to check because of Lb < Lp	Lcy (mm) : 2250	$\lambda_y$ : 30.95
Mny = 458.66 kNm		Fcr (MPa) : 330.31	Pcr_y (kN) : 7881.08
<u>3. FLANGE LOCAL BUCKLING (X-X)</u>		Ae (mm <sup>2</sup> ) : 23860.00	Pd (kN) : 7092.97
No need to check, because Section Flange is Compact		N/Pd = 0.295 < 1 ..... OK ✓	
<u>4. FLANGE LOCAL BUCKLING (Y-Y)</u>		<b>COMBINE STRENGTH CHECK</b>	
No need to check, because Section Flange is Compact		$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	
Mdx (kNm) : 1538.39	Mdy (kNm) : 412.79	PMM = 0.295 + 8/9 ( 0.582 + 0.000 ) = 0.812	
Mx/Mdx + My/Mdy = 0.582 + 0.000 = 0.582 < 1 ..... OK ✓		PMM = 0.812 < 1 ..... OK ✓	

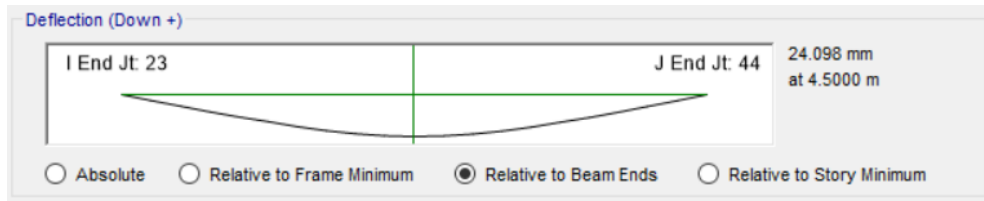
Şekil 4.12 : Kirişin eğilme ve basınç etkisinde dayanımı ve E/K oranları.

DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR	
Asx (mm <sup>2</sup> ) :	16800.00
Asy (mm <sup>2</sup> ) :	7250.00
CvX : 1.00	CvY : 1.00
kvX : 1.20	kvY : 5.34
Vnx (kN) :	3578.40
Vny (kN) :	1544.25
$\phi_v = 1$	
Vdx (kN) :	3578.40
Vdy (kN) :	1544.25
Vx/Vdx = 0.000 < 1 ..... OK ✓	
Vy/Vdy = 0.229 < 1 ..... OK ✓	

Şekil 4.13 : Kirişin kesme etkisinde dayanımı ve E/K oranları.

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü ÇYTHYE 15.1 uyarınca G+Q yük birleşimi altında yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre G+Q yük birleşimi altında mesnetler arasındaki görelî en büyük düşey yerdeğiştirme;

$\Delta_{max} = 24.1$  mm'dir (Şekil 4.14).



Şekil 4.14 : Kirişteki maksimum düşey yerdeğiştirme.

ÇYTHYE 15.2 uyarınca, sabit ve hareketli yükler altında hesaplanan toplam düşey yerdeğiştiriminin açıklığa oranı 1/300 sınır değerini aşmayacaktır.

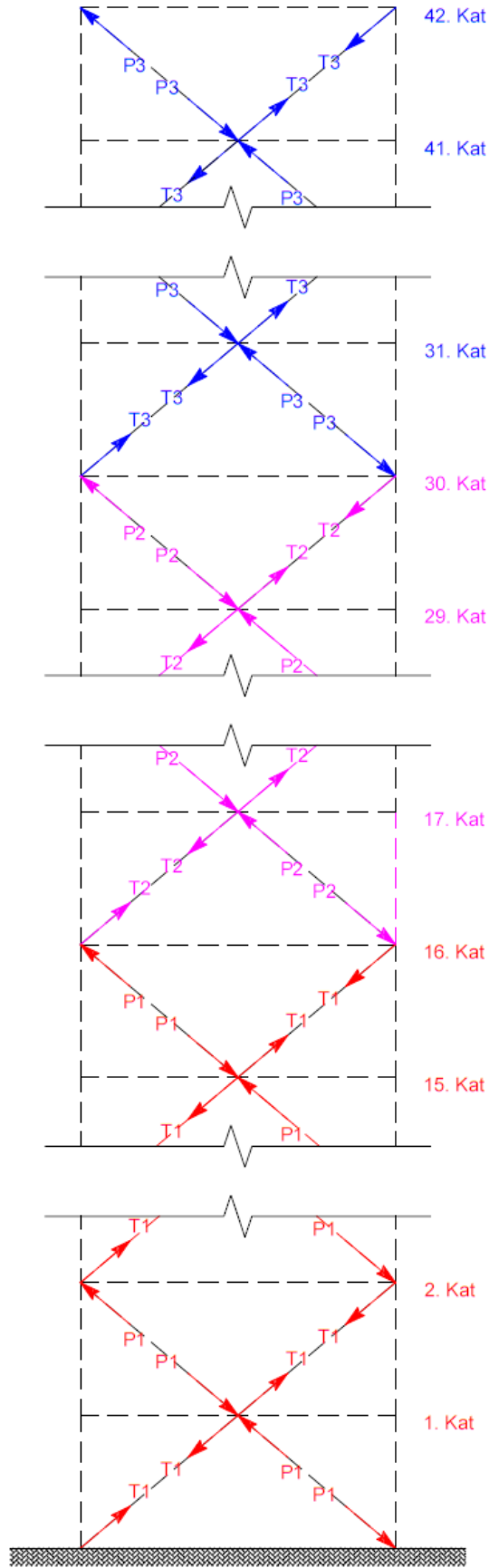
$$\Delta_{\max} = 24.1 \text{ mm} < L/300 = 30 \text{ mm} \quad \text{UYGUN.}$$

#### 4.1.3.5 Kolonların boyutlandırılması

Merkezi çaprazlı çerçeve kolonları, “1.38G+1.0Q+0.2S” yük birleşiminden elde edilen düşey yüklerle birlikte, çaprazların mekanizma durumunda üzerlerine etkiyen çekme ve basınç kuvvetleri göz önüne alınarak boyutlandırılırlar. Bu çalışmada örnek olarak sadece 1-16. kat kolonlarının (H+3) dayanım kontrolü gösterilmiştir. Bina boyunca merkezi çaprazlı bir çerçevedeki tüm çaprazların plastikleşmesi durumunda kolon üzerine etkiyen yükler şematik olarak Şekil 4.15’te gösterilmiştir.

Şekil 4.15’te kullanılan terimler aşağıda açıklanmıştır.

- P<sub>1</sub> : Tip-1 (CHS 323.9x12.0) çaprazların burkulma anı veya burkulma sonrası olası basınç kuvveti dayanımı
- T<sub>1</sub> : Tip-1 çaprazların olası çekme kuvveti dayanımı
- P<sub>2</sub> : Tip-2 (CHS 273.0x10.0) çaprazların burkulma anı veya burkulma sonrası olası basınç kuvveti dayanımı
- T<sub>2</sub> : Tip-2 çaprazların olası çekme kuvveti dayanımı
- P<sub>3</sub> : Tip-3 (CHS 219.1x8.0) çaprazların burkulma anı veya burkulma sonrası olası basınç kuvveti dayanımı
- T<sub>3</sub> : Tip-3 çaprazların olası çekme kuvveti dayanımı



Şekil 4.15 :Çaprazların plastikleşmesi ile kolonlara etkiyen yükler.

Kiriş orta noktasında birleşen çaprazlar özdeş oldukları için bu noktada herhangi bir düşey kuvvet oluşmaz. Bu durumda kirişlerden kolona aksenal yük akışı olmayacaktır. 1. kat kolonlarına etkiyen aksenal yükü bulmak için kolonlara bağlanan çaprazların mekanizma durumları esas alınarak denklem 4.13'deki denge denklemi kurulmuştur.

$$P_{Emh} = [8*(T_1+P_1)+7*(T_2+P_2)+6*(T_3+P_3)]*\sin\alpha \quad (4.13)$$

Burada  $\alpha$  değeri, çaprazların kiriş ile yaptığı açıyı ifade etmektedir. Binanın 1. Kat kolonlarına etkiyen maksimum aksenal yükü, Bölüm 4.1.3.3'te anlatılan iki mekanizma durumu için ve aynı zamanda binanın orta ve kenar akslarındaki çaprazlı çerçeveler için de ayrı ayrı yapılmıştır. Yapılan hesap sonucu en büyük aksenal yük Durum-1'de (burkulma anına karşı gelen mekanizma durumu) ve binanın orta aksındaki merkezi çaprazlı çerçeve kolonlarında çıkmıştır. Bu değer  $P_{Emh} = 95672.4$  kN olarak hesaplanmıştır. Bu aksenal yük depremin yönüne bağlı olarak (Şekil 4.15 için çerçeveye soldan etkidiği görülebilir), çerçevenin sol kolonunda çekme, sağ kolonunda ise basınç etkisi yaratmaktadır. Düşey yük etkileriyle de birleştirilince daha elverişsiz sonuç vereceği için kolon dayanımı basınç etkisinde tahkik edilmiştir.

Kolona düşey yük etkilerinden (" $1.38G+1.0Q+0.2S$ ") yük birleşiminden) gelen basınç kuvveti ETABS programı ile hesaplanmıştır. Bu değer  $P_{düşey} = 19248.5$  kN olmaktadır.

Buna göre aksenal basınç kuvveti için gerekli dayanım, " $1.38G+1.Q+0.2S+E_{Emh}$ " yük birleşiminden  $P_r = 114920.9$  kN olarak hesap edilmektedir.

Binanın 1. katına ait kolon kesit ve malzeme özellikleri Şekil 4.16'da görülmektedir.

Kesit Özellikleri			Malzeme: S355	
d =	1100	mm	$F_y =$	355 MPa
b =	500	mm	$F_u =$	510 MPa
$t_f =$	120	mm	E =	200000 MPa
$t_w =$	80	mm		
$h_w =$	390	mm		
$A_g =$	371200	mm <sup>2</sup>		
$I_x =$	3572965.3	cm <sup>4</sup>		
$I_y =$	3572965.3	cm <sup>4</sup>		
$i_x =$	310.2	mm		
$i_y =$	310.2	mm		
$W_{ex} =$	64963.0	cm <sup>3</sup>		
$W_{px} =$	89840.0	cm <sup>3</sup>		
$W_{ey} =$	64963.0	cm <sup>3</sup>		
$W_{py} =$	89840.0	cm <sup>3</sup>		
J =	140837.6	cm <sup>4</sup>		
$C_w =$	8578689685	cm <sup>6</sup>		

Şekil 4.16 : 1. Kat kolonu enkesit ve malzeme özellikleri.

Kolonun TBDY Tablo 9.3 ve ÇYTHYE Tablo 5.1A'ya göre enkesit kontrolleri Çizelge 4.6'da verilmektedir.

**Çizelge 4.6:** Kolon başlık ve gövde narinlik kontrolleri.

<b>TBDY Tablo 9.3</b>	
Gövde:	$h_w/t_w = 4.88$
	$C_a = 0.97 > 0.125$
Narinlik Sınırı:	$\lambda_{hd} = 35.84$ OK
Başlık:	$b/t_f = 2.08$
Narinlik Sınırı:	$\lambda_{hd} = 7.12$ OK
<b>ÇYTHYE Tablo 5.1A</b>	
Gövde:	$h_w/t_w = 4.88$
Narinlik Sınırı:	$\lambda_r = 35.37$ OK
Başlık:	$b/t_f = 2.08$
	$k_c = 0.76$
Narinlik Sınırı:	$\lambda_r = 13.24$ OK

Eleman karakteristik basınç dayanımı ÇYTHYE Bölüm 8'e göre belirlenmiş olup,  $P_n = 130295.8$  kN olarak belirlenmiştir. Bu durumda tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_d = \phi P_n = 117266.2 \text{ kN}$$

olarak elde edilir. Kolonun eksenel basınç kuvveti için E/K oranı,

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{114920.9}{117266.2} = 0.98 < 1.00$$

UYGUN.

## 4.2 Tasarım Aşaması II: DD-4 Deprem Yer Hareketi Altında Kesintisiz

### Kullanım İçin Değerlendirme

Bu aşamada, tasarımı yapılmış olan yüksek binanın DD-4 deprem yer hareketi altında KK performans hedefini sağlamak üzere, DGT yaklaşımı ile performans değerlendirmesi yapılmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal veya doğrusal davranışa çok yakın durumda oldukları gösterilmiştir [1].

TBDY 13.5.2.5 uyarınca, analizlerde bina sönüm oranı %2.5 olarak dikkate alınmıştır. Deprem hesapları detayları TBDY Bölüm 4'te anlatılan mod birleştirme yöntemi ile yapılmıştır. TBDY 13.5.3.3'e göre yüksek binalar için Tasarım Aşaması II'de modal hesap yöntemi ile deprem analizinde uyulması gereken kurallar aşağıda sıralanmıştır:

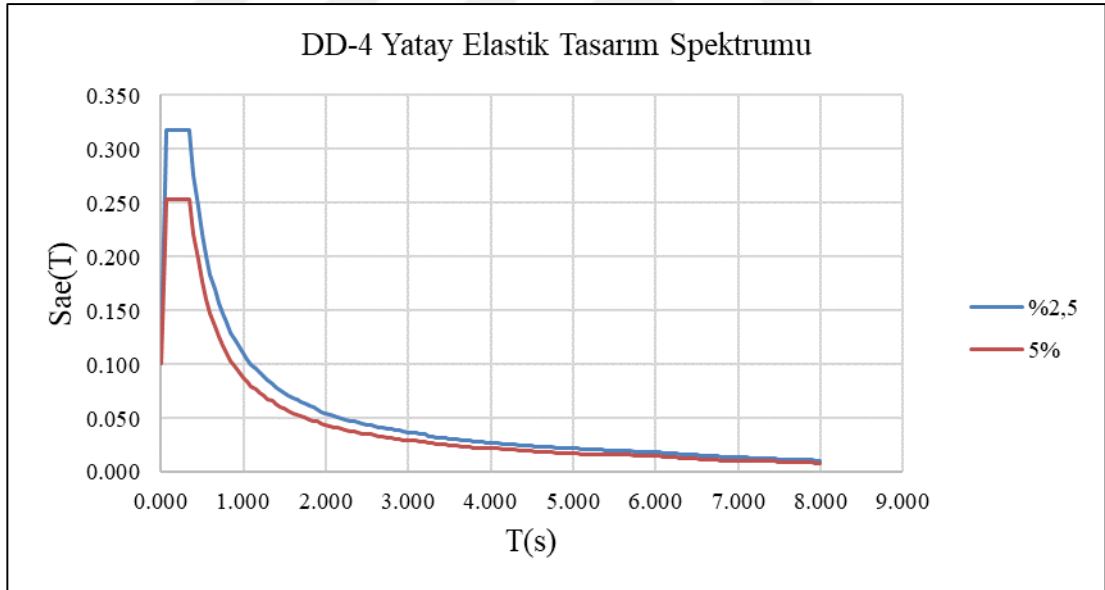
- İç kuvvetlerin hesabında  $R/I = 1$  ve  $D = 1$  alınacaktır.



- Minimum taban kesme koşulu uygulanmayacaktır.
- %2.5 sönüm oranına karşı gelen yatay elastik tasarım spektral ivme değerleri  $S_{ae}(T)$ 'nin elde edilmesi için, Bölüm 2.3.2'de %5 sönüm oranı için verilen spektral ivme değerleri 1.25 katsayısı ile çarpılacaktır. Ayrıca bütün modlar için sönüm oranı %2.5 alınacaktır.
- Ek dışmerkezlilik etkisi dikkate alınmayacaktır.

#### 4.2.2 Deprem etkilerinin tanımlanması ve yük birleşimleri

DD-4 deprem yer hareketi için yatay elastik tasarım spektrumu Bölüm 2.3.2'de belirtildiği gibi <https://tdth.afad.gov.tr> sitesi üzerinden elde edilmişti. Bu spektrum %5 sönüm oranı için elde edilen harita spektral ivme değerleri ile oluşturulmaktadır. TBDY 13.5.3.3.(b) uyarınca analizlerde kullanılacak %2.5 sönüm oranına karşı gelen yatay elastik tasarım spektrumu, %5 sönüm oranı için verilen spektral ivme değerlerinin 1.25 katsayısı ile elde edilecektir [1]. Bu spektrum eğrileri Şekil 4.17 ile verilmiştir.

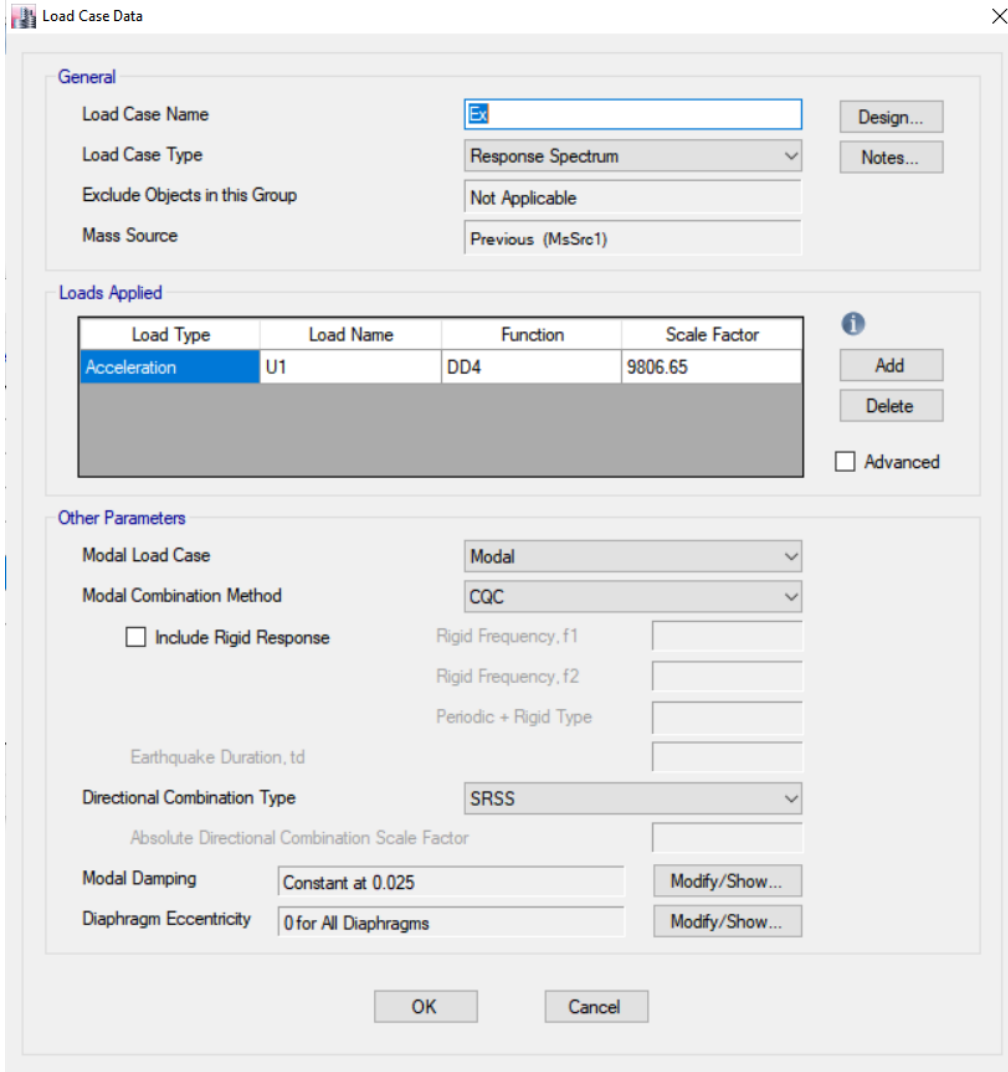


Şekil 4.17 : %2.5 ve %5 sönüm oranı için yatayelastik tasarım spektrumları.

ETABS programına %2.5'lük tasarım spektrumu tanıtarak mod birleştirme yöntemi için deprem yükleri oluşturulmuştur. Bu yük durumlarında, mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı kullanılıp, çapraz korelasyon katsayılarının hesabında bütün modlar için sönüm oranı %2.5 olarak programa girilmiştir (Şekil 4.18).

Deprem yükleri binanın X ve Y doğrultuları için de oluşturulmuştur. Ayrıca düşey deprem etkisi TBDY 4.4.3'te tanımlandığı şekilde aşağıdaki gibi hesaplanıp yük kombinasyonlarına  $\pm 0.3E_d^{(Z)}$  olarak dâhil edilmiştir.

$$E_d^{(Z)} = (2/3)S_{DS(DD-4)}G = (2/3)*0.253*G = 0.169G$$



**Şekil 4.18** : ETABS programında deprem yükü tanımlama ekranı.

Analizlerde kullanılan yük birleşimlerinde bina simetrisinden dolayı sadeleştirmeye gidilmiştir. Baskın deprem yönü X yönü olarak ele alınıp, Y yönünde deprem etkisinin %30'u etkilmiştir. Bu durumda aşağıdaki iki yük kombinasyonuna göre analizler yapılmıştır.

**Çizelge 4.7:** Tasarım Aşaması II için yük kombinasyonları.

Yük Kombinasyonları
01) 1.251G+1.0Q+0.2S+1.0Ex+0.3Ey
02) 0.849G+1.0Ex+0.3Ey

Yapılan analizlerde ikinci merteye etkileri ve ÇYTHYE’de tanımlanan genel analiz yöntemi ile hesapta kullanılan azaltılmış eleman rijitlikleri dikkate alınmıştır. Analizler sonucunda elde edilen deprem taban kesme kuvveti  $V_t = 8756$  kN olmuştur.

#### 4.2.3 II. aşama performans değerlendirmesi

II. aşama deprem hesabına elde edilen iç kuvvetler değerlendirmeye esas iç kuvvetler olarak gözönüne alınacaktır. Elemanların iç kuvvet kapasitelerinin hesabında karakteristik malzeme dayanımları yerine TBDY Tablo 5.1’de verilen ortalama (beklenen) malzeme dayanımı değerleri kullanılmıştır [1]. Buna göre,

- Çaprazlar ve moment aktaran çerçeve kirişlerinde kullanılan S275 çelik sınıfı için,  $F_{ye} = 1.3F_y = 357.5$  MPa
- Kolonlar ve merkezi çaprazlı çerçeve kirişlerinde kullanılan S355 çelik sınıfı için,  $F_{ye} = 1.1F_y = 390.5$  MPa

ortalama akma dayanımları kullanılmıştır.

TBDY 13.5.5.2 uyarınca II. Aşama deprem hesabında KK performans hedefinin sağlanabilmesi için taşıyıcı sistem elemanlarında aşağıdaki koşullar sağlanacaktır. Bu koşulların sağlanmaması durumunda taşıyıcı sistemin ön tasarımı değiştirilerek I. aşama deprem hesapları tekrarlanmalıdır.

1. Sünek davranışa sahip elemanlardaki iç kuvvetler için E/K oranı 1.5 değerini aşmayacaktır.
2. Sünek davranışa sahip olmayan iç kuvvetler için E/K oranı 0.7 değerini aşmayacaktır.

Madde 1’de bahsi geçen sünek davranışa sahip elemanlar ve davranış modları Bölüm 4.1.3’te anlatılmıştır. Madde 2’de geçen sünek davranışa sahip olmayan iç kuvvetler (doğrusal davranışa ilişkin iç kuvvetler) ise TBDY 13.3.2’de açıklanmıştır. Özetle, bu çalışmada ele alınan sünek davranışa ve sünek olmayan davranışa ilişkin iç kuvvetler Çizelge 4.8’de verilmiştir.

Taşıyıcı sistem elemanlarında (kolon, moment çerçeve kirişi, çaprazlı çerçeve kirişi ve çaprazlar) Çizelge 4.8’de verilen etkiler ve sınır değerler incelenmiştir. Taşıyıcı sistem kapasiteleri beklenen malzeme dayanımları kullanılarak ÇYTHYE’ye uygun olarak hesaplanmıştır.

**Çizelge 4.8:** Taşıyıcı sistem elemanlarında sünek ve sünek olmayan davranışa sahip iç kuvvetler ve E/K sınır değerleri.

<b>Sünek Davranışa İlişkin İç Kuvvetler</b>	
1 Moment aktaran çerçeve kirişlerinin uçlarındaki eğilme momenti	$E/K \leq 1.5$
2 Çaprazlarda eksenel yük	
3 Kolon taban kesitlerinde iki doğrultuda eğilme momenti ve eksenel yükün ortak etkisi (P-M-M)	
<b>Sünek Olmayan Davranışa İlişkin İç Kuvvetler</b>	
1 Moment aktaran çerçeve kirişlerindeki kesme kuvvetleri	$E/K \leq 0.7$
2 Çaprazlı çerçeve kirişlerinde oluşan iç kuvvetler	
3 Kolonlarda oluşan iç kuvvetler	

Çaprazlarda eksenel yükün incelenmesi:

Yapılan analizler sonucu elde edilen en elverişsiz çekme ve basınç kuvvetleri binada bulunan her bir çapraz tipi için incelenmiştir.

**Çizelge 4.9 :** Çaprazlardaki çekme kuvvetleri için E/K oranları.

Tip	Karakteristik Dayanım	Tasarım Dayanım	Gerekli Dayanım	$E/K$	$\leq 1.5$
	$T_n$	$T_d$	$T_r$	$T_r/T_d$	
	kN	kN	kN		
O-1	4203.6	3783.3	640.8	0.17	OK
K-1	4203.6	3783.3	610.8	0.16	OK
O-2	2953.8	2658.4	550.4	0.21	OK
K-2	2953.8	2658.4	458.3	0.17	OK
O-3	1896.7	1707.1	443.6	0.26	OK
K-3	1896.7	1707.1	385.4	0.23	OK

**Çizelge 4.10 :** Çaprazlardaki basınç kuvvetleri için E/K oranları.

Tip	Karakteristik Dayanımı	Tasarım Dayanımı	Gerekli Dayanımı	$E/K$	$\leq 1.5$
	$P_n$	$P_d$	$P_r$	$P_r/P_d$	
	kN	kN	kN		
O-1	3538.8	3184.9	1206.8	0.38	OK
K-1	3454.6	3109.2	974.1	0.31	OK
O-2	2251.8	2026.6	901.2	0.44	OK
K-2	2167.9	1951.1	687.2	0.35	OK
O-3	1244.7	1120.3	597.4	0.53	OK
K-3	1173.6	1056.2	482.3	0.46	OK

Moment aktaran çerçeve kirişleri için eğilme momenti ve kesme kuvvetinin incelenmesi:

Kiriş uçlarındaki en elverişsiz eğilme momenti  $M_u = 611.5$  kNm, en elverişsiz kesme kuvveti ise  $V_u = 354.8$  kN olarak elde edilmiştir. Yapılan hesap sonucu eğilme momenti için bulunan  $E/K = 0.588 < 1.5$ , kesme kuvveti için bulunan  $E/K = 0.306 < 0.7$  olduğu gösterilmiştir. ÇYTHYE'ye uygun olarak ferit.exe programı ile yapılan hesap görselleri aşağıda verilmiştir (Şekil 4.19 – 4.20).

**MATERIAL PROPERTIES**

Steel Class: User Defined, 357.5,  $F_y = 357.5$  MPa

Modulus of Elasticity (MPa): 200000

---

**LOADS**

N (kN): 0.00,  $V_x$  (kN): 0.0

$M_x$  (kNm): 611.5,  $V_y$  (kN): 354.8

$M_y$  (kNm): 0.0

Design Criteria: LRFD,  $\phi = 0.90$

Şekil 4.19 : Malzeme karakteristikleri ve elemana etkiyen yükler.

**DESIGN OF MEMBERS FOR FLEXURE**

$L_b$  (mm): 3000,  $L_p$  (mm): 3080.50

$C_b$ : 1,  $L_r$  (mm): 11689.55

1. YIELD STATE      2. LATERAL-TORSIONAL BUCKLING

$M_{nx} = 1155.44$  kNm      No need to check  
 $M_{ny} = 394.68$  kNm      because of  $L_b < L_p$

3. FLANGE LOCAL BUCKLING (X-X)

No need to check, because Section Flange is Compact

4. FLANGE LOCAL BUCKLING (Y-Y)

No need to check, because Section Flange is Compact

$M_{dx}$  (kNm): 1039.90,  $M_{dy}$  (kNm): 355.21

$M_x/M_{dx} + M_y/M_{dy} = 0.588 + 0.000 = 0.588 < 1$  ..... OK ✓

**DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR**

$A_{sx}$  (mm<sup>2</sup>): 14400.00

$A_{sy}$  (mm<sup>2</sup>): 5400.00

$C_vX$ : 1.00,  $C_vY$ : 1.00

$k_vX$ : 1.20,  $k_vY$ : 5.34

$V_{nx}$  (kN): 3088.80

$V_{ny}$  (kN): 1158.30

$\phi_v = 1$

$V_{dx}$  (kN): 3088.80

$V_{dy}$  (kN): 1158.30

$V_x/V_{dx} = 0.000 < 1$  ..... OK ✓

$V_y/V_{dy} = 0.306 < 1$  ..... OK ✓

Şekil 4.20 : Kiriş eğilme momenti ve kesme kuvveti altında E/K oranları.

### Çaprazlı çerçeve kirişlerindeki iç kuvvetlerin incelenmesi:

Merkezi çaprazlı çerçeve kirişlerinde aksenal yük ve kuvvetli ekseninde eğilme birlikte görülür. Bu yüzden E/K oranına aksenal yük ve eğilme momentinin ortak etkisinde bakılmalıdır. ETABS programında en elverişsiz etkiyi veren yük birleşimi tespit edilmiş ve Şekil 4.21’de gösterilmiştir.

Kesme kuvveti için ise en elverişsiz iç kuvvet  $V_u = 333.7$  kN olarak elde edilmiştir. İki etki de ayrı ayrı incelenmiş ve E/K oranlarının en elverişsiz durumda 0.7’yi aşmadığı gösterilmiştir. Hesap görselleri aşağıda verilmiştir (Şekil 4.22 – 4.24).



Şekil 4.21 : Çaprazlı çerçeve kirişindeki en elverişsiz P-M<sub>x</sub> yükü.

MATERIAL PROPERTIES	
Steel Class	User Defined 390.5 Fy = 390.5 MPa
Modulus of Elasticity (MPa)	200000

LOADS	
N (kN)	-12.70
Mx (kNm)	845.9
My (kNm)	0.0
Vx (kN)	0.0
Vy (kN)	333.7

Design Criteria: LRFD  $\phi = 0.90$

Şekil 4.22 : Malzeme karakteristikleri ve kirişe etkiyen yükler.

DESIGN OF MEMBERS FOR FLEXURE		DESIGN OF MEMBERS FOR COMPRESSION	
Lb (mm) : 2250	Lp (mm) : 2895.69	Lx (mm) : 2250	Kx : 1
Cb : 1	Lr (mm) : 10070.85	Ly (mm) : 2250	Ky : 1
<u>1. YIELD STATE</u>	<u>2. LATERAL-TORSIONAL BUCKLING</u>	Lcx (mm) : 2250	$\lambda_x$ : 10.62
Mnx = 1880.26 kNm	No need to check because of Lb < Lp	Lcy (mm) : 2250	$\lambda_y$ : 30.95
Mny = 504.53 kNm		Fcr (MPa) : 360.73	Pcr_y (kN) : 8606.90
<u>3. FLANGE LOCAL BUCKLING (X-X)</u>		Ae (mm <sup>2</sup> ) : 23860.00	Pd (kN) : 7746.21
No need to check, because Section Flange is Compact		N/Pd = 0.002 < 1 ..... OK ✓	
<u>4. FLANGE LOCAL BUCKLING (Y-Y)</u>		<b>COMBINE STRENGTH CHECK</b>	
No need to check, because Section Flange is Compact		$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	
Mdx (kNm) : 1692.23	Mdy (kNm) : 454.07	PMM = 0.001 + ( 0.500 + 0.000 ) = 0.501	
Mx/Mdx + My/Mdy = 0.500 + 0.000 = 0.500 < 1 ..... OK ✓		PMM = 0.501 < 1 ..... OK ✓	

Şekil 4.23 : Kiriş eğilme momenti ve eksenel kuvvet altında E/K oranları.

DESIGN OF MEMBERS FOR SHEAR	
Asx (mm <sup>2</sup> ) :	16800.00
Asy (mm <sup>2</sup> ) :	7250.00
CvX : 1.00	CvY : 1.00
kvX : 1.20	kvY : 5.34
Vnx (kN) :	3936.24
Vny (kN) :	1698.68
$\phi_v = 1$	
Vdx (kN) :	3936.24
Vdy (kN) :	1698.68
Vx/Vdx = 0.000 < 1 ..... OK ✓	
Vy/Vdy = 0.196 < 1 ..... OK ✓	

Şekil 4.24 : Kirişin maksimum kesme etkisinde E/K oranı.

Kolonlarda oluşan iç kuvvetlerin incelenmesi:

Kolonlarda sünek davranışa sadece kolon taban kesitlerinde P-M-M etkisi altında izin verilmektedir. Bunun haricindeki kolon kesitlerinde hem P-M-M'in hem de kesme kuvvetlerinin E/K oranları 0.7'yi geçmeyecektir.

Analiz sonucunda kolon tabanında sünek davranışa ilişkin en elverişsiz P-M-M etkileri aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

$$P_u = 39213.4 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 1292.7 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 422.4 \text{ kNm}$$

Kolonlarda sünek olmayan davranışa ilişkin en elverişsiz P-M-M etkisi 1. Kat kolonlarında, en elverişsiz kesme etkisi ise 42. Kat kolonlarında görülmüştür. En elverişsiz etkiler aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$P_u = 39154.4 \text{ kN} \quad M_{ux} = 1021.9 \text{ kNm} \quad M_{uy} = 377.1 \text{ kNm}$$

$$V_u = 237.2 \text{ kN}$$

H+3 tipi kolonlar için beklenen malzeme dayanımı kullanılarak kolon tasarım basınç kuvveti ve tasarım eğilme momenti dayanımları ÇYTHYE'ye göre hesaplanmış ve aşağıdaki değerler bulunmuştur.

$$P_d = 128847.2 \text{ kN} \quad M_{dx} = M_{dy} = 31574.3 \text{ kNm}$$

ÇYTHYE Bölüm 11.1.1 uyarınca iki doğrultuda eğilme ve basınç kuvveti altındaki elemanların E/K oranı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

- Kolon taban kesitinde hesap:

$$P_u / P_d = 39213.4 / 128847.2 = 0.30 > 0.2 \text{ olduğuna göre,}$$

$$\frac{P_u}{P_d} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{dx}} + \frac{M_{uy}}{M_{dy}} \right) = \frac{39213.4}{128847.2} + \frac{8}{9} \left( \frac{1292.7}{31574.3} + \frac{422.4}{31574.3} \right) = 0.35 < 1.5$$

- Kolon üzerinde hesap:

$$P_u / P_d = 39154.4 / 128847.2 = 0.30 > 0.2 \text{ olduğuna göre,}$$

$$\frac{P_u}{P_d} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{dx}} + \frac{M_{uy}}{M_{dy}} \right) = \frac{39154.4}{128847.2} + \frac{8}{9} \left( \frac{1021.9}{31574.3} + \frac{377.1}{31574.3} \right) = 0.34 < 0.7$$

En üst katta bulunan H+3 tipi kolon için beklenen malzeme dayanımı kullanılarak tasarım kesme dayanımı ÇYTHYE Bölüm 10'a göre hesaplanmış,  $V_d = 22984.8 \text{ kN}$  bulunmuştur. Buna göre bu kolona etkiyen maksimum kesme yükü gözönüne alınarak E/K oranı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$V_u / V_d = 237.2 / 22984.8 = 0.10 < 0.7$$

### 4.3 Tasarım Aşaması III: DD-1 Deprem Yer Hareketi Altında Göçmenin Önlenmesi Performans Hedefi için Değerlendirme – İyileştirme

III. aşamada, ön tasarımı I. aşamada tamamlanan ve II. aşamada KK performans hedefini sağladığı gösterilen yüksek bina taşıyıcı sisteminin, göz önüne alınan en büyük deprem olarak nitelendirilen ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma



periyodu 2475 yıl) olan DD-1 deprem yer hareketi altında, GÖ performans hedefini sağlamak üzere Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımı ile performans değerlendirmesi yapılmıştır. GÖ performans hedefinin sağlanması için, yüksek bina taşıyıcı sisteminin zaman tanım alanında yapılan üç boyutlu doğrusal olmayan hesabı sonucunda elde edilen değerlendirmeye esas şekildeğiştirme, iç kuvvet ve görelî kat ötelemesi taleplerinin TBDY 13.6.5'te verilen performans sınırlarından daha küçük olduğu gösterilmiştir [1].

Deprem etkisi altında bina taşıyıcı sisteminin tasarımı için iki ana yaklaşımdan biri olan ŞGDT yaklaşımı TBDY Bölüm 5'te aşağıdaki şekilde tariflenmiştir.

- Ön tasarımı yapılmış olan taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan modelleme yaklaşımı ile uyumlu iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları belirlenir.
- Öngörülen performans hedefi ile uyumlu olarak seçilen deprem yer hareketi altında, taşıyıcı sistemin zaman tanım alanında dinamik artırımsal yöntemlerle hesabı yapılır.
- Bu hesap sonucu doğrusal olmayan sünek davranışa ilişkin şekildeğiştirme talepleri ile gevrek davranışa ilişkin dayanım talepleri elde edilir.
- Elde edilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet talepleri ile öngörülen performans hedefiyle uyumu şekildeğiştirme ve dayanım kapasiteleri karşılaştırılır.
- Şekildeğiştirme ve dayanım talepleri, bunlara karşı gelen şekildeğiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında ise tasarım tamamlanır. Aksi durumda kesitler değiştirilir, hesaplar tekrarlanır [1].

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap, deprem yer hareketinin etkisi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemlerini ifade eden diferansiyel denklem takımının zaman artırımları ile adım adım doğrudan integrasyonuna karşılık gelir. Bu işlem sırasında doğrusal olmayan davranış nedeni ile sistemin rijitlik matrisinin zamanla değişimi gözönüne alınır [1].

### 4.3.1 Taşıyıcı sistemin modellenmesi

#### 4.3.1.1 Genel modelleme kuralları

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap için TBDY 5.4'te verilen modelleme kurallarına ek olarak TBDY 13.6.2'deki kurallar dikkate alınmıştır. Bu kurallar aşağıda sıralanmıştır.

- Bina taşıyıcı sistemi üç boyutlu olarak modellenmiştir.
- Kiriş, kolon ve çaprazlar çubuk sonlu elemanlar olarak modellenmiştir. Doğrusal olmayan davranış, elemanların uçlarında tanımlanan sonlu plastik şekildeğiştirme bölgelerinde yığılı plastik davranış modeli veya yayılı plastik davranış modeli ile modellenebilmektedir. Elemanlara tanımlanan plastik mafsallar Bölüm 4.3.1.2'de anlatılmıştır.
- Sönüm oranı %2.5 alınmıştır.
- Eksenel kuvvetlerin şekil değiştirmiş taşıyıcı sistemde meydana getirdiği ikinci mertebe etkiler göz önüne alınmıştır.
- Çelik malzemenin beklenen (ortalama) dayanımı esas alınmıştır. Bu değerler Bölüm 4.2.3'te verilmiştir.
- Ek dışmerkezlik etkisi dikkate alınmamıştır. TBDY 13.6.3.3 uyarınca, I. aşama hesapta binanın herhangi bir katında A1 türü düzensizliğin bulunması ve burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} > 1.5$  olması durumunda, III. Aşama hesapta ek dışmerkezlik etkisi TBDY 4.5.10.2'ye göre gözönüne alınacaktır. Bu çalışmada en büyük burulma düzensizliği katsayısı 1. katta  $\eta_{bi} = 1.08$  olarak elde edilmiştir. Bu yüzden ek dışmerkezlik etkisi dikkate alınmamıştır.

#### 4.3.1.2 Plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması

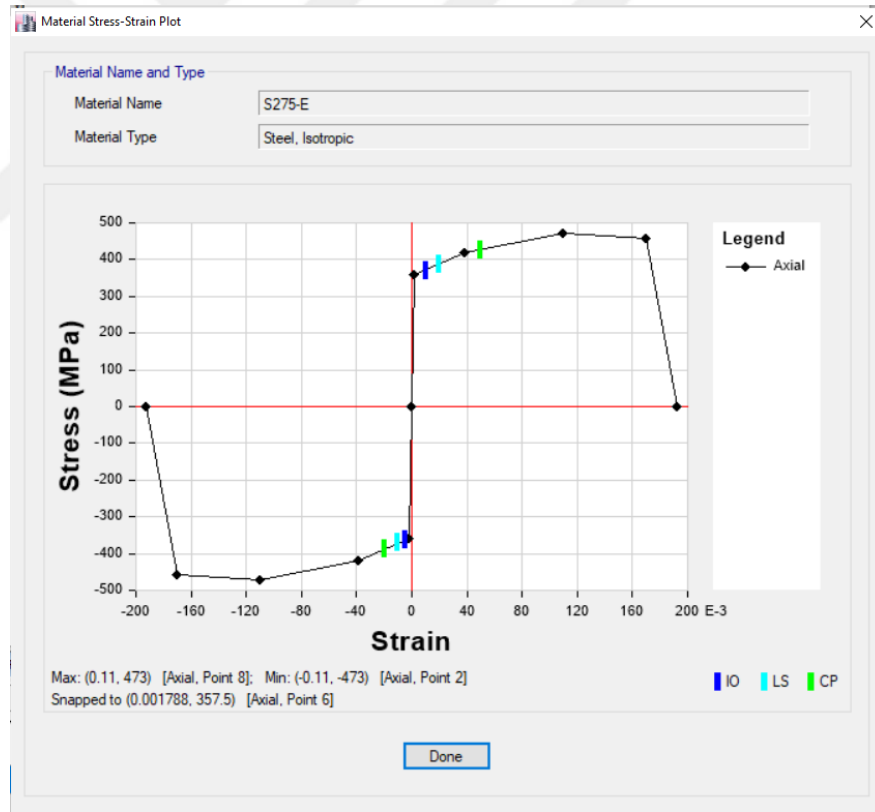
Plastik mafsal, kesitin kapasitesine eriştikten sonra şekildeğiştirmeye devam ettiği bölgelerdir. TBDY 5.3'te doğrusal olmayan davranışın modellenebilmesi için iki tip plastik mafsaldan söz edilmektedir. Bunlar yığılı plastik mafsal ve yayılı plastik mafsal modelleridir [1].

Yığılı plastik mafsal modelinde, iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Bu çalışmada moment aktaran çerçeve kirişlerinin uç

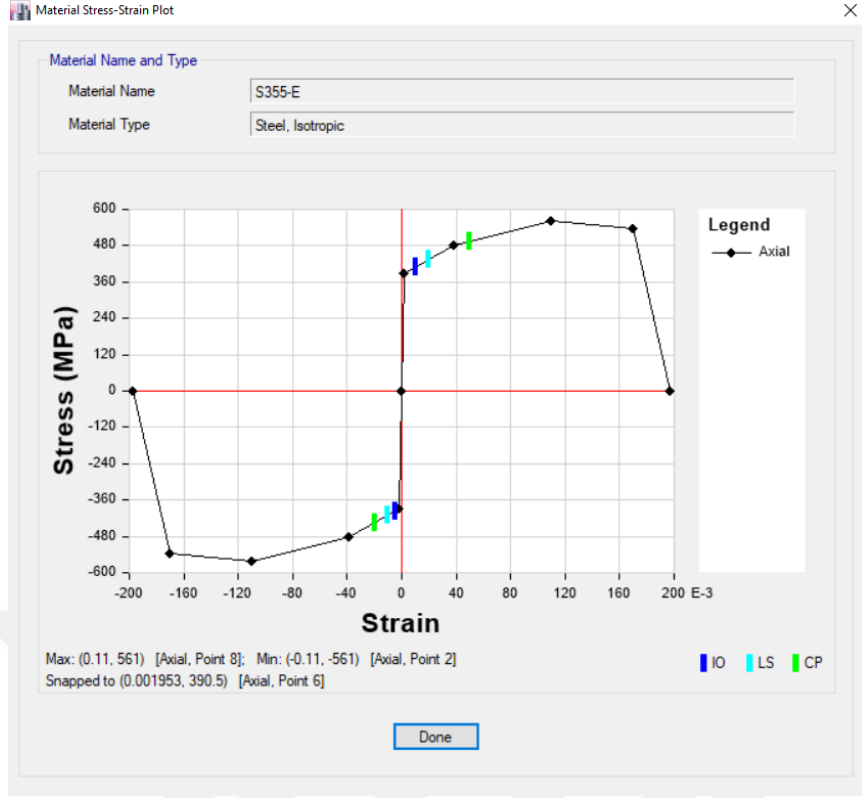
bölgeleri ve çapraz elemanların orta bölgeleri için yığılı plastik mafsal modeli kullanılmıştır.

Yayılı plastik mafsal modelinde ise, plastik şekil değiştirme bölgelerinde (sonlu uzunluktaki uç bölgeleri veya elemanın tüm uzunluğu boyunca), doğrusal olmayan şekil değiştirmeler sürekli bir biçimde gözönüne alınabilir. Bu modelde kesit yeteri kadar küçük hücrelere (liflere) bölünerek, her bir hücrede doğrusal olmayan aksenal gerilme – birim şekil değiştirme bağıntıları çevrimsel olarak elde edilebilir. Bu çalışmada kolonların uç bölgelerinde yayılı plastik mafsal modeli kullanılmıştır.

Elemanların plastik mafsal modelleri tanımlanmadan önce kesitlerde kullanılan çelik malzemenin gerilme – şekil değiştirme bağıntısı ETABS ortamında tanımlanmıştır. Yapıda kullanılan S275 ve S355 sınıfı çelik için bu bağıntılar aşağıda verilmiştir (Şekil 4.25 – 4.26). TBDY Tablo 5.1'e göre malzemelerin beklenen dayanımları esas alınmıştır.



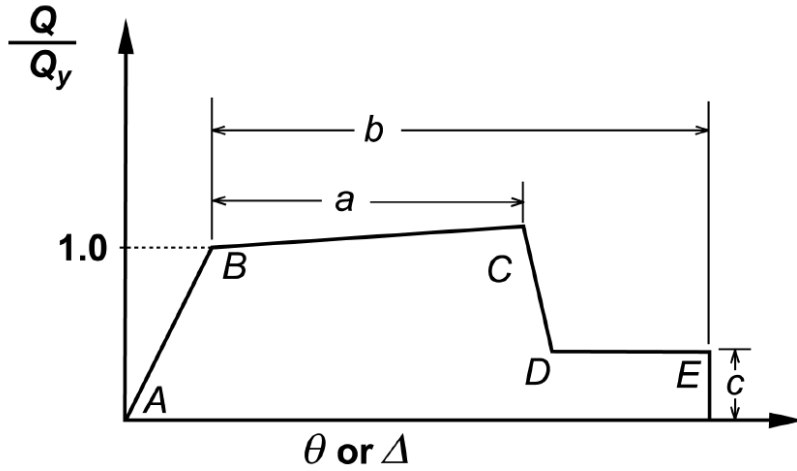
Şekil 4.25 : S275 yapı çeliği gerilme – şekil değiştirme bağıntısı.



Şekil 4.26 : S355 yapı çeliği gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı.

### Yığılı plastik mafsal modelleri :

Yığılı plastik mafsal moment aktaran çerçeve kirişlerinin uç bölgelerine ve çapraz elemanların orta bölgelerine tanımlanmıştır. Yığılı plastik mafsal modelinde doğrusal olmayan davranış ETABS'e kesitin kuvvet – şekildeğiştirme eğrisi tanımlanarak gerçekleştirilir. Bu eğri FEMA-356'ya göre elde edilmiştir. FEMA-356'da yer alan genelleştirilmiş kuvvet – şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 4.27'de verilmiştir [11].



Şekil 4.27 : Genelleştirilmiş kuvvet – şekildeğiştirme ilişkisi (FEMA-356).

Şekil 4.27’de yer alan grafikte;

- A-B: Kesitin doğrusal davranış gösterdiği bölge,
- B-C: Kesitte kalıcı şekildeğişirmelerin meydana geldiği bölge,
- C: Güç tükenmesinin gerçekleştiği nokta,
- D-E: Kesit dayanımının kaybolduğu bölgedir. Kalıcı şekildeğişirmeler devam etmektedir.

Bu grafikte B noktası kesitin plastik yük kapasitesini ifade eder. Moment ve eksenel yük için aşağıdaki formüllerle hesaplanır.

Kirişlerde eğilme momenti kapasitesi:

$$M_n = F_{ye} W_p \quad (4.14)$$

Çaprazlarda eksenel basınç kapasitesi:

$$P_n = F_{cre} A_g \quad (4.15)$$

Çaprazlarda eksenel çekme kapasitesi:

$$T_n = F_{ye} A_g \quad (4.16)$$

C noktası için çeliğin pekleşmesi gözönünde bulunarak kesit plastik kapasitesinin 1.15 katı alınmıştır.

Grafikte yer alan a, b ve c değerleri FEMA-356 Tablo 5-6 ve Tablo 5-7’den veya TBDY Ek 5C’de verilen sınır değerlerden elde edilebilir. Kiriş ve çapraz elemanlar için elde edilen bu değerler Çizelge 4.11’de verilmiştir [1, 11].

**Çizelge 4.11** : Plastik mafsallı modelleme parametreleri.

Eleman / Etki	Plastik Şekildeğiştirme		Artık Dayanım Oranı
	a	b	c
Kiriş - Eğilme	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6
Çapraz - Çekme	$9\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8
Çapraz - Basınç			
Narin Kesitler : $L_c/i \geq 4.2(E/F_y)^{0.5}$	$0.5\Delta_C$	$9\Delta_C$	0.3
Tok Kesitler : $L_c/i \leq 2.1(E/F_y)^{0.5}$	$0.5\Delta_C$	$7\Delta_C$	0.3

Çizelge 4.11’de görüldüğü gibi basınç etkisi altındaki çapraz elemanlarda eleman narinliğine bağlı olarak b değeri değişmektedir. Verilen narinlik değerlerinin arasında kalan elemanlar için lineer interpolasyon yapılabilir.

TBDY Tablo 5C.1 uyarınca süneklik düzeyi kirişlerdeki plastik dönme sınırları Çizelge 4.12’deki gibidir.

**Çizelge 4.12 :** Çelik kirişlerde plastik dönme sınırları.

Eleman / Etki	Şekildeğiştirme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Kiriş - Eğilme	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$9\theta_y$

TBDY 5C.1.1 uyarınca kirişler için akma dönmesi denklem 4.17 ile hesaplanmaktadır.

$$\theta_y = \frac{W_p F_{ye} l_b}{6EI_b} \quad (4.17)$$

Verilen bilgiler doğrultusunda moment aktaran çerçeve kirişlerinin plastik moment kapasitesi  $M_n = 1155.44$  kNm, akma dönmesi  $\theta_y = 0.015$  rad hesaplanmıştır.

Çapraz elemanlar için plastik şekildeğiştirme sınırları TBDY Tablo 5C.4 uyarınca Çizelge 4.13 ile verilmiştir.

**Çizelge 4.13 :** Çapraz elemanların şekildeğiştirme sınırları.

Eleman / Etki	Eksenel Şekildeğiştirme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Boru kesit çapraz - Çekme	$0.5\Delta_T$	$7\Delta_T$	$9\Delta_T$
Boru kesit çapraz - Basınç			
Narin Kesitler: $Lc/i \geq 4.2(E/F_y)^{0.5}$	$0.5\Delta_C$	$6\Delta_C$	$9\Delta_C$
Tok Kesitler: $Lc/i \leq 2.1(E/F_y)^{0.5}$	$0.5\Delta_C$	$5\Delta_C$	$7\Delta_C$

TBDY 5C.3.1 ve 5C.3.2 uyarınca, çelik çapraz elemanların eksenel basınç ve eksenel çekme kuvveti altında akma şekildeğiştirmeleri sırası ile denklem 4.18 ve denklem 4.19’da verilmiştir.

$$\Delta_C = \frac{P_c l_c}{EA_c} \quad (4.18)$$

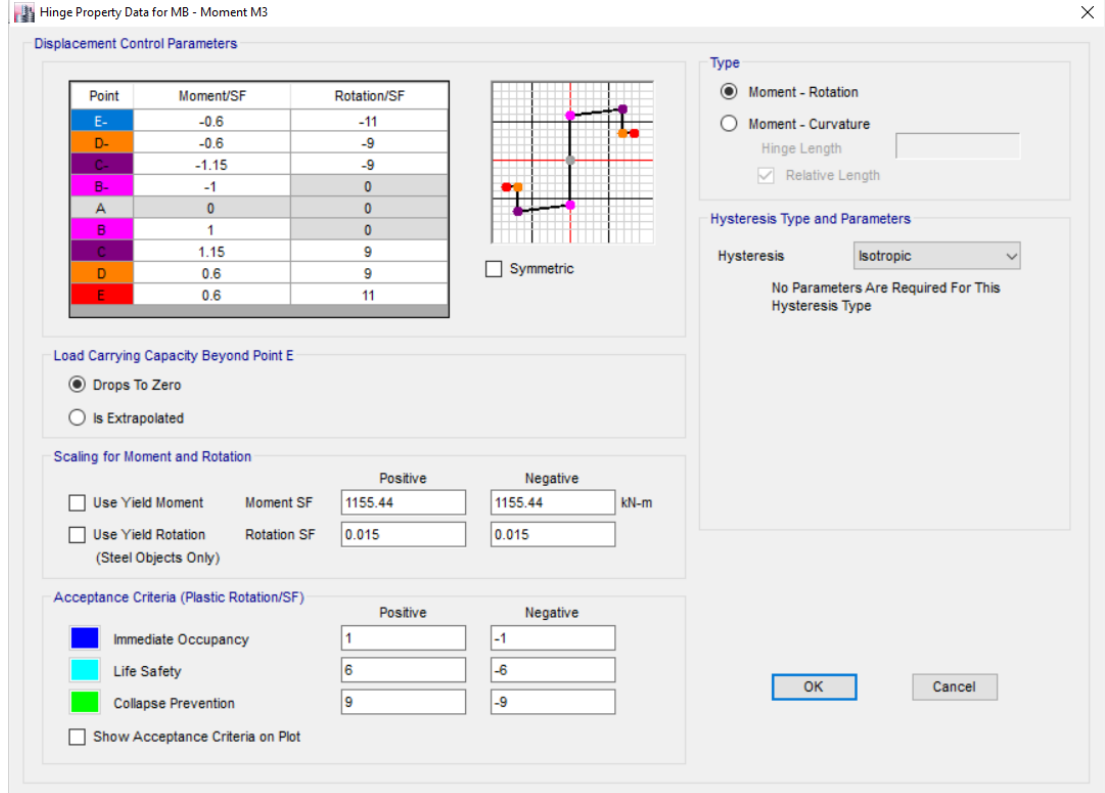
$$\Delta_T = \frac{P_{ye} l_c}{EA_c} \quad (4.19)$$

Verilen bilgiler doğrultusunda binada bulunan 6 tip çapraz elemanın plastik kapasiteleri ve akma şekildeğiştirmeleri hesaplanmış ve Çizelge 4.14 ile verilmiştir.

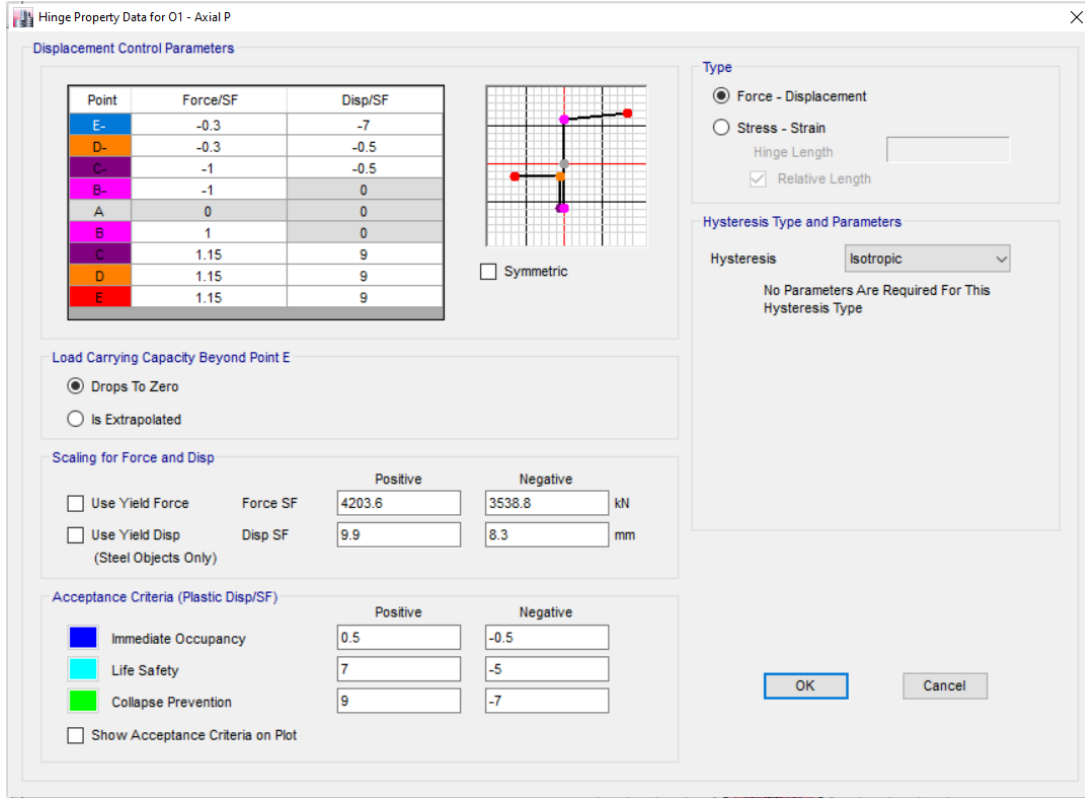
**Çizelge 4.14 : Çapraz elemanların plastik mafsalsal parametreleri.**

Tip	Kesit	Basınç	Çekme	Akma	
		Dayanımı	Dayanımı	Şekildeğiştirmesi	Şekildeğiştirmesi
		$P_n$	$T_n$	$\Delta_c$	$\Delta_T$
		kN	kN	mm	mm
O-1	CHS 323.9x12.0	3538.8	4203.6	8.30	9.86
K-1	CHS 323.9x12.0	3454.6	4203.6	8.65	10.53
O-2	CHS 273.0x10.0	2251.8	2953.8	7.52	9.86
K-2	CHS 273.0x10.0	2167.9	2953.8	7.73	10.53
O-3	CHS 219.1x8.0	1244.7	1896.7	6.47	9.86
K-3	CHS 219.1x8.0	1173.6	1896.7	6.51	10.53

Kesitlerin doğrusal olmayan davranışına ilişkin yığılı plastik mafsalsal modelleri ETABS'e aşağıda gösterildiği şekilde tanımlanmıştır. Örnek olarak bir kiriş ve bir çapraz elemana ait görseller konulmuştur (Şekil 4.28 – 4.29).



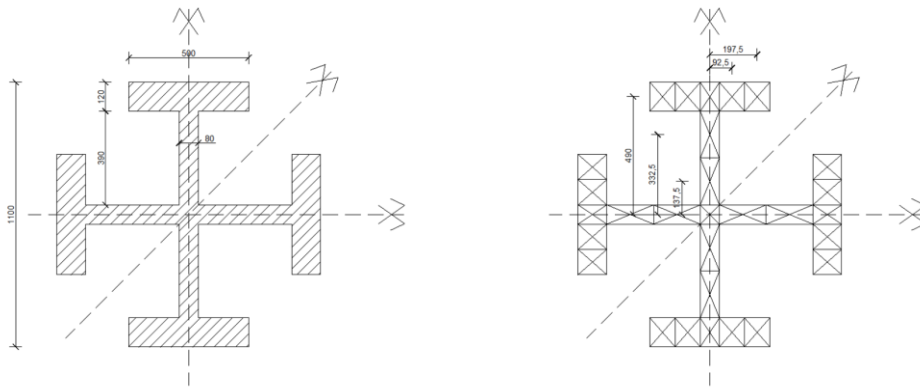
**Şekil 4.28 : ETABS ortamında kiriş plastik mafsalsal verilerinin tanımlanması.**



Şekil 4.29 : ETABS ortamında çapraz plastik mafsalları tanımlanması.

### Yayıllı plastik mafsalları modeli :

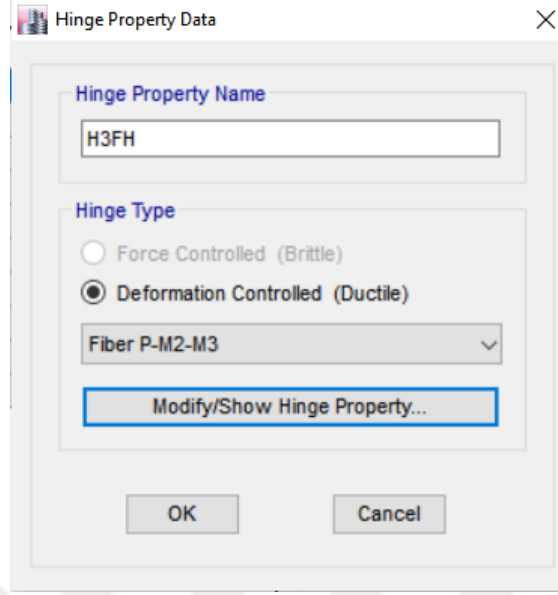
Kolonların doğrusal olmayan davranışının tanımlanması için, elemanların uçlarına yayıllı plastik mafsalları modelleri tanımlanmıştır. Buna göre plastik şekil değiştirme bölgelerinde kolon kesidi yeteri kadar küçük hücreler (lifler) ile bölünerek her bir lifte oluşacak doğrusal olmayan aksiyel gerilme – birim şekil değiştirme bağıntıları çevrimsel olarak gözlemlenebilmektedir. Bu liflerin malzeme bilgisi, alanları ve koordinatları programa tanımlanmalıdır. Örnek olarak 1-16. Katlar arasında kullanılan H+3 kesidinin liflere ayrılması gösterilmiştir (Şekil 4.30).



Şekil 4.30 : H+3 kolon kesidi lif modeli.



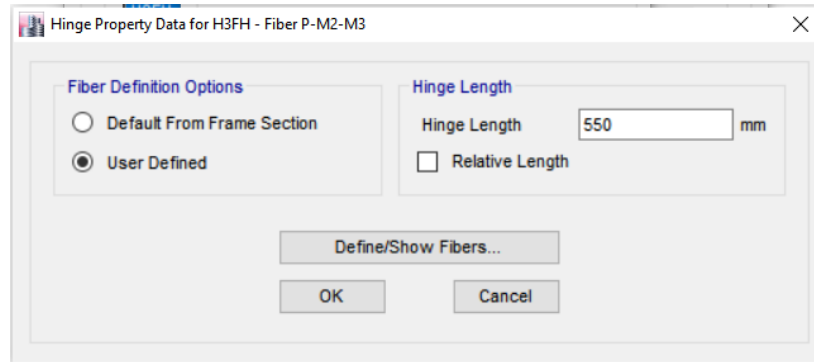
ETABS ortamında kolon için yığılı plastik mafsals modelinin oluşturulurken mafsals tanımlama menüsünde “Fiber P-M2-M3” mafsals tipi seçilir (Şekil 4.31).



Şekil 4.31 : H+3 kolonu mafsals tipinin tanımlanması.

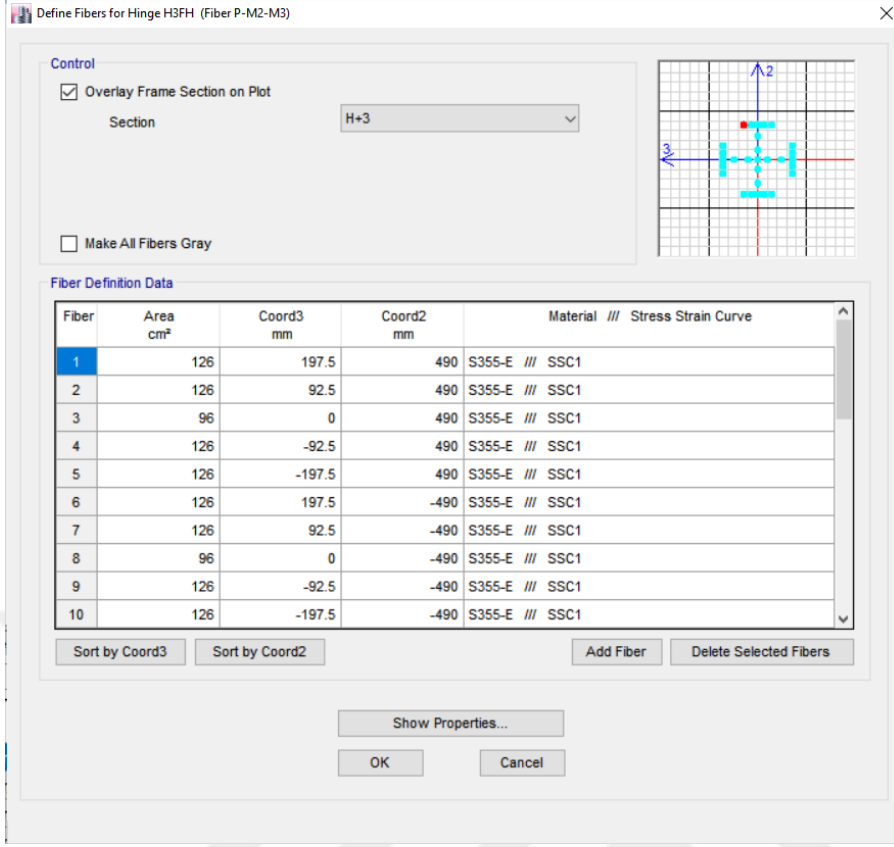
Lif tanımı yapılırken plastik mafsals boyu programa veri olarak girilmektedir (Şekil 4.32). Plastik mafsals boyu olarak adlandırılan plastik şekildeğiştirme bölgesinin uzunluğu ( $L_p$ ), çalışan doğrudaki kesit boyu  $h$ 'ın yarısına eşit alınacaktır [1].

$$L_p = 0.5h \quad (4.20)$$



Şekil 4.32 : H+3 kolonu plastik mafsals boyunun tanımlanması.

Son olarak H+3 kesitinin her bir lif parçasının alan, koordinat ve malzeme bilgileri programa girilir. Bu verilerin tanımlanması Şekil 4.33'te gösterilmiştir.



Şekil 4.33 : H+3 kolonu lif özelliklerinin tanımlanması.

### 4.3.2 Deprem etkisi

ŞGDT kapsamında, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesapta kullanılacak deprem kayıtları TBDY 2.5'teki kurallara göre seçilip ölçeklendirilmelidir.

TBDY 5.7.2.1 uyarınca, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesapta en az 11 adet deprem yer hareketi kullanılmalıdır. Birbirine dik yatay iki doğrultudaki ivme kayıtları taşıyıcı sisteme X ve Y eksenleri doğrultusunda aynı anda etki ettirilecektir.

#### 4.3.2.1 Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklendirilmesi

TBDY 2.5.1 uyarınca, deprem kayıtlarının seçimi, tasarıma esas deprem yer hareketi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılmalıdır. Binanın bulunduğu bölgede tasarıma esas deprem yer hareketi ile uyumlu kayıtların bulunması durumunda öncelikle bu kayıtların ele alınması önerilmektedir.

Yönetmeliğe uygun olarak seçilen deprem kayıtları, basit ölçeklendirme yöntemi ile tasarıma esas deprem yer hareketiyle uyuşacak şekilde ölçeklendirilebilirler. Bunun için, seçilen her bir deprem kaydı takımının iki yatay bileşenine ait spektrumların

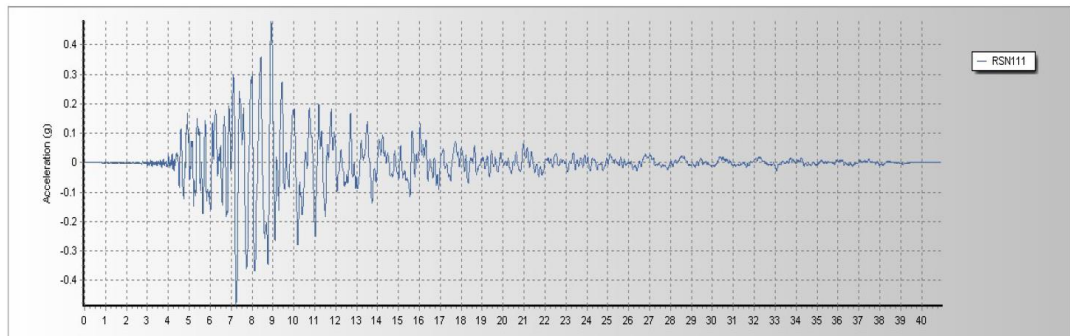
kareleri toplamının karekökü alınarak bileşke yatay spektrum elde edilir. Seçilen tüm kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalamasının  $0.2T_p$  ile  $1.5T_p$  periyotları arasındaki genliklerinin, tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerine oranı 1.3'ten daha küçük olmayacaktır.

Bu bilgiler kullanılarak deprem kayıtları, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) veritabanı kullanılarak elde edilmiştir. Seçilen deprem kayıtları ve ölçeklendirme katsayıları Çizelge 4.15'te görülmektedir.

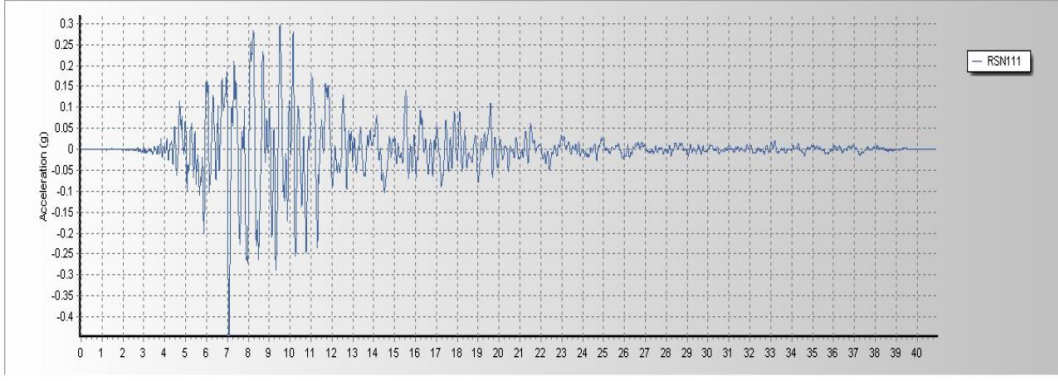
**Çizelge 4.15 :** Seçilen deprem kayıtları ve ölçekleme katsayıları.

PEER Kayıt No	Yer	İstasyon	Tarih	Büyükklük	Fay Tipi	Kayıt Süresi (s)	Doğrultu Bileşenleri		Ölçekleme Katsayısı
838	Landers	Barstow	1992	7.28	Yanal Atımlı	40.00	BRS000	BRS090	3.523
1111	Kobe	Nishi - Akashi	1995	6.90	Yanal Atımlı	40.96	NIS000	NIS090	2.226
1158	Kocaeli	Düzce	1999	7.51	Yanal Atımlı	27.18	DZC180	DZC270	1.311
1611	Düzce	Lamont 1058	1999	7.14	Yanal Atımlı	39.01	1058-N	1058-E	4.166
1614	Düzce	Lamont 1061	1999	7.14	Yanal Atımlı	42.33	1061-N	1061-E	6.361
1626	Sitka	Sitka Observatory	1972	7.68	Yanal Atımlı	55.09	212V5090	212V5180	11.887
1633	Manjil	Abbar	1990	7.37	Yanal Atımlı	53.52	ABBAR-L	ABBAR-T	1.470
3759	Landers	Whitewater Trout Farm	1992	7.28	Yanal Atımlı	56.60	WWT180	WWT270	6.749
6928	Darfield	LPCC	2010	7.00	Yanal Atımlı	53.62	LPCCN80E	LPCCS10E	4.188
6948	Darfield	OXZ	2010	7.00	Yanal Atımlı	150.00	OXZE	OXZN	4.597
8165	Düzce	IRIGM 496	1999	7.14	Yanal Atımlı	30.00	496-NS	496-EW	3.042

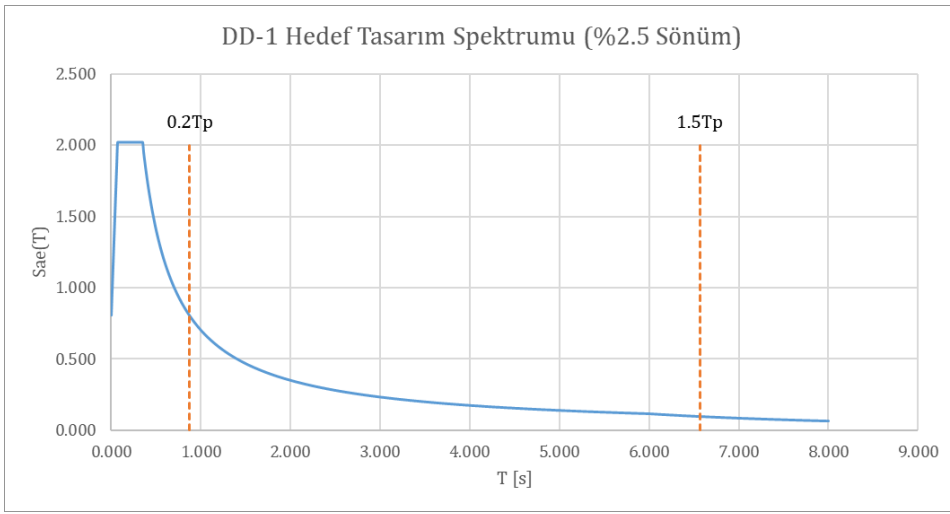
Örnek olması amacıyla 1111-Kobe depremine ait ivme – zaman grafikleri ve elde edilen bileşke yatay spektrumu aşağıda verilmiştir (Şekil 4.34 – 4.38).



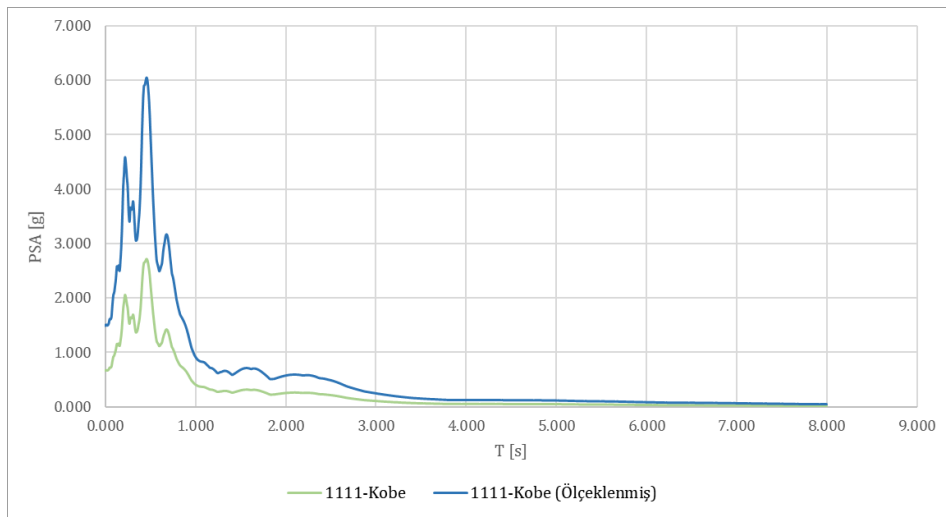
**Şekil 4.34 :** 1111-Kobe depremi ivme – zaman kaydı (NIS000).



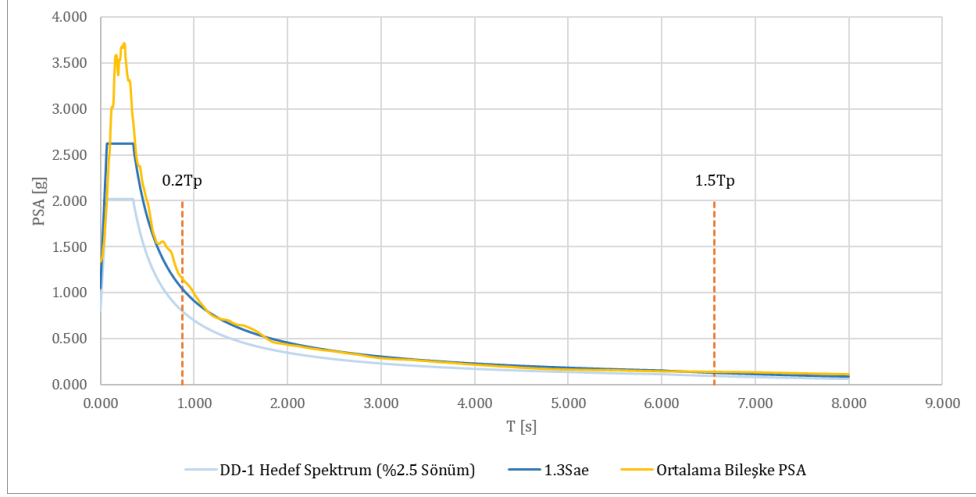
Şekil 4.35 : 1111-Kobe depremi ivme – zaman kaydı (NIS090).



Şekil 4.36 : DD-1 Hedef Tasarım Spektrumu.



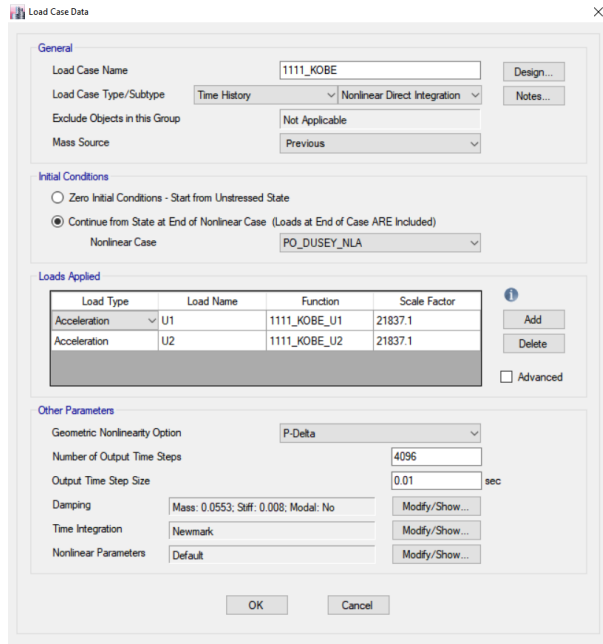
Şekil 4.37 : 1111-Kobe depremi bileşke yatay spektrumu.



**Şekil 4.38 :** Ölçeklenen kayıtların ortalama spektrumu ile hedef spektrumun karşılaştırılması.

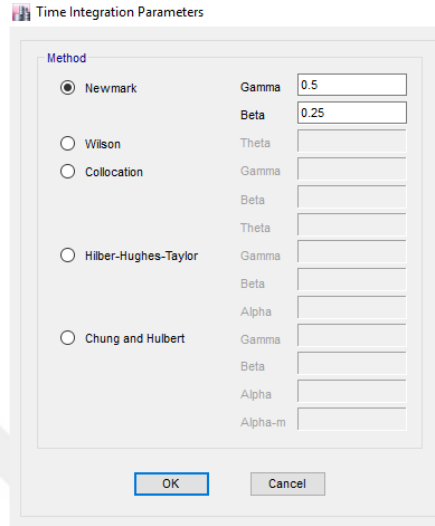
#### 4.3.2.2 Deprem etkisinin tanımlanması ve diğer etkilerle birleştirilmesi

Seçilen deprem kayıtları ETABS programına ivme – zaman fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Bu deprem kayıtlarına bağlı zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumları oluşturulurken başlangıç yükleme koşulu, deprem kayıtları ve etkileteceği doğrultular, deprem kayıtlarının ölçekleme katsayıları, etkilenen deprem kayıtları için adım aralıkları ve kaç adım adedinin alınacağı programa girilmelidir. Örnek olarak PEER Kayıt No: 1111 – Kobe depremine ait zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumu Şekil 4.39’da verilmiştir.



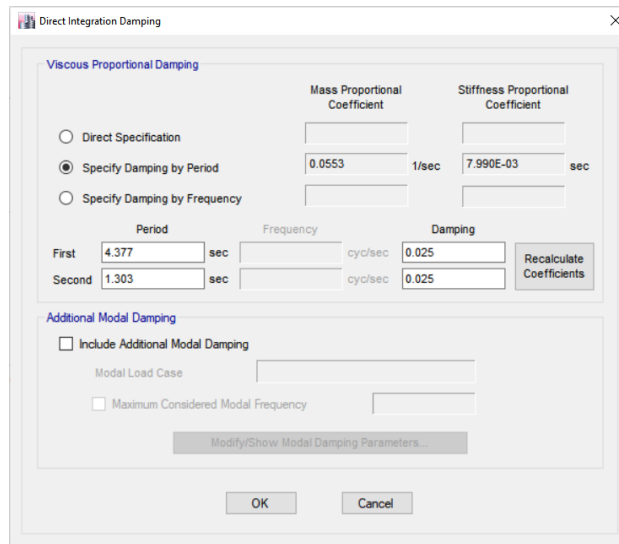
**Şekil 4.39 :** ETABS programında zaman tanım alanında doğrusal olmayan yükleme durumunun oluşturulması.

Sayısal integrasyon yöntemi olarak Newmark metodu seçilmiştir. Yapısal stabiliteyi daha iyi sağladığından dolayı Newmark sayısal integrasyon yöntemlerinden sabit ortalama ivme yöntemi tercih edilmiştir. Sabit ortalama ivme yönteminde kullanılan  $\gamma = 0.5$  ve  $\beta = 0.25$  değerleri ETABS'ta tanımlanmıştır (Şekil 4.40) [12].



**Şekil 4.40 :** ETABS programında Newmark sayısal integrasyon yönteminin tanımlanması.

Doğrusal olmayan analizler için yapısal sönüm oranı TBDY 13.6.2.4 uyarınca %2.5 alınmıştır. Doğrusal olmayan analizlerde analizin her adımında yapının mod şeklinin hesaplanması zor ve zaman alıcı olduğundan modal bazlı sönüm yerine Rayleigh sönüm matrisi kullanılmaktadır. Frekansa bağlı olarak elde edilen Rayleigh sönüm matrisinin hesabı için ETABS'e yapının 1. ve 4.modlarına ait periyotları girilmiştir (Şekil 4.41).



**Şekil 4.41 :** ETABS programında Rayleigh sönümünün tanımlanması.

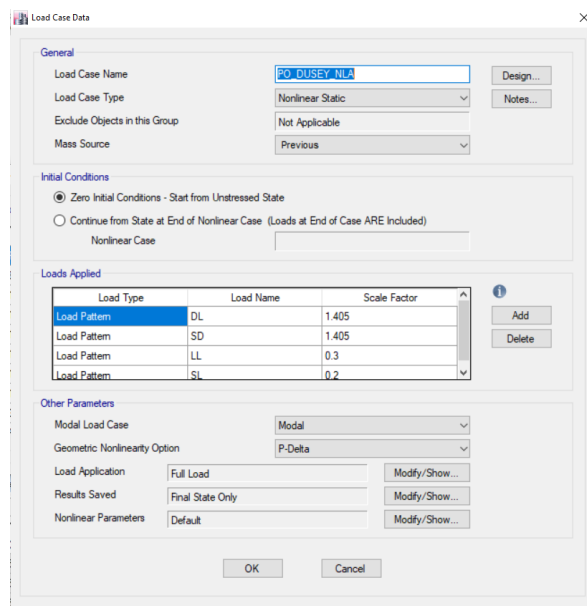
III. aşamada yük birleşimi için denklem 4.21 ile verilen yük birleşimi dikkate alınmıştır.

$$G+Q_e+0.2S+E_d^{(H)}+0.3E_d^{(Z)} \quad (4.21)$$

Burada G sabit yük etkisini,  $Q_e$  etkin hareketli yük etkisini, S kar yükü etkisini,  $E_d^{(Z)}$  ise düşey yük etkisini göstermektedir. Etkin hareketli yük etkisi, hareketli yük katlım katsayısı n kullanılarak  $Q_e = nQ$  şeklinde hesaplanmıştır. TBDY Tablo 4.3'e göre, çalışmada ele alınan binanın kullanım amacı işyeri olduğundan  $n = 0.3$  olarak ele alınmaktadır. Düşey deprem etkisi  $E_d^{(Z)}$  ise Bölüm 3.3.4'te anlatıldığı üzere denklem 3.18 ile belirlenmektedir. DD-1 düzeyinde %2.5 sönüm oranına denk gelen  $S_{DS} = 2.02$  olduğundan, denklem 3.18'e göre düşey deprem etkisi  $E_d^{(Z)}$  değeri  $1.35G$  olmaktadır. Buna göre doğrusal olmayan analizlerde kullanılacak yük birleşimi aşağıdaki şekilde olur.

$$1.405G+0.3Q+0.2S+E_d^{(H)}$$

Doğrusal olmayan deprem hesabından önce denklem 4.21'de  $E_d^{(H)}$  dışındaki statik düşey yükler taşıyıcı sisteme artırımsal olarak uygulanarak doğrusal olmayan statik hesap yapılmıştır (Şekil 4.42). Bu hesaptan elde edilen iç kuvvetler ve şekildeğişiklikler yatay deprem hesabında başlangıç değeri olarak göz önüne alınmaktadır. Yeni yapılacak binalar için bu aşamada doğrusal olmayan şekildeğişikliklere izin verilmez.



Şekil 4.42 : Doğrusal olmayan statik hesap için yük birleşiminin tanımlanması.

### 4.3.3 Analizin Sonuçlandırılması

Bu çalışmada değerlendirilen yüksek bina taşıyıcı sistemi için ETABS programında zaman tanım alanında doğrusal olmayan 11 adet analiz yapılmıştır. Analizler sonucu sünek davranışa sahip elemanlarda değerlendirmeye esas şekildeğiştirme talepleri, yapılan hesapların her birinden elde edilen sonuçların en büyük mutlak değerlerinin ortalaması olarak hesaplanarak, ilgili performans düzeyleri için verilen sınırların altında kaldığı gösterilmiştir. Peer Kayıt No 1111 – Kobe depreminin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi sonucu taşıyıcı sistemde oluşan mafsallaşmalar Şekil 4.43 ile verilmiştir.

Çapraz elemanların 11 deprem kaydı altında elde edilen ortalama şekildeğiştirme talepleri incelendiğinde en büyük basınç ve çekme uzaması aşağıda verilen çaprazlarda elde edilmiştir.

33. Kat D51 çaprazı basınç kuvveti altında kısalma:  $\Delta_{C,r} = 8.39$  mm

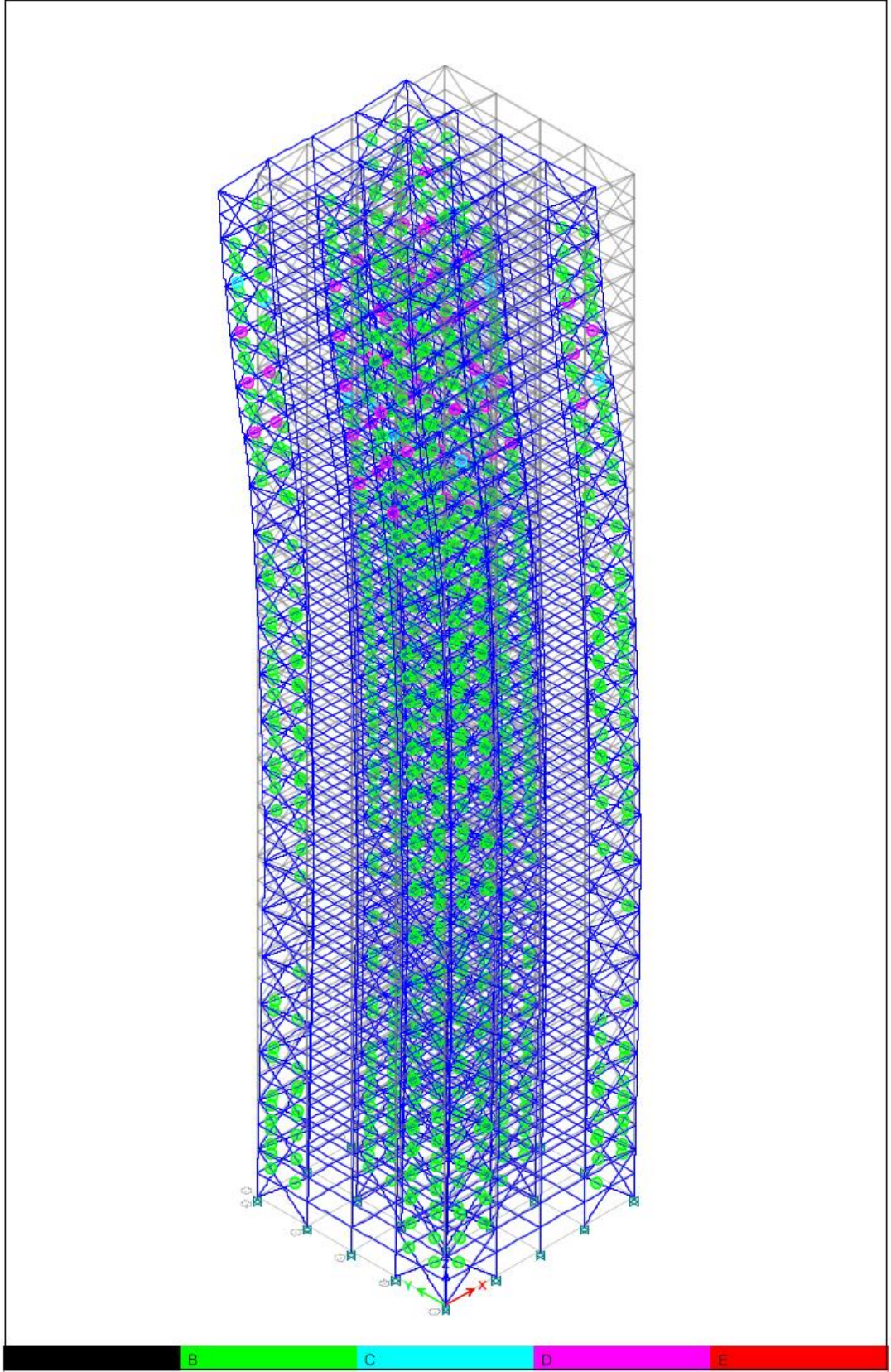
34. Kat D63 çaprazı çekme kuvveti altında uzama:  $\Delta_{T,r} = 2.14$  mm

TBDY 13.6.5.1 uyarınca, yeni yapılacak yüksek binalarda DD-1 deprem yer hareketi etkisi altında normal performans hedefi olarak GÖ performansının sağlanması istenmektedir. En elverişsiz bu etkiler Çizelge 4.13'teki sınır değerlerle karşılaştırıldığında çapraz elemanların basınç altında KH, çekme altında SH performans seviyelerini sağladıkları görülmektedir.

Moment çerçeve kirişlerindeki plastik dönme değerleri incelendiğinde ise analizlerin ortalamalarından gelen en büyük plastik dönme 32. Kat B64 kirişinde görülmektedir. Bu kirişin solucundaki plastik dönme,  $\theta_p = 0.0001$  rad olarak elde edilmiştir. Bu değer Çizelge 4.12 ile verilen sınır değerlerin çok altındadır. Moment aktaran çerçeve kirişleri için de SH performans seviyesini sağladığı söylenilebilir.

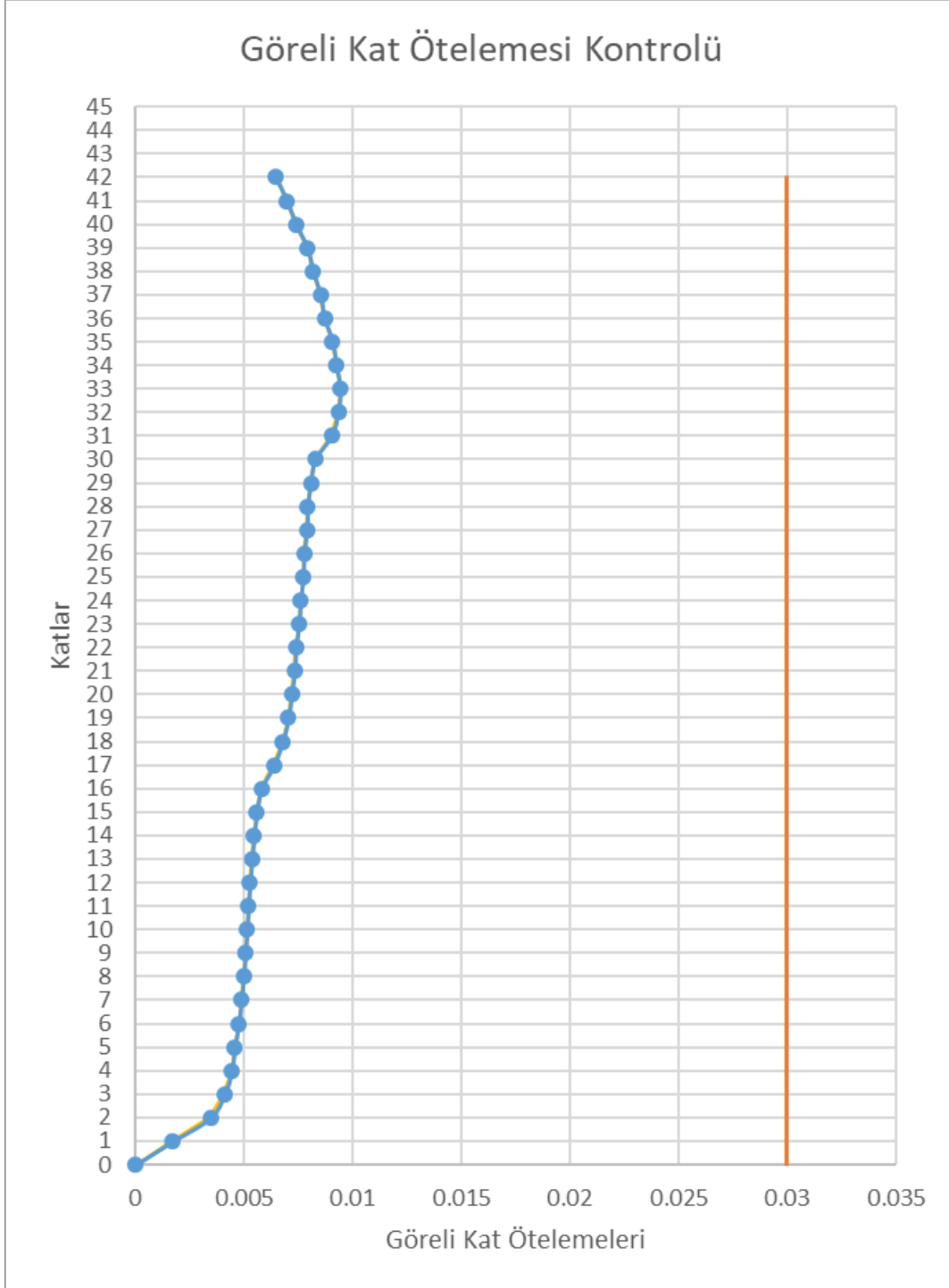
Analizler sonucunda binada bulunan hiçbir kolonda plastikleşme görülmemiştir.



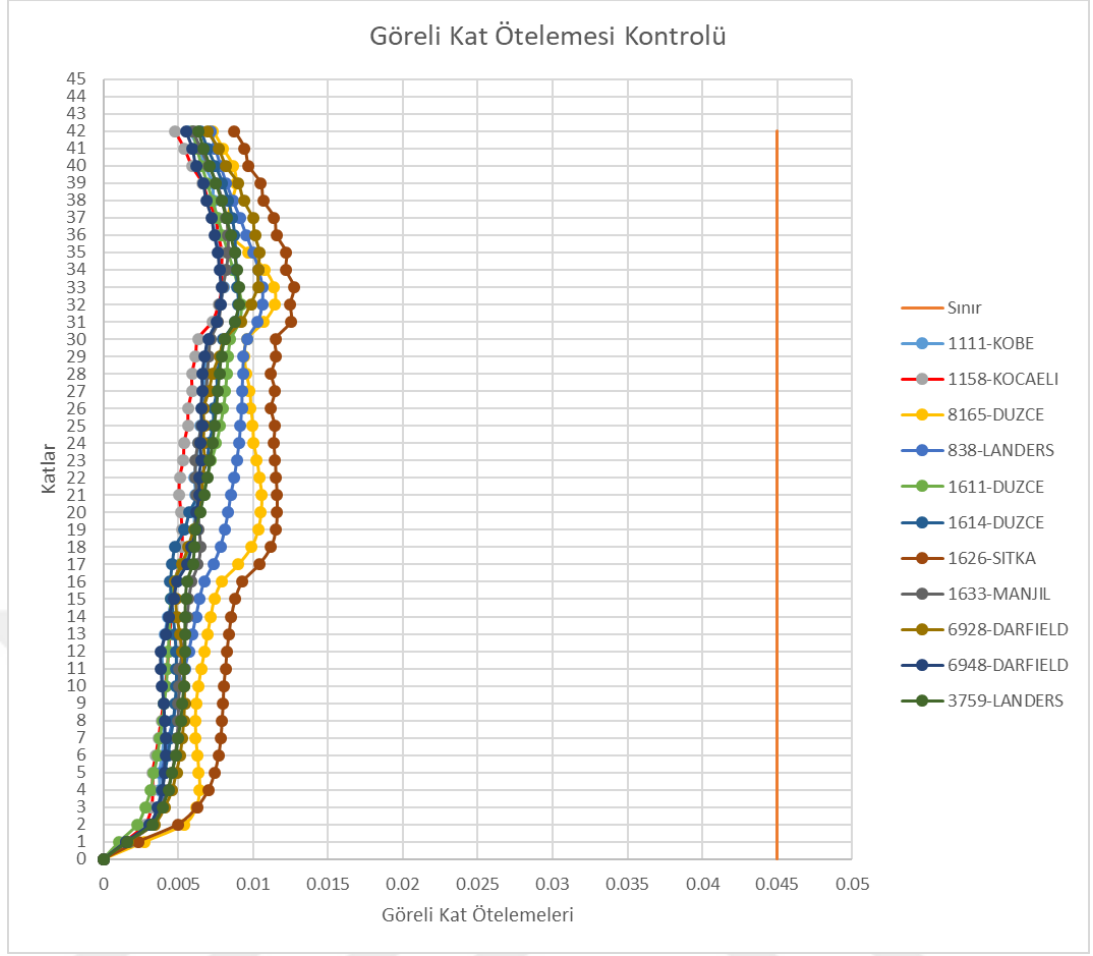


Şekil 4.43 : Peer Kayı No 1111 – Kobe analizi sonucu mafsallaşmış elemanlar.

III. Aşama performans değerlendirmesi görelî kat ötelemesi kontrolü ile tamamlanmıştır. TBDY 13.6.5.2 uyarınca, yapılan doğrusal olmayan hesap sonucunda her bir katta gözönüne alınan 11 adet depremden elde edilen ortalama görelî kat ötelemesi oranı 0.03'ü, tek bir depremden elde edilen en büyük görelî kat ötelemesi oranı ise 0.045'i geçmeyecektir. Bu kontroller Şekil 4.44 ve Şekil 4.45 ile verilmiştir.



Şekil 4.44 : Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin görelî kat ötelemeleri ortalaması ve sınır değeri.



**Şekil 4.45 :** Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin görel kat ötelemeleri ve sınır değeri.



## 5. SONUÇLAR

Bu tez çalışması kapsamında 42 katlı çelik yüksek bir ofis binasının TBDY 2018'e uygun olarak yapısal tasarımı yapılmıştır. TBDY uyarınca yüksek bir bina 3 tasarım aşamasından geçmektedir. Bu çalışmadaki yüksek bina DTS = 1 olduğu için sırasıyla,

- DD-2 deprem yer hareketi altında KH performans hedefini sağlamak üzere DGT yaklaşımı ile boyutlandırması yapılmış,
- DD-4 deprem yer hareketi altında KK performans hedefini sağlamak üzere DGT yaklaşımı ile performans değerlendirmesi yapılmış,
- Ve son olarak DD-1 deprem yer hareketi altında GÖ performans hedefini sağlamak üzere ŞGDT yaklaşımı ile performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Tüm analizler ETABS programı ile yapılmıştır. Yapı, ETABS programında 3 boyutlu olarak modellenip analizler sonucu gerekli dayanımlar ve şekildeğiştirmeler elde edilmiştir. Taşıyıcı sistemin çelik elemanları ÇYTHYE ve TBDY'ye göre boyutlandırılmıştır. Kesit hesaplarında İnş. Yük. Müh. Ferit Ömerbeyoğlu'nun yazdığı ÇYTHYE'ye uygun olarak hazırlanmış kesit analiz programı ferit.exe kullanılmıştır.

Binanın taşıyıcı sistemi merkezi çelik çaprazlı çerçeveler ile birlikte moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Yapıya etkiyen sabit ve hareketli yükler için TS498'den yararlanılmıştır. Rüzgar etkileri için TS EN 1991-1-4 ve İYBRY birlikte kullanılmıştır. Rüzgar etkileri altında yapının doğrusal hesapları ve konfor tahkikleri yapılmıştır. Doğrusal hesap için deprem etkileri TBDY Bölüm 2, Bölüm 3 ve Bölüm 4'e göre belirlenmiştir. Doğrusal deprem hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Yapıya etkiyen yükler tespit edildikten sonra Tasarım Aşaması I için gerekli dayanımlar ve şekildeğiştirmeler elde edilmiştir. Kesitlerin yeterli dayanımda olduğu ve binanın görelî kat ötelemesi ile ikinci mertbe sınır değerlerini sağladığı gösterilerek I. tasarım aşaması tamamlanmıştır.

II. aşamada bina DD-4 deprem düzeyindeki deprem etkisi altında tahkik edilmiştir. Bu aşamadaki değerlendirme DGT'ye göre yapılmıştır ve taşıyıcı sistem için R/I ile D değerleri 1 olarak alınmıştır. Deprem yükü için minimum taban kesme koşulu

uygulanmamıştır. Sünek davranışa sahip elemanlar ile sünek davranış göstermeyecek olan elemanlar farklı E/K oranlarına göre kontrol edilmiştir.

Son tasarım aşaması olan III. aşamada binanın zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. Yapı simetrisinden dolayı 11 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Her bir deprem takımı depremin X ve Y bileşenlerini içermektedir. Bina iki doğrultuda ve 45 derecelik ekseninde simetrik olduğu için bu kayıtları döndürmek gerekmemiştir. Deprem kayıtları PEER veritabanından elde edilmiş ve TBDY'deki kurallara göre ölçeklendirilmiştir. Taşıyıcı sistem elemanlarına plastik mafsallık özellikleri ETABS programında tanımlanmıştır. Çapraz ve kirişler için yığılı plastik mafsallık modeli kullanılırken, kolonlar için yayılı plastik mafsallık modeli kullanılmıştır. Çapraz ve kirişlerin plastik mafsallık özelliklerinin tanımlanmasında kullanılan geliştirilmiş kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı FEMA-356 yardımı ile oluşturulmuştur. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucu sünek davranışa sahip elemanlardaki plastik şekildeğiştirmeler elde edilmiştir. Bu şekildeğiştirme talepleri TBDY 5.C'deki sınır değerlerle kıyaslanarak istenilen performans hedefinin sağlandığı gösterilmiştir. Son olarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda hesaplanan göreceli kat ötelemelerinin sınır değerler altında kaldığı gösterilerek tasarım tamamlanmıştır.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar şu şekildedir:

1. Elemanların dayanım kontrollerinde tasarım aşaması I'deki E/K oranlarının tasarım aşaması II'deki E/K oranlarından oldukça yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Bunun sebebi tasarım aşaması I'de azaltılmış deprem yükleri altında oluşan etkiler ile sünek davranış gösterecek elemanlar boyutlandırılmış, geri kalan tüm elemanlar sünek davranış gösterecek elemanların kapasitesine göre boyutlandırılmıştır. Böylece deprem etkileri altında doğrusal olmayan davranışın taşıyıcı sistemin sünek davranış istenilmeyen bölgelerinde oluşması engellenmiştir. Tasarım aşaması II ve III'te yapılan değerlendirme ile bunun sağlanması yapılmıştır.
2. Yüksek bina tasarımında rüzgâr etkileri elemanların doğrusal davranışı ile karşılandığı için, bu etkilerin hem kesit hesabında hem de konfor tahkiklerinde oldukça sınırlandırıcı olduğu görülmüştür. Tasarım aşaması I için elde edilen deprem taban kesme kuvveti, rüzgâr taban kesme kuvvetinin altında kalmaktadır. Bu da elemanların boyutlandırılmasında rüzgârın hakim

olduğunu göstermektedir. Aynı zamanda rüzgar etkileri altında incelenen yapının tepe ivmesi yapının rijitliği, kütlesi ve sönüm oranı ile direkt olarak bağlantılı olduğundan taşıyıcı sistemin belirlenmesinde önemli bir rol oynamaktadır.

3. Minimum deprem yükü şartının yüksek binaların sismik tasarımında etkili olduğu görülmüştür. Yapı periyodu yüksek olduğu için tasarım spektrumunda yapıya etkileyen ivme azalmaktadır.
4. Tasarım aşaması III'de görüldüğü üzere moment aktaran çelik çerçeve kirişlerinde hemen hemen hiç plastikleşme görülmemiştir. Binanın bir doğrultudaki beş aksından dördü merkezi çaprazlı çerçevelerden oluştuğu için gelen sismik yükün büyük bir kısmı bu çerçeveler tarafından karşılanmaktadır. Her ne kadar tasarım aşaması I'de moment aktaran çelik çerçeveler ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin birlikte kullanıldığı durum için davranış katsayısı kontrolü yapıldıysa da, yapı davranışını gerçeğe daha yakın olarak gösteren zaman tanım alanında doğrusal analizlerde moment çerçevelerin beklendiği şekilde çalışmadığı gözlemlenmiştir.
5. Yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler neticesinde DD-1 deprem yer hareketi düzeyindeki deprem etkileri altında doğrusal olmayan davranışın merkezi çaprazlı çerçevelerin çapraz elemanlarında ortaya çıktığı gözlemlenmiştir. Çaprazlarda gözlemlenen şekildeğiştirme talepleri incelendiğinde binanın KH performans hedefini sağladığı görülmüştür.

Yüksek bir binanın tasarımı için yapılan bu çalışma aşağıdaki öneriler dikkate alınarak daha da geliştirilebilir.

1. Yapı geometrisi mimari olarak kullanışlı bulunmamaktadır. Her ne kadar inşaat mühendisleri olarak sade, basit taşıyıcı sistemleri sevsek de gerçek hayatta karşımıza çok zorlu mimariler çıkmaktadır. Özellikle yüksek binalarda dayanım, ekonomi, konfor kadar estetik unsurlar da çok önemsenmektedir. Bu yüzden bu çalışma daha zorlu bir geometri ile tekrar edilebilir.
2. Taşıyıcı sistem daha farklı bir şekilde kurularak ekonomi ve dayanım bakımından kıyaslama yapılabilir. Çalışması yapılan binanın taşıyıcı sisteminde, yüksek binalar için yaygın olarak kullanılan dış destek çerçeve (outrigger), kompozit kolonlar, betonarme perdeli çekirdek gibi sistemlerin

kullanılması ve bu tezde kullanılan taşıyıcı sistem ile kıyaslanması faydalı bir çalışma olacaktır.

3. Binanın döşemeleri için tasarım aşaması I ve II’de yarı-rijit diyafram, tasarım aşaması III’te ise rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Bunun sebebi, tasarım aşaması I ve II’de kat döşemesine gelen deprem yüklerinin kirişlerde oluşturacağı etkileri gözlemek idi. Fakat döşeme ve kirişler yeteri kadar küçük sonlu elemanlara bölünmediği için bu etkilerin sağlıklı bir şekilde gözlemlenmediği düşünülmektedir. Döşemelerin ve kirişlerin daha küçük sonlu elemanlara bölünmesi (meshlenmesi) analiz sürelerini oldukça uzatacağından bu çalışmada detaylı bir şekilde ele alınamamıştır. Her ne kadar bilgisayar teknolojisi gelişmiş olsa da bu tür sonlu eleman analizleri günlük kullanılan bilgisayarlarda kolay bir şekilde yapılamamaktadır. Aynı şekilde tasarım aşaması III’te de analiz sürelerini kısaltmak için döşemelerde rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Rijit diyafram kabulünde kirişlere gelen eksenel yük gözlemlenemediğinden çaprazlı çerçeve kirişleri çapraz elemanların kapasitelerine göre boyutlandırılmıştır.
4. Yüksek binalarda bulunan baza, bodrum ve temeller de bu çalışma kapsamına eklenebilir. Ayrıca kolonların temele bağlantıları ve birleşim hesapları da bu çalışma kapsamında yapılmamıştır.



## KAYNAKLAR

- [1] **Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.** (2018). T.C. Resmi Gazete, 30364, 18 Mart 2018.
- [2] **Aydınoğlu, M., N., Özer, E., Celep, Z. ve Özaydın, K.** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) Eğitim El Kitabı*. Ankara: TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası.
- [3] **Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar.** (2018). T.C. Resmi Gazete, 30333, 15 Şubat 2018.
- [4] **Ertaş, B.** (2018). *Taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek kompozit kolonlu moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan binalar için tasarım esaslarının değerlendirilmesi.* (Yüksek lisans tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [5] **P-Delta analysis parameters.** (2017). Retrieved 2 Mayıs 2019, from <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/P-Delta+analysis+parameters>.
- [6] **Yapılar Üzerindeki Etkiler – Bölüm 1-4: Genel Etkiler – Rüzgâr Etkileri (Eurocode 1).** (2007). Ankara: Türk Standartları Enstitüsü.
- [7] **İstanbul Yüksek Binalar Rüzgâr Yönetmeliği (5. Versiyon).** (2009). İstanbul Büyükşehir Belediyesi İmar Müdürlüğü, Ağustos 2009.
- [8] **Specification for Structural Steel Buildings.** (2010). American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC 360-10, Haziran 2010.
- [9] **Deren, H., Uzgider E., Piroğlu F., Çağlayan Ö.** (2012). *Çelik Yapılar*. İstanbul: Çağlayan Kitabevi
- [10] **Seismic Design Manual.** (2012). American Institute of Steel Construction, 56424, September 2012.
- [11] **Federal Emergency Management Agency.** (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *American Society of Civil Engineers (ASCE)*.
- [12] **Darılmaz, K.** (2014). *Depreme dayanıklı betonarme binaların tasarımına giriş*. İstanbul: DMK Yayınları.



## **EKLER**

**EK A:**  $B_2$  katsayısının hesabı ve kontrolü

**EK B:** Rüzgar parametrelerinin hesap tabloları



**EK A**

**Çizelge A.1:** B<sub>2</sub> katsayısının hesabı ve kontrolü.

Kat	P <sub>kat</sub> kN	P <sub>mf</sub> kN	R <sub>M</sub>	H kN	Δ <sub>H</sub> mm	L mm	P <sub>e, kat</sub> kN	B <sub>2</sub>	Kontrol ≤1.7
42	9959	1871	0.972	224	6.71	3800	123522	1.09	UYGUN
41	22921	3793	0.975	671	6.99	3800	355715	1.07	UYGUN
40	35884	6434	0.973	1114	7.22	3800	570899	1.07	UYGUN
39	48846	8356	0.974	1555	7.52	3800	765768	1.07	UYGUN
38	61808	10984	0.973	1992	7.74	3800	951445	1.07	UYGUN
37	74770	12906	0.974	2426	8.04	3800	1116728	1.07	UYGUN
36	87733	15524	0.973	2856	8.26	3800	1279155	1.07	UYGUN
35	100695	17446	0.974	3283	8.54	3800	1422624	1.08	UYGUN
34	113657	20049	0.974	3706	8.75	3800	1567853	1.08	UYGUN
33	126619	21971	0.974	4126	8.98	3800	1700093	1.08	UYGUN
32	139582	24553	0.974	4542	9.09	3800	1848560	1.08	UYGUN
31	152544	26475	0.974	4954	9.08	3800	2019224	1.08	UYGUN
30	166162	29205	0.974	5362	8.74	3800	2269295	1.08	UYGUN
29	179781	31227	0.974	5766	8.73	3800	2445807	1.08	UYGUN
28	193400	34063	0.974	6166	8.74	3800	2608724	1.08	UYGUN
27	207018	36085	0.974	6561	8.84	3800	2746030	1.08	UYGUN
26	220637	38893	0.974	6952	8.89	3800	2891756	1.08	UYGUN
25	234255	40915	0.974	7338	8.98	3800	3025635	1.08	UYGUN
24	247874	43697	0.974	7720	9.01	3800	3170457	1.08	UYGUN
23	261493	45719	0.974	8096	9.06	3800	3308547	1.09	UYGUN
22	275111	48477	0.974	8468	9.06	3800	3456485	1.09	UYGUN
21	288730	50499	0.974	8833	9.07	3800	3604574	1.09	UYGUN
20	302349	53231	0.974	9194	9.05	3800	3760031	1.09	UYGUN
19	315967	55253	0.974	9548	8.99	3800	3931753	1.09	UYGUN
18	329586	57954	0.974	9896	8.83	3800	4144639	1.09	UYGUN
17	343204	59976	0.974	10238	8.48	3800	4466453	1.08	UYGUN
16	357707	62845	0.974	10573	7.90	3800	4953557	1.08	UYGUN
15	372209	65005	0.974	10901	7.64	3800	5280452	1.08	UYGUN
14	386711	67933	0.974	11221	7.46	3800	5562847	1.07	UYGUN
13	401214	70093	0.974	11533	7.31	3800	5840484	1.07	UYGUN
12	415716	72982	0.974	11836	7.17	3800	6107856	1.07	UYGUN
11	430218	75142	0.974	12130	6.99	3800	6423529	1.07	UYGUN
10	444721	77988	0.974	12414	6.83	3800	6730202	1.07	UYGUN
9	459223	80149	0.974	12687	6.60	3800	7116860	1.07	UYGUN
8	473725	82947	0.974	12948	6.40	3800	7490845	1.07	UYGUN
7	488228	85107	0.974	13196	6.12	3800	7983175	1.07	UYGUN
6	502730	87847	0.974	13428	5.87	3800	8459215	1.06	UYGUN
5	517233	90008	0.974	13643	5.54	3800	9120221	1.06	UYGUN

**Çizelge A.1 (devamı)**

Kat	P <sub>kat</sub> kN	P <sub>mf</sub> kN	R <sub>M</sub>	H kN	Δ <sub>H</sub> mm	L mm	P <sub>e, kat</sub> kN	B <sub>2</sub>	Kontrol ≤1.7
4	531735	92675	0.974	13837	5.20	3800	9850848	1.06	UYGUN
3	546237	94835	0.974	14006	4.69	3800	11047871	1.05	UYGUN
2	560740	97332	0.974	14163	3.81	3800	13762119	1.04	UYGUN
1	575242	99490	0.974	14321	1.80	3800	29399361	1.02	UYGUN

**EK B****Çizelge B.2:** Yapısal katsayı  $c_{s,c_d}$ 'nin belirlenmesi.

1991-1-4, Bölüm 6 ve Ek B				
		Birim	Tanım	Bölüm
$z_s$	95.76	m	Yapısal katsayı için referans yükseklik	Şekil 6.1
$v_b$	28.00	m/s	Esas rüzgar hızı	4.2
$z_{min}$	10.00	m	Arazi kategorisi "IV"	Çizelge 4.1
$z_0$	1.00	m	Arazi kategorisi "IV"	Çizelge 4.1
$k_r$	0.234		Arazi katsayısı	4.3.2
$c_r(z_s)$	1.069		Engebelilik katsayısı	4.3.2
$c_o(z_s)$	1.00		Orografi katsayısı	4.3.3
$v_m(z_s)$	29.931	m/s	Ortalama rüzgar hızı	4.3.1
$k_l$	1.00		Türbülans katsayısı	4.4
$\sigma_v$	6.561		Standart sapma	4.4
$l_v(z_s)$	0.219		Türbülans şiddeti	4.4
$z_t$	200.00	m	Referans yükseklik	B.1
$L_t$	300.00	m	Referans uzunluk ölçüsü	B.1
$\alpha$	0.67		Katsayı	B.1
$L(z_s)$	183.16	m	Türbülans uzunluk ölçüsü	B.1
$b$	34.00	m	Rüzgara dik doğrultudaki yapı genişliği	B.2
$h$	159.60	m	Yapı yüksekliği	B.2
$B^2$	0.52		Geri plan tepki katsayısı	B.2
$n$	0.228	Hz	Yapının doğal frekansı	B.1
$f_L(z_s, n)$	1.398		Boyutsuz frekans	B.1
$S_L(z_s, n)$	0.101		Spektral güç yoğunluk fonksiyonu	B.1
$\eta_h$	5.603		-	B.2
$\eta_b$	1.194		-	B.2
$R_h$	0.163		Aerodinamik kabul fonksiyonları	B.2
$R_b$	0.519		Aerodinamik kabul fonksiyonları	B.2
$\xi_0$	0.025		Yapı sönümü	-
$\delta$	0.157		Sönümün logaritmik azalımı	F.5
$R^2$	0.268		Rezonans tepki katsayısı	B.2
$v$	0.133		Üst geçiş frekansı	B.2
$T$	600	s	Ortalama rüzgar hızı için ortalama süre	B.2
$k_p$	3.163		Tepe katsayısı	B.2
$c_s$	0.830		Boyut katsayısı	6.3.1
$c_d$	1.060		Dinamik katsayı	6.3.1
$c_s c_d$	0.880		Yapısal katsayı	-

**Çizelge B.3:** Karakteristik tepe ivmesi hesabı.

Parametreler (EN 1991-1-4, Ek B)				
		Birim	Tanım	Bölüm
$z$	159.60	m	Yapı yüksekliği	-
$z_s$	95.76	m	Yapısal katsayı için referans yükseklik	Şekil 6.1
$v_b$	25.28	m/s	Esas rüzgar hızı	4.2
$z_0$	1.00	m	Arazi kategorisi "IV"	Çizelge 4.1
$k_r$	0.234		Arazi katsayısı	4.3.2
$c_r(z_s)$	1.069		Engebellik katsayısı	4.3.2
$c_o(z_s)$	1.00		Orografi katsayısı	4.3.3
$v_m(z_s)$	27.024	m/s	Ortalama rüzgar hızı	4.3.1
$k_l$	1.00		Türbülans katsayısı	4.4
$\sigma_v$	5.924		Standart sapma	4.4
$I_v(z_s)$	0.219		Türbülans şiddeti	4.4
$z_t$	200.00	m	Referans yükseklik	B.1
$L_t$	300.00	m	Referans uzunluk ölçüsü	B.1
$\alpha$	0.67		Katsayı	B.1
$L(z_s)$	183.16	m	Türbülans uzunluk ölçüsü	B.1
$b$	34.00	m	Rüzgara dik doğrultudaki yapı genişliği	B.2
$h$	159.60	m	Yapı yüksekliği	B.2
$n$	0.228	Hz	Yapının doğal frekansı	B.1
$f_L(z_s, n)$	1.548		Boyutsuz frekans	B.1
$S_L(z_s, n)$	0.096		Spektral güç yoğunluk fonksiyonu	B.1
$\eta_h$	6.205		-	B.2
$\eta_b$	1.322		-	B.2
$R_h$	0.148		Aerodinamik kabul fonksiyonları	B.2
$R_b$	0.491		Aerodinamik kabul fonksiyonları	B.2
$\xi_0$	0.025		Yapı sönümü	-
$\delta$	0.157		Sönümün logaritmik azalımı	F.5
$R^2$	0.218		Rezonans tepki katsayısı	B.2
$T$	600	s	Ortalama rüzgar hızı için ortalama süre	B.2
Karakteristik Tepe İvmesi Hesabı (EN 1991-1-4 Ek B)				
		Birim	Tanım	Bölüm
$c_f$	1.52		Kuvvet katsayısı	7
$m_{1,x}$	159844	kg/m	Temel modun birim uzunluktaki eşdeğer kütlesi	F.4
$\zeta$	2.5		Temel mod şekli	F.3
$\Phi_{1,x}(z)$	1		Temel eğilme modu	F.3
$K_x$	1.795		Boyutsuz bir katsayı	B.4
$\sigma_{a,x}(z)$	0.05		Rüzgar doğrultusundaki ivmenin standart sapması	B.4
$k_p$	3.33		Tepe katsayısı ( $v=n$ )	B.2
$a$	0.18	$m/s^2$	Karakteristik tepe ivmesi	B.4





## ÖZGEÇMİŞ

**Ad Soyad** : Ceyhun Çakmaklı

**Doğum Yeri - Tarihi** : Altındağ – 06/12/1991

**E-posta** : ceyhun\_cakmakli@hotmail.com

### ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2016, İstanbul Teknik Ünivertesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

### İŞ DENEYİMİ:

- (2016-Devam), Yapısal Tasarım Mühendisi, Tekfen Mühendislik