

**T.C.**  
**GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK MOMENT**  
**ÇERÇEVELERLE BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇELİK**  
**ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN DEPREM PERFORMANSININ**  
**KARŞILAŞTIRILMASI**

**MUHAMMED ŞÜKRÜ AKSAÇ**  
**YÜKSEK LİSANS TEZİ**  
**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**GEBZE**  
**2023**

**T.C.**  
**GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK**  
**MOMENT ÇERÇEVELERLE**  
**BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇELİK**  
**ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN DEPREM**  
**PERFORMANSININ**  
**KARŞILAŞTIRILMASI**

**MUHAMMED ŞÜKRÜ AKSAÇ**  
**YÜKSEK LİSANS TEZİ**  
**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**  
**DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**DANIŞMANI**  
**DOÇ. DR. ONUR ŞEKER**

**GEBZE**

**2023**

**T.R.**  
**GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY**  
**GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES**

**COMPARISON OF THE EARTHQUAKE  
PERFORMANCE OF SPECIAL MOMENT  
FRAMES AND BUCKLING RESTRAINED  
BRACED FRAMES**

**MUHAMMED ŞÜKRÜ AKSAÇ**  
**A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF  
MASTER OF SCIENCE**  
**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**  
**EARTHQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING  
PROGRAM**

**THESIS SUPERVISOR**  
**ASSOC. PROF. DR. ONUR ŞEKER**

**GEBZE**  
**2023**



## YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU

GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 02/02/2023 tarih ve 2023/09 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 15/02/2023 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Muhammed Şükrü AKSAÇ'ın tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Programında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

### JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI)

: Doç. Dr. Onur ŞEKER

ÜYE

: Dr. Öğr. Üyesi Ülgen Mert TUĞSAL

ÜYE

: Dr. Öğr. Üyesi Bora AKŞAR

### ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun  
...../...../..... tarih ve ...../..... sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

Gebze Teknik Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

## ÖZET

Çelik yapıların özellikle deprem ve rüzgar gibi etkilerden oluşan yanal yüklere karşı dayanım sağlayabilmeleri için çeşitli sistemler geliştirilmiştir. Bu sistemlerden süneklik düzeyi yüksek moment çerçeveler sahip oldukları rijit birleşimler ile yanal dayanımı sağlarken, merkezi çaprazlı çerçeveler ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin çapraz elemanlarının yapı üzerindeki yatay yüklerden dolayı oluşan aksenal basınç ve çekme kuvvetlerine dayanarak yanal dayanımı sağlaması mümkün olmaktadır.

Merkezi çaprazlı çelik çerçeve çaprazları yanal deprem taleplerinden dolayı oluşan aksenal basınç yükü altında daha narin davranış göstermesiyle burkulmaya uğrayarak yanal dayanımlarını kaybederken burkulması önlenmiş çaprazlı sistemlerde ise çapraz elemanlar eğilmeye karşı özel bir tüp sistemi ile takviye edilmiş oldukları için yanal çerçeve yüklerinin oluşturduğu aksenal basınç ve çekme yüklerine karşı daha kararlı davranış sergilerler.

Bu çalışmada İstanbul'un merkezi bir konumunda çelik bir yapının süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve sistemlerine göre tasarımı yapılmıştır. Tasarımda ülkemizde kullanılan güncel yönetmelik ve standartların verdiği talimatlara uyulmuş olup, gerekmesi durumunda referans niteliğindeki Amerikan yönetmeliklerinden faydalanılarak ülkemiz yönetmeliklerinin içerik bakımından yeterliliği irdelenmiştir.

Yapı modelleri üzerinde gerçekleştirilen statik itme analizleri ile her iki sistemin yatay yükleme durumundaki elastik rijitlik değerleri kıyaslanmıştır. Deprem yüklemesi altında kat öteleme oranı ve katlarda oluşan ivme değerleri gibi talep parametreleri ise zaman tanım alanında lineer olmayan analizler yardımıyla belirlenerek sistemler arasında yapısal davranış kıyaslaması yapılmıştır.

**Anahtar Kelimeler: Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve, Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeve, Statik İtme Analizi, Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Analiz, SAP2000.**

## SUMMARY

Various systems have been developed to ensure that steel structures can withstand lateral loads, especially from effects such as earthquake and wind. While special moment frames, which are in these systems, provide lateral strength with rigid connections, it is possible to provide that by resisting of braces to tensile and compressive axial forces caused by lateral loads on the structure in special concentrically braced frames and buckling restrained braced frames.

While brace members buckle under axial compressive loads with more slender behaviour due to the lateral earthquake demands in special concentrically braced frames, they exhibit more stable behaviour against these axial loads for the buckling restrained braced frames because they are supported against to flexural reactions with a special tube system.

In this study a steel building, which is in a central location of Istanbul, has been designed according to design criteria for special moment frame and buckling restrained braces frame. The requirements given by the current codes in our country were used in design stage, and if necessary, the adequacy of our codes in terms of content was examined by using the reference American codes.

With the static pushover analyses performed on the structural models, in case of lateral loading overall elastic stiffness values of both systems were compared. Demand parameters, such as inter-story drift ratio and floor accelerations, under earthquake loading were determined with the help of nonlinear time history analyses and structural behaviour comparison was made between the systems.

**Keywords: Special Moment Frame, Buckling Restrained Braced Frame, Static Pushover Analysis, Nonlinear Time History Analysis, SAP2000.**

# TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca bilgi ve deneyimleri ile desteğini hiçbir zaman esirgemeyen değerli hocam Doç. Dr. Onur ŞEKER'e vermiş olduğu eğitimler ve tez çalışmamdaki emeklerinden dolayı sonsuz Őükranlarımı sunarım.

Desteklerini her an arkamda hissettiğim değerli aileme, fedakarlıklarından dolayı kıymetli eşim ve sevgili oğluma bu yolda benimle yürüdükleri için teşekkür ederim.



# İÇİNDEKİLER

	<b><u>Sayfa</u></b>
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ	xv
TABLolar DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
1.1. Amaç ve Kapsam	2
1.2. Literatür Özeti	3
1.2.1. Kapasite ile İlgili Çalışmalar	3
1.2.2. Talep ile İlgili Çalışmalar	7
2. ÇELİK YAPILAR İÇİN SİSMİK YÜK TAŞIYICI SİSTEMLER	15
2.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeveler	15
2.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeveler	16
3. PROTOTİP BİNALARIN TASARIMI	19
3.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçevelerin Tasarımı	22
3.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçevelerin Tasarımı	39
4. SAYISAL MODELLEMeye İLİŞKİN ESAS VE KABULLER	50
4.1. Moment Çerçeve Modellemesi	50
4.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeve Modellemesi	52
5. YAPISAL ANALİZ VE DEĞERLENDİRME	57
5.1. Statik İtme Analizi	57
5.2. Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Analiz	59
5.2.1. Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi	59
5.2.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz	61
6. SONUÇLAR	68
KAYNAKLAR	70
ÖZGEÇMİŞ	72

# SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

<b><u>Simgeler ve</u></b>	<b><u>Açıklamalar</u></b>
<b><u>Kısaltmalar</u></b>	
$A_g$	: Moment çerçeve kolonları en kesit alanı.
$A_{sc}$	: Seçilen BRB çelik çekirdek kesit alanı
$A_{sc,min}$	: BRB çelik çekirdek elemanlarının en düşük kesit alanı
$a$	: Zayıflatılmış kiriş bölgesinin kolon yüzüne olan en yakın mesafesi
$b$	: Zayıflatılmış kiriş bölgesinin uzunluğu
$b_f$	: Kesit başlık genişliği
$b_{sc}$	: Seçilen BRB çelik çekirdek kesit yüksekliği
$b_x, b_y$	: Elemanın eksenlerine göre eğilme momenti katsayıları
$C_h$	: Sistemin doğrusal olmayan davranışına bağlı katsayı
$C_{pr}$	: Birleşimde pekleşme, vb. durumları dikkate alan ve olası en büyük eğilme momenti dayanımının hesabı için kullanılan bir katsayı
$C_t$	: Periyot hesabında kullanılan katsayı
$c$	: Zayıflatılmış kiriş bölgelerinde zayıflatma yarıçapı
$D$	: Dayanım fazlalığı katsayısı
$d$	: Eleman profil yüksekliği
$F_i$	: Kat deprem yükleri
$F_{IE}^{(X)}$	: Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri
$F_s$	: Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı
$F_u$	: Karakteristik kopma dayanım değeri
$F_u$	: BRB çerçeve kat kirişleri için yatay sismik yük etkisi
$F_y$	: Karakteristik akma gerilmesi
$F_{yb}$	: Kiriş malzemesi karakteristik akma gerilmesi
$F_{yc}$	: Kolon malzemesi karakteristik akma gerilmesi
$F_{y_{sc}}$	: BRB çelik çekirdek malzemesi karakteristik akma gerilmesi
$F_1$	: 1.0 saniye periyot için zemin etki katsayısı
$g$	: Yer çekimi ivmesi ( $m/s^2$ )
$H_i$	: Katın bina tabanına olan yüksekliği
$H_N$	: Moment çerçeveli tasarımda bina yüksekliği
$h_i$	: Kat yüksekliği

$h_n$	: BRB çerçevesel tasarımda bina yüksekliği
$I$	: Bina önem katsayısı
$K_o$	: Yapılarda elastik rijitlik değeri (kN/m)
$l_h$	: Zayıflatılmış bölge merkezlerinin kolon yüzeyine olan mesafesi
$l_n$	: Zayıflatılmış bölge merkezleri arası mesafe
$M_c$	: Hesap ekseninde elemanın tasarım eğilme momenti
$M_{cx}, M_{cy}$	: İlgili eksenler etrafında elemanın tasarım eğilme momenti
$M_{DL}$	: Ölü yüklerin çaprazlı çerçeve kirişlerinde oluşturduğu moment
$M_E$	: Dengelenmemiş çapraz kuvvetlerinin çaprazlı çerçevede oluşturduğu kirişlerinde moment
$M_{LL}$	: Hareketli yüklerin çaprazlı çerçevede kirişlerinde oluşturduğu moment
$M_{nx}, M_{ny}$	: İlgili eksenler etrafında elemanın nominal eğilme momenti
$M_{pb}^*$	: Kirişlerin düğüm noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi
$M_{pc}^*$	: Kolonların düğüm noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi
$M_{pr}$	: Kiriş olası akma dayanımlarına göre plastik moment kapasitesi
$M_{RBS}$	: Zayıflatılmış kiriş bölgesi olası eğilme momenti kapasitesi
$M_r$	: Hesap ekseninde elemanın gerekli eğilme momenti
$M_{rx}, M_{ry}$	: İlgili eksenler etrafında elemanın gerekli eğilme momenti
$M_{SL}$	: Kar yüklerinin çaprazlı çerçevede oluşturduğu kirişlerinde moment
$M_{uc}$	: Birleşim kolon yüzeyi gerekli moment dayanımı
$M_{uv}$	: Zayıflatılmış kesit bölgesi kesme kuvvetinin kolon ekseninde oluşturduğu ek eğilme momenti
$m_i$	: Seçilen katın kütlesi
$m_t$	: Toplam kat kütlesi
$N$	: Yapıdaki kat sayısı
$n$	: Kat kütlesi hesabında hareketli yük katılım katsayısı
$P$	: BRB eleman maksimum basınç kuvveti
$P_c$	: Tasarım aksenal kuvvet dayanımı
$P_{c,e}$	: BRB çerçevede seçilen bir kat için sismik kolon aksenal yükü

$P_{c,DL}$	: BRB çerçeve kolonları üzerinde ölü yüklerin oluşturduğu aksenal yük
$P_{c,L}$	: BRB çerçevede seçilen bir katın sol kolon aksenal yükü
$P_{c,LL}$	: BRB çerçeve kolonları üzerinde hareketli yüklerin oluşturduğu aksenal yük
$P_{c,R}$	: BRB çerçevede seçilen bir katın sağ kolon aksenal yükü
$P_{c,SL}$	: BRB çerçeve kolonları üzerinde kar yüklerinin oluşturduğu aksenal yük
$P_E$	: Deprem yüklemesi durumunda çapraz elemanlarda oluşan aksenal kuvvet
$P_g$	: İkincil kirişlerin BRB çerçeve kirişlerine aktardığı tekil yük
$P_n$	: Nominal aksenal kuvvet dayanımı
$P_r$	: Gerekli aksenal basınç kuvveti
$P_y$	: Aksenal akma dayanımı
$P_{y,sc}$	: BRB çelik çekirdek aksenal kuvvet akma dayanımı
$P_{uc}$	: Moment çerçeve kolonları en büyük aksenal yük talebi
$p$	: Aksenal basınç katsayısı
$R$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_y$	: Malzemenin karakteristik akma gerilmesinden olası akma gerilmesinin bulunmasında kullanılan katsayı
$S_{ae}(T)$	: Elastik tasarım spektral ivme değeri (g)
$S_{aR}(T)$	: Azaltılmış tasarım spektral ivme değeri (g)
$S_{DS}$	: Kısa periyot tasarım ivme katsayısı
$S_{D1}$	: 1.0 saniye periyot tasarım ivme katsayısı
$S_S$	: Kısa periyot için harita spektral ivme katsayısı
$S_1$	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
$T$	: Yapının doğal titreşim periyodu
$T$	: BRB eleman maksimum basınç kuvveti
$T_A, T_B$	: Tasarım ivme spektrumu köşe periyotları
$T_a$	: BRB çerçeve yaklaşık hakim periyodu
$T_L$	: Sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu
$T_{pA}$	: Moment çerçeve ampirik hakim doğal titreşim periyodu

$T_p^{(x)}$	: Yapının hakim doğal titreşim periyodu
$t_f$	: Eleman profili başlık kalınlığı
$t_{sc}$	: Seçilen BRB çelik çekirdek kesit kalınlığı
$t_w$	: Eleman profili gövde kalınlığı
$u_i^{(x)}$	: İlgili katın yatay yönde yer değiştirme miktarı
$V_d$	: Zayıflatılmış kiriş bölgesi merkezinde $1.2G+0.5Q+0.2S$ yük kombinasyonuna göre hesaplanan kesme kuvveti
$V_m$	: İtme analizlerinde yapıdaki en büyük taban kesme kuvveti
$V_{tE}^{(x)}$	: Yapıya gelen toplam eşdeğer deprem yükü
$V_{uc}$	: Moment çerçeve kirişlerinin kolon yüzeyinde gerekli kesme kuvveti dayanımı
$V_y$	: İtme analizlerinde yapıda ilk akmanın başladığı andaki taban kesme kuvveti
$W_p$	: Eğilme eksenine göre plastik mukavemet momenti
$W_{pc}$	: Kolon plastik mukavemet momenti
$W_{RBS}$	: Moment çerçeve kirişleri zayıflatılmış en kesit bölgesi plastik mukavemet momenti
$w$	: Kat ağırlığı
$x$	: BRB çerçeve periyot hesabında kullanılan katsayı
$\Delta F_{NE}^{(x)}$	: Çatı katı için ilave eşdeğer deprem yükü
$\Delta_i^{(x)}$	: Seçilen kat için azaltılmış görelî kat ötelenme miktarı
$\Delta_m$	: İtme analizlerinde yapıdaki en büyük taban kesme kuvvetine karşılık gelen yatay deplasman
$\Delta_y$	: İtme analizlerinde yapının akma durumunda oluşan yatay deplasman
$\Delta_1$	: Moment çerçeve için birinci mertebe yer değiştirme miktarı
$\Delta_2$	: Moment çerçeve için ikinci mertebe yer değiştirme miktarı
$\Omega$	: İtme analizleri ile belirlenen dayanım fazlalığı katsayısı
$\alpha$	: İlave rijitlik katsayısı hesabında kullanılan katsayı
$\beta$	: BRB elemanlar için basınç dayanımı düzeltme katsayısı
$\delta_i^{(x)}$	: Seçilen kat için etkin görelî kat ötelenme miktarı
$\delta_{i,max}^{(x)}$	: Seçilen kat için etkin görelî kat ötelenme miktarının kat içindeki en büyük değeri

$\theta_{II,i}^{(X)}$	: Deprem doğrultusunda ilgili katın ikinci merteye gösterge değeri
$\theta_{II,max}^{(X)}$	: Deprem doğrultusunda tanımlanan en büyük ikinci merteye gösterge değeri
$\kappa$	: Göreli kat öteleme üst sınırı belirlenirken kullanılan katsayı
$\lambda$	: Göreli kat öteleme üst sınırı belirlenirken kullanılan katsayı
$\lambda_{hd}^{başlık}$	: Yüksek sünek elemanların başlığı için en kesit koşulu sınır değeri
$\lambda_{hd}^{gövde}$	: Yüksek sünek elemanların gövdesi için en kesit koşulu sınır değeri
$\lambda_{md}^{başlık}$	: Sınırlı sünek elemanların başlığı için en kesit koşulu sınır değeri
$\lambda_{md}^{gövde}$	: Sınırlı sünek elemanların gövdesi için en kesit koşulu sınır değeri
$\lambda_p^{başlık}$	: Kompakt elemanlar için kesit başlığı narinlik sınır değeri
$\lambda_p^{gövde}$	: Kompakt elemanlar için kesit gövdesi narinlik sınır değeri
$\lambda_r^{başlık}$	: Kompakt olmayan elemanlar için kesit başlığı narinlik sınır değeri
$\lambda_r^{gövde}$	: Kompakt olmayan elemanlar için kesit gövdesi narinlik sınır değeri
$\tau_b$	: Moment çerçeve ikinci merteye analizinde belirlenen ilave rijitlik katsayısı
$\omega$	: BRB elemanlar için pekleşme etkisi düzeltme katsayısı
$\phi$	: BRB çekirdek kesitleri belirlenirken kullanılan dayanım katsayısı
$\phi_b$	: Eleman tasarım eğilme momenti belirlenirken kullanılan dayanım katsayısı
$\phi_c$	: Eleman tasarım eksenel kuvveti belirlenirken kullanılan dayanım katsayısı
$\phi_d$	: Sünek göçme için kullanılan dayanım katsayısı
AISC	: American Institute of Steel Construction 358-16
ASCE 7-05	: American Society of Civil Engineers 7-05
ASCE 7-10	: American Society of Civil Engineers 7-10
ASCE 41-17	: American Society of Civil Engineers 41-17
BKS	: Bina kullanım sınıfı
BYS	: Bina yükseklik sınıfı
ÇYTHYDE	: Çelik Yapıların Tasarım Hesap ve Yapımına Dair Esaslar
DD-1	: Deprem yer hareket düzeyi-1
DD-2	: Deprem yer hareket düzeyi-2
DD-3	: Deprem yer hareket düzeyi-3
DTS	: Deprem tasarım sınıfı

TBDY 2018 : Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018  
YDKT : Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım



# ŞEKİLLER DİZİNİ

<b><u>Sekil No:</u></b>	<b><u>Sayfa</u></b>
1.1: Test numunelerinin SAC normal yükleme davranışları.	6
1.2: T-1 numunesi SAC yakın fay yüklemesi davranışı.	6
1.3: T-2 numunesi düşük çevrimsel yorulma davranışı.	7
1.4: T-3 numunesi 1994 Sylmar deprem deplasman testi davranışı.	7
1.5: FEMA SAC Çelik Projesi sünek moment çerçevesel tasarım.	8
1.6: FEMA SAC Çelik Projesi burkulması önlenmiş çaprazlı tasarım.	8
1.7: İtme eğrisi üzerinde doğrusal olmayan deprem analiz sonuçlarının gösterimi.	9
1.8: Doğrusal olmayan deprem analizleri kat deplasmanları.	9
1.9: El Centro depremi altında moment çerçevesel plastik dönme talepleri.	10
1.10: El Centro depremi altında burkulması önlenmiş çerçevesel plastik dönme talepleri ve çaprazlardaki aksel şekil değiştirmeler.	10
1.11: Erochko'nun moment ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevesel için dinamik itme analiz eğrileri.	11
1.12: Çaprazlı tasarımlar için kalıcı ve maksimum deplasman oranları.	11
1.13: Moment çerçevesel ve çaprazlı tasarımlar için en yüksek kat deplasman oranları.	12
1.14: Moment çerçevesel ve çaprazlı tasarımlar için en büyük kalıcı kat deplasman oranları.	13
2.1: Yatay yükleme durumunda moment çerçevesel için deformasyon durumu.	15
2.2: Yatay yükleme durumunda merkezi ve burkulması önlenmiş çapraz eleman davranışları.	17
2.3: Burkulması Önlenmiş Çapraz Mekanizması.	17
3.1: Moment çerçevesel ve burkulması önlenmiş çerçevesel ile tasarım planları.	19
3.2: Elastik tasarım spektrumu ve spektral ivme değerleri.	21
3.3: Moment çerçevesel tasarım kesiti.	25
3.4: Zayıflatılmış kiriş tasarım parametre limitleri.	28
3.5: Kiriş yük alanı.	30

3.6:	Moment çerçevesel yapı yük alanları.	33
3.7:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve tasarım kesiti.	41
3.8:	Deprem yükleme durumunda üçüncü kat çapraz eksenel kuvvetlerinin belirlenmesi.	42
3.9:	Çaprazlı çerçeve kirişleri yatay kuvvet denkleğinin sağlanması.	44
3.10:	Çaprazlı çerçevesel yapı yük alanları.	45
3.11:	Çaprazlı çerçeve üçüncü kat kolonları sismik eksenel yükün belirlenmesi.	47
4.1:	Moment çerçevesel yapı için ASCE 41-17'de verilen modelleme parametreleri ve sınır koşulları.	50
4.2:	Moment çerçeve modeli rijitlik ve serbest mafsalların atanması.	51
4.3:	Moment çerçeve zayıflatılmış kiriş bölgesi plastik mafsalsal modellemesi.	51
4.4:	Moment çerçeve kirişleri kolon yüzü bölgesindeki plastik mafsalsal modellemesi.	52
4.5:	Moment çerçeve kolonları plastik mafsalsal modellemesi.	52
4.6:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve için ASCE 41-17'de verilen modelleme parametreleri ve sınır koşulları.	53
4.7:	Çaprazlı çerçeve modeli rijitlik ve serbest mafsalların atanması.	54
4.8:	Çaprazlı çerçeve kirişleri plastik mafsalsal modellemesi.	54
4.9:	Çaprazlı çerçeve kolonları plastik mafsalsal modellemesi.	55
4.10:	Çaprazlı çerçeve çaprazları plastik mafsalsal modellemesi.	55
5.1:	Statik itme analizinde moment çerçeve üzerinde ilk plastik mafsalsal oluşumu.	57
5.2:	Statik itme analizinde çaprazlı çerçeve üzerinde ilk plastik mafsalsal oluşumu.	57
5.3:	Moment çerçeve statik itme eğrisi.	58
5.4:	Çaprazlı çerçeve statik itme eğrisi.	58
5.5:	Normalize edilmiş itme eğrileri.	58
5.6:	Moment çerçeve modal analizi.	60
5.7:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve modal analizi.	60
5.8:	Hedef spektruma göre deprem ivme kayıtlarının ölçeklendirilmesi.	61

5.9:	Çerçevelerde oluşan kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı.	62
5.10:	Çerçevelerde oluşan kat öteleme açılarının ortalaması.	62
5.11:	Çerçevelerde oluşan kalıcı kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı.	63
5.12:	Çerçevelerde oluşan kalıcı kat öteleme açılarının ortalaması.	63
5.13:	Çerçevelerde oluşan kat ivme taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.	65
5.14:	Çerçevelerde oluşan kat ivme taleplerinin ortalaması.	65
5.15:	Moment çerçevede en büyük plastik mafsal dönme taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.	66
5.16:	Burkulması önlenmiş çaprazlarda en büyük çapraz süneklik taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.	66

# TABLolar DİZİNİ

<b><u>Tablo No:</u></b>	<b><u>Sayfa</u></b>
1.1: Watanabe'nin test sonuçları.	4
1.2: Clark ve diğerlerinin uyguladığı test programı.	5
3.1: Tasarıma esas sabit yük değerleri.	20
3.2: Alana özgü tasarım değerleri.	20
3.3: Kat kütleleri ve bina toplam kütesinin hesaplanması.	22
3.4: Moment çerçevesel tasarım parametreleri.	23
3.5: Moment çerçeve katlarına etkiyecek eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması.	24
3.6: Moment çerçeve elemanları ön boyutlandırma kesitleri.	25
3.7: İlk boyutlandırma sonrası görelî kat öteleme kontrol tablosu.	26
3.8: Görelî kat öteleme şartını sağlayan kesitler.	27
3.9: Görelî kat öteleme şartının sağlandığı kontrol tablosu.	27
3.10: İkinci merteye gösterge değer kontrol tablosu.	28
3.11: Zayıflatılmış en kesitli kiriş kolon birleşimi uygulama sınırlarının kontrolü.	28
3.12: Belirlenen zayıflatılmış kiriş tasarım parametre limit değerleri.	29
3.13: Zayıflatılmış en kesit mukavemet momenti ( $W_{RBS}$ ) ve eğilme momenti ( $M_{pr}$ ) değerleri.	30
3.14: Kolon yüzeyinde oluşan kesme kuvveti ve eğilme moment dayanımları.	31
3.15: Kiriş kesitleri eğilme momenti dayanım ( $M_{uc}$ ) kontrolü.	31
3.16: Yapıya etkiyecek yayılı ve eksenel yük hesap tablosu.	33
3.17: Moment çerçeve kolonları gerekli eksenel basınç kuvvetleri.	33
3.18: Kirişlerin birleşim noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi hesaplaması.	34
3.19: Kolonların birleşim noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi hesaplaması.	34
3.20: Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun kontrolü.	34
3.21: Geometrik ön kusurları dikkate alan yük kombinasyonları.	35
3.22: Birinci ve ikinci merteye analiz yer değiştirme oranlaması	35

3.23:	Eksenel kuvvete bağlı ilave rijitlik katsayısı ( $\tau_b$ ) kontrolü.	36
3.24:	Kolonlar için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.	38
3.25:	Kirişler için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.	38
3.26:	Moment çerçeve elemanları nihai kesitler.	39
3.27:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve tasarım parametreleri.	40
3.28:	Çaprazlı çerçeve katlarına etkiyecek eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması.	41
3.29:	Çapraz elemanlarının deprem yüklerine göre gerekli eksenel kuvvetleri.	43
3.30:	Çapraz çelik çekirdek plaka kesitlerinin belirlenmesi.	43
3.31:	Maksimum çapraz basınç ve çekme kuvveti hesaplaması.	44
3.32:	Çaprazlı çerçeve kirişleri eksenel kuvvet hesaplaması.	45
3.33:	Çaprazlı çerçeve kirişleri moment hesaplaması.	46
3.34:	Çaprazlı çerçeve kiriş kesitlerinin belirlenmesi.	47
3.35:	Çaprazlı çerçeve kolonları eksenel yük talebinin belirlenmesi.	48
3.36:	Çaprazlı çerçeve kolon kesitlerinin seçilmesi.	48
3.37:	Çaprazlı çerçeve kolonları için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolleri.	48
3.38:	Çaprazlı çerçeve kirişleri için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.	49
3.39:	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve elemanları nihai kesitler.	49
5.1:	Statik itme analiz sonuçları.	59
B1.1:	İç kolonlar için eksenel kuvvet moment etkileşim kontrolü.	73
B1.2:	Dış kolonlar için eksenel kuvvet moment etkileşim kontrolü.	74
B1.3:	Kirişler için dayanım kontrolü.	75
C1.1:	Deprem kayıtları ve ölçeklendirme katsayıları.	76

# 1. GİRİŞ

Çelik yapılar deprem ve rüzgar etkisiyle oluşan yatay yüklere karşı yapısal stabilitesini sürdürebilmek için çeşitli yatay yük taşıyıcı sistemler ile güçlendirilmektedir. Bu sistemlerin en yaygın ve geleneksel olanı çeşitli süneklik seviyelerinde moment aktaran taşıyıcı çerçevelerdir. Tasarımı ve çözümlenmesi zor olmasının yanında yüksek işçilik gerektiren rijit birleşim detaylarından dolayı moment aktaran taşıyıcı sistemlerin sonrasında merkezi ve dışmerkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemleri de geliştirilerek kullanılmıştır. Moment aktarmayan basit birleşimlerden oluşması nedeniyle işçilik maliyetleri az olan çaprazlı çerçeve sistemler, yatay yüklere karşı yapısal dayanımın sağlanmasında daha rijit davranış sergilemesine rağmen moment çerçevelere kıyasla daha düşük deformasyon kapasitesine sahiptirler.

Çaprazlı çerçeve sistemlerde yatay yüklerin tamamı çapraz elemanlar tarafından karşılanırlar. Çevrimsel yükleme altında çapraz elemanlar simetrik olmayan davranış sergileyerek, özellikle basınç durumunda narinliğin etkisi ile yüksek deformasyona uğrarlar. Oluşan deformasyon ile çapraz elemanlarda burkulmaya olan eğilimin artması ve çerçeve bağlantılarında oluşabilecek ani kırılmalar nedeniyle çaprazlı çerçeve sistemler sünek davranış gösteremezler.

Daha yaygın olarak kullanılan “Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve” sistemlerin süneklik ve sismik enerjiyi sönmleme kapasitelerinin düşük olması mühendisleri çaprazlı çerçeve sistemlerinin iyileştirilmesi için çeşitli çalışmalar yapmaya yöneltmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda çevrimsel yükleme altında simetrik davranış sergileyen, sismik enerjiyi sönmleme kapasitesi artırılarak daha sünek bir sisteme dönüşen merkezi çaprazlı çerçeveler geliştirilmiş olup, geliştirilen bu sistem “Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeve” olarak adlandırılmıştır [Fahnestock et al., 2003].

Geliştirilen bu yeni sistemde, çapraz elemanlar standart merkezi çaprazlı sistemlerinden farklı olarak aksenal basınç ve çekme yükü altında simetrik bir davranış sergilerler. Özellikle basınç yüklemesi altında burkulmayan çaprazları ile burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve sistemler deprem enerjisini iyi bir şekilde sönmleyen sünek davranışa sahip olurlar ve çapraz elemanların akması sonrasında da yüksek deformasyon kapasitesi ile büyük şekil değişikliklerine izin verirler.

Yüksek sünek davranışa sahip olması nedeniyle burkulması önlenmiş çaprazlı sistemler dünyada son 30 yılda depreme dayanıklı yapı tasarımı alanında giderek yaygınlaşmıştır.

1980'lerin başında kullanımına başlanılan burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve sistemler günümüze kadar birçok binada kullanılarak Japonya'da oldukça yaygınlaşmıştır. Zaman içerisinde Amerika'da da kullanımı yaygınlaşmış olup ülkemizde de hem yeni binalarda tasarım aşamasında hem de var olan binaların güçlendirilmesinde tercih edilen bir yatay yük taşıyıcı sistem çeşidi olmuştur. Ülkemizde kullanılan burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve sistemlerine örnek olarak İzmir'de yapımına devam edilen Mahall Bomonti İzmir projesi ile İstanbul Teknik Üniversitesi Teknokent binası gösterilebilir.

Ülkemizde 2018 yılında yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018) ile burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve sistemleri birtakım eksiklikler olsa da yönetmelik kapsamına dahil edilmiştir.

## **1.1. Amaç ve Kapsam**

Depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında en büyük amaç; inşa edilen yapının yüksek deprem kuvvetlerine maruz kaldığında sünek davranış sergileyerek ani göçmelere uğramaması ve binaya gelen deprem enerjisinin sönmülmesi için plastik şekil değiştirmelere izin vermektir. Bu amaç doğrultusunda günümüze kadar çelik yapılarda kullanılmak üzere geliştirilmiş yatay yük taşıyıcı sistem çeşitlerinin en başında “Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve” ile “Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve” sistemlerin idealleştirilmiş hali olan “Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeve” sistemleri gelmektedir.

Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı sistemlere göre daha eski olan süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve sistemlerin birleşim ve detaylarda daha yüksek işçilik maliyetlerine ek olarak yapısal analiz ve çözümlerinin getireceği zorluklar tasarım aşamasında göz ardı edilemez.

Bu çalışmada İstanbul üzerinde belirlenen bir lokasyonda ofis nitelikli beş katlı çelik bir binanın yatay yük taşıyıcı sistem çeşidinin burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve ve süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve olarak belirlenmesi durumu göz önünde bulundurularak TBDY 2018 ve 2018 yılında ilgili yönetmeliğe giren Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar (ÇYTHYDE) çerçevesinde

tasarımı yapılmıştır. Tasarımda sadece TBDY 2018 ve ÇYTHYDE kullanılması hedeflenerek bu yönetmeliklerin American Institute of Steel Construction 358-16 (AISC), American Society of Civil Engineers 7-10 (ASCE 7-10) ve American Society of Civil Engineers 41-17 (ASCE 41-17) gibi Amerikan yönetmeliklerinden içerik olarak ne gibi eksiklikleri olduğunun ortaya konulması hedeflenmiştir.

Analizlerde kullanılmak üzere TBDY 2018'de ifade edilen koşullara uygun deprem ivme kayıt verisi elde edilerek yapılara göre ölçeklendirilmiştir.

Tasarımı ve modellemesi SAP2000 sonlu eleman analiz programından faydalanılarak yapılan yatay yük taşıyıcı sistemlerin elde edilen deprem kayıt verileri ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. Yapılan analiz sonuçları ile yatay yük taşıyıcı sistem çeşitleri olan süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçevelerin deprem durumunda sahip olacağı süneklik seviyesi, yapısal deformasyon kapasitesi ve sismik enerjiyi sönmüleme durumları irdelenerek birbirlerine göre avantaj ve dezavantajları belirlenmiştir.

## **1.2. Literatür Özeti**

### **1.2.1. Kapasite ile İlgili Çalışmalar**

Burkulması önlenmiş çapraz elemanları üzerine yapılan ilk çalışmalar 1970'li yılların başlarında Japonlar tarafından yapılmıştır. Yoshino ve Karino 1971 yılında yapmış oldukları deneysel bir çalışmada beton panellerle çevrelenmiş çelik levhaların oluşturduğu iki farklı test numunesini tekrarlı yükler yardımıyla test ederek burkulması önlenmiş çapraz mantığı üzerine temellenen ilk deneysel çalışmayı gerçekleştirmişlerdir. Çelik levha ile levhayı çevreleyen paneller arası aderans engellenerek numune üzerine gelen eksenel kuvvet sadece levhalar tarafından taşınmış olup, paneller basınç yükü altında levhanın burkulmasını engellemiştir [Yoshino and Karino, 1971].

Burkulması önlenmiş çaprazlar üzerine daha spesifik olarak eğilen ilk deneysel çalışma Wakabayashi ve diğerleri tarafından 1973 yılında yapılmıştır. Bu çalışmada çelik düz bir levhanın burkulması iki ön üretimli beton panel arasına konularak önlenmiş olup, paneller ile çelik levha arasındaki sürtünme yok edilerek yapılan deney

sonuçlarına göre burkulması önlenmiş çapraz elemanlarda basınç dayanımı çekme dayanımının da üzerine çıkmıştır [Wakabayashi et al., 1973].

Burkulması önlenmiş çapraz düzeni üzerine ilk testler 1976 yılında Kimura ve diğerleri tarafından yapılmıştır [Kimura et al., 1976]. Bu çalışma 1988 yılında Watanabe ve diğerleri tarafından genişletilerek aynı dikdörtgen kesitli çelik merkez elemanın çeşitli boyutlarda beton iç dolgusu ile hazırlanmış çelik tüpler içerisine yerleştirilmesiyle oluşturulan beş farklı çapraz eleman iki yönlü tekrarlı yükler altında test edilmiştir.

Hazırlanan numuneler için hesaplanan Euler yük değerlerinin merkez elemanın akma yüküne oranı 3.53 ile 0.55 arasında değişmektedir. Tablo 1.1’de verilen test sonuçlarına göre ilk üç elemanda basınç yüklemesinde dahi merkez akma gerilmesini aşan yük değerlerinde burkulma görülmemiş olup, bu elemanların enerji sönmleme değerlerinin oldukça iyi olduğu belirlenmiştir [Watanabe et al., 1988].

Tablo 1.1:Watanabe’nin test sonuçları.

No	Çelik Tüp Ölçüleri	Hesaplanan Dayanımlar					Ölçülen Dayanımlar				
		Çelik Tüp		Merkez Eleman		$P_e/P_y$	Çekme Akması		Burkulma		
		Atalet Momenti (cm <sup>4</sup> )	Euler Yük, $P_e$ (ton)	Kesit Alanı, A (cm <sup>2</sup> )	Akma Yüğü, $P_y$ (ton)		Yük, $P_t$ (ton)	$P_t/P_y$	Yük, $P_{cr}$ (ton)	$P_{cr}/P_y$	$P_{cr}/P_e$
1	150x150x4.5	896	171.0	16.84	48.50	3.53	48.6	1.00	-	-	-
2	150x100x4.5	352	67.4	16.84	48.50	1.39	48.3	1.00	-	-	-
3	150x150x3.2	262	50.2	16.84	48.61	1.03	47.6	0.98	-	-	-
4	150x75x4.5	183	35.0	16.88	48.50	0.72	48.3	1.00	46.5	0.96	1.33
5	150x150x3.2	137	36.2	16.62	17.87	0.55	47.9	1.00	43.1	0.90	1.65

Çalışmanın sonucuna göre çelik tüpün Euler burkulma yükünün merkez elemanın akma dayanımından büyük olması durumunda yapısal elemanda burkulma görülmeyeceği anlaşılmış olup, dahası bu elemanlarda merkez eleman akması sonrasında bile sabit histerik davranış görülmüştür. Çalışma sonucunda çelik tüp içinde kapalı olan çapraz elemanların Euler burkulma yükü çekirdek akma yükünün 1.5 katından fazla olması gerektiği tavsiye edilmiştir [Watanabe et al., 1988].

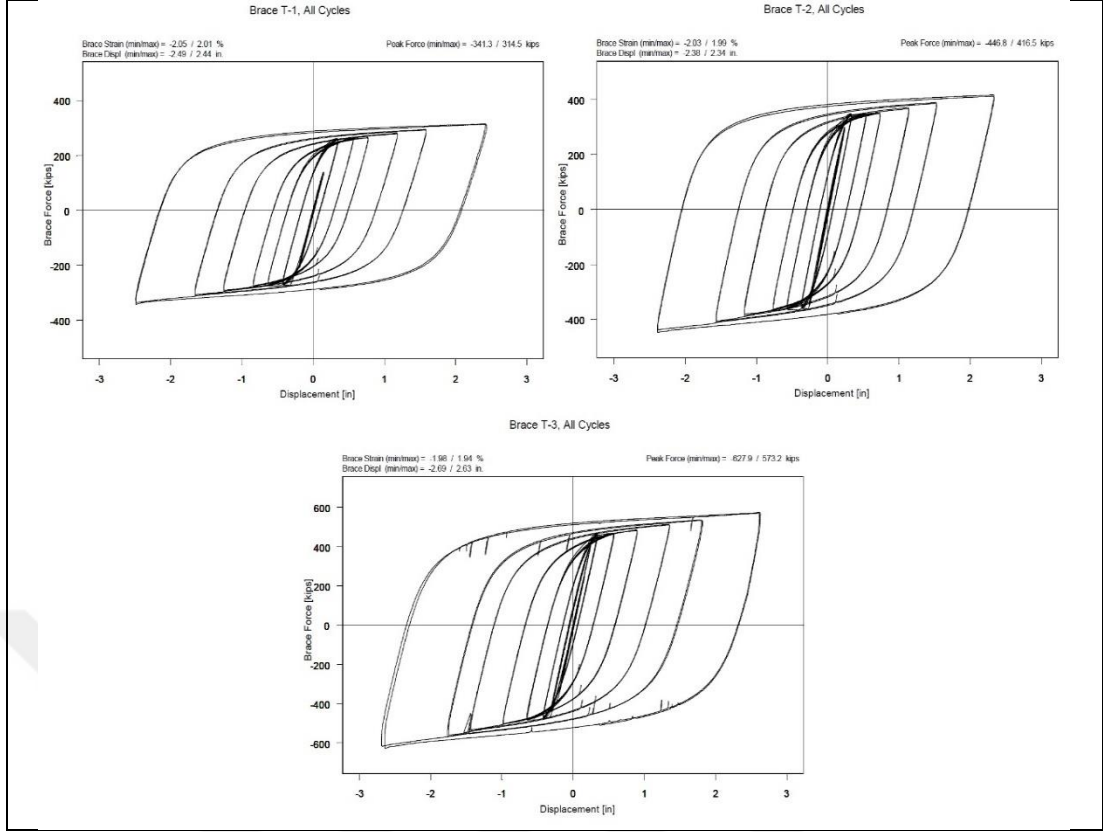
Clark ve diğerleri 1999 yılında yapmış oldukları çalışmada, aynı uzunlukta üretilen farklı enkesitli merkez elemanlardan oluşan üç burkulması önlenmiş çapraz elemanın (çalışmada T-1, T-2 ve T-3 olarak isimlendirilmiş olan) FEMA SAC Çelik Projesi’nin ikinci faz çalışmasında çelik moment bağlantıları için kullanılan yük protokolünden elde edilen artan çevrimsel yüklemeler altında davranışlarını incelemiştirlerdir. Bu çalışmada, T-1 ve T-2 numuneleri 4.5 ve 6.0 in<sup>2</sup>’lik dikdörtgen, T-

3 numunesi ise 8.0 in<sup>2</sup>'lik haç şeklinde oluşturulmuş numunelerdir. Üretilen burkulması önlenmiş çapraz elemanların performansları SAC normal yükleme geçmişinin yanında SAC yakın fay yükleme geçmişi, 1940 El Centro ve 1994 Sylmar depremlerinden elde edilen deplasman kaydı ve düşük çevrimsel yorulma testleri gibi yükleme çeşitleri altında irdelenmiştir. Üretilen numunelere uygulanan testler Tablo 1.2'de gösterilmiş olup, her üç numunenin kupon testlerine göre beklenen elastik rijitlik ve akma kuvveti ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. SAC normal yükleme geçmişi testleri burkulması önlenmiş çapraz elemanların tüm deplasman değerlerinde kararlı çevrimsel histerik davranış sağlama kapasitesinde olduğunu göstermiştir. Yapılan diğer testler ile çapraz elemanların yüksek yüklemeler sonrasında bile burkulmaya karşı direncini ve deprem gibi geçici ve çevrimsel olmayan yüklemeler altında da beklenen kuvvet-deplasman ilişkisini sergilediğini göstermiştir [Clark et al., 1999].

Tablo 1.2:Clark ve diğerlerinin uyguladığı test programı.

<b>Numune</b>	<b>Uygulanan Test Programı</b>	
<b>T-1</b>	SAC Normal Yükleme	SAC Yakın Fay Yükleme
<b>T-2</b>	SAC Normal Yükleme	Düşük Çevrimsel Yorulma
<b>T-3</b>	SAC Normal Yükleme	Deprem Deplasman Kayıt

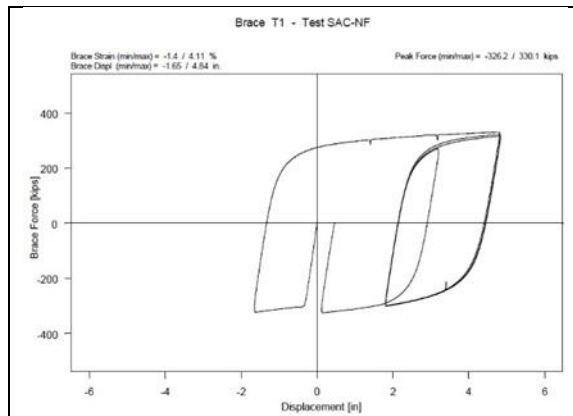
Şekil 1.1'de belirtilen her üç numunenin SAC normal yükleme geçmişi altında oluşturulan kuvvet deplasman davranış eğrileri incelenerek çapraz elemanların kesit özelliklerini koruduğu ifade edilmiştir. Yapılan testlerde elemanların kupon testlerinde elde edilen akma dayanımlarına yakın seviyelerde aktığı, sadece T-3 numunesinin yüksek kuvvet değerlerinde histerik davranışta kırılmalar olduğu gözlemlenmiştir [Clark et al., 1999].



Şekil 1.1: Test numunelerinin SAC normal yükleme davranışları.

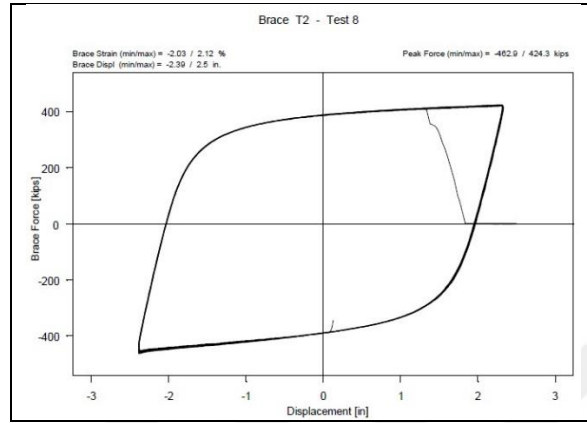
Test numuneleri için basınç ve çekme durumlarındaki maksimum yük seviyeleri arasında %7.3 ile %9.5 arasında farklılıklar bulunarak basınç durumundaki çapraz kuvvetlerinin çekme durumundaki çapraz kuvvetinden fazla olduğu belirlenmiştir.

T-1 numunesinin tasarım deplasman seviyesinin yaklaşık iki katını oluşturan SAC yakın fay yükleme geçmişi altında da Şekil 1.2’de gösterildiği gibi stabil davranış sergilediği görülmüştür [Clark et al., 1999].



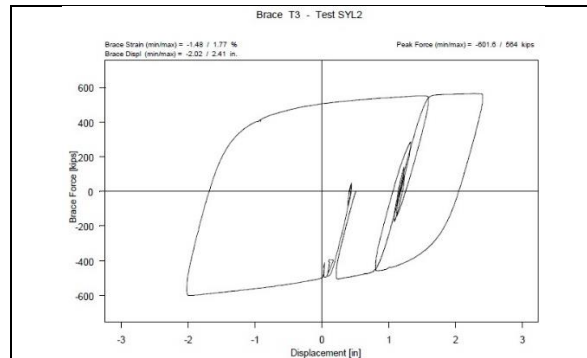
Şekil 1.2:T-1 numunesi SAC yakın fay yükleme davranışı.

T-2 numunesinin düşük çevrimsel yorulma testinde Şekil 1.3'te ifade edildiği gibi kırılmaya kadar bütün çevrimsel yükleme durumlarında dayanım ve rijitlik kaybı olmaksızın oldukça stabil davranış sergilediği ve %2'lik uzaman için 17.5 tam döngü sağladığı görülmüştür [Clark et al., 1999].



Şekil 1.3:T-2 numunesi düşük çevrimsel yorulma davranışı.

Şekil 1.4'te görüldüğü gibi T-3 numunesinin 1994 Sylmar deprem kaydına uygun sismik deplasman testinde kuvvet-deplasman eğrisi incelendiğinde dayanım ve rijitlik kaybına uğramaksızın histerik davranış sergilediği ifade edilmiştir. Bu çalışmada benzer çapraz kuvvet-deplasman eğrisi olması nedeniyle El Centro deprem test sonucu verilmemiştir [Clark et al., 1999].

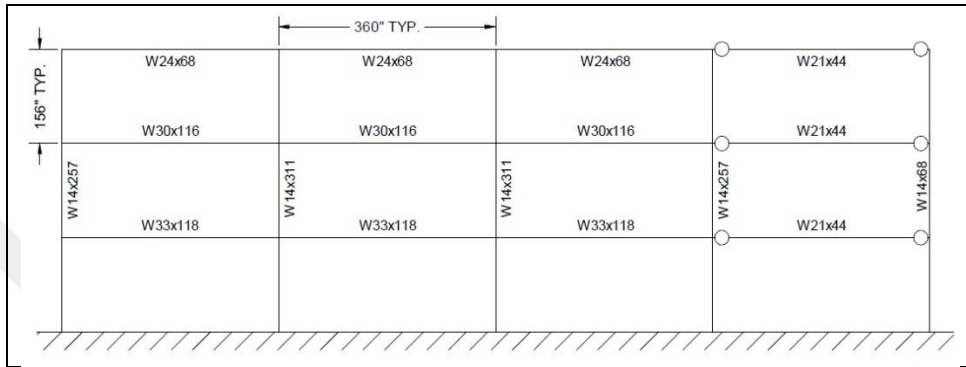


Şekil 1.4:T-3 numunesi 1994 Sylmar deprem deplasman testi davranışı.

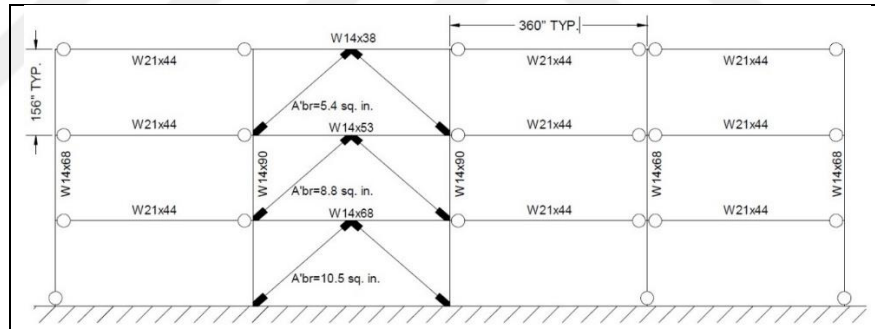
## 1.2.2. Talep ile İlgili Çalışmalar

Clark ve diğerleri tarafından yapılan kapsamlı çalışmada, daha önce sünek moment çerçeveler için tasarım prosedürlerinin değerlendirildiği FEMA SAC Çelik Projesi'nin ikinci faz çalışmasında kullanılan ve Şekil 1.5'te gösterilen üç katlı yapı,

Şekil 1.6’da ki gibi çekme ve basınç yüklemesi altında burkulmadan kararlı histerik davranış sergileyebilecek şekilde detaylandırılmış çelik bileşenleri olan burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve ile yeniden tasarlanmıştır. Tasarımı yapılan çaprazlı ve moment çerçevesi yapılar üzerinde bir dizi doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Bu çalışmada, moment çerçeve tasarımındaki varsayımları kullanarak aynı yapı burkulması önlenmiş çaprazlar ile tasarlanmış olup, iki farklı sistemin aynı şartlarda kıyaslaması yapılmıştır [Clark et al., 1999].



Şekil 1.5:FEMA SAC Çelik Projesi sünek moment çerçevesi tasarım.

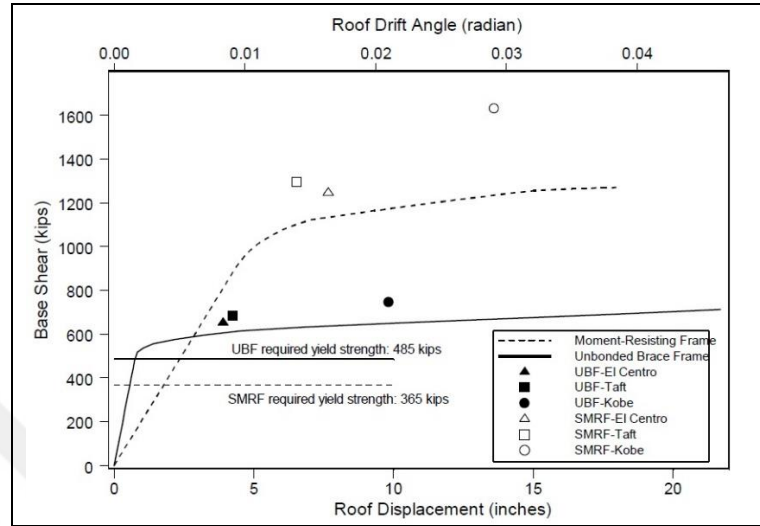


Şekil 1.6:FEMA SAC Çelik Projesi burkulması önlenmiş çaprazlı tasarım.

Çerçeveler üzerinde yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için Japonya’da yapıların değerlendirilmesinde oldukça sık kullanılan 1940 El Centro, 1952 Taft ve 1995 Kobe depremlerinin kayıtlarından faydalanılmış olup, bu depremler sırasıyla 1.495, 2.824 ve 1.0 katsayılarıyla ölçeklendirilmiştir.

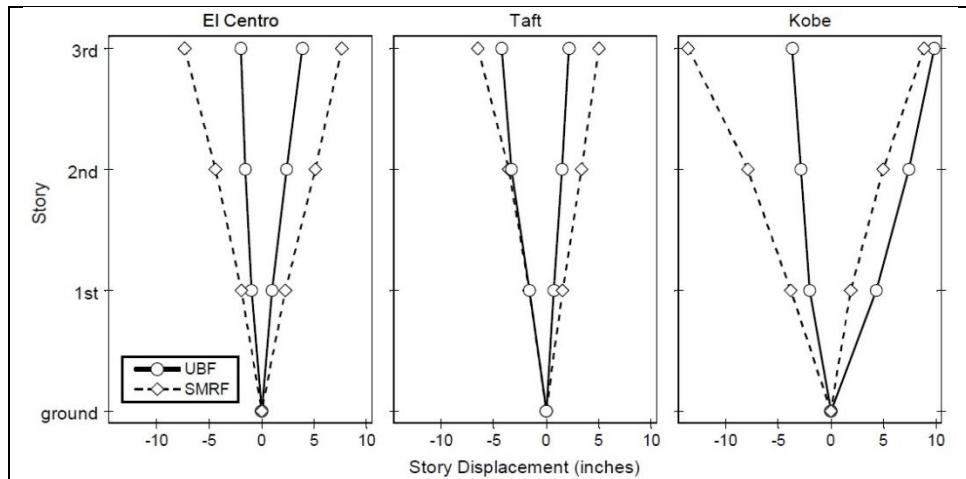
Çalışmada ilk olarak statik itme analizi yapılmış olup, moment çerçeveye kıyasla burkulması önlenmiş çerçeve daha düşük akma dayanımı göstermesine rağmen daha büyük rijitlik sergilemiştir. Statik itme eğrisi üzerinde doğrusal olmayan analiz sonuçları Şekil 1.7’de ki gibi işaretlenmiş ve her üç deprem için çaprazlı çerçevelerin maksimum taban kesme kuvveti değerlerinin moment çerçevesinin yarısı kadar

olduğu görülmüştür. Bu durum moment çerçeve de oluşan ivme değerlerinin çaprazlı çerçeve de oluşan ivme değerlerinden fazla olmasına dayandırılmıştır [Clark et al., 1999].



Şekil 1.7:İtme eğrisi üzerinde doğrusal olmayan deprem analiz sonuçlarının gösterimi.

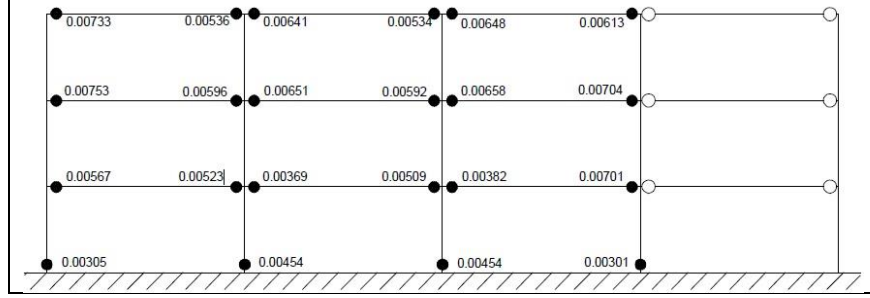
Çalışmada her iki çerçevenin deprem yüklemeleri altındaki deplasman zarfları Şekil 1.8’de gösterilmiştir [Clark et al., 1999].



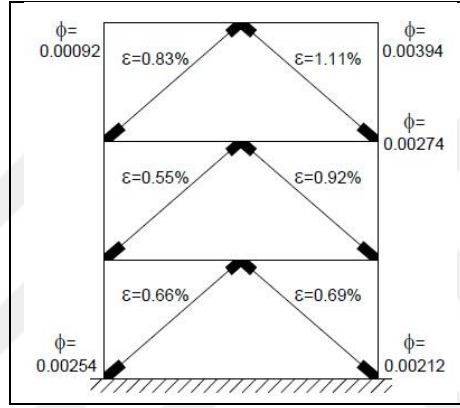
Şekil 1.8:Doğrusal olmayan deprem analizleri kat deplasmanları.

1940 El Centro depremi ile doğrusal olmayan analizine göre moment ve çaprazlı çerçevelerin kolon ve kirişlerindeki plastik dönme talepleri ile yalnız çaprazlı çerçevelerin çaprazlarındaki aksenal şekil değiştirmeler sırasıyla Şekil 1.9 ve Şekil 1.10’da gösterilmiştir. Kolon ve kirişlerin elastik kalması nedeniyle burkulması

önlenmiş çaprazlı çerçevelerde moment çerçevelere göre daha iyi hasar kontrolünün mümkün olduğu ifade edilmiştir [Clark et al., 1999].

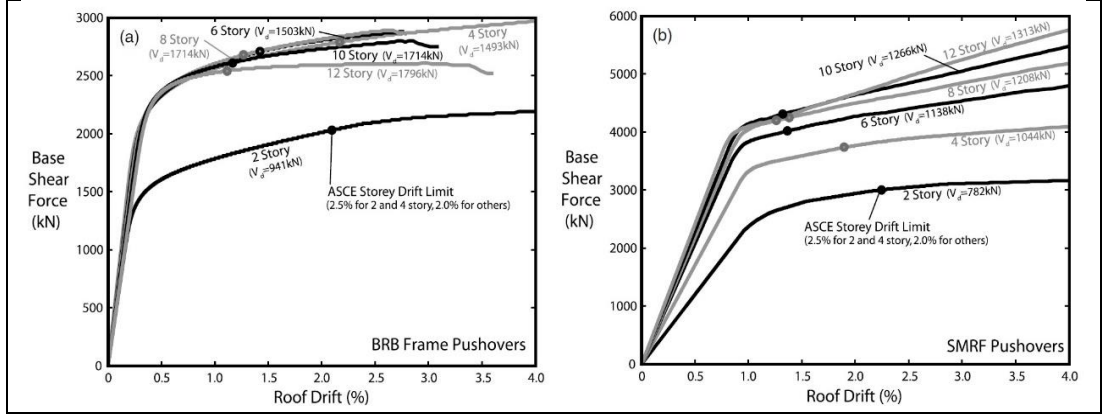


Şekil 1.9:El Centro depremi altında moment çerçeve plastik dönme talepleri.



Şekil 1.10:El Centro depremi altında burkulması önlenmiş çerçeve plastik dönme talepleri ve çaprazlardaki aksenal şekil değiştirmeler.

Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve ve süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve sistemlerin kalıcı kat ötelemelerini karşılaştırabilmek için Erochko ve diğerleri iki, dört, altı, sekiz, on ve on iki kat yüksekliğindeki altı yapıyı bir yönde moment çerçevesi diğer yönde çaprazlı çerçevesi olacak şekilde American Society of Civil Engineers 7-05 (ASCE 7-05) ile uyumlu şekilde tasarlayarak modellemişlerdir. Şekil 1.11'de gösterilen itme analiz eğrileri, burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin tasarım dayanımından yaklaşık %50 daha fazla dayanıma sahip olmasına rağmen, moment çerçevelerin ASCE 7-05 kat deplasman sınırlarını karşılamak için fazlasıyla yüksek dayanıma sahip olacak şekilde tasarlandığını göstermiştir [Erochko et al., 2011].

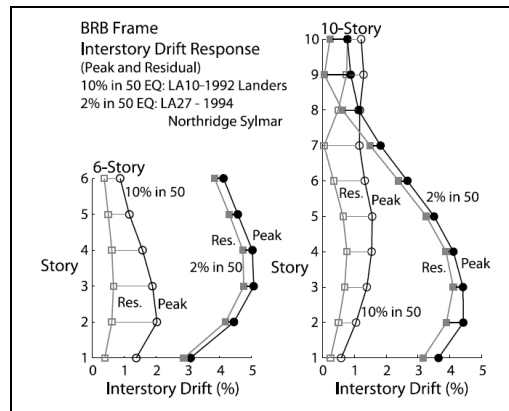


Şekil 1.11:Erochko'nun moment ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve için dinamik itme analiz eğrileri.

İtme analizi eğrilerine bakılarak çaprazlı çerçevelerin akma noktasında %0.25 olan çatı deplasman oranı ile moment çerçevelere göre ilk rijitliklerinin daha yüksek olduğu aynı çalışmada ifade edilmiştir.

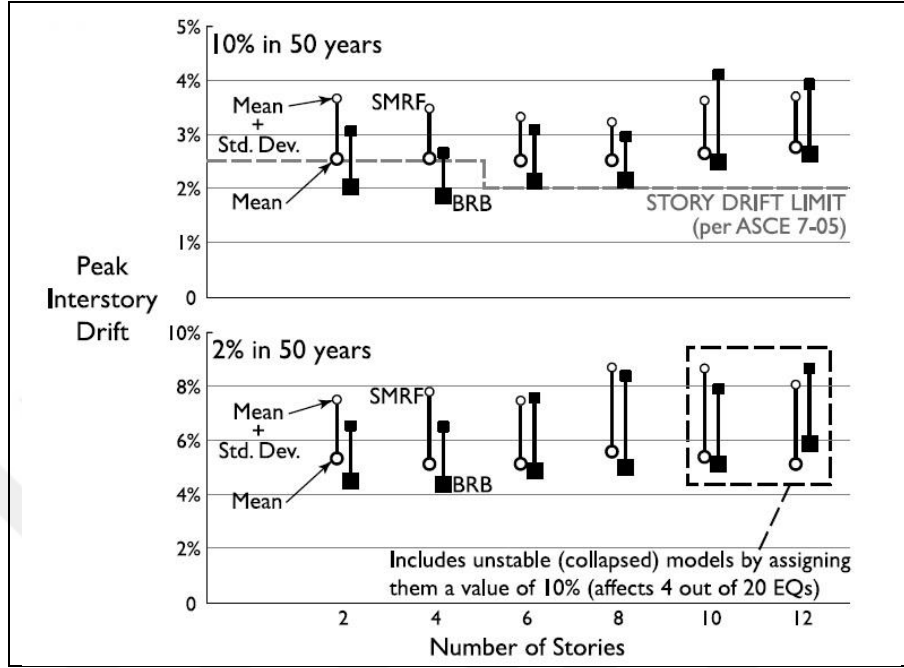
Yapılar üzerinde iki deprem hasar seviyesi için (50 yılda aşılma olasılığı %10 ve %2 olan) 20 deprem kaydı ile iki boyutlu zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir.

Altı ve on katlı çaprazlı tasarımların her biri tasarım depremi (50 yılda aşılma olasılığı %10) ve mümkün olan en büyük deprem (50 yılda aşılma olasılığı %2 olan) seviyeleri için 2 ivme kaydı ile analiz edildiğinde, Şekil 1.12'deki gibi kalıcı deplasmanların maksimum deplasmanların büyük bir bölümünü oluşturduğu ve maksimum deplasmanın yüksek olduğu durumlarda kalıcı deplasmanların maksimum deplasmana yakın olduğu görülmüştür. Bu yüzden kalıcı deplasman oranlarının maksimum deplasman oranlarına en büyük deprem seviyelerinde daha yakın olduğu sonucuna ulaşılmıştır [Erochko et al., 2011].



Şekil 1.12:Çaprazlı tasarımlar için kalıcı ve maksimum deplasman oranları.

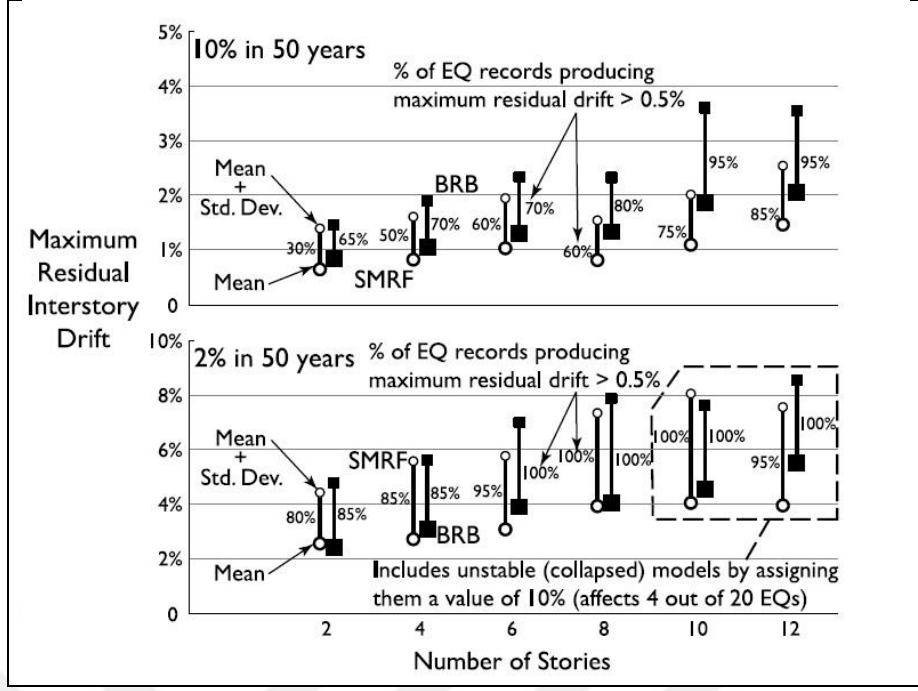
Çalışma kapsamındaki iki sistem türünde tüm tasarımlar için en yüksek kat deplasman oranlarının ortalaması tasarım depremi ve maksimum deprem seviyelerine göre Şekil 1.13'te gösterilmiştir [Erochko et al., 2011].



Şekil 1.13: Moment çerçeveseli ve çaprazlı tasarımlar için en yüksek kat deplasman oranları.

Tasarım depremi durumunda moment çerçeveseli kısa yapılarda maksimum kat deplasman oranları yüksek olurken, her iki sistem için yapı boyu büyüdükçe kat içi maksimum deplasman oranlarının birbirine yaklaştığı görülmüştür.

Moment ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveseli yapıların tasarım depremi ve maksimum deprem seviyesine göre analizlerinde kalıcı kat deplasman oranlarının ortalaması Şekil 1.14'te gösterilmiş olup, tasarım depremi seviyesinde moment çerçeveseli yapıların en büyük kalıcı kat deplasman oranları %0.8-1.5 arasıdayken burkulması önlenmiş çaprazlı yapılar daha büyük kalıcı deplasmanlara sahip olarak bu oran %0.8-2.0 aralığındadır. En büyük deprem yüklemesi durumunda ise moment çerçeveseli yapılar için en büyük kalıcı kat deplasman oranı %2.0-4.0 aralığında iken burkulması önlenmiş çaprazlı yapılarda %2.0-5.0 aralığına çıkmaktadır [Erochko et al., 2011].



Şekil 1.14: Moment çerçevesi ve çaprazlı tasarımlar için en büyük kalıcı kat deplasman oranları.

Şekil 1.14'teki grafik incelendiğinde en büyük deprem yüklemesi altındaki yüksek yapıların haricinde kalıcı kat deplasman oranının yapı yüksekliği arttıkça doğrusal artış eğiliminde olduğu görülmüştür. Sekiz katın altındaki moment çerçevesi yapılar burkulması önlenmiş çaprazlı yapılara benzer kalıcı kat deplasman oranlarına sahipken, on ve on iki kat için burkulması önlenmiş çaprazlı yapılar moment çerçevesi yapılardan daha yüksek kalıcı kat deplasman oranlarına çıkarak sistemlerin sahip olduğu kalıcı deplasman oranları ayrılmaktadır.

Şekil 1.14'te doğrusal olmayan analizde kullanılan deprem kayıtlarının yapılar üzerinde %0.5'ten fazla kalıcı kat deplasmanı oluşturanlarının oranı da yüzde olarak verilmiştir. Aynı çalışmada tasarım depremi analizlerinde yapıların tümünde %0.5'ten fazla kalıcı kat deplasman oranına sebep olan deprem kayıtlarının ortalaması burkulması önlenmiş çaprazlı yapılar için %79, moment çerçevesi yapılar için %60 olarak belirlenmiştir. En büyük deprem yüklemesi durumunda ise bu oran çaprazlı yapılar için %95, moment çerçevesi yapılar için %93 olarak ifade edilmiştir.

Erochko ve diğerleri yapmış oldukları analizlerin sonucunda moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve sistemlerinin benzer tepe deplasmanı ve deplasman yoğunlaşma katsayısına sahip olmasına rağmen burkulması önlenmiş

Çaprazlı çerçevenin moment çerçeveye göre daha büyük kalıcı deplasmana sahip olduğunu ortaya koymuşlardır.

Tremblay ve diğerleri tarafından yapılan bir başka çalışmada elik boru ile elik plaka ve harç dolgu ile ters V (chevron) konfigürasyonlu burkulması önlenmiş çapraz elemanı geliştirilmiştir. Geliştirilen burkulması önlenmiş apraz Kanada'nın Quebec şehrinde bulunan dört katlı bir yapının sismik güçlendirilmesinde kullanılmak üzere test edilmiştir. Test edilen burkulması önlenmiş aprazlı ereve etkili enerji sönümleme kapasitesi ve pekleşme etkileri ile oldukça kararlı bir davranış sergilemiştir. Analiz sonuçları önerilen burkulması önlenmiş aprazlı ereve sistemi ile yapının yeterli sismik performansa ulaşabileceğini göstermiştir [Tremblay et al., 1999].

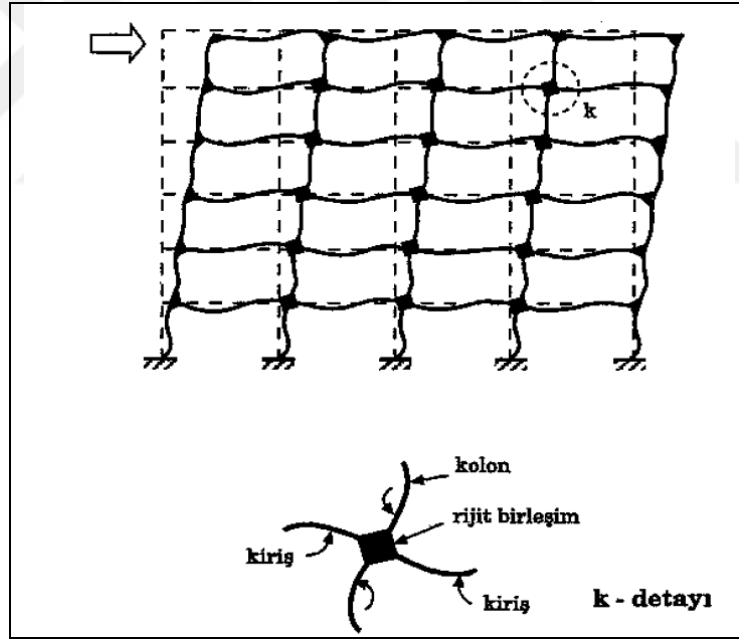


## 2. ÇELİK YAPILAR İÇİN SİSMİK YÜK TAŞIYICI SİSTEMLER

### 2.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeveseler

Süneklik düzeyi yüksek moment çerçeveseler, birbirine moment aktaran rijit birleşimlerle bağlı kolon ve kiriş elemanlardan oluşurlar. Şekil 2.1’de gösterilen yatay yükleme altındaki moment çerçevede yanal dayanım, çerçeve elemanlarında ve bu elemanların birleşim bölgelerinde oluşan eğilme momenti ve kesme kuvvetleri ile sağlanır [Deren vd., 2002].

Rijit kolon kiriş birleşimlerinin doğası gereği moment çerçevede oluşan yatay yük değişimlerinde kolon ve kiriş elemanlar üzerinde eğilme momentleri oluşur. Bu nedenle, elemanların rijitlik ve moment dayanımları çerçevenin stabilitesi ve yanal direnci üzerinde oldukça etkilidir.



Şekil 2.1: Yatay yükleme durumunda moment çerçeve için deformasyon durumu.

Moment çerçeve sistemlerinin en etkin kullanımı için çerçevenin yatay dayanıma katkı sağlamada çalıştırılacağı yöne göre kolon yerleşimi yapılmalıdır. Bunun için yapıdaki kolonlar gelen yatay yük durumunda güçlü eksenleri etrafında eğilmeye maruz kalacakmış gibi konumlandırılırlar [Akbaş ve Eğilmez, 2018].

Yapılan çalışmada moment çerçeveseli yapı tasarımına başlamadan önce yapıya ait kat aplikasyon planları ve çerçeve kesitleri belirlenmiştir.

Yapıya ait kat kesit ve planları belirlendikten sonra tasarıma esas düşey yükler ve kat kütleleri referans alınan yönetmelikler ve diğer bilimsel çalışmalardan faydalanılarak belirlenmiştir.

Kat kütlelerine göre eşdeğer deprem yükü hesabı yapılarak katlara etkileyen tasarım deprem yükleri belirlenmiştir.

Çerçevede kullanılacak kiriş ve kolon elemanları için ön boyutlandırma yapılarak belirlenen kesitlere göre modellenen yapının deprem yükleri altında ulaştıkları deplasman değerleri ile bütün katların görelî kat öteleme kontrolleri yapılmıştır. Ön boyutlandırma ile çerçevenin görelî kat öteleme şartlarını sağlamaması nedeniyle eleman kesitleri değiştirilmiş olup, çerçeve için görelî kat öteleme şartını sağlayan nihai eleman kesitleri deneme yanılma yoluyla belirlenmiştir.

Çerçeve elemanlarının belirlenmesinin ardından kiriş kolon birleşimlerinin zayıflatılmış en kesitli birleşime uygun olarak tasarımı yapılmıştır.

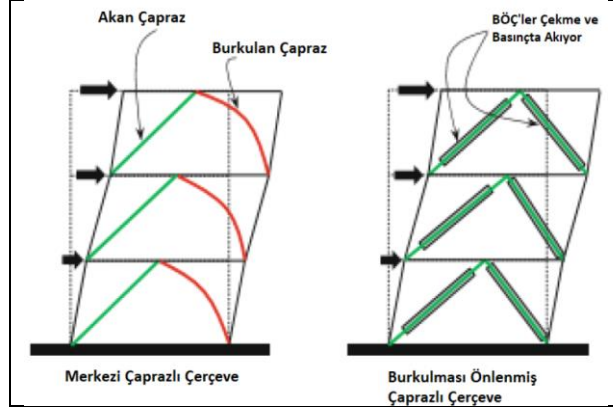
Yapılan yüklemeler altında referans yönetmelik ve talimatlara göre bütün çerçeve elemanlarının sahip oldukları moment kapasiteleri belirlenerek her bir düğüm noktası için güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki yapılmıştır.

Kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu sağlandıktan sonra çerçeve kiriş ve kolonları için dayanım kontrolü yapılarak çerçeve elemanlarının sahip oldukları kapasitelerin oluşan talebi karşılayabileceği doğrulanmıştır.

Tasarımın en son adımında ise çerçevede kullanılan kesitlerin yerel burkulma sınır durumları ile süneklik düzeyi kontrolleri yapılarak seçilen profillerin kullanıma uygunluğu irdelenmiştir.

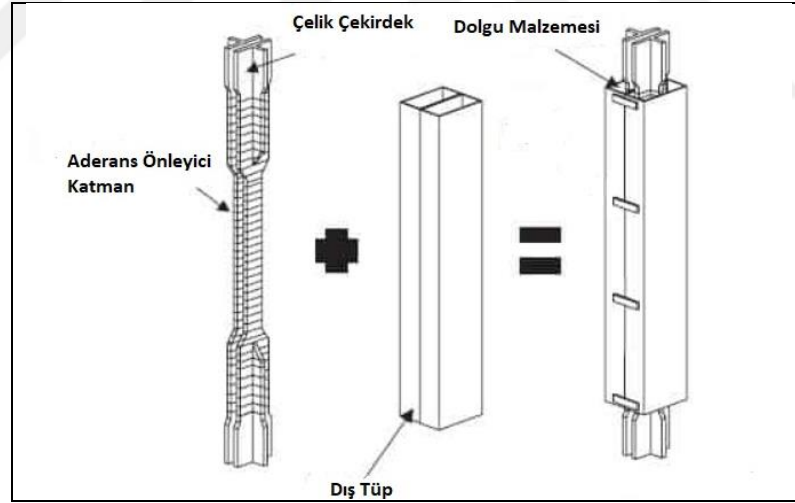
## **2.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeveler**

Çelik yapılarda yanal deprem yüklerine karşı dayanımı sağlamak için geliştirilmiş yatay yük taşıyıcı sistemlerden birisi olan burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveler, merkezi çaprazlı çerçevelere şekil olarak benzese de yatay deprem yüklerine karşı daha kararlı davranış sergilerler. Merkezi çaprazların özellikle tekrarlı basınç yükleri altında burkulmaya olan zafiyetleri burkulması önlenmiş çaprazların geliştirilmesinde en önemli etken olmuştur. Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerde yapıya gelen deprem yükleriyle oluşan aksel basınç ve çekme kuvvetleri etkisinde kalan çapraz elemanlar Şekil 2.2'deki gibi merkezi çaprazlı çerçevelerden farklı olarak burkulmayacak şekilde tepki gösterirler [Karagöz, 2019].



Şekil 2.2: Yatay yükleme durumunda merkezi ve burkulması önlenmiş çapraz eleman davranışları.

Şekil 2.3'te gösterilen tipik bir burkulması önlenmiş çapraz eleman katmanları incelendiğinde en içte aksenal kuvvetlere maruz kalan çelik çekirdek bulunmaktadır. Çekirdek kısmın burkulmasını önleyen mekanizma dolgu ve dış tüpten oluşmaktadır. Aksenal kuvvetlerin burkulmayı önleyen mekanizmaya aktarılmasını engellemek için çekirdek eleman aderans önleyici katman ile kaplıdır.



Şekil 2.3: Burkulması Önlenmiş Çapraz Mekanizması.

Yapılan çalışmada burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveli yapı tasarımında kat aplikasyon planları ve çerçeve kesitleri oluşturularak önceden belirlenmiş kat kütleleri ile eşdeğer deprem yükü hesabı moment çerçevedekine benzer şekilde yapılmıştır.

Eşdeğer deprem yükü hesabı ile elde edilen çerçeve deprem yüklerinin çapraz elemanlarında oluşturduğu gerekli eksenel kuvvetler oluşturulan serbest cisim diyagramları üzerinde basit kuvvet denklilikleriyle belirlenmiştir.

Gerekli eksenel kuvvet değerlerini sağlayan minimum çelik çekirdek alanları belirlenerek yönetmelikte verilen eşitlikler yardımıyla çaprazlar için tasarım çekme ve basınç kuvvetleri hesaplanmıştır.

Çaprazlarda oluşacak maksimum çekme ve basınç kuvveti değerlerine göre her kat için oluşturulmuş serbest cisim diyagramları üzerinden yapılan hesaplamalarla kirişlerde oluşan eksenel kuvvet talepleri belirlenmiştir. Çerçeve kirişleri üzerinde oluşan momentler plan üzerindeki yük alanlarına göre tekil kirişlerden aktarılan düşey yüklerden ve dengelenmemiş çapraz kuvvetlerinden kaynaklanan moment talepleri ile belirlenmiştir. Kiriş için kesit seçimi yapılarak eksenel kuvvet moment etkileşim kontrolleri yönetmelik talimatlarına göre yapılmıştır.

Kolonlarda oluşan eksenel yük talebi düşey yük kaynaklı eksenel yükler ile sismik etkiler nedeniyle oluşan eksenel yükler belirlenerek yönetmelik talimatlarına göre hesaplanmıştır. Kolonlar için kesit seçimi yapılarak kat yüksekliğine göre burkulma boyu hesaplaması yapılmış olup, kolonlar için dayanım kontrolü yapılmıştır.

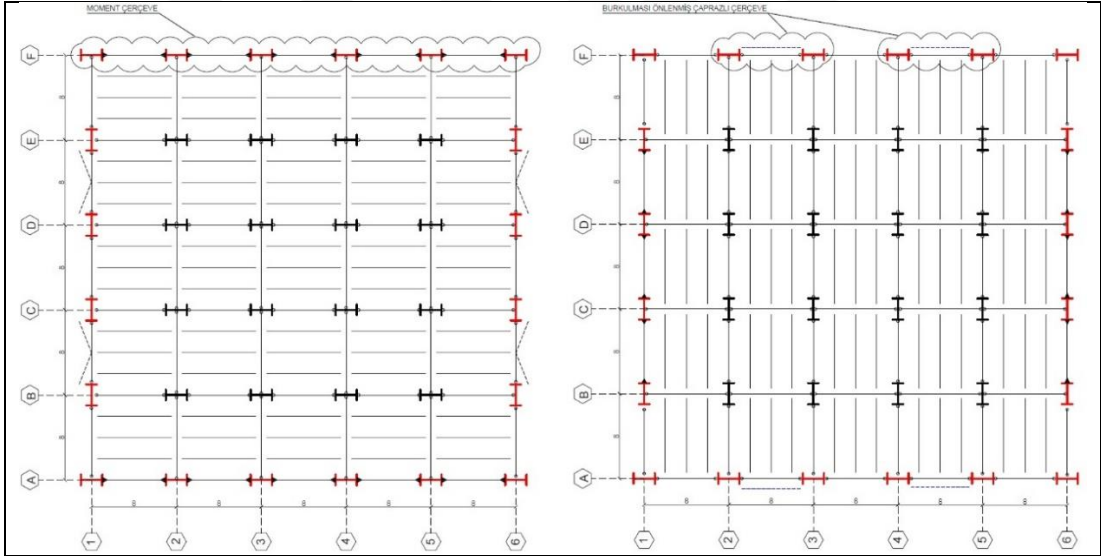
En son moment çerçeve tasarımına benzer şekilde çaprazlı çerçevede kullanılan kesitlerin yerel burkulma sınır durumları ile süneklik düzeyi kontrolleri yapılarak seçilen profillerin kullanıma uygunluğu irdelenmiştir.

### 3. PROTOTİP BİNALARIN TASARIMI

Çalışma kapsamında İstanbul İlinde merkezi bir lokasyonda tekrarlanma periyodu 475 yıl olan Deprem yer hareket düzeyi-2 (DD-2) için kısa periyot harita spektral ivme katsayısı ( $S_S$ ) 0.862, 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı ( $S_I$ ) 0.240 ve yerel zemin sınıfı ZC olan bir konumda ofis nitelikli ve beş katlı çelik bir yapının, yatay yük taşıyıcı sistem çeşidinin burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve ve süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve olması durumunda, ayrı ayrı tasarımı yapılmıştır.

Tasarımda, yatay yük taşıyıcı sistemlerin seçilen deprem kuvvetlerine direnç gösterebilmesi için deprem ivmelerinin olduğu yöne uygun olarak Şekil 3.1’de gösterildiği gibi A ve F aksları üzerinde tanımlanması düşünülmüştür.

İkincil kirişlerin yerleşimi kullanılan yatay yük taşıyıcı sistem çeşidine bağlı olarak belirlenmiş olup, moment çerçeveye paralel çaprazlı çerçeveye ise dik olarak yerleştirilmiştir.



Şekil 3.1: Moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve ile tasarım planları.

Tasarımda dikkate alınacak sabit düşey yükler çatı katı ve diğer katlar için Tablo 3.1’de olduğu gibi belirlenmiştir [Akbaş ve Eğilmez, 2018].

Hareketli yükler ise TS 498 Çizelge 7’de ifade edildiği gibi çatı katı için 1.5 kN/m<sup>2</sup>, diğer katlar için 2 kN/m<sup>2</sup> olarak dikkate alınmıştır [TSE, 1997].

Arazinin deniz seviyesine göre yüksekliği 200 m’den az olması nedeniyle kar yükü TS 498 Çizelge 4’te belirtildiği gibi 0.75 kN/m<sup>2</sup> olarak alınmıştır [TSE, 1997].

Tablo 3.1:Tasarıma esas sabit yük değerleri.

Sabit yükler	Kat yükü (kN/m <sup>2</sup> )	Çatı yükü (kN/m <sup>2</sup> )
Taşıyıcı sistem öz ağırlığı	0.5	0.35
Döşeme hafif betonu (10 cm)	2.0	2.0
Metal döşeme sacı (38 mm)	0.1	0.1
Çatı izolasyon ve kaplama (2 cm kontraplak + 1 cm rijit izolasyon + 5 tabakalı kumlu çatı membranı)	-	0.46
Bölme duvarları	0.75	-
Elektromekanik aksam-asansör ekipmanı	0.4	0.5
Döşeme kaplaması (22.2 mm parke)	0.2	-
Asma tavan	0.1	0.1
Yangın koruma sistemi	0.1	0.1
<b>Toplam</b>	<b>4.15</b>	<b>3.61</b>

Bina kullanım sınıfı (BKS) 3, Bina önem katsayısı (I) ise 1.0 olacak şekilde TBDY 2018 Tablo 3.1'e göre belirlenmiştir [TBDY, 2018].

TBDY 2018'de tekrarlanma periyodu 475 yıl olan ve standart tasarım deprem yer hareketi olarak adlandırılan DD-2 deprem yer hareket düzeyine göre ilerlenmiştir [TBDY, 2018].

AFAD veri tabanından yapının konumuna ait  $S_s$  ve  $S_l$  değerleri ile yerel zemin sınıfına bağlı olarak TBDY 2018 Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'ye göre kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı ( $F_s$ ) ve 1.0 saniye periyot için zemin etki katsayısı ( $F_l$ ) değerleri belirlenmiştir [TBDY, 2018].

Elde edilen spektrum parametre değerleri Tablo 3.2'de listelenmiştir.

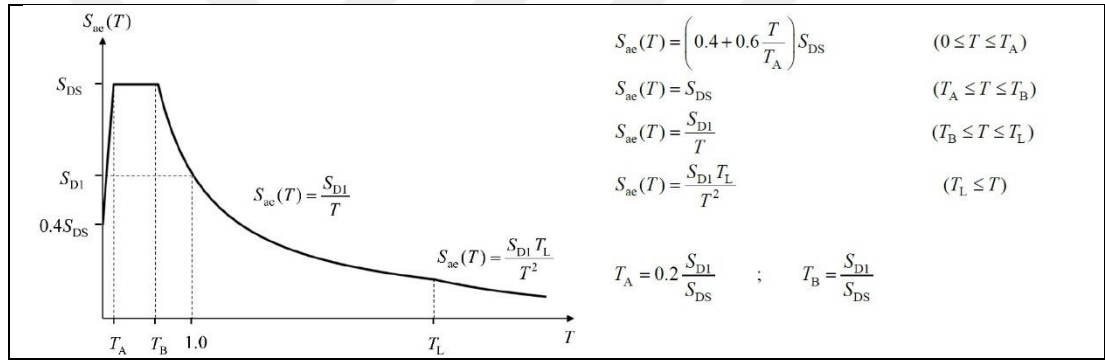
Tablo 3.2:Alana özgü tasarım değerleri.

Parametre	Açıklaması	Değer
$S_s$	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı	0.862
$S_l$	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı	0.240
$F_s$	Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı	1.2
$F_l$	1.0 saniye periyot için zemin etki katsayısı	1.5

$S_S$  ve  $S_I$  harita spektral ivme katsayıları yönetmelikte ifade edildiği şekilde tasarım spektral ivme katsayıları olan kısa periyot tasarım ivme katsayısı ( $S_{DS}$ ) ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı ( $S_{D1}$ )'e dönüştürülür [TBDY, 2018].

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_S S_S & S_{DS} &= 0.862 \times 1.2 = 1.034 \\ S_{D1} &= F_1 S_1 & S_{D1} &= 0.240 \times 1.5 = 0.36 \end{aligned} \quad (3.1)$$

Doğal titreşim periyodu ( $T$ ), yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyotları ( $T_A$ ,  $T_B$ ) ve yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyoduna ( $T_L$ ) bağlı olarak oluşturulan yatay elastik tasarım spektrumu Şekil 3.2'de olduğu gibi TBDY 2018'de ifade edilmiştir. Buradaki  $T_L$  6 saniye olarak alınmaktadır [TBDY, 2018].



Şekil 3.2: Elastik tasarım spektrumu ve spektral ivme değerleri.

Şekil 3.2'de verilen formüllere göre  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri 0.07 s ve 0.348 s olarak hesaplanmıştır.

Daha önce belirlenen BKS ve  $S_{DS}$  değerlerine uygun olarak yönetmelik Tablo 3.2 yardımıyla deprem tasarım sınıfı (DTS) 1 olarak belirlenmiştir [TBDY, 2018].

Tasarımı yapılacak olan binanın yüksekliği ile DTS dikkate alınarak yönetmelik Tablo 3.3 uyarınca bina yükseklik sınıfının (BYS) 6 olduğu belirlenmiştir [TBDY, 2018].

Binada herhangi bir düzensizlik durumu olmamasından dolayı DTS ve BYS'ye uygun olarak Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile doğrusal deprem hesabı yapılabileceği TBDY 2018 Tablo 4.4'e göre tespit edilmiştir [TBDY, 2018].

Kat kütlelerinin belirlenmesinde sabit yüklerle birlikte hareketli yükler yönetmelik Tablo 4.3'ten ofis türü yapılar için 0.3 olarak belirlenen hareketli yük kütle

katılım katsayısı ( $n$ ) ile çarpılarak dikkate alınmıştır. Ayrıca çatı katı için TBDY 2018'in 4.5.9.2 maddesinde belirtildiği gibi kar yükünün %30'u kat kütlesi hesabına katılmıştır. Böylece TBDY 2018 Denk. 4.16'ya uygun olarak bütün kat kütleleri Tablo 3.3'teki gibi hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

Tablo 3.3:Kat kütleleri ve bina toplam külesinin hesaplanması.

Kat	Sabit Yük (kN/m <sup>2</sup> )	Hareketli Yük (kN/m <sup>2</sup> )	Kar Yükü (kN/m <sup>2</sup> )	Alan (m <sup>2</sup> )	Kat Ağırlık(w) (kN)	Kat Kütlesi(m=w/g) (kN.s <sup>2</sup> /m)
Çatı	3.61	1.5	0.75	1600	6856	698.88
4	4.15	2.0	-	1600	7600	774.72
3	4.15	2.0	-	1600	7600	774.72
2	4.15	2.0	-	1600	7600	774.72
1	4.15	2.0	-	1600	7600	774.72
<b>Toplam</b>					<b>37256</b>	<b>3797.76</b>

### 3.1. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçevesinin Tasarımı

TBDY 2018'in 4.7.3.3 maddesi doğrultusunda (DTS=1, 1a, 2, 2a ve BYS≥6 şartları sağlandığı için) binanın hakim doğal titreşim periyodu ( $T_p^{(x)}$ ) belirlenirken 4.7.3.4 maddesine göre belirlenen ampirik hakim doğal titreşim periyodu ( $T_{pA}$ ) kullanılmıştır [TBDY, 2018].

$$T_p^{(x)} = T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (3.2)$$

$$T_p^{(x)} = T_{pA} = 0.08x(17.5)^{3/4} = 0.68$$

$T_{pA}$  hesabında kullanılan katsayısı ( $C_t$ ) TBDY 2018'in 4.7.3.3(a) maddesinde belirtildiği gibi çelik yapılar için 0.08 değerinde alınmıştır. Binanın temel üstü yüksekliği ( $H_N$ ) ise yapıların yüksekliği olarak seçilmiştir [TBDY, 2018].

Belirlenen hakim doğal titreşim periyoduna göre elastik tasarım spektral ivme değeri ( $S_{ae}(T)$ ) Şekil 3.2'de ifade edildiği gibi bulunur [TBDY, 2018].

$$T_B = 0.348 \leq T_p^{(x)} = 0.68 \leq T_L = 6 \quad S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.36}{0.68} = 0.53 \quad (3.3)$$

Yatay yük taşıyıcı sistemi olarak süreklilik düzeyi yüksek moment çerçevesinin tercih edilmesi durumunda kullanılacak yapısal parametreler TBDY 2018 Tablo 4.1'den elde edilerek Tablo 3.4'de listelenmiştir [TBDY, 2018].

Tablo 3.4: Moment çerçevesi tasarım parametreleri.

Parametre	Değer
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)	8
Dayanım fazlalığı katsayısı (D)	3
İzin verilen bina yükseklik sınıfları (BYS)	$\geq 3$

TBDY 2018 4.2.1.2 maddesine göre deprem yükleri azaltma katsayısı ( $R_a(T)$ ) hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$T = 0.68 > T_B = 0.348 \quad R_a(T) = \frac{R}{I} = \frac{8}{1} = 8 \quad (3.4)$$

Yatay yöndeki deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılacak azaltılmış tasarım spektral ivmesi ( $S_{aR}(T)$ ) TBDY 2018'in 4.4.1 maddesine göre belirlenmiştir [TBDY, 2018].

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} = \frac{0.53}{8} = 0.066 \quad (3.5)$$

Binaya yatay yönde etkiyen ve taban kesme kuvveti olarak da adlandırılan toplam eşdeğer deprem yükü ( $V_{tE}^{(x)}$ ) yönetmelik 4.7.1.1 maddesine göre hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$V_{tE}^{(x)} = wS_{aR}(T_p^{(x)}) \geq 0.04m_tIS_{DS}g \quad (3.6)$$

$$V_{tE}^{(x)} = 37256x0.066 = 2458.90 \geq 0.04x3797.76x1.034x9.81 = 1540.91 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(x)} = 2458.90 \text{ kN}$$

Hesaplanan eşdeğer deprem yükünün dışında çatı katı için ilave eşdeğer deprem yükü ( $\Delta F_{NE}^{(x)}$ ) hesabı yönetmelik 4.7.2.2 maddesine göre yapılmıştır [TBDY, 2018].

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0.0075 N V_{tE}^{(x)} \quad (3.7)$$

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0.0075 \times 5 \times 2458.90 = 92.21 \text{ kN}$$

İlave çatı eşdeğer yükü dışında katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin ( $F_{iE}^{(X)}$ ) hesaplanması yönetmelik 4.7.2.3 maddesine uygun olarak aşağıdaki formül yardımıyla Tablo 3.5’de yapılmıştır [TBDY, 2018].

$$F_{iE}^{(X)} = (V_{tE}^{(X)} - \Delta F_{NE}^{(X)}) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (3.8)$$

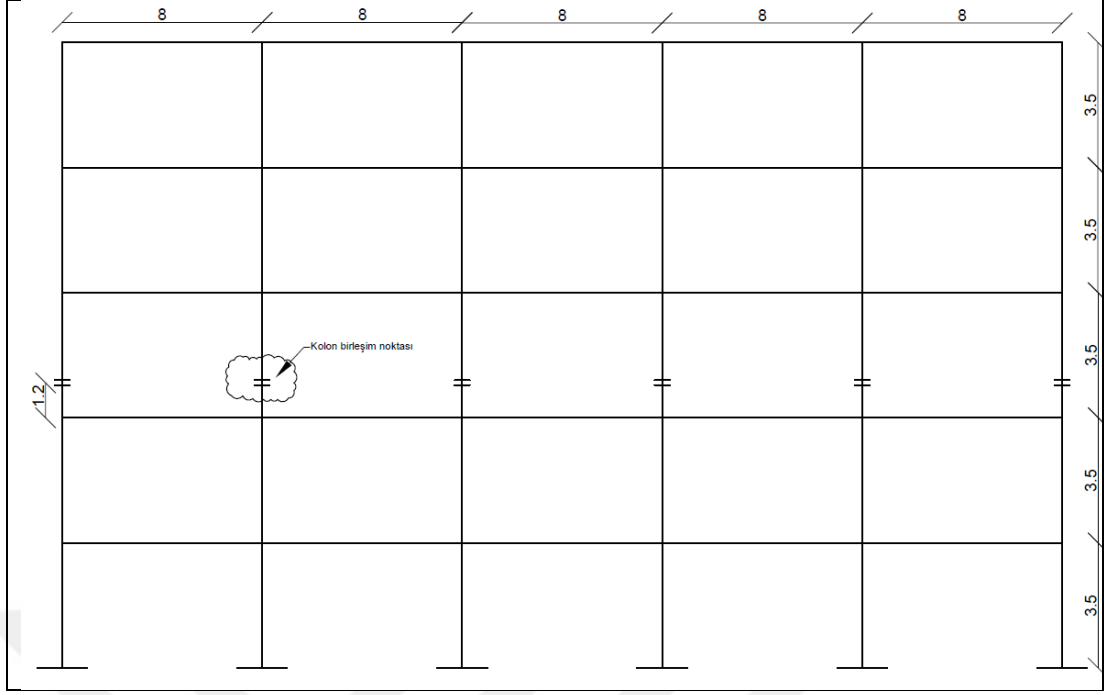
Tablo 3.5: Moment çerçeve katlarına etkiyecek eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması.

Kat	$m_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	$H_i$ (m)	$m_i \times H_i$	$\frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i}$	$V_{tE}^{(X)} - \Delta F_{NE}^{(X)}$	$F_{iE}^{(X)}$ (kN)
Çatı	698.88	17.5	12230.40	0.3108	2366.70	735.57
4	774.72	14.0	10846.08	0.2757		652.50
3	774.72	10.5	8134.56	0.2067		489.20
2	774.72	7	5423.04	0.1378		326.13
1	774.72	3.5	2711.52	0.0689		163.06
<b>Toplam</b>			<b>39345.60</b>			<b>2366.70</b>

Şekil 3.3’te görüldüğü gibi moment çerçevesel tasarımda kolonlar üçüncü katta kesit değişikliğine uğrayacakmış gibi modellenmiştir. Ayrıca TBDY 2018’in 9.2.10.1 maddesinde ifade edildiği gibi bu kesit değişimleri için döşemenin 1.2 metre üzerinde kolon birleşim bölgeleri oluşturulmuştur [TBDY, 2018].

Tasarımda kolon kiriş birleşim bölgelerinde bulunan panel bölgelerinin deformasyonları ihmal edildiği için bu elemanların panel bölgesine denk gelen uç kısımlarında sonsuz rijitlikler tanımlanmıştır.

Herhangi bir düzensizlik olmadığı için döşemeler yatay yönde sonsuz rijit modellenerek aynı kattaki düğüm noktalarının yatayda eşit deplasman miktarına ulaşacağı kabul edilmiştir.



Şekil 3.3: Moment çerçevesi tasarım kesiti.

Yapıya etkiyen yatay deprem yükleri aynı doğrultuda A ve F aksları boyunca uzanan özdeş moment çerçeveler tarafından karşılanacağı için bulunan  $F_{iE}^{(X)}$  ve  $\Delta F_{NE}^{(X)}$  kuvvetlerinin her kat için yarısı dikkate alınarak tasarıma devam edilmiştir.

Moment çerçevenin Tablo 3.6'da belirtilen ön boyutlandırma ile diğer kabul ve kriterlere göre modellenmesi SAP2000 sonlu eleman analiz programından faydalanılarak yapılmıştır. Eleman kesitlerinde geniş başlıklı Avrupa profilleri tercih edilmiştir.

Tablo 3.6: Moment çerçeve elemanları ön boyutlandırma kesitleri.

Kat	Dış Kolon	İç Kolon	Kiriş
Çatı	HE300M	HE320M	HE200B
4	HE300M	HE320M	HE220B
3	HE300M	HE320M	HE220B
2	HE320M	HE340M	HE240B
1	HE320M	HE340M	HE240B

Yapılan modelleme sonrası TBDY 2018'in 4.9.1 maddesine uygun şekilde sadece eşdeğer deprem yükleri için katların görelî kat ötelemelerinin kontrolü (3.9), (3.10) ve (3.11) eşitliklerine göre yapılmıştır [TBDY, 2018].

Azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yer değiştirmeler farkı azaltılmış görelî kat ötelenmesini ifade eder.

$$\Delta_i^{(X)} = u_i^{(X)} - u_{i-1}^{(X)} \quad (3.9)$$

Azaltılmış görelî kat ötelemesinden etkin görelî kat edilmesi elde edilir.

$$\delta_i^{(X)} = \frac{R}{I} \Delta_i^{(X)} \quad (3.10)$$

TBDY 2018'in 4.9.1.3(a) maddesine göre duvarların ve cephenin çerçeveye esnek bağlantılarla bağılı olması durumuna göre görelî kat öteleme kontrolü yapılmıştır [TBDY, 2018].

$$\lambda \frac{\delta_{i,max}^{(X)}}{h_i} \leq 0.016 \kappa \quad (3.11)$$

Burada yapılan hesaplamalardaki  $\lambda$  katsayısı TBDY 2018'in 4.9.1.4 maddesinde ifade edildiğı gibi tekrarlanma periyodu 72 yıl olan Deprem yer hareket düzeyi-3 (DD-3) seviyesinde hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesinin ( $S_{ae}^{DD-3}(T)$ ), DD-2 deprem yer hareket seviyesine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesine ( $S_{ae}^{DD-2}(T)$ ) oranıdır. Bu oran 0.41 olarak hesaplanmış olup,  $\kappa$  katsayısı ise çelik yapılar için 0.5 olarak dikkate alınmıştır [TBDY, 2018].

İlk kesitlere göre yapılan kat öteleme kontrol sonuçları Tablo 3.7'de ifade edildiğı gibi yönetmelik şartlarını sağlamamıştır.

Tablo 3.7:İlk boyutlandırma sonrası görelî kat öteleme kontrol tablosu.

Kat	$u_i(m)$	$\Delta_i(m)$	$\delta_i = \frac{R}{I} \Delta_i$	$h_i(m)$	$\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i}$	0.016 $\kappa$
<b>Çatı</b>	0.23698	0.04749	0.37992	3.5	0.04450	0.008
<b>4</b>	0.18949	0.05560	0.44484	3.5	0.05211	0.008
<b>3</b>	0.13388	0.05800	0.46402	3.5	0.05436	0.008
<b>2</b>	0.07588	0.05030	0.40208	3.5	0.04710	0.008
<b>1</b>	0.02562	0.02562	0.20498	3.5	0.02401	0.008

Bu nedenle kesitler büyütülerek aynı hesaplamalar TBDY 2018'deki şartlar sağlanana kadar devam etmiştir. Görelî kat öteleme kontrolünü sağlayan son eleman kesitleri Tablo 3.8'de belirtilmiştir.

Tablo 3.8:Görelî kat öteleme şartını sağlayan kesitler.

<b>Kat</b>	<b>Dış Kolon</b>	<b>İç Kolon</b>	<b>Kiriş</b>
<b>Çatı</b>	HE500M	HE550M	HE400B
<b>4</b>	HE500M	HE550M	HE450B
<b>3</b>	HE500M	HE550M	HE450B
<b>2</b>	HE550M	HE600M	HE500B
<b>1</b>	HE550M	HE600M	HE500B

Nihai kesitleri göre yapılan kat öteleme kontrol sonuçları Tablo 3.9'da gösterildiği gibi TBDY 2018 şartlarını sağlamıştır.

Tablo 3.9:Görelî kat öteleme şartının sağlandığı kontrol tablosu.

<b>Kat</b>	<b><math>u_i(m)</math></b>	<b><math>\Delta_i(m)</math></b>	<b><math>\delta_i = \frac{R}{I} \Delta_i</math></b>	<b><math>h_i(m)</math></b>	<b><math>\lambda \frac{\delta_{i,max}}{h_i}</math></b>	<b><math>0.016 \kappa</math></b>
<b>Çatı</b>	0.03200	0.00489	0.03914	3.5	0.00458	0.008
<b>4</b>	0.02711	0.00684	0.05470	3.5	0.00641	0.008
<b>3</b>	0.02027	0.00784	0.06269	3.5	0.00734	0.008
<b>2</b>	0.01244	0.00752	0.06016	3.5	0.00705	0.008
<b>1</b>	0.00492	0.00492	0.03934	3.5	0.00461	0.008

TBDY 2018'in 4.9.2.1 maddesine göre deprem doğrultusunda her katta ikinci mertbe gösterge değerleri ( $\theta_{II,i}^{(X)}$ ) (3.12) eşitliğine göre hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$\theta_{II,i}^{(X)} = \frac{(\Delta_i^{(X)})_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i^{(X)} h_i} \quad (3.12)$$

Hesaplanan ( $\theta_{II,i}^{(X)}$ ) değerleri TBDY 2018'in 4.9.2.2 maddesinde belirtilen ve (3.13) eşitliğinde gösterilen en büyük değerden ( $\theta_{II,max}^{(X)}$ ) küçük olduğu Tablo 3.10'da kontrol edilmiştir. Burada  $C_h$ , sistemin doğrusal olmayan davranışına bağlı bir katsayı olup, çelik yapılar için 1 olarak alınacağı yönetmeliğin aynı maddesinde ifade edilmektedir [TBDY, 2018].

$$\theta_{II,max}^{(X)} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad (3.13)$$

Tablo 3.10:İkinci merteye gösterge değer kontrol tablosu.

Kat	$\Delta_i(m)$	$\sum_{k=i}^N w_k$	$V_i(kN)$	$h_i(m)$	$\theta_{II,i}$	$\theta_{II,max}$
Çatı	0.00489	6856	828.01	3.5	0.01157	0.045
4	0.00684	14456	1480.51	3.5	0.01907	0.045
3	0.00784	22056	1969.71	3.5	0.02507	0.045
2	0.00752	29656	2295.84	3.5	0.02775	0.045
1	0.00492	37256	2458.90	3.5	0.02129	0.045

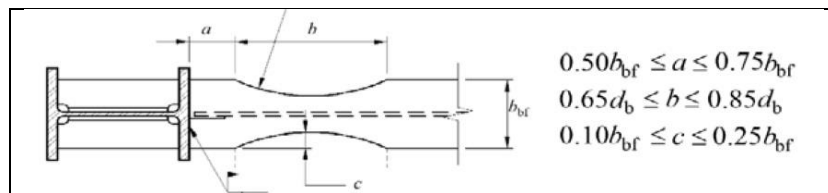
İkinci merteye gösterge değerlerinin bütün katlarda maksimum değerden küçük olması nedeniyle, tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında ikinci merteye etkilerinin göz önüne alınması gerekli olmamıştır.

Tasarımı yapılan moment çerçevenin kiriş kolon birleşimleri, TBDY 2018'in ek 9B.5 maddesinde ifade edilen kaynaklı zayıflatılmış kiriş en kesitli kiriş kolon birleşimine uygun olarak yapılmıştır. Bunun için yönetmelik Tablo 9B.4'te ifade edilen uygulama sınırlarının kontrolü Tablo 3.11'de gösterildiği şekilde yapılmıştır [TBDY, 2018].

Tablo 3.11:Zayıflatılmış en kesitli kiriş kolon birleşimi uygulama sınırlarının kontrolü.

Birleşim Detayı Parametresi	Tasarım Değeri	Uygulama Sınırları
Kirişi en kesit yüksekliği	500 mm (HE500B)	$\leq 920$ mm
Kiriş birim boş ağırlığı	187 kg/m (HE500B)	$\leq 450$ kg/m
Kiriş açıklığı / en kesit yüksekliği oranı	$\frac{8000}{500} = 16$	$\geq 7$ (Yüksek Sünek)
Kiriş başlık kalınlığı	28 mm (HE500B)	$\leq 44$ mm
Kolon en kesit yüksekliği	620 mm (HE600M)	$\leq 920$ mm (I profil)

Zayıflatılmış kiriş tasarımı için gereken parametrelerin ( $a$ ,  $b$ ,  $c$ ) belirlenmesinde TBDY 2018'e göre Şekil 3.4'te ifade edilen limit durumlarından faydalanılmıştır [TBDY, 2018].



Şekil 3.4:Zayıflatılmış kiriş tasarım parametre limitleri.

Verilen limit durumlara göre bütün kat kiriş kesitleri için Tablo 3.12’de belirtilen limit değerlere uygun olarak  $a$ ’yı 200 mm,  $b$ ’yi 300 mm ve  $c$ ’yi 50 mm olarak almak mümkündür.

Tablo 3.12:Belirlenen zayıflatılmış kiriş tasarım parametre limit değerleri.

Kat	Kiriş	$a$	$b$	$c$
Çatı	HE400B	$150 \leq a \leq 225$	$234 \leq b \leq 306$	$30 \leq c \leq 75$
3-4	HE450B	$150 \leq a \leq 225$	$260 \leq b \leq 340$	$30 \leq c \leq 75$
1-2	HE500B	$150 \leq a \leq 225$	$292.5 \leq b \leq 382.5$	$30 \leq c \leq 75$

Belirlenen tasarım parametrelerine göre bütün kirişler için zayıflatılmış en kesit plastik mukavemet momenti hesabı, AISC Bölüm 5.8’de yer alan (3.14) eşitliğine göre yapılmıştır [AISC, 2016].

$$W_{RBS} = W_p - 2ct_f(d - t_f) \quad (3.14)$$

Zayıflatılmış en kesit bölgesinde oluşacak plastik masaldaki olası maksimum eğilme moment değerleri, TBDY 2018’in 9B.1.4 maddesinde ifade edilen (3.15) eşitliğine göre bütün kat kirişleri için hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$M_{RBS} = C_{pr} R_y F_y W_{RBS} \quad C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (3.15)$$

Burada ifade edilen  $C_{pr}$  katsayısı, malzemenin akma ve kopma dayanımları dikkate alınarak hesaplanmış olan bir katsayı olup,  $F_y$  ve  $F_u$  minimum akma ve kopma dayanım değerleri ÇYTHYDE’de Tablo 2.1A’dan elde edilmiştir. Yapılan hesaplama ile  $C_{pr}$  değeri yaklaşık 1.22 olarak bulunduğu için hesaplamalarda 1.2 olarak alınmıştır [ÇŞB, 2018].

$R_y$  katsayısı ise TBDY 2018 Tablo 9.2’de S355 çelik sınıfı için 1.25 olarak dikkate alınmıştır [TBDY, 2018].

Kirişlerin plastik mafsal bölgelerindeki zayıflatılmış en kesit bölgelerinin plastik mukavemet momenti ( $W_{RBS}$ ) ve olası maksimum eğilme momenti ( $M_{RBS}$ ) değerleri Tablo 3.13’te ifade edilmiştir.

Tablo 3.13:Zayıflatılmış en kesit mukavemet momenti ( $W_{RBS}$ ) ve eğilme momenti ( $M_{pr}$ ) değerleri.

Kat	Kiriş	$W_p(\text{mm}^3)$	$t_{bf}(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$W_{RBS}(\text{mm}^3)$	$M_{RBS}(\text{kNm})$
Çatı	HE400B	$3232 \times 10^3$	24	400	$2329.6 \times 10^3$	1240.51
3-4	HE450B	$3982 \times 10^3$	26	450	$2879.6 \times 10^3$	1533.39
1-2	HE500B	$4815 \times 10^3$	28	500	$3493.4 \times 10^3$	1860.24

Kirişlerin kolon yüzey bölgesinde oluşacak olan  $V_{uc}$  kesme kuvveti TBDY 2018'in 9.3.4.1(c) maddesine göre (3.16) eşitliğinde verilen formül yardımıyla bulunmuştur [TBDY, 2018].

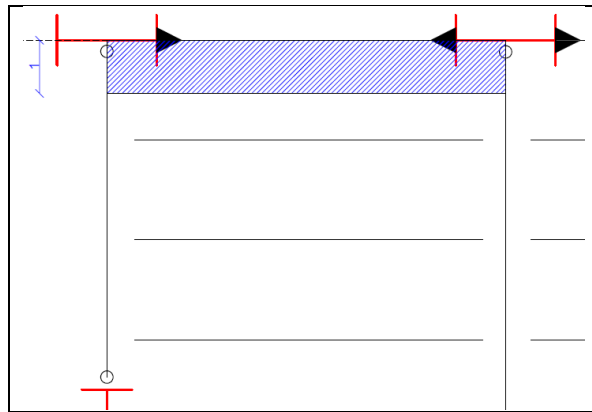
$$V_{uc} = V_d \pm (2M_{RBS})/l_n \quad (3.16)$$

Burada  $V_d$ , yönetmeliğin aynı maddesinde ifade edildiği gibi akma durumunu esas alan Şekil 3.5'te gösterilen kiriş yük alanında  $1.2G+0.5Q+0.2S$  yük kombinasyonuna göre hesaplanmış kiriş uç kesme kuvvetidir.  $l_n$  ise zayıflatılmış kiriş bölgelerinin merkezleri arasındaki mesafedir [TBDY, 2018].

Hesaplanan kolon yüzey bölgesi kesme kuvvet değerleri yardımıyla, kolon yüzeyinde birleşimin gerekli eğilme momenti dayanımlarının ( $M_{uc}$ ) belirlenmesi, TBDY 2018'in 9.3.4.1(b) maddesine göre (3.17) eşitliğinden her kat kirişleri için bulunarak Tablo 3.14'te listelenmiştir [TBDY, 2018].

$$M_{uc} = M_{RBS} + V_{uc}l_h \quad (3.17)$$

Burada ifade edilen  $l_h$ , kiriş uç kısımlarındaki zayıflatılmış en kesit bölge merkezlerinin kolon yüzeyine olan net mesafesidir.



Şekil 3.5:Kiriş yük alanı.

Tablo 3.14:Kolon yüzeyinde oluşan kesme kuvveti ve eğilme moment dayanımları.

Kat	$l_n$ (mm)		$w$ (kN/m)	$V_d$ (kN)		$V_{uc}$ (kN)		$M_{uc}$ (kNm)	
	İç Açıklık	Kenar Açıklık		İç Açıklık	Kenar Açıklık	İç Açıklık	Kenar Açıklık	İç Açıklık	Kenar Açıklık
Çatı	6728	6752	5.23	17.60	17.66	386.36	385.11	1375.74	1375.30
3-4	6728	6752	5.98	20.12	20.19	475.94	474.39	1699.97	1699.42
1-2	6680	6704	5.98	19.97	20.04	576.93	575.01	2062.16	2061.49

Kirişlerin olası akma dayanımlarına göre plastik moment kapasiteleri ( $M_{pr}$ ), (3.18) eşitliğine göre hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = R_y F_y W_p \quad (3.18)$$

TBDY 2018'in 9B.1.4 maddesinde ifade edilen sünek göçme sınır durumu ( $\phi_d=1$ ) esas alınarak bütün katlar için kiriş kesitlerinin plastik moment kapasitelerinin ( $M_{pr}$ ), kolon yüzey birleşimleri gerekli eğilme momenti dayanımlarının en büyüğünden ( $M_{uc}$ ) büyük olduğu (3.19) eşitliğine göre Tablo 3.15'te gösterilmiştir [TBDY, 2018].

$$M_{uc} \leq M_{pr} \phi_d \quad (3.19)$$

Tablo 3.15:Kiriş kesitleri eğilme momenti dayanım ( $M_{uc}$ ) kontrolü.

Kat	$M_{uc}$ (kNm)		$M_{pr}$ (kNm)
	İç Açıklık	Kenar Açıklık	
Çatı	1375.74	1375.30	1434.20
3-4	1699.97	1699.42	1767.01
1-2	2062.16	2061.49	2136.66

TBDY 2018'in 9.3.2.1 maddesi gereği (3.20), (3.21) ve (3.22) eşitliklerinden faydalanılarak bütün düğüm noktaları için kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulu tahkik edilmiştir [TBDY, 2018].

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (3.20)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum W_{pc} (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}) \quad (3.21)$$

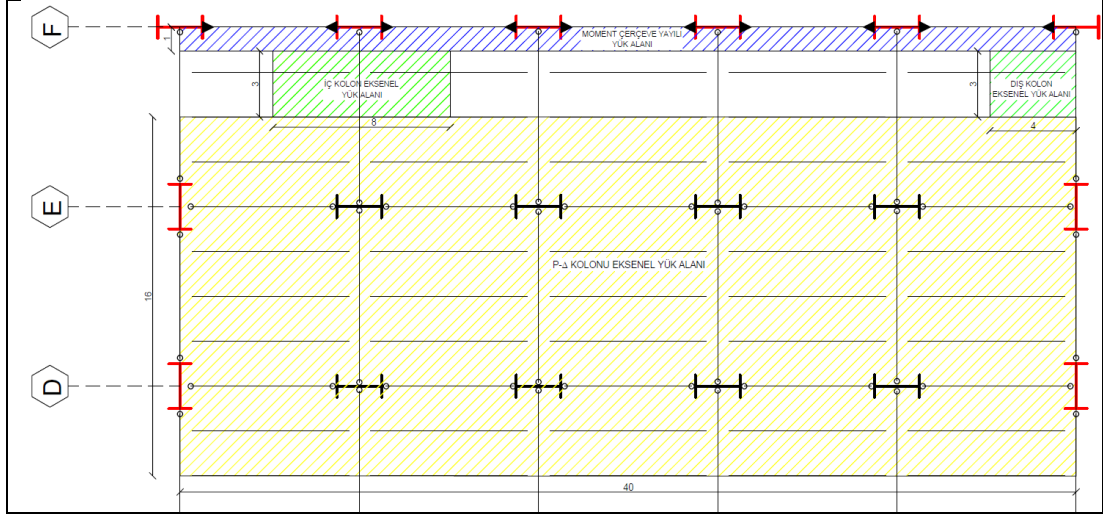
$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y F_{yb} W_{RBS} + M_{uv}) \quad (3.22)$$

Burada kirişlerin moment kapasitesi hesabında ifade edilen  $M_{uv}$  değeri, TBDY 2018’de ifade edildiği şekliyle Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT) yaklaşımı ile kirişteki plastik mafsallarda oluşan kesme kuvvetlerinin kolon ekseninde oluşturacağı ek eğilme momenti etkisidir [TBDY, 2018].

TBDY 2018, kolon elemanlarının moment kapasiteleri için elde edilmesi gereken  $P_{uc}$  aksenal kuvvetlerinin belirlenmesi amacıyla, 9.2.6 maddesinde ifade edilen arttırılmış deprem etkilerini göz önüne alan yük bileşimlerine göre lineer analiz yapılmasını istemektedir. İlgili yük kombinasyonu TBDY 2018 talimatlarına göre  $1.4068G+0.5Q+0.2S+3E$  şeklinde oluşturulmuştur. Bu çalışmada,  $P_{uc}$  aksenal kuvvetleri belirlenirken TBDY 2018’de ifade edilen arttırılmış deprem yükleri ile lineer analiz yapılmasının yanında, yapının ikinci merteye etkilerini (P- $\Delta$  ve P- $\delta$ ) dikkate alan lineer olmayan analizi de direkt analiz yöntemi ile yapılmıştır. Yapılan iki farklı analiz ile elde edilen kolon aksenal yükleri için en büyük değerler dikkate alınarak hesaplamalarda kullanılmıştır. Böylece kolonlar için en olumsuz durum gözetilmiştir [TBDY, 2018].

Yapılan analizlerde, yapının maruz kalacağı P- $\Delta$  etkisi için moment çerçeve dışındaki kısmını temsil eden sanal P- $\Delta$  kolonu 2 boyutlu nümerik modele eklenmiştir. Ayrıca, moment çerçevedeki tüm düşey elemanlar 5 eşit parçaya bölünerek analiz yapılmıştır. Bu sayede elemanlardaki deformasyonlara bağlı P- $\delta$  (eleman şekil değiştirmesi) etkilerinin dikkate alınması hedeflenmiştir. Kesit değişikliğinin olduğu katta birleşim bölgesinin alt bölümü 2, üst bölümü 3 parçaya ayrılmıştır. Elemanların sahip olacağı geometrik ön kusurlarını dikkate alabilmek için ise ÇYTHYDE madde 6.2.2.2’de ifade edildiği gibi düşey yüklerin %0.2’si kadar yatay fiktif yükler oluşturularak modele dahil edilmiştir [ÇŞB, 2018].

Kolonlarda oluşan aksenal kuvvetleri belirlemek için moment çerçeve elemanlarına ve yapının çerçevede oluşturacağı ikinci merteye etkileri temsilen oluşturulan P- $\Delta$  kolonuna etkiyecek yüklerin hesaplaması Şekil 3.6’da gösterilen yük alanlarına uygun olarak Tablo 3.16’da gösterilmiştir.



Şekil 3.6: Moment çerçevesi yapı yük alanları.

Tablo 3.16: Yapıya etkiyecek yayılı ve eksenel yük hesap tablosu.

		Kiriş Yayılı (kN/m)	İç Kolon Eksenel (kN)	Dış Kolon Eksenel (kN)	P-Δ Kolonu Eksenel (kN)
Çatı Kat	Sabit	$1 \times 3.61 = 3.61$	$3 \times 8 \times 3.61 = 86.64$	$3 \times 4 \times 3.61 = 43.32$	$16 \times 40 \times 3.61 = 2310.4$
	Hareketli	$1 \times 1.5 = 1.5$	$3 \times 8 \times 1.5 = 36$	$3 \times 4 \times 1.5 = 18$	$16 \times 40 \times 1.5 = 960$
	Kar	$1 \times 0.75 = 0.75$	$3 \times 8 \times 0.75 = 18$	$3 \times 4 \times 0.75 = 9$	$16 \times 40 \times 0.75 = 480$
Normal Kat	Sabit	$1 \times 4.15 = 4.15$	$3 \times 8 \times 4.15 = 99.6$	$3 \times 4 \times 4.15 = 49.8$	$16 \times 40 \times 4.15 = 2656$
	Hareketli	$1 \times 2 = 2$	$3 \times 8 \times 2 = 48$	$3 \times 4 \times 2 = 24$	$16 \times 40 \times 2 = 1280$

Hesaplanan yapı yükleri ile oluşturulmuş model üzerinde analizler yapıldığında kolonların moment kapasiteleri için gereken  $P_{uc}$  eksenel kuvvetleri Tablo 3.17’de ifade edildiği gibi bulunmuştur. Dış kolonlar için artırılmış deprem yüklerine göre lineer analiz sonuçları dikkate alınırken, iç kolonlar için ikinci mertebe etkileri dikkate alan lineer olmayan analizlerde daha yüksek kolon eksenel kuvvetleri oluşmuştur.

Tablo 3.17: Moment çerçeve kolonları gerekli eksenel basınç kuvvetleri.

	Kat	Kolon Kesiti	İkinci Mertebe Analizlerin Zarfı (kN)	Artırılmış Deprem Yükleriyle Lineer Analiz (kN)
Dış Kolonlar	Çatı	HE500M	152.43	<b>215.8</b>
	4	HE500M	375.18	<b>522.45</b>
	3	HE500M	614.37	<b>875.63</b>
	2	HE550M	880.76	<b>1302.93</b>
	1	HE550M	1135.81	<b>1697.97</b>
İç Kolonlar	Çatı	HE550M	<b>240.82</b>	221.18
	4	HE550M	<b>491.82</b>	472.53
	3	HE550M	<b>766.80</b>	723.77
	2	HE600M	<b>1058.07</b>	977.84
	1	HE600M	<b>1350.10</b>	1240.22

Kirişlerin düğüm noktalarında oluşturduğu bileşke moment kapasiteleri Tablo 3.18’de ifade edilmiştir. Burada, kirişlerin plastik mafsal bölgelerinin kolon ekseninde oluşturacağı moment hesaplaması yapılırken kolonların kesit farklılıklarından dolayı üç farklı durum oluşmaktadır.

Tablo 3.18:Kirişlerin birleşim noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi hesaplaması.

Kat	Kiriş Kesiti	$W_{RBS}$ (mm <sup>3</sup> )	$M_{ip}$ (kNm)			$\Sigma M_{pb}^*$ (kNm)		
			İç düğüm	Kenar iç düğüm	Kenar dış düğüm	3-4 Aks Düğümü	2-5 Aks Düğümü	1-6 Aks Düğümü
Çatı	HE400B	2329.6 x10 <sup>3</sup>	245.73	244.93	235.69	2765.72	2764.93	1372.83
4-3	HE450B	2879.6 x10 <sup>3</sup>	302.70	301.71	290.33	3416.60	3415.62	1695.93
2-1	HE500B	3493.4x10 <sup>3</sup>	380.77	379.51	365.70	4171.98	4170.71	2070.92

Düğüm noktalarında birleşen kolonların moment kapasiteleri Tablo 3.19’da ifade edilmiştir.

Tablo 3.19:Kolonların birleşim noktasında sahip olduğu bileşke moment kapasitesi hesaplaması.

Kat	Dış Kolon Kesiti	İç Kolon Kesiti	$P_{uc}$ (kN)		$M_{pc}^*$ (kNm)		$\Sigma M_{pc}^*$ (kNm)	
			Dış Kolon	İç Kolon	Dış Kolon	İç Kolon	İç Düğüm	Kenar Düğüm
Çatı	HE500M	HE550M	215.8	240.82	2473.29	2762.31		
4	HE500M	HE550M	522.45	491.82	2410.72	2706.12	5468.43	4884.01
3	HE500M	HE550M	875.63	766.80	2337.95	2644.57	5350.69	4748.68
2	HE550M	HE600M	1302.93	1058.07	2524.56	2858.87	5503.44	4862.52
1	HE550M	HE600M	1697.97	1350.10	2436.14	2788.43	5647.30	4960.70

Kiriş ve kolonların TBDY 2018’in 9.3.3.1 maddesinde ifade edildiği gibi en üst kat düğüm noktaları haricindeki katlar için hesaplanan kolon ve kiriş moment kapasitelerinin oranının (3.20) eşitliğindeki gibi 1’den büyük olma koşulunun sağlandığı Tablo 3.20’de görülmektedir [TBDY, 2018].

Tablo 3.20:Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun kontrolü.

Kat	$\Sigma M_{pc}^*$ (kNm)		$\Sigma M_{pb}^*$ (kNm)			$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^*$		
	İç Düğüm	Kenar Düğüm	3-4 Aks Düğümü	2-5 Aks Düğümü	1-6 Aks Düğümü	3-4 Aks Düğümü	2-5 Aks Düğümü	1-6 Aks Düğümü
4	5468.43	4884.01	3416.60	3415.62	1695.93	1.60	1.60	2.88
3	5350.69	4748.68	3416.60	3415.62	1695.93	1.57	1.57	2.80
2	5503.44	4862.52	4171.98	4170.71	2070.92	1.32	1.32	2.35
1	5647.30	4960.70	4171.98	4170.71	2070.92	1.35	1.35	2.40

Böylece TBDY 2018’in 9.3.2.1 maddesindeki kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu yerine getirilmiştir [TBDY, 2018].

Moment çerçevenin yapısal analizlerinde kullanılan ve elemanların geometrik ön kusurlarını dikkate alan yük kombinasyonları Tablo 3.21’de ifade edilmiştir.

Tablo 3.21:Geometrik ön kusurları dikkate alan yük kombinasyonları.

<b>Kombinasyon No</b>	<b>Kombinasyon Detayı</b>
1-2	1.4G±1.4NG
3-4	1.2G+1.6Q+0.5S±(1.2NG+1.6NQ)
5-6	1.2G+1.6Q+0.5Q <sub>r</sub> ±(1.2NG+1.6NQ+0.5NQ <sub>r</sub> )
7-8	1.2G+1Q+1.6S±(1.2NG+1NQ)
9-10	1.2G+1Q+1.6Q <sub>r</sub> ±(1.2NG+1NQ+1.6NQ <sub>r</sub> )
11-12	(1.2+0.2S <sub>DS</sub> )G+1Q+0.2S±E
13-14	(1.2-0.2S <sub>DS</sub> )G±E
15	1G
16	1G+1Q

Görüldüğü gibi deprem yüklerini içeren kombinasyonlarda geometrik ön kusurlardan kaynaklı fiktif yüklemeler bulunmamaktadır. Geometrik ön kusurların deprem yükü içeren kombinasyonlarda dikkate alınması için ÇYTHYDE madde 6.2.2.2’de ifade edildiği gibi azaltılmış rijitliklerle yapılan ikinci merteye yer değiştirmelerin ( $\Delta_2$ ) birinci merteye yer değiştirmelere ( $\Delta_1$ ) oranı kontrol edilmiştir [ÇŞB, 2018].

Tablo 3.22: Birinci ve ikinci merteye analiz yer değiştirme oranlaması

<b>Kombinasyon No</b>	$\Delta_1$ (cm)	$\Delta_2$ (cm)	$\Delta_2/\Delta_1$
1	0.098	0.1194	1.218
2	-0.0912	-0.1109	1.216
3	0.1165	0.1419	1.218
4	-0.111	-0.135	1.216
5	0.121	0.1474	1.218
6	-0.1155	-0.1405	1.216
7	0.1043	0.1271	1.219
8	-0.0987	-0.12	1.216
9	0.1188	0.1447	1.218
10	-0.1132	-0.1377	1.216
11	3.2015	4.0671	1.270
12	-3.1948	-4.0584	1.270
13	3.1998	3.965	1.239
14	-3.1965	-3.9608	1.239
15	0.0024	0.003	1.250
16	0.0023	0.0029	1.261

Tablo 3.22’de görüldüğü gibi ikinci mertebe yer değiştirmelerin birinci mertebe yer değiştirmelere oranı bütün kombinasyonlar için 1.7’den azdır. Bu yüzden geometrik ön kusurların yatay yük içeren kombinasyonlarda dikkate alınmasına gerek kalmamıştır [ÇŞB, 2018].

İkinci mertebe analizlerde ÇYTHYDE madde 6.2.3’te belirtildiği şekilde yapının doğrusal olmayan davranışının stabiliteye etkisini gözetmek için çerçeve elemanlarının rijitlikleri %20 oranında azaltılmıştır. Aynı maddede ifade edilen  $\tau_b$  ilave rijitlik azaltma katsayısının belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle çerçeve kolonlarının (3.23) ve (3.24) eşitlikleri yardımıyla  $\tau_b$  ilave rijitlik azaltma katsayısı Tablo 3.23’teki gibi belirlenmiştir [ÇŞB, 2018].

$$\alpha^{P_r/P_y} \leq 0.5 \quad \tau_b = 1 \quad (3.23)$$

$$\alpha^{P_r/P_y} > 0.5 \quad \tau_b = 4 \left( \alpha^{P_r/P_y} \right) \left[ 1 - \left( \alpha^{P_r/P_y} \right) \right] \quad (3.24)$$

Burada  $P_r$  elemanların ikinci mertebe analiz yük kombinasyonlarının zarfı için gerekli aksel basınç dayanımı,  $P_y$  elemanın aksel akma dayanımıdır.  $\alpha$  katsayısının ise YDKT için 1.0 olarak alınacağı aynı maddede ifade edilmektedir.

Tablo 3.23:Eksenel kuvvete bağlı ilave rijitlik katsayısı ( $\tau_b$ ) kontrolü.

	Kat	Kesit	$P_r$ (kN)	$P_y$ (kN)	$P_r/P_y$	$\tau_b$
Dış Kolon	Çatı	HE500M	152.43	12222.65	0.01	1
	4	HE500M	375.18	12222.65	0.03	1
	3	HE500M	614.37	12222.65	0.05	1
	2	HE550M	880.76	12581.20	0.07	1
	1	HE550M	1135.81	12581.20	0.08	1
İç Kolon	Çatı	HE550M	240.82	12581.20	0.02	1
	4	HE550M	491.82	12581.20	0.04	1
	3	HE550M	766.8	12581.20	0.06	1
	2	HE600M	1058.07	12911.35	0.08	1
	1	HE600M	1350.1	12911.35	0.10	1

Görüldüğü gibi çerçeve kolonlarının tümünde  $\tau_b$  katsayısı 1 olarak belirlenmiş olup eğilme rijitliğinde ilave bir azaltma yapılmasına gerek kalmamıştır.

Rijitlik azaltma katsayısı kontrolünün ardından çerçeve elemanlar için dayanım kontrolü yapılmıştır. Moment çerçeve kolon ve kiriş elemanları için eğilme momenti

ve eksenel kuvvet etkileşimi ÇYTHYDE madde 11.1.1’de ifade edilen (3.25) ve (3.26) eşitliklerine göre incelenmektedir [ÇŞB, 2018].

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.25)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.26)$$

Ancak bu çalışmada elemanların eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkileşimi işlem kolaylığı olması adına eksenel basınç katsayısı ( $p$ ) ile kuvvetli ve zayıf eksen etrafındaki eğilme momenti katsayıları ( $b_x$  ve  $b_y$ ) oluşturularak (3.27) ve (3.28) eşitliklerine göre irdelenmiştir [Akbaş vd., 2019].

$$pP_r \geq 0.2 \quad pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0 \quad (3.27)$$

$$pP_r < 0.2 \quad \frac{1}{2} pP_r + \frac{9}{8} (b_x M_{rx} + b_y M_{ry}) \leq 1.0 \quad (3.28)$$

Burada kullanılan dayanım katsayıları,  $p = \frac{1}{\phi_c P_n}$ ,  $b_x = \frac{8}{9\phi_b M_{nx}}$  ve  $b_y = \frac{8}{9\phi_b M_{ny}}$  ile elde edilmiştir.  $P_r$  gerekli eksenel basınç kuvveti,  $P_c$  tasarım eksenel kuvvet dayanımı,  $M_{rx}$  ve  $M_{ry}$  eksenler etrafında gerekli eğilme momenti,  $M_{cx}$  ve  $M_{cy}$  ise eksenler etrafında tasarım eğilme momentini ifade etmektedir [Akbaş vd., 2019].

Elemanların dayanım kontrolü yapılırken bütün elemanların  $p$ ,  $b_x$  ve  $b_y$  katsayıları hazır tablolardan alınarak inceleme yapılmıştır [Akbaş vd., 2019].

İç ve dış kolonların kuvvet ile eğilme momenti etkileşiminin tahkiki Tablo 3.21’deki bütün yükleme durumlarına göre Tablo B1.1 ve Tablo B1.2’de gösterilmiştir. Burada iki boyutlu model üzerinde tek yönde analiz yapıldığı için etkileşim formüllerinde  $b_y$  bileşeni dikkate alınmamıştır.

Tablo B1.1 ve Tablo B1.2’de görüleceği gibi iç ve dış kolonların tümü yapıya gelen yükler için dayanım şartını sağlamıştır.

Kiriş elemanlar için dayanım kontrolü de aynı şekilde yapılacaktır. Ancak kiriş elemanlarda eksenel yükler dikkate alınmayıp, sadece eğilme momenti için birinci ve ikinci mertebe analiz sonuçlarına göre dayanım kontrolleri Tablo B1.3’te ifade edildiği gibi yapılmıştır.

Tablo B1.3'te görüleceği gibi kat kirişlerinde dikkate alınan bütün yükleme durumları için lineer ve lineer olmayan analiz durumlarında dayanım koşulu ( $M_c > M_r$ ) sağlanmıştır.

Dayanım kontrolünün ardından en son olarak çerçevede kullanılan kolon ve kiriş elemanların yerel burkulma sınır durumu ile süneklik düzeyi kontrolleri Tablo 3.24 ve Tablo 3.25'de yapılmıştır. Bütün elemanlar için yerel burkulma sınır durumu kontrolleri ÇYTHYDE'de Tablo 5.1A ile Tablo 5.1B esas alınarak, süneklik düzeyi kontrolleri ise TBDY'de Tablo 9.3 esas alınarak yapılmıştır [TBDY, 2018], [ÇŞB, 2018].

Tablo 3.24:Kolonlar için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.

	Kat	Kesit	$b_f/2t_f$	$h/t_w$	$\lambda_{p,başıtk}$	$\lambda_{p,gövde}$	Yerel Burkulma	$\lambda_{hd,başıtk}$	$\lambda_{hd,gövde}$	$\lambda_{md,başıtk}$	$\lambda_{md,gövde}$	Süneklik
Dış Kolon	Çatı	HE500M	3.8	18.6	13.29	35.37	Narin Olmayan	7.12	58.15	9.02	89.25	Yüksek Sünek
	4	HE500M	3.8	18.6			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	3	HE500M	3.8	18.6			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	2	HE550M	3.8	20.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	1	HE550M	3.8	20.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
İç Kolon	Çatı	HE550M	3.8	20.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	4	HE550M	3.8	20.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	3	HE550M	3.8	20.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	2	HE600M	3.8	23.1			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
	1	HE600M	3.8	23.1			Narin Olmayan					Yüksek Sünek

Tablo 3.25:Kirişler için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.

Kat	Kesit	$b_f/2t_f$	$h/t_w$	$\lambda_{sp,başıtk}$	$\lambda_{sp,gövde}$	$\lambda_{cp,başıtk}$	$\lambda_{cp,gövde}$	Yerel Burkulma	$\lambda_{hd,başıtk}$	$\lambda_{hd,gövde}$	$\lambda_{md,başıtk}$	$\lambda_{md,gövde}$	Süneklik
Çatı	HE400B	6.3	22.1	9.02	89.25	23.74	135.29	Kompakt	7.12	58.15	9.02	89.25	Yüksek Sünek
4	HE450B	5.8	24.6					Kompakt					Yüksek Sünek
3	HE450B	5.8	24.6					Kompakt					Yüksek Sünek
2	HE500B	5.4	26.9					Kompakt					Yüksek Sünek
1	HE500B	5.4	26.9					Kompakt					Yüksek Sünek

Tablo 3.24 ve Tablo 3.25'de görüldüğü gibi kolon ve kiriş elemanlar için yerel burkulma sınır durumuna uygun süneklik düzeyi yüksek elemanlar seçilmiş olup, seçilen profillerin moment çerçevede kullanımına bir engel yoktur. Tasarımı tamamlanan moment çerçevede kullanılan kesitler Tablo 3.26'da gösterilmiştir.

Tablo 3.26: Moment çerçeve elemanları nihai kesitler.

Kat	Dış Kolon	İç Kolon	Kiriş
Çatı	HE500M	HE550M	HE400B
4	HE500M	HE550M	HE450B
3	HE500M	HE550M	HE450B
2	HE550M	HE600M	HE500B
1	HE550M	HE600M	HE500B

### 3.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçevelerin Tasarımı

TBDY 2018’de burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve yapılarının hakim doğal titreşim periyotları ( $T_p^{(x)}$ ) için özel bir ifade bulunmaması nedeniyle, yapıların tasarımında dikkate alınan periyotların farklı olması gerektiği de düşünülerek burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveli yapı tasarımında ASCE 7-10 12.8.2.1 maddesinde ifade edilen yaklaşık hakim periyot üzerinden hesaplama yapılmıştır [ASCE, 2010].

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.29)$$

$$T_p^{(x)} = T_a = 0.0731x(17.5)^{0.75} = 0.63$$

Burada  $C_t$  ve  $x$  katsayıları ASCE 7-10 Tablo 12.8-2’den burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler için 0.0731 ve 0.75 olarak elde edilmiştir.  $h_n$  değeri ise binanın temel üstü yüksekliği olarak moment çerçeveli yapı tasarımındaki gibi 17.5 m olarak alınacaktır [ASCE, 2010].

Belirlenen hakim doğal titreşim periyoduna göre elastik tasarım spektral ivme değeri ( $S_{ae}(T)$ ) Şekil 3.2’de ifade edildiği gibi bulunur [TBDY, 2018].

$$T_B = 0.348 \leq T_p^{(x)} = 0.63 \leq T_L = 6 \quad S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.36}{0.63} = 0.57 \quad (3.30)$$

Yatay yük taşıyıcı sistemi olarak burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevenin tercih edilmesi durumunda kullanılacak yapısal parametreler TBDY 2018 Tablo 4.1’den elde edilerek Tablo 3.27’de listelenmiştir [TBDY, 2018].

Tablo 3.27:Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevesel tasarım parametreleri.

Parametre	Değer
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)	8
Dayanım fazlalığı katsayısı (D)	2.5
İzin verilen bina yükseklik sınıfları (BYS)	$\geq 2$

TBDY 2018 4.2.1.2 maddesine göre deprem yükleri azaltma katsayısı ( $R_a(T)$ ) hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$T = 0.63 > T_B = 0.348 \quad R_a(T) = \frac{R}{I} = \frac{8}{1} = 8 \quad (3.31)$$

Yatay yöndeki deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılacak azaltılmış tasarım spektral ivmesi ( $S_{aR}(T)$ ) TBDY 2018'in 4.4.1 maddesine göre belirlenmiştir [TBDY, 2018].

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} = \frac{0.57}{8} = 0.071 \quad (3.32)$$

Binaya yatay yönde etkiyen ve taban kesme kuvveti olarak da adlandırılan toplam eşdeğer deprem yükü ( $V_{tE}^{(x)}$ ) yönetmelik 4.7.1.1 maddesine göre hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$V_{tE}^{(x)} = wS_{aR}(T_p^{(x)}) \geq 0.04m_t I S_{DS} g \quad (3.33)$$

$$V_{tE}^{(x)} = 37256 \times 0.071 = 2645.18 \geq 0.04 \times 3797.76 \times 1.034 \times 9.81 = 1540.91 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(x)} = 2645.18 \text{ kN}$$

Hesaplanan eşdeğer deprem yükünün dışında çatı katı için ilave eşdeğer deprem yükü ( $\Delta F_{NE}^{(x)}$ ) hesabı yönetmelik 4.7.2.2 maddesine göre yapılmıştır [TBDY, 2018].

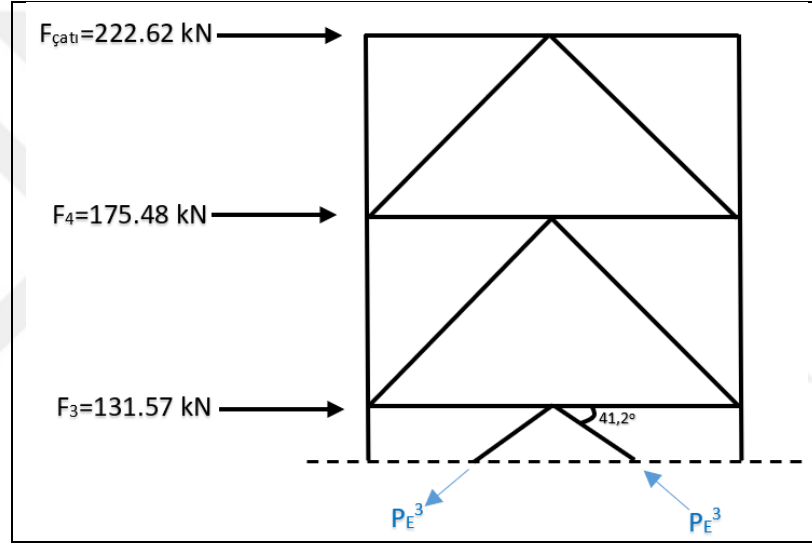
$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0.0075 N V_{tE}^{(x)} \quad (3.34)$$

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0.0075 \times 5 \times 2645.18 = 99.19 \text{ kN}$$



Yapıya etkiyen yatay deprem yükleri aynı doğrultuda A ve F aksları boyunca uzanan özdeş burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveler tarafından karşılanacağı için bulunan eşdeğer deprem yüklerinin her kat için dörtte biri dikkate alınarak tasarıma devam edilmiştir.

Çaprazlar için gerekli aksel kuvvetlerin bulunması amacıyla TBDY 2018 madde 9.9.2.2'ye uygun olarak yalnızca deprem yükleri dikkate alınmıştır. Yatay deprem yüklerinin çapraz elemanlarda oluşturacağı aksel kuvvetlerin belirlenebilmesi amacıyla Şekil 3.8'de üçüncü kat için örnek olarak gösterilen serbest cisim diyagramları bütün katlar için oluşturularak hesaplamalar yapılmıştır [TBDY, 2018].



Şekil 3.8: Deprem yükleme durumunda üçüncü kat çapraz aksel kuvvetlerinin belirlenmesi.

Şekil 3.8'de gösterilen serbest cisim diyagramına bakıldığında yatay kuvvet denklığı (3.36) eşitliğindeki gibi kurulmuştur.

$$F_n + F_{n+1} + F_{catı} = 2P_E^n \cos\theta \quad (3.36)$$

$$P_E^n = \frac{F_n + F_{n+1} + F_{catı}}{2\cos\theta}$$

Yapılan hesaplamalar ile kat deprem kuvvetlerine göre çaprazlar için elde edilen gerekli aksel kuvvetler Tablo 3.29'de gösterilmiştir.

Tablo 3.29:Çapraz elemanlarının deprem yüklerine göre gerekli aksenal kuvvetleri.

<b>Kat</b>	<b><math>P_E</math> (kN)</b>
Çatı	147.94
4	264.55
3	351.98
2	410.27
1	439.41

TBDY 2018 madde 9.9.3.2'ye göre (3.37) eşitliği ile çapraz elemanlar için kullanılan çelik çekirdek malzemesi ve belirlenen gerekli aksenal kuvvet değerlerine göre akmaya uğrayacak çelik çekirdeğin minimum enkesit alanları belirlenmiştir. Çekirdekte kullanılan levhalar için S275 sınıfı çelik malzemesi tercih edilmiştir [TBDY, 2018].

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (3.37)$$

Minimum en kesit alanlarına göre çekirdek levhalarının genişlikleri 20 mm olacak şekilde sabit tutularak plaka yükseklikleri Tablo 3.30'daki gibi belirlenmiştir.

Tablo 3.30:Çapraz çelik çekirdek plaka kesitlerinin belirlenmesi.

<b>Kat</b>	<b><math>P_r</math> (kN)</b>	<b><math>A_{sc,min}</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>t_{sc}</math> (mm)</b>	<b><math>b_{sc}</math> (mm)</b>	<b><math>A_{sc}</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>b/t</math></b>
Çatı	147.94	597.73	20	100	2000	5.0
4	264.55	1068.88	20	100	2000	5.0
3	351.98	1422.14	20	100	2000	5.0
2	410.27	1657.64	20	120	2400	6.0
1	439.41	1775.40	20	120	2400	6.0

Çekirdek levha kesitlerinin belirlenmesinde tasarım aksenal kuvvet dayanımı ( $\phi P_{y_{sc}}$ ) hesaplanırken TBDY 2018 madde 9.9.3.2'te ifade edildiği gibi YDKT yaklaşımına göre  $\phi$  katsayısı 0.9 olarak alınmıştır [TBDY, 2018].

Belirlenen çekirdek levha kesitlerine göre TBDY 2018 madde 9.9.2.1'de ifade edilen (3.38) ve (3.39) eşitlikleri yardımıyla çapraz çekme ve basınç kuvvetleri her kat için Tablo 3.31'de gösterildiği şekilde hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

$$T = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (3.38)$$

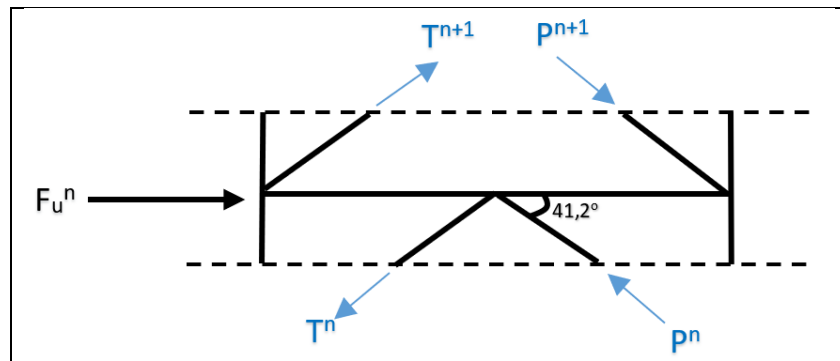
$$P = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (3.39)$$

Burada, olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı olan  $R_y$  katsayısı S275 çelik sınıfı için TBDY 2018 Tablo 9.2’den 1.3 olarak dikkate alınmıştır. Pekleşme etkisi düzeltme katsayısı ( $\omega$ ) ile basınç dayanımı düzeltme katsayısının ( $\beta$ ) belirlenmesi için herhangi bir deney yapılmamıştır. Sabelli ve diğerlerinin 2005 yılında yaptıkları bir çalışmada bu katsayılar için belirttikleri tipik aralık değerlerinin ortalaması alınarak  $\omega$  ve  $\beta$  değerleri 1.35 ve 1.12 şeklinde dikkate alınmıştır [Sabelli et al., 2005].

Tablo 3.31: Maksimum çapraz basınç ve çekme kuvveti hesaplaması.

Kat	$A_{sc}$ ( $\text{mm}^2$ )	$R_y$	$\omega$	$\beta$	$F_{ysc}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$T$ (kN)	$P$ (kN)
Çatı	2000.00	1.3	1.35	1.12	275	965.25	1081.08
4	2000.00					965.25	1081.08
3	2000.00					965.25	1081.08
2	2400.00					1158.30	1297.30
1	2400.00					1158.30	1297.30

Çaprazlarda maksimum çekme ve basınç kuvvetlerinin oluşması durumunda Şekil 3.9’da gösterilen serbest cisim diyagramı üzerinden kat kirişleri için yatay sismik yük etkisi ( $F_u$ ) ile en büyük kiriş uç reaksiyonları ( $P_e$ ) ve TBDY 2018’de ifade edilen arttırılmış deprem etkilerini göz önüne alan  $1.4068G+0.5Q+0.2S+2.5E$  yük kombinasyonuna göre talep eksenel kuvvetleri ( $P_r$ ) Tablo 3.32’teki gibi hesaplanmıştır [TBDY, 2018].

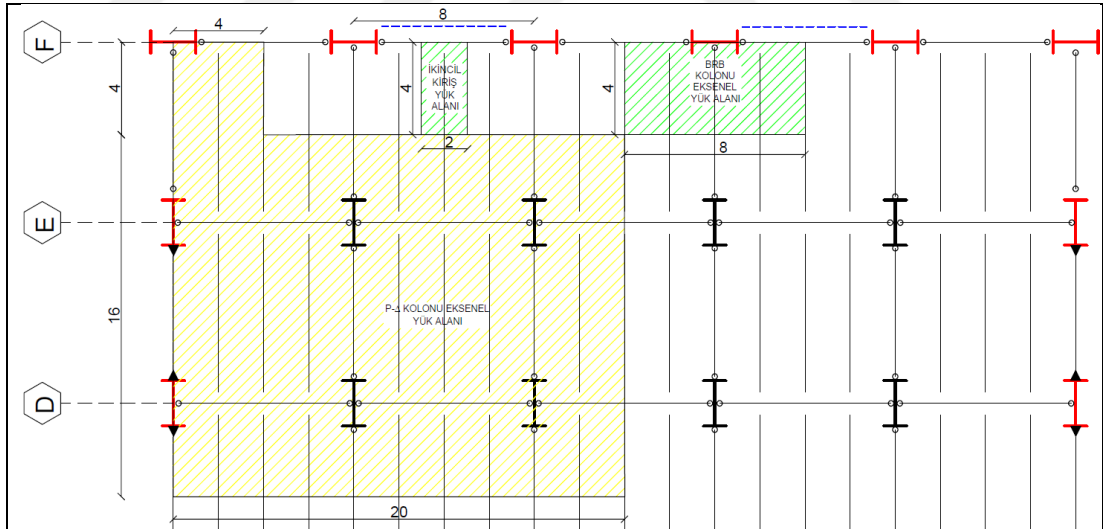


Şekil 3.9: Çaprazlı çerçeve kirişleri yatay kuvvet denkleğinin sağlanması.

Tablo 3.32:Çaprazlı çerçeve kirişleri eksenel kuvvet hesaplaması.

Kat	$F_u$ (kN)	$P_e$ (kN)	$P_r$ (kN)
Çatı	1539.69	769.85	1924.61
4	0	813.42	2033.55
3	0	813.42	2033.55
2	307.94	813.42	2033.55
1	0	976.11	2440.27

Çaprazlı çerçeve kirişleri üzerinde oluşacak momentin ( $M_r$ ) belirlenebilmesi amacıyla plan üzerinde her bir ikincil kirişten burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve kirişine aktarılacak tekil yük değerleri ( $P_g$ ), bütün düşey yükler için çatı katı ve diğer katlarda Şekil 3.10’da gösterilen yük alanı üzerinden hesaplanmıştır. Hesaplanan bu tekil yüklerin kiriş üzerinde oluşturacağı en büyük momentler ( $M_{DL}$ ,  $M_{LL}$ ,  $M_{SL}$ ) ve çaprazların dengelenmemiş kuvvetleri nedeniyle oluşacak momentlere ( $M_E$ ) bağlı olarak TBDY 2018’de ifade edilen arttırılmış deprem etkilerini göz önüne alan  $1.4068G+0.5Q+0.2S+2.5E$  yük kombinasyonu ile talep edilen moment ( $M_r$ ) bütün katlar için Tablo 3.33’de gösterilmiştir [TBDY, 2018].



Şekil 3.10:Çaprazlı çerçeve yapı yük alanları.

Tablo 3.33:Çaprazlı çerçeve kirişleri moment hesaplaması.

Kat	$M_E$ (kNm)	$P_{g,DL}$ (kN)	$P_{g,LL}$ (kN)	$P_{g,SL}$ (kN)	$M_{DL}$ (kNm)	$M_{LL}$ (kNm)	$M_{SL}$ (kNm)	$M_r$ (kNm)
Çatı	152.59	28.88	12	6	115.52	48	24	572.79
4	152.59	33.2	16		132.8	64		600.30
3	152.59	33.2	16		132.8	64		600.30
2	183.12	33.2	16		132.8	64		676.62
1	183.12	33.2	16		132.8	64		676.62

Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin kirişlerinde çaprazların dengelenmemiş kuvvetlerinden dolayı aksenal kuvvet ve moment talepleri oluşacaktır. Bu nedenle bu elemanlar için kesit belirlenirken ÇYTHYDE madde 11.1.1’de ifade edilen (3.40) ve (3.41) eşitliklerine göre değerlendirme yapılmıştır [ÇŞB, 2018].

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.40)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.41)$$

Kolaylık olması açısından moment çerçevesel tasarımın kolonlarında olduğu gibi burada da aksenal basınç katsayısı ( $p$ ) ile kuvvetli ve zayıf eksen etrafındaki eğilme momenti katsayıları ( $b_x$  ve  $b_y$ ) oluşturularak (3.42) ve (3.43) eşitliklerine göre inceleme yapılmıştır [Akbaş vd., 2019].

$$pP_r \geq 0.2 \quad pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0 \quad (3.42)$$

$$pP_r < 0.2 \quad \frac{1}{2} pP_r + \frac{9}{8} (b_x M_{rx} + b_y M_{ry}) \leq 1.0 \quad (3.43)$$

Burada kullanılan dayanım katsayıları,  $p = \frac{1}{\phi_c P_n}$ ,  $b_x = \frac{8}{9\phi_b M_{nx}}$  ve  $b_y = \frac{8}{9\phi_b M_{ny}}$  ile elde edilmiştir.  $P_r$  gerekli aksenal basınç kuvveti,  $P_c$  tasarım aksenal kuvvet dayanımı,  $M_{rx}$  ve  $M_{ry}$  eksenler etrafında gerekli eğilme momenti,  $M_{cx}$  ve  $M_{cy}$  ise eksenler etrafında tasarım eğilme momentini ifade etmektedir [Akbaş vd., 2019].

Elemanların dayanım kontrolü yapılırken bütün elemanların  $p$ ,  $b_x$  ve  $b_y$  katsayıları hazır tablolardan alınarak inceleme yapılmıştır [Akbaş vd., 2019].

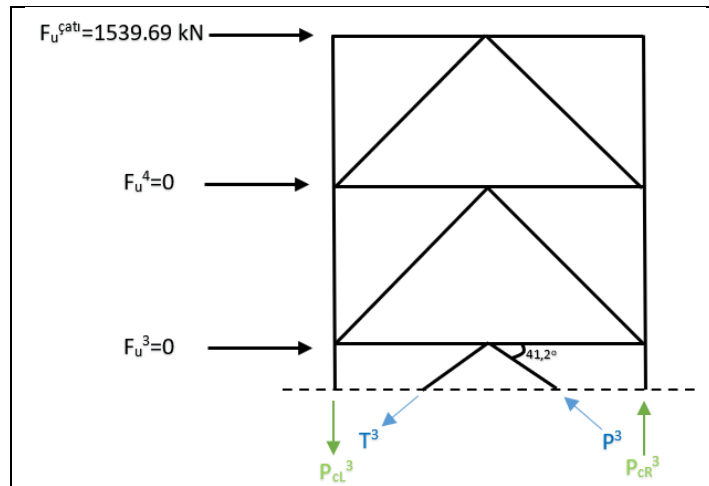
Çaprazlı çerçeve kirişleri için Tablo 3.32 ve Tablo 3.33’te hesaplanan  $P_r$  ve  $M_r$  değerlerine göre Tablo 3.34’deki gibi kesitler belirlenmiş ve (3.42) ve (3.43) eşitlikleri yardımıyla aksenal kuvvet moment etkileşiminin sağlanması kontrolü yapılmıştır.

Tablo 3.34:Çaprazlı çerçeve kiriş kesitlerinin belirlenmesi.

Kat	Kiriş Kesiti	$p$ ( $10^{-3}$ )	$b_x$ ( $10^{-3}$ )	$P_c$ (kN)	$M_c$ (kNm)	$P_r$ (kN)	$M_r$ (kNm)	P-M Etkileşimi
Çatı	HE300M	0.219	0.751	4566.21	1183.61	1924.61	572.79	0.85
4	HE300M	0.219	0.751	4566.21	1183.61	2033.55	600.30	0.90
3	HE300M	0.219	0.751	4566.21	1183.61	2033.55	600.30	0.90
2	HE320M	0.215	0.695	4651.16	1278.98	2033.55	676.62	0.91
1	HE320M	0.215	0.695	4651.16	1278.98	2440.27	676.62	0.99

Kirişler için seçilen kesitler incelendiğinde eksenel kuvvet eğilme momenti etkileşim oranlarının (3.40) ve (3.41) eşitliklerine göre kabul edilebilir seviyelerde olduğu görülmektedir.

Çaprazlı çerçevelerin kolon tasarımı için Şekil 3.10’da gösterilen yük alanı üzerinden düşey yüklerin meydana getireceği eksenel yükler ( $P_{c,DL}$ ,  $P_{c,LL}$ ,  $P_{c,SL}$ ) tüm kat kolonları için hesaplanmıştır. Sismik etkilerden dolayı kolonlarda oluşacak eksenel kuvvetin belirlenebilmesi amacıyla Şekil 3.11’de üçüncü kat için örnek olarak gösterilen serbest cisim diyagramları bütün katlar için oluşturularak hesaplamalar yapılmıştır. Aynı kattaki çaprazlarının çekme ve basınç kuvvetleri ve üst katlardaki yatay sismik kuvvetlerin ( $F_u$ ) sağ ve sol düğüm noktalarında oluşturduğu moment denkliklerinden her iki tarafın kolon eksenel kuvvetleri ( $P_{c,R}$  ve  $P_{c,L}$ ) hesaplanmıştır. Katlarda hesaplanan her iki kolon kuvvetlerinin en büyüğü ise sismik kolon eksenel yükü olarak ( $P_{c,e}$ ) dikkate alınmıştır.



Şekil 3.11:Çaprazlı çerçeve üçüncü kat kolonları sismik eksenel yükün belirlenmesi.

Düşey yükler ve sismik etkiler nedeniyle kat kolonlarında oluşacak eksenel yük talebinin ( $P_r$ ) TBDY 2018’de ifade edilen arttırılmış deprem etkilerini göz önüne alan

$1.4068G+0.5Q+0.2S+2.5E$  yük kombinasyonu esas alınarak hesaplanması Tablo 3.35'te gösterilmiştir [TBDY, 2018].

Tablo 3.35:Çaprazlı çerçeve kolonları aksenal yük talebinin belirlenmesi.

Kat	$P_{c,DL}$ (kN)	$P_{c,LL}$ (kN)	$P_{c,SL}$ (kN)	$P_{c,R}$ (kN)	$P_{c,L}$ (kN)	$P_{c,e}$ (kN)	$P_r$ (kN)
Çatı	115.52	48	24	-38.15	38.15	38.15	286.68
4	248.32	112	24	635.47	711.76	711.76	2189.54
3	381.12	176	24	1309.08	1385.38	1385.38	4092.40
2	513.92	240	24	1975.06	2066.62	2066.62	6014.34
1	646.72	304	24	2783.40	2874.96	2874.96	8254.01

Seçilen kolon kesitlerinin 3.5 metre burkulma boyu üzerinden kapasiteleri ( $P_c$ ) ÇYTHYDE madde 8.2.1'de ifade edilen eğilmeli burkulma sınır durumuna göre belirlenmiş ve bu kesitlerin kolon aksenal yük taleplerini karşılayabileceği Tablo 3.36'da gösterilmiştir.

Tablo 3.36:Çaprazlı çerçeve kolon kesitlerinin seçilmesi.

Kat	Kolon Kesiti	$P_c$ (kN)	$P_r$ (kN)	Dayanım Oranı
Çatı	HE240M	5088.09	286.68	0.06
4	HE240M	5088.09	2189.54	0.43
3	HE240M	5088.09	4092.40	0.80
2	HE300M	8384.63	6014.34	0.72
1	HE300M	8384.63	8254.01	0.98

Çerçevede kullanılan kolon ve kiriş eleman kesitlerinin yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolleri Tablo 3.37 ve Tablo 3.38'deki gibi yapılmıştır. Burkulma sınır durumu kontrolleri ÇYTHYDE'de Tablo 5.1A ile Tablo 5.1B esas alınarak, süneklik düzeyi kontrolleri ise TBDY 2018'de Tablo 9.3 esas alınarak yapılmıştır [TBDY, 2018], [ÇŞB, 2018].

Tablo 3.37:Çaprazlı çerçeve kolonları için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolleri.

Kat	Kesit	$b_f/2t_f$	$h/t_w$	$\lambda_r^{başlık}$	$\lambda_r^{gövde}$	Yerel Burkulma	$\lambda_{hd}^{başlık}$	$\lambda_{hd}^{gövde}$	$\lambda_{md}^{başlık}$	$\lambda_{md}^{gövde}$	Süneklik
Çatı	HE240M	3.9	9.1	13.29	35.37	Narin Olmayan	7.12	58.15	9.02	89.25	Yüksek Sünek
4	HE240M	3.9	9.1			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
3	HE240M	3.9	9.1			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
2	HE300M	4.0	9.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek
1	HE300M	4.0	9.9			Narin Olmayan					Yüksek Sünek

Tablo 3.38:Çaprazlı çerçeve kirişleri için yerel burkulma sınır durumu ve süneklik düzeyi kontrolü.

Kat	Kesit	$b_f/2t_f$	$h/t_w$	$\lambda_p^{başlık}$	$\lambda_p^{gövde}$	$\lambda_r^{başlık}$	$\lambda_r^{gövde}$	Yerel Burkulma	$\lambda_{hd}^{başlık}$	$\lambda_{hd}^{gövde}$	$\lambda_{md}^{başlık}$	$\lambda_{md}^{gövde}$	Süneklik
Çatı	HE300M	4.0	9.9	9.02	89.25	23.74	135.29	Kompakt	7.12	58.15	9.02	89.25	Yüksek Sünek
4	HE300M	4.0	9.9					Kompakt					Yüksek Sünek
3	HE300M	4.0	9.9					Kompakt					Yüksek Sünek
2	HE320M	3.9	10.7					Kompakt					Yüksek Sünek
1	HE320M	3.9	10.7					Kompakt					Yüksek Sünek

Tablo 3.37 ve Tablo 3.38’de görüldüğü gibi kolon ve kiriş elemanlar için yerel burkulma sınır durumuna uygun süneklik düzeyi yüksek elemanlar seçilmiş olup, seçilen profillerin çaprazlı çerçevede kullanımına bir engel yoktur. Tasarımı tamamlanan burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevede kullanılan kesitler Tablo 3.39’da gösterilmiştir.

Tablo 3.39:Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve elemanları nihai kesitler.

Kat	Çapraz	Kiriş	Kolon
Çatı	100x20	HE300M	HE240M
4	100x20	HE300M	HE240M
3	100x20	HE300M	HE240M
2	120x20	HE320M	HE300M
1	120x20	HE320M	HE300M

# 4. SAYISAL MODELLEMeye İLİŞKİN ESAS VE KABULLER

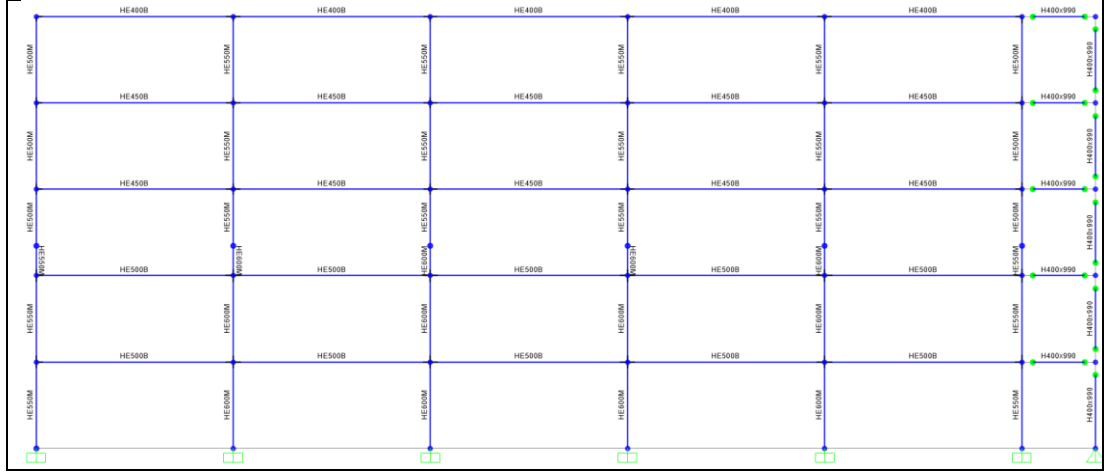
## 4.1. Moment Çerçeve Modellemesi

Tasarımı yapılan moment çerçevenin doğrusal olmayan analizlere göre modellenebilmesi için TBDY 2018'de modelleme parametrelerinin ayrıca ifade edilmemesinden dolayı ASCE 41-17 9.4.2.4 maddesinde belirtilen ve Şekil 4.1'de gösterilen kriterlere göre modelleme yapılmıştır [ASCE, 2017].

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions						
Modeling Parameters			Acceptance Criteria			
Plastic rotation angle a and b (radians)			Plastic rotation angle (radians)			Performance Level
Residual strength ratio c			IO	LS	CP	
<b>Beams</b>						
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			$a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25 <sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>b</sup>
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} > 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$			$a = 4\theta_y$ $b = 6\theta_y$ $c = 0.2$	0.25 <sup>a</sup>	0.75 <sup>a</sup>	<sup>a</sup>
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.						
Table 9-7.1 (Continued). Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions						
Modeling Parameters			Acceptance Criteria			
Plastic rotation angle a and b (radians)			Plastic rotation angle (radians)			Performance Level
Residual strength ratio c			IO	LS	CP	
<b>Columns in Tension<sup>a,b</sup></b>						
1. For $IP_{c0}/P_{ye} < 0.2$			$a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25 <sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>b</sup>
2. For $IP_{c0}/P_{ye} \geq 0.2$			$a = 13.5 (1 - 5/3 IP_{c0}/P_{ye})\theta_y \geq 0$ $b = 16.5 (1 - 5/3 IP_{c0}/P_{ye})\theta_y \geq 0$ $c = 0.6 (1 - 5/3 IP_{c0}/P_{ye}) + 0.2 \geq 0.2$	0.25 <sup>a</sup>	<sup>a</sup>	<sup>b</sup>
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 shall be used						
Table 9-7.2. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components Other Than Beams and Columns—Flexural and Shear Actions						
Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b	c	IO	LS	CP
<b>Column Panel Zones—Shear</b>						
For $IP_{ps} < 0.4$	$12\gamma_y$	$12\gamma_y$	1.0	$1\gamma_y$	$12\gamma_y$	$12\gamma_y$
For $IP_{ps} \geq 0.4$	$20 (1 - IP_{ps})\gamma_y$	$20 (1 - IP_{ps})\gamma_y$	$5/3 (1 - IP_{ps})$	$5/3 (1 - IP_{ps})\gamma_y$	$20 (1 - IP_{ps})\gamma_y$	$20 (1 - IP_{ps})\gamma_y$
<b>Fully Restrained Moment Connections—Flexure<sup>e</sup></b>						
WUF <sup>d</sup>	$0.051 - 0.0013d$	$0.043 - 0.00060d$	0.2	$0.026 - 0.00065d$	$0.0323 - 0.00045d$	$0.043 - 0.00060d$
Bottom haunch in WUF with slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0270	0.036
Bottom haunch in WUF without slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0180	0.023
Welded cover plate in WUF <sup>d</sup>	$0.056 - 0.0011d$	$0.056 - 0.0011d$	0.2	$0.028 - 0.00055d$	$0.0429 - 0.00083d$	$0.056 - 0.0011d$
Improved WUF—bolted web <sup>d</sup>	$0.021 - 0.00030d$	$0.050 - 0.00060d$	0.2	$0.010 - 0.00015d$	$0.0375 - 0.00045d$	$0.050 - 0.00060d$
Improved WUF—welded web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0410	0.054
Free flange <sup>d</sup>	$0.067 - 0.0012d$	$0.094 - 0.0016d$	0.2	$0.034 - 0.00060d$	$0.0705 - 0.0012d$	$0.094 - 0.0016d$
Reduced beam section <sup>d</sup>	$0.050 - 0.00030d$	$0.070 - 0.00030d$	0.2	$0.025 - 0.00015d$	$0.0525 - 0.00023d$	$0.070 - 0.00030d$

Şekil 4.1: Moment çerçevesi için ASCE 41-17'de verilen modelleme parametreleri ve sınır koşulları.

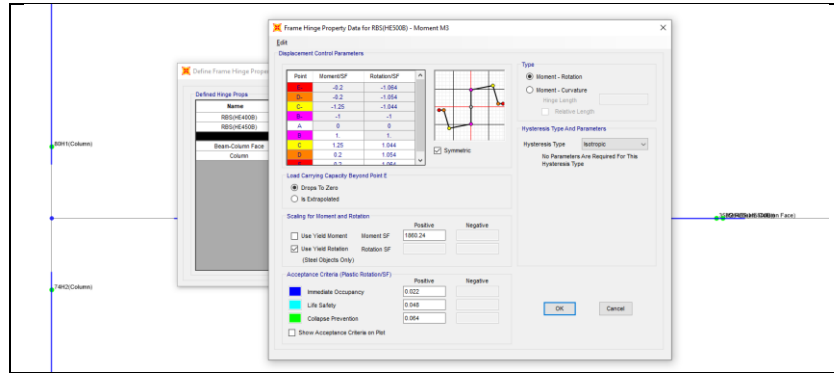
Süneklik düzeyi yüksek moment çerçevesi tasarımda kolon ve kirişlerin birleştiği panel bölgelerinde tüm deformasyonlar ihmal edilerek tasarım yapılmıştır. Bu nedenle bütün birleşim noktalarında kolon ve kiriş elemanların yüksekliğinin yarısı dikkate alınarak tam rijit bölgeler model üzerinde Şekil 4.2'deki gibi oluşturulmuştur.



Şekil 4.2: Moment çerçeve modeli rijitlik ve serbest mafsalların atanması.

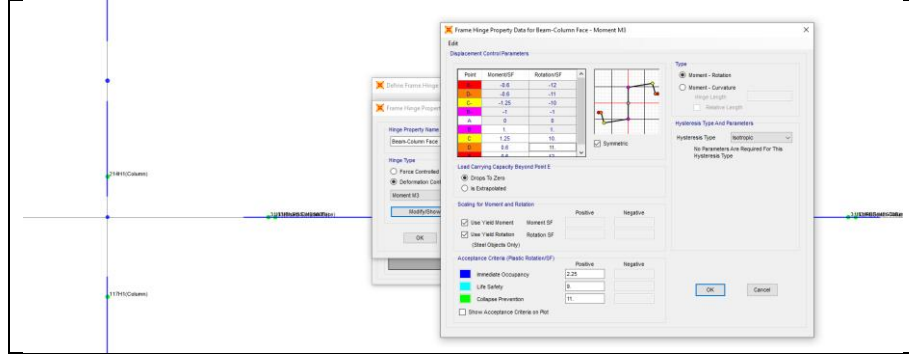
Yapılan analizlerde, yapının maruz kalacağı  $P-\Delta$  etkisi için çaprazlı çerçeve dışındaki kısmını temsil eden sanal  $P-\Delta$  kolonu 2 boyutlu nümerik modele eklenmiştir. Eklenen bu sanal  $P-\Delta$  kolonunun çerçeve ile bağlantıları mafsallı olması gerektiği için model üzerinde de moment taşımayan mafsallar oluşturulmuştur.

Moment çerçeve kirişlerinde zayıflatılmış en kesit bölgeleri düşünülerek tasarım yapılmış olduğundan kiriş elemanları üzerindeki zayıflatılmış bölgeler ve kirişlerin kolon yüzeylerine denk gelen kısımlarında oluşacak plastik mafsallar Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'teki gibi modellenmiştir.



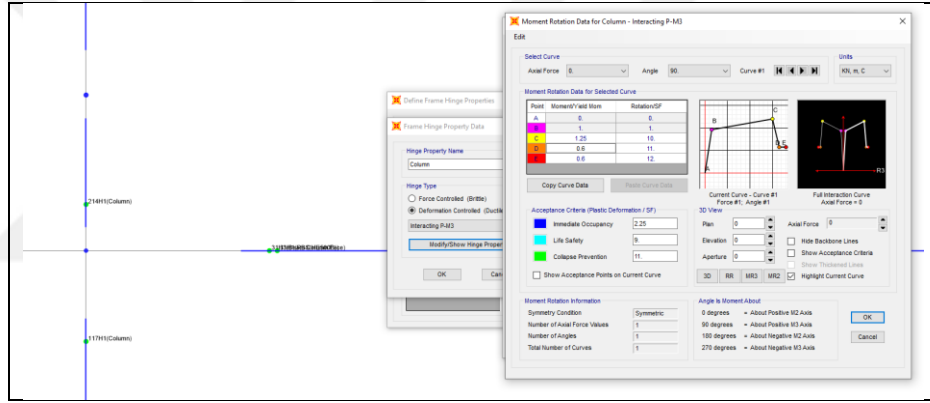
Şekil 4.3: Moment çerçeve zayıflatılmış kiriş bölgesi plastik mafsalları modellemesi.

Kiriş kapasitelerinin azaltılması nedeniyle akma momenti değeri programa tam kapasite hesabına göre tanımlanmamış olup, Tablo 3.13'te hesaplanmış olan zayıflatılmış kesit moment kapasiteleri tanımlanmıştır.



Şekil 4.4: Moment çerçeve kirişleri kolon yüzü bölgesindeki plastik mafsallı modellemesi.

Kolon elemanlarında ise hem aksel kuvvet hem de moment oluşması sebebiyle düğüm noktalarında tanımlanan rijit bölgelerin bitiminde aksel kuvvet eğilme moment etkileşimini gözeterek plastik mafsallar Şekil 4.5'teki gibi oluşturulmuştur.



Şekil 4.5: Moment çerçeve kolonları plastik mafsallı modellemesi.

Plastik mafsallar modele tanımlanırken kiriş ve kolon elemanlarda ASCE 41-17 9.4.2.2.2 maddesinde ifade edildiği gibi pekleşme eğrisinin elastik eğrinin %3'ü olabilmesi için C noktası 1.25 katsayısı ile tanımlanmıştır [ASCE, 2017].

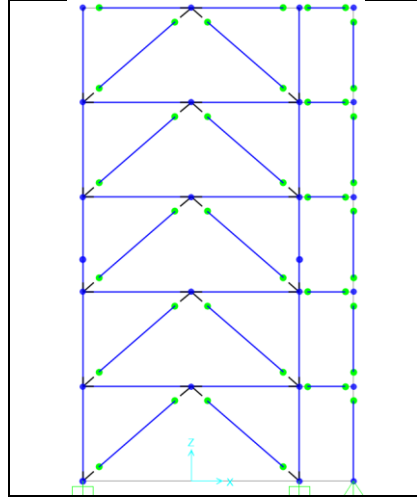
## 4.2. Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeve Modellemesi

Tasarımı yapılan çaprazlı çerçevenin doğrusal olmayan analizlere göre modellenebilmesi için TBDY 2018'de modelleme parametrelerinin ayrıca ifade edilmemesinden dolayı ASCE 41-17 9.5.4.4 maddesinde belirtilen Şekil 4.6'da gösterilen kriterlere göre modelleme yapılmıştır [ASCE, 2017].

Table 9-8. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions						
Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	a	B	c	Residual Strength Ratio		
				IO	LS	CP
<b>Braces in Compression (except EBF braces)<sup>a,b</sup></b>						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	0.5 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$	0.3	0.5 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	10 $\Delta_c$
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	0.5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	0.3	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	0.5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	0.3	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$
4. Single angle	0.5 $\Delta_c$	12 $\Delta_c$	0.3	0.5 $\Delta_c$	9 $\Delta_c$	12 $\Delta_c$
b. Stocky $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane <sup>c</sup> , 2C in-plane <sup>c</sup>	1 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$	0.5	0.5 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	8 $\Delta_c$
2. 2L out-of-plane <sup>c</sup> , 2C out-of-plane <sup>c</sup>	1 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	0.5	0.5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
3. HSS, pipes, tubes	1 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$	0.5	0.5 $\Delta_c$	6 $\Delta_c$	7 $\Delta_c$
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
<b>Braces in Tension (except EBF braces)<sup>a,g</sup></b>						
1. W	10 $\Delta_T$	13 $\Delta_T$	0.6	0.5 $\Delta_T$	10 $\Delta_T$	13 $\Delta_T$
2. 2L	9 $\Delta_T$	12 $\Delta_T$	0.6	0.5 $\Delta_T$	9 $\Delta_T$	12 $\Delta_T$
3. HSS	9 $\Delta_T$	11 $\Delta_T$	0.6	0.5 $\Delta_T$	8 $\Delta_T$	11 $\Delta_T$
4. Pipe	8 $\Delta_T$	9 $\Delta_T$	0.6	0.5 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$	9 $\Delta_T$
5. Single angle	10 $\Delta_T$	11 $\Delta_T$	0.6	0.5 $\Delta_T$	8 $\Delta_T$	10 $\Delta_T$
Columns in tension (except EBF Columns) <sup>e</sup>	5 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$	1.0	0.5 $\Delta_T$	6 $\Delta_T$	7 $\Delta_T$
Buckling-Restrained Braces <sup>h,f</sup>	13.3 $\Delta_y$	13.3 $\Delta_y$	1.0	3.0 $\Delta_y$	10 $\Delta_y$	13.3 $\Delta_y$
Table 9-7.1 (Continued). Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions						
Plastic rotation angle a and b (radians)	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Residual strength ratio c	Plastic rotation angle (radians) Performance Level				
		IO	LS	CP		
<b>Columns in Tension<sup>a,b</sup></b>						
1. For $ P_G /P_{ye} < 0.2$						
a = 9 $\theta_y$				0.25 <sup>d</sup>	a	b
b = 11 $\theta_y$						
c = 0.6						
2. For $ P_G /P_{ye} \geq 0.2$						
a = 13.5 (1 - 5/3  P_G /P_{ye}) $\theta_y \geq 0$				0.25 <sup>d</sup>	a	b
b = 16.5 (1 - 5/3  P_G /P_{ye}) $\theta_y \geq 0$						
c = 0.6 (1 - 5/3  P_G /P_{ye}) + 0.2 $\geq 0.2$						
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 shall be used						

Şekil 4.6:Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve için ASCE 41-17'de verilen modelleme parametreleri ve sınır koşulları.

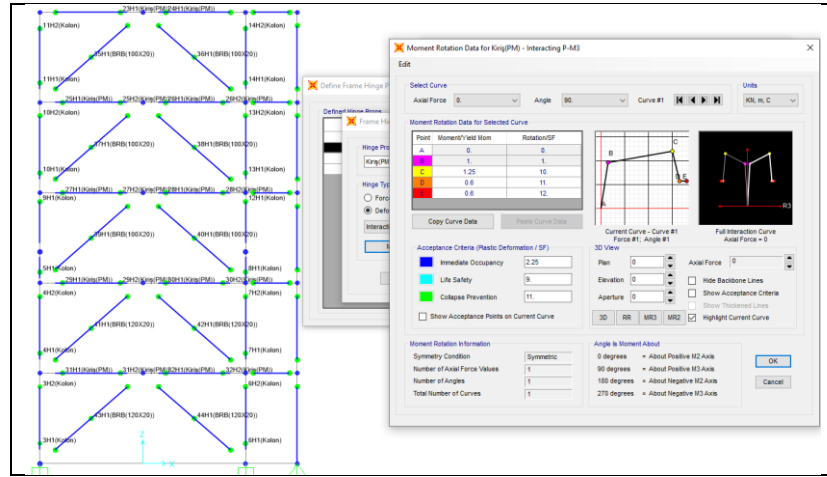
Çapraz elemanın boyu bütün katlarda yaklaşık 5.31 metre olarak hesaplanmış olup her kat için bu uzunluğun %80'i akma bölgesi olarak değerlendirilerek elemanın her iki ucuna uzunluğun %10'u kadarında rijit bölgeler Şekil 4.7'de gösterildiği gibi tanımlanmıştır. Bu varsayıma göre çapraz uç kısımlarındaki guse levhalarının yüksekliği 0.35 metre, genişliği ise 0.40 metre olacak şekilde aynı bölgedeki kiriş ve kolon uçlarında da guse levhası sınırlarına uygun şekilde rijitlikler tanımlanmıştır. Çatı katı kirişlerinin kolonlarla birleşim bölgelerinde guse levhası olmadığı için bu katta sonsuz rijitlik tanımlaması sadece kolon ve kiriş elemanın yüksekliğinin yarısı dikkate alınarak yapılmıştır.



Şekil 4.7:Çaprazlı çerçeve modeli rijitlik ve serbest mafsalların atanması.

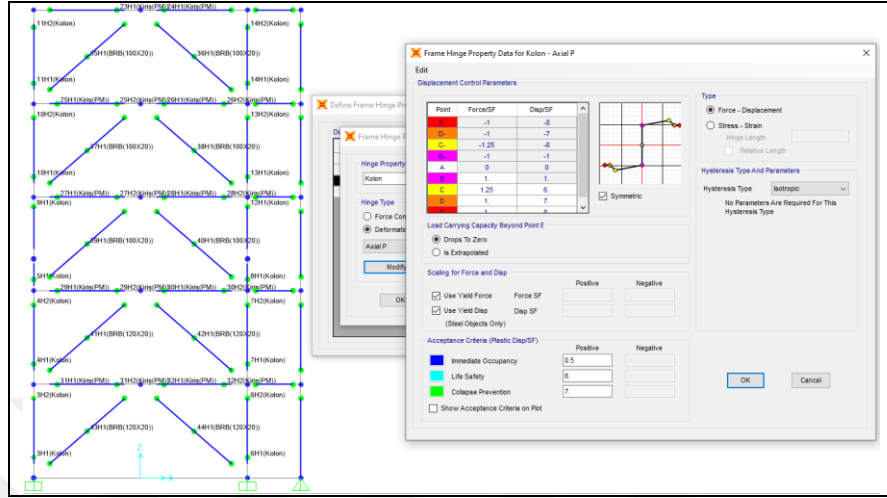
Yapılan analizlerde, yapının maruz kalacağı P- $\Delta$  etkisi için çaprazlı çerçeve dışındaki kısmını temsil eden sanal P- $\Delta$  kolunu 2 boyutlu nümerik modele eklenmiştir. Eklenen bu sanal P- $\Delta$  kolununun çerçeve ile bağlantıları mafsallı olması gerektiği için model üzerinde de moment taşımayan mafsallar oluşturulmuştur. Çapraz elemanlarda ise uç kısımlara atanan rijit bölgelerin bittiği noktalara mafsal ataması yapılmıştır. Model üzerine atanan bu mafsallar Şekil 4.7’de görülmektedir.

Çaprazlı çerçeve kiriş elemanlarında hem aksenal kuvvet hem de moment oluşması sebebiyle bu kirişlerin uç kısımlarında, rijit bölgenin bittiği noktalarda moment çerçeve kolonlarındaki gibi aksenal kuvvet eğilme moment etkileşimini gözetten plastik mafsallar Şekil 4.8’deki gibi oluşturulmuştur. Çatı katı kirişi uç kısımlarında ise guse levhası olmadığı için bu noktalarda plastik mafsal yerine serbest mafsal eklenmiştir.



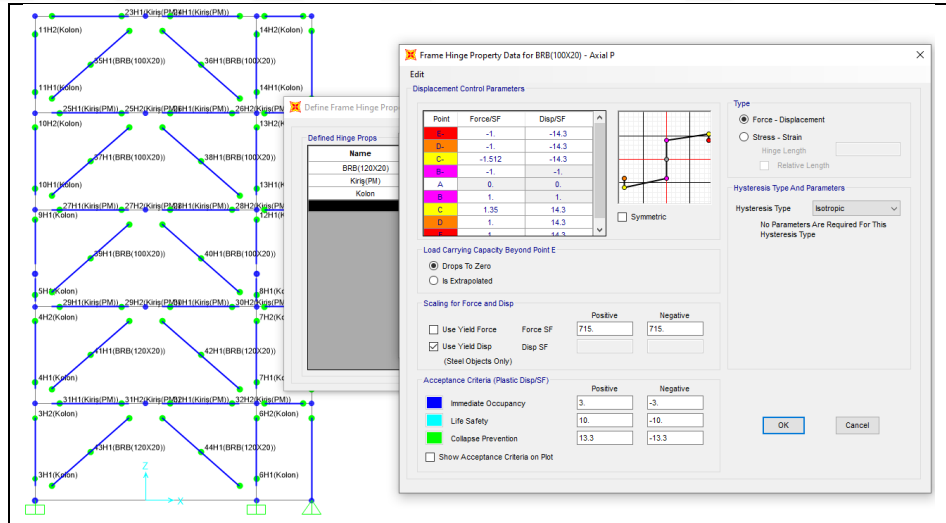
Şekil 4.8:Çaprazlı çerçeve kirişleri plastik mafsal modellemesi.

Çaprazlı çerçeve kolonlarında da guse levhalarının olduğu rijit bölgelerin bittiği noktalara Şekil 4.9'daki gibi eksenel deformasyonlara göre plastik mafsallar atanmıştır.



Şekil 4.9:Çaprazlı çerçeve kolonları plastik mafsal modellemesi.

Çapraz elemanların orta noktalarında ise eksenel deformasyonu gözeten plastik mafsallar Şekil 4.10'daki gibi oluşturulmuştur.



Şekil 4.10:Çaprazlı çerçeve çaprazları plastik mafsal modellemesi.

Plastik mafsallar modele tanımlanırken çapraz elemanlarda en yüksek dayanım bölgesi olarak tanımlanan C noktası için  $\omega$  ve  $\beta$  katsayıları kullanılarak (3.38) ve (3.39) eşitliklerinden oluşan katsayılar tanımlanmıştır. Diğer elemanlarda ise ASCE 41-17

9.4.2.2.2 maddesinde ifade edildiği gibi pekleşme eğrisinin elastik eğrinin %3'ü olabilmesi için C noktası 1.25 katsayısı ile tanımlanmıştır [ASCE, 2017].

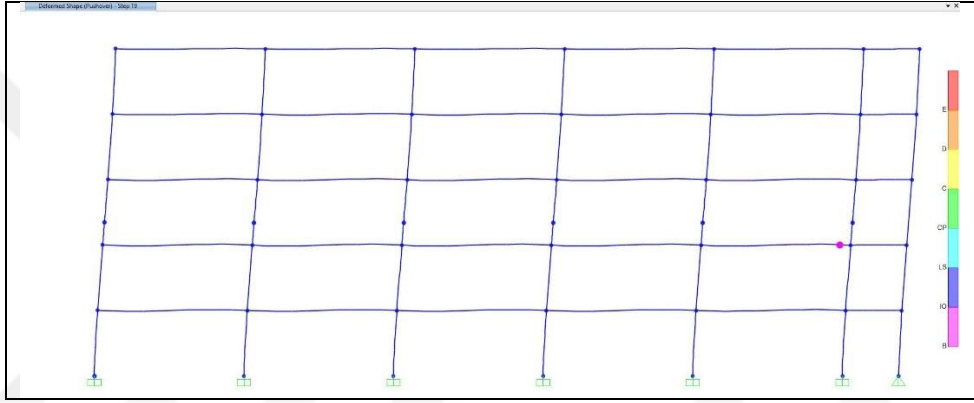


## 5. YAPISAL ANALİZ VE DEĞERLENDİRME

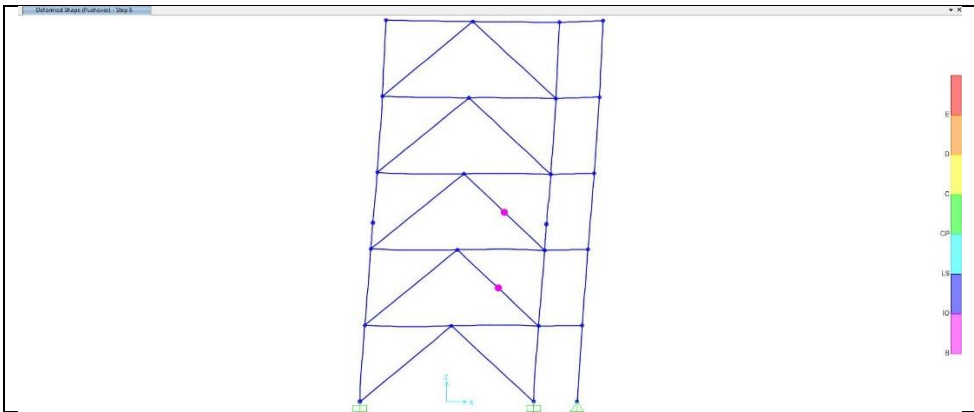
### 5.1. Statik İtme Analizi

Tasarımı ve modellemesi tamamlanan yapılar üzerinde çerçevelere gelen eşdeğer deprem yüklerine göre statik itme analizleri yapılarak, yapıların sahip oldukları dayanım fazlalığı katsayıları ve akmaya uğramadan önceki elastik rijitliklerinin belirlenmesi hedeflenmiştir.

Öncelikle gerçekleştirilen itme analizleri ile elde edilen yapıların akmaya başlama noktaları Şekil 5.1 ve Şekil 5.2'deki gibi belirlenmiştir.

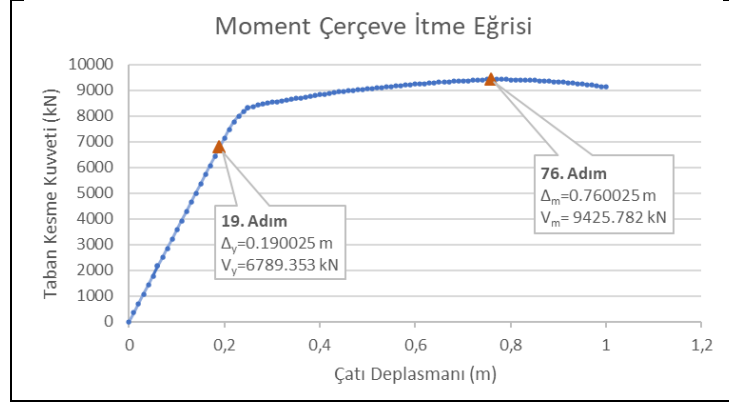


Şekil 5.1: Statik itme analizinde moment çerçeve üzerinde ilk plastik mafsallığın oluşumu.

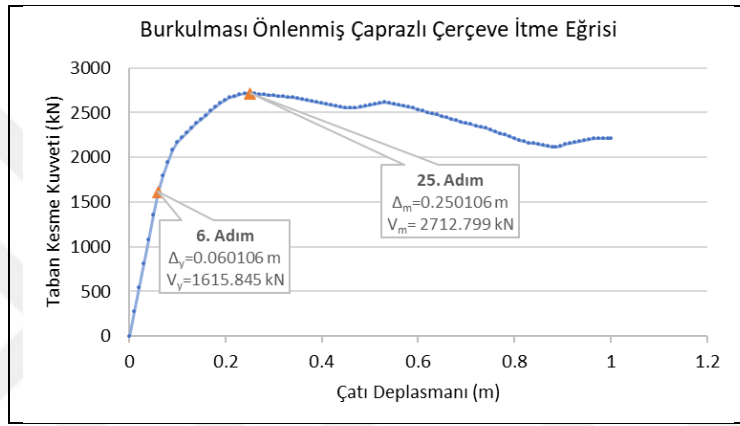


Şekil 5.2: Statik itme analizinde çaprazlı çerçeve üzerinde ilk plastik mafsallığın oluşumu.

Yapıların itme analizlerinde sahip oldukları çatı deplasmanı ve taban kesme kuvveti değerleri elde edilerek statik itme eğrileri Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'te gösterildiği şekilde oluşturulmuştur.

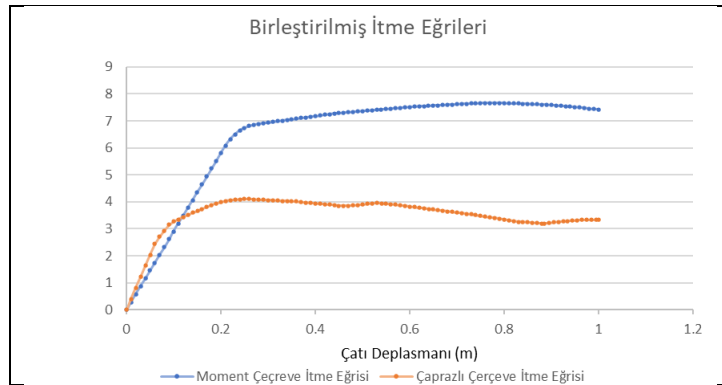


Şekil 5.3: Moment çerçeve statik itme eğrisi.



Şekil 5.4: Çaprazlı çerçeve statik itme eğrisi.

Yapıların tasarımında dikkate alınan A ve F aksları üzerinde yanal deprem yüklerine karşı farklı sayıda moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve düşünüldüğü için, statik itme analizlerinin doğru değerlendirilebilmesi adına çerçevelerin dayanım değerleri Şekil 5.5'teki gibi tasarıma esas taban kesme kuvvetleri ile normalize edilerek itme eğrileri birleştirilmiştir.



Şekil 5.5: Normalize edilmiş itme eğrileri.

Yapıların dayanım fazlalığı katsayısı ( $\Omega$ ) ve elastik rijitlik ( $K_o$ ) değerleri (5.1) ve (5.2) eşitliklerine göre Tablo 5.1’de moment çerçeve ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler için hesaplanmıştır.

$$\Omega = \frac{V_m}{V_d} \quad (5.1)$$

$$K_o = \frac{V_y}{\Delta_y} \quad (5.2)$$

Burada  $V_m$  yapının sahip olduğu en büyük taban kesme kuvvetini,  $V_d$  (3.6) ve (3.33) eşitlikleri ile hesaplanan tasarım kesme kuvvetini,  $\Delta_y$  yapının akma durumunda oluşan yatay deplasmanını,  $V_y$  ise akma durumunda oluşan taban kesme kuvvetini ifade etmektedir.

Tablo 5.1: Statik itme analiz sonuçları.

	$V_d$ (kN)	$V_m$ (kN)	$V_y$ (kN)	$\Delta_y$ (m)	$\Omega$	$K_o$ (kN/m)
<b>Moment Çerçeve</b>	1229.45	9425.78	6789.35	0.190025	7.67	35728.74
<b>Çaprazlı Çerçeve</b>	1322.59	5425.60	3231.69	0.060106	4.10	53766.51

Tasarım yapılan A ve F akslarından biri için Tablo 5.1 incelendiğinde, moment çerçeveli sistemin dayanım fazlalığı katsayısının ( $\Omega$ ) çaprazlı çerçeveninkinden daha yüksek olmasına rağmen aynı aks üzerindeki 2 adet çaprazlı çerçevenin sahip oldukları toplam elastik rijitliğin ( $K_o$ ) moment çerçeveninkinden daha yüksek olduğu söylenebilir.

## 5.2. Zaman Tanım Alanında Lineer Olmayan Analiz

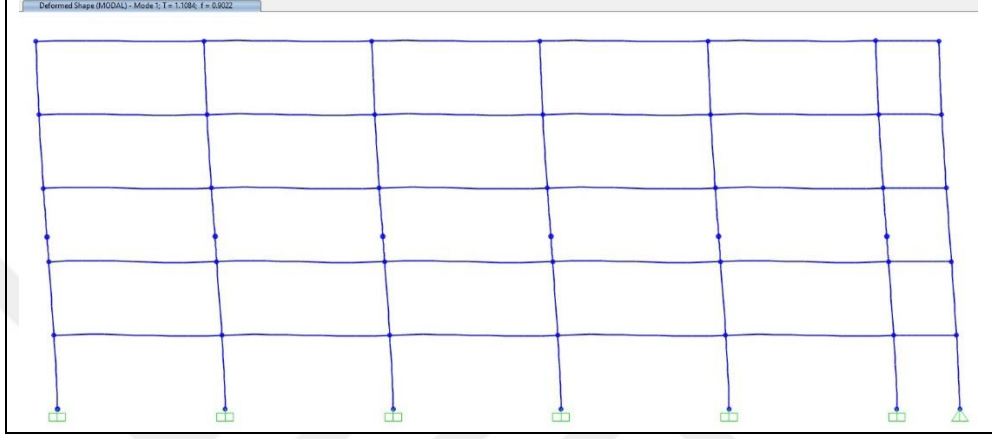
### 5.2.1. Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Yapılar üzerinde gerçekleştirilen zaman tanım alanında lineer olmayan analizlerde FEMA P-695 raporunda ifade edilen 21 çift deprem uzak fay kayıt seti kullanılmıştır [FEMA P-695, 2009].

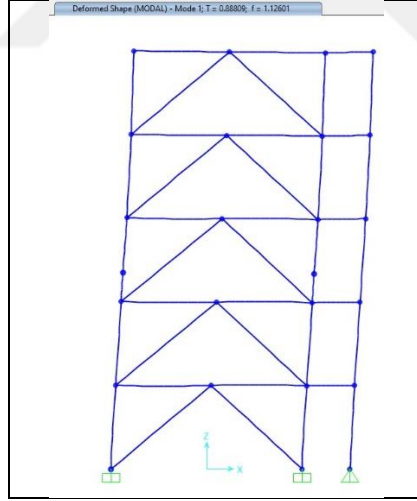
Kayıt verilerinin analizlerde kullanılmasından önce TBDY 2018’in 2.5.2.1(a) maddesine göre iki boyutlu hesap yönteminde basit ölçeklendirme yapılmıştır. Bunun için yapıların hakim periyodunun 0.2 ve 1.5 katı aralığında bütün kayıtların ortalama

spektrum değerlerinin tasarım spektrumundan az olmaması hedeflenmiştir [TBDY, 2018].

şekil 5.6 ve şekil 5.7'daki gibi yapılar üzerinde modal analiz yapıldığında moment çerçeve modelinin birinci mod titreşim periyodu yaklaşık 1.11 saniye olarak belirlenirken, burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve modelinin ise 0.89 saniye olarak belirlenmiştir.

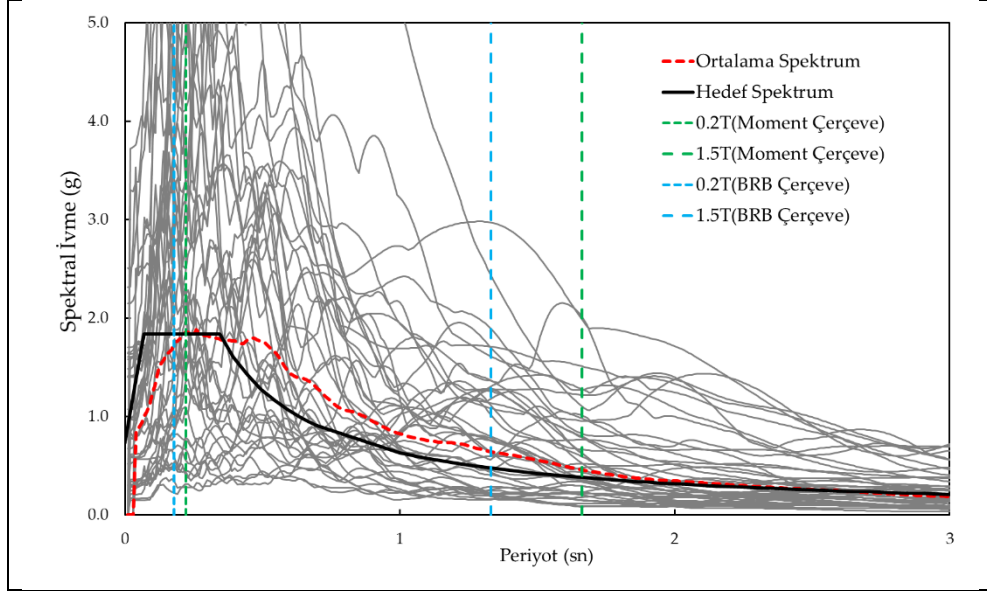


şekil 5.6: Moment çerçeve modal analizi.



şekil 5.7:Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve modal analizi.

Yapı periyotlarına göre belirlenen bölgede tepki spektrumlarının ortalaması hedef spektrumunun üzerinde kalacak şekilde şekil 5.8'de gösterildiği gibi ölçeklendirilmiştir.



Şekil 5.8:Hedef spektruma göre deprem ivme kayıtlarının ölçeklendirilmesi.

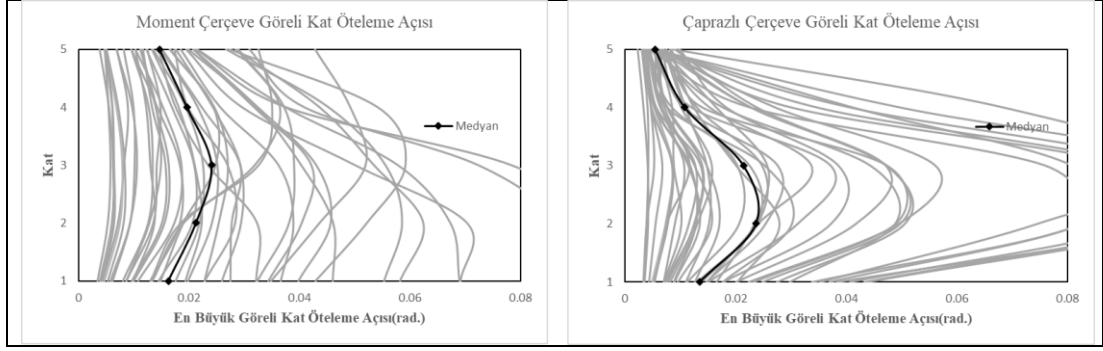
Burada hedef spektrum oluşturulurken güvenli tarafta kalmak adına TBDY 2018’de tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan Deprem yer hareket düzeyi-1 (DD-1) seviyesine göre  $S_{DS}$  ve  $S_{DI}$  tasarım spektral ivme katsayıları belirlenerek kullanılmıştır [TBDY, 2018].

Yapılan ölçekleme işleminin ardından analizlerde kullanılacak olan nihai ölçeklendirme katsayıları Tablo C1.1’de listelenmiştir.

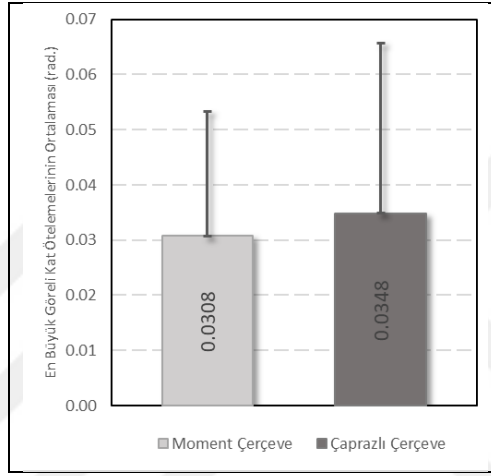
### 5.2.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

Tablo C1.1’de ifade edilen ölçeklendirme katsayıları ile modeller üzerinde zaman tanım alanında lineer olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde yapıdaki serbest titreşim etkilerini gözetebilmek adına kullanılan deprem ivme kayıtlarının tümüne 30 saniye uzunluğunda sıfır ivme değerleri eklenmiştir.

Lineer olmayan analizlere göre her iki sistem için katlarda oluşan en büyük görelî kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı ve ortalama değerleri Şekil 5.9 ve Şekil 5.10’da gösterilmiştir.



Şekil 5.9:Çerçevelerde oluşan en büyük görelî kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı.



Şekil 5.10:Çerçevelerde oluşan en büyük görelî kat öteleme açılarının ortalaması.

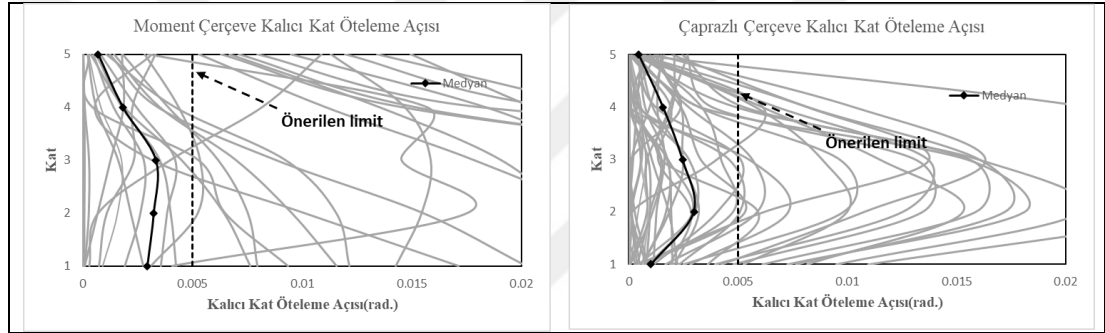
İlgili grafikler incelendiğinde;

- Medyan değerlere dikkat edildiğinde en büyük görelî kat öteleme açıları moment çerçevenin üçüncü katında ve çaprazlı çerçevenin ikinci katında oluşmuş olup, 0.024 radyan seviyelerindedir.
- Analizlerde kullanılan depremler katlarda farklı seviyelerde görelî kat öteleme talepleri oluşturmuş, oluşan bu görelî kat öteleme talepleri çaprazlı çerçeve sistemde ilk ve son katlarda yakın seviyelere ulaşırken, moment çerçeve katlarında daha dağınık bir görüntü sergilemiştir.
- Çaprazlı çerçeve sisteminde görelî kat öteleme açıları üst katlara gidildikçe oldukça azalırken, moment çerçeve durumunda üst katlara gidildikçe bariz bir düşüş göstermemiştir.
- Katlarda oluşan en büyük görelî kat öteleme taleplerinin ortalaması çaprazlı çerçeve tasarımda 0.0348 radyanken moment çerçeve tasarımda 0.0308

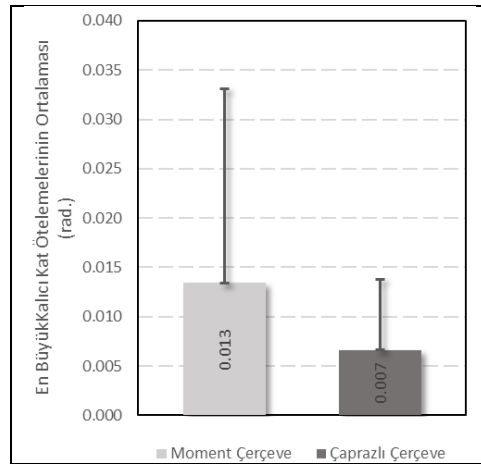
radyandır. Ortalamayı oluşturan değerlerin standart sapması çaprazlı çerçevede 0.03 radyan, moment çerçevede ise 0.02 radyan seviyelerinde olduğundan çaprazlı çerçeve katlarında oluşan görelî kat öteleme açılarının daha geniş aralıkta değiştii sonucuna varılmıştır.

Yapının sismik performansının değerlendirilmesinde önemli bir parametre olan kalıcı kat öteleme değerlerinin 0.005 radyanın altında kalması önerilir [McCormick et al., 2008].

Yapılan analizlere göre katlarda oluşan kalıcı kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı ve ortalama değerleri Şekil 5.11 ve Şekil 5.12’de gösterilmiştir.



Şekil 5.11:Çerçevelerde oluşan kalıcı kat öteleme açılarının yapı yüksekliği boyunca dağılımı.



Şekil 5.12:Çerçevelerde oluşan kalıcı kat öteleme açılarının ortalaması.

İlgili grafikler incelendiğinde;

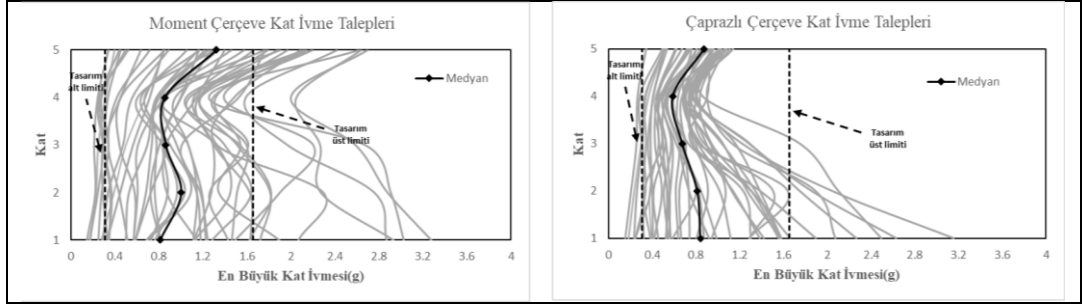
- Moment çerçevesi sistemde kalıcı kat öteleme açısı en fazla üçüncü katta 0.0033 radyan olarak oluşurken çaprazlı çerçevesi yapıda 0.0029 radyan olarak ikinci katta oluşmuş olup, her iki sistem içinde önerilen limit değerinin altında kalmıştır.
- Göreli kat öteleme taleplerine benzer şekilde analizde kullanılan depremler yapıların katlarında farklı seviyelerde kalıcı öteleme açıları oluşturmuş olup, çaprazlı çerçevesi sistemde moment çerçevesiye kıyasla daha düzgün kalıcı öteleme eğrileri oluşmuştur.
- Her iki sistem için katlarda oluşan kalıcı kat öteleme değerleri nispeten birbirlerine yakın olmasına rağmen, birinci katlarda oluşan kalıcı kat öteleme açısı değerlendirildiğinde moment çerçevesi 0.003 radyan büyüklüğünde çaprazlı çerçevesinin yaklaşık üç katı talep oluşmaktadır.
- Moment çerçevesi yapıda en büyük kalıcı kat ötelemelerin ortalaması çaprazlı çerçevesinin yaklaşık iki katı büyüklüğündedir. Ortalamayı oluşturan veriler incelendiğinde moment çerçevesi çaprazlı çerçevesiye kıyasla yaklaşık üç kat büyüklükte standart sapma olduğu görülmüş olup, moment çerçevesi katlarında oluşan kalıcı öteleme eğrilerinin daha geniş aralıkta seyretmesinin temel sebebi budur.

Deprem durumunda elektrik ve mekanik tesisatlar, yangından korunma sistemleri ve havalandırma sistemleri gibi yapısal olmayan elemanların zarar görmesi bu elemanların işlevselliğini kaybetmesiyle birlikte çeşitli güvenlik ve ekonomik kayıplara neden olmaktadır [Reitherman and Sabol, 1995].

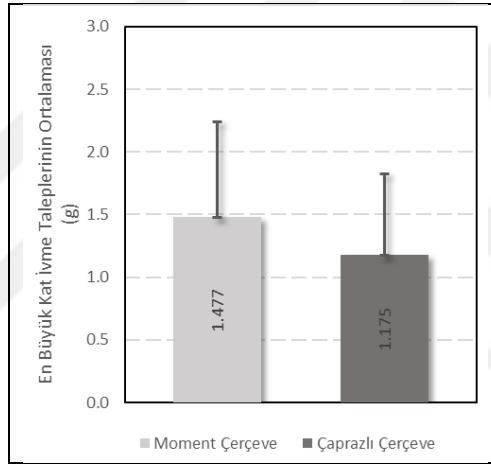
Yapısal olmayan elemanların ve sistemlerin davranışları deprem esnasında katlarda oluşan ivme talepleri ile ilişkilidir. Bu elemanlar için sismik tasarım kuvvetinin alt ve üst sınırları ASCE 7-10 madde 13.3.1'de kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı ( $S_{DS}$ ) ve elemanın temele olan göreceli yüksekliğinin ( $z/h$ ) bir eşitliği ile ifade edilmiştir. Bu ifadede  $z$  yapısal olmayan elemanın bulunduğu katın temele göre yüksekliğini,  $h$  ise yapının yüksekliğini ifade eder [ASCE, 2010].

Verilen bu eşitliklerden hareketle katlarda oluşan ivme talebinin sınırları  $0.3S_{DS}$  ve  $1.6S_{DS}$  olarak belirlenmiş olup, ilgili grafikler üzerinde işaretlenmiştir.

Yapılan analizlere göre katlarda oluşan kat ivme taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı ve ortalama değerleri Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'te gösterilmiştir.



Şekil 5.13:Çerçevelerde oluşan kat ivme taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.



Şekil 5.14:Çerçevelerde oluşan kat ivme taleplerinin ortalaması.

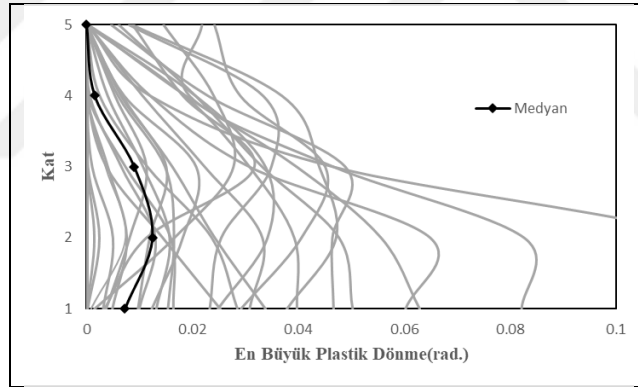
İlgili grafikler incelendiğinde;

- Her iki sistem için katlarda oluşan ivme taleplerinin medyanı yapısal olmayan elemanlar için belirtilen limit değerler arasında kalmıştır.
- Yapısal olmayan elemanların göreceli yüksekliği ( $z/h$ ) yapı yüksekliği boyunca artacağı için bu elemanların tasarımında kullanılan kat ivme taleplerinde düzgün lineer artış öngörölmüş olmasına rağmen, her iki sistemde de oluşturulmuş medyan eğrileri öngörülen düzgün artışa sahip değildir.
- Her iki sistem için birinci kat seviyesinde oluşan ivme taleplerinin medyanı  $0.8g$  seviyelerindeyken beşinci kata gelindiğinde çaprazlı çerçevede  $0.87g$ , moment çerçevede ise  $1.32g$  değerine ulaşmaktadır.

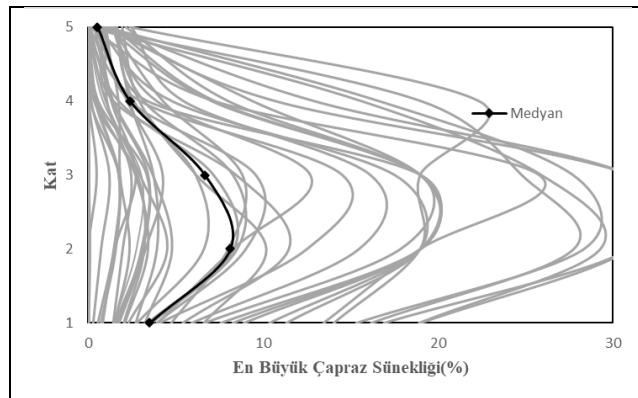
- Uygulanan depremler için çaprazlı çerçevede oluşan ivme talepleri üst katlara doğru gidildikçe sınırlı bir aralıkta kalırken moment çerçevede yapı yüksekliği boyunca daha geniş aralıkta ivme değerleri oluşmaktadır.
- Katlarda oluşan en büyük ivme taleplerinin ortalaması incelendiğinde moment çerçevede 1.477g ortalama ivme değeri çaprazlı çerçeve için 1.175g seviyesinde kalmıştır. Ortalamayı oluşturan ivme değerlerinin standart sapması moment çerçevede 0.76g iken çaprazlı çerçevede 0.65g seviyelerindedir.

Deprem oluşturduğu sismik enerji çaprazlı çerçevelerde çapraz elemanların aksel deformasyonlarıyla sönmülendirken moment çerçevede plastik mafsallarda oluşan dönme talepleri ile karşılanır.

Uygulanan depremlerin moment çerçeve plastik mafsallarda oluşturduğu dönme ve çaprazlı çerçeve çapraz elemanlarında oluşturduğu süneklik talepleri Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



Şekil 5.15: Moment çerçevede en büyük plastik mafsallarda dönme taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.



Şekil 5.16: Burkulması önlenmiş çaprazlarda en büyük çapraz süneklik taleplerinin yapı yüksekliği boyunca dağılımı.

İlgili grafikler incelendiğinde;

- Analizlerde kullanılan depremler çapraz elemanlar için farklı büyüklüklerde benzer talepler oluşturuyorken, moment çerçevede birbirinden farklı tipte talep eğrileri oluşturmuştur.
- Moment çerçeve için plastik dönme ve çaprazlı çerçeve için çapraz elemanların süneklik taleplerinin en fazla ikinci katlarda olduğu görülmüştür.
- Her iki sistemde de süneklik ve dönme taleplerinin çatı katında en aza indiği görülmüştür.



## 6. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında çelik yapılarda yatay yük taşıyıcı sistem çeşitlerinden “Burkulması Önlenmiş Çelik Çaprazlı Çerçeveler” ile “Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Çerçeve Sistemler” in yapısal özellikleri ve çalışma prensipleri üzerine genel bilgiler verilmiş olup, belirlenen bir lokasyonda çelik bir binanın her iki sistem çeşidine göre tasarımı yapılmıştır. Yapılan tasarıma göre oluşturulan modeller üzerinde statik itme analizi ve bir dizi deprem kayıt verisi ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılarak her iki sistem için yapısal performans karşılaştırması yapılmıştır.

Statik itme analizi sonuçlarına göre yapıların akma öncesi sahip oldukları elastik rijitlik seviyesi değerlendirilerek burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin moment çerçeveye göre daha büyük elastik rijitliğe sahip olduğu ortaya çıkmıştır.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile her iki yapı için kat öteleme açısı, deprem sonrası kalıcı kat öteleme açısı, katlarda oluşan ivme talepleri, çapraz elemanlarda oluşan en büyük süneklik talepleri ve moment çerçevede oluşan en büyük dönme talepleri üzerine çeşitli değerlendirmeler yapılarak sistemlerin karşılaştırması yapılmıştır. Karşılaştırma sonuçları genel olarak özetlenecek olursa;

- Göreli kat öteleme talepleri üzerine değerlendirme yapıldığında her iki sistem içinde en büyük göreli kat öteleme açıları birbirine yakın olmasına rağmen çaprazlı çerçevede oluşan göreli kat öteleme açıları ortalamasının daha fazla olacağı kanaatine varılmıştır.
- Literatürde daha önce yapılmış çalışmaların aksine deprem sonrasında moment çerçevede oluşan kalıcı kat öteleme açıları ortalamasının çaprazlı çerçeveye göre daha fazla olduğu belirlenmiş olup, bu durum burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerde oluşan kalıcı deformasyonların daha az olabileceği şeklinde yorumlanmıştır.
- Kat ivmeleri incelendiğinde moment çerçeve katlarında oluşan ivmelerin ortalamasının çaprazlı çerçeveye göre oldukça fazla olduğu ve özellikle çatı katı için moment çerçevesi yapının çaprazlı çerçeveye göre oldukça büyük ivme talepleri ile karşılaştığı belirlenmiştir.

- Çapraz elemanlardaki süneklik ve moment çerçeve elemanlarındaki dönme talepleri incelendiğinde ise en büyük taleplerin yapıların ikinci katlarında olduğu ve çatı katında en aza indiği görülmüştür.

Çalışma kapsamında yapılan analiz sonuçları değerlendirildiğinde burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve sistemlere göre yapısal davranış ve talep parametreleri açısından oldukça iyi sonuçlar verdiği görülmüştür.

Bu tez çalışmasında beş katlı bir yapı üzerinde süneklik düzeyi yüksek moment çerçeve ve ters V (chevron) konfigürasyonuna sahip burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeve sistemlerinin karşılaştırmalı performans değerlendirmesi yapılmıştır. Sistemler üzerinde yapılan performans kıyaslamasının daha yüksek yapılar içinde gerçekleştirilmesi ve çeşitli konfigürasyon düzenine sahip burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveler üzerinde benzer performans değerlendirmesinin yapılması sonraki çalışmalar için temenni edilmektedir.

## KAYNAKLAR

- [1] Fahnestock L. A., Sause R., Ricles J. M., Lu L., (2003), "Ductility demands on buckling-restrained braced frames under earthquake loading", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2(2), 255-268.
- [2] Yoshino T., Karino Y., (1971), "Experimental study on shear wall with braces: Part 2", *Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section*, 11, 403-404.
- [3] Wakabayashi M., Nakamura T., Katagihara A., Morisono T., Yokoyama H., (1973), "Experimental study of elasto-plastic behavior of braces enclosed by precast concrete wall panels under horizontal cyclic loading", *Architectural Institute of Japan, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, 1041-1044.
- [4] Kimura K., Yoshioka K., Takeda T., Fukuya Z., Takemoto K., (1976), "Tests on braces encased by mortar in-filled steel tubes", *Architectural Institute of Japan, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, 1041-1042.
- [5] Watanabe A., Hitomi Y., Saeki E., Wada A., Fujimoto M., (1988), "Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube", *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 4, 719-724, Tokyo-Kyoto-Japan, August.
- [6] Clark P., Kasai K., Ko E., Kimura I., (1999), "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices", *Proceedings of 68th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*, Santa Barbara-California, October.
- [7] Erochko J., Constantin C, Tremblay R., Choi H, (2011), "Residual drift response of SMRFS and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, 137(5), 589-599.
- [8] Tremblay R., Degrande G., Blouin J., (1999), "Seismic rehabilitation of four story building with a stiffened bracing system", *8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 549-554, Vancouver-Canada.
- [9] Deren H., Uzgider H., Piroğlu F., (2002), "Çelik Yapılar", Çağlayan Kitabevi.
- [10] Akbaş B., Eğilmez O., (2018), "Çelik Yapı Tasarımı", İkinci Basımdan Çeviri, Nobel.
- [11] Karagöz R., (2019), "Burkulması önlenmiş çapraz sistemli çerçevelerin doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

- [12] TSE, (1997), Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri, TS 498, Türk Standartları Enstitüsü.
- [13] TBDY, (2018), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.
- [14] ANSI/AISC 358-16/ANSI/AISC 358s1-18, (May 12, 2016), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Including Supplement No.1, American Institute of Steel Construction.
- [15] Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar, (2018), Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.
- [16] Akbaş B., Şeker O., Türk H., (2019), “Çelik Yapı Tasarımı El Kitabı-1”, 1. Basım, Nobel.
- [17] ASCE/SEI 7-10, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.
- [18] Sabelli R., Pottebaum W., Brazier J.C., Lopez W., (2005), “Design of a buckling-restrained braced frame utilizing 2005 seismic standards”, Proceedings of the 2005 Structures Congress, New York, April.
- [19] ASCE/SEI 41-17, (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.
- [20] FEMA P-695, (2009), ATC-63:Qualification of building seismic performance factors, Federal Emergency Management Agency.
- [21] J. McCormick, H. Aburano, M. Ikenaga, M. Nakashima, (2008), “Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements”, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 05-06, 0071, Beijing-China, October.
- [22] R. Reitherman, T. Sabol, (1995), “Nortridge earthquake of January 17, 1994: reconnaissance report-nonstructural damage”, Earthquake Spectra 11, 453-514.

## ÖZGEÇMİŞ

Muhammed Şükrü AKSAÇ, 2010 yılında Ege Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimine başladı. 2015 yılında lisans eğitimini tamamlamasının ardından özellikle üst yapı alanında faaliyet gösteren çeşitli firmalarda proje geliştirme, ihale, uygulama, teslim ve sözleşme yönetimi süreçlerini barındıran çalışmalarda görev aldı. 2020 yılında Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Deprem ve Yapı Mühendisliği programında yüksek lisans eğitimine başlamış olup, mesleki kariyerini inşaat yönetimi ve planlama alanında sürdürmektedir.



# EKLER

## Ek A: Tez Çalışması Kapsamında Yapılan Yayınlar

Aksac M.S., Seker O., (2023), “Comparison of the structural performance of special moment frames and buckling restrained braced frames”, V. International Halich Congress on Multidisciplinary Scientific Research”, Istanbul, Turkey, 15-16 January.

## Ek B: Moment Çerçeve Elemanları Dayanım Kontrol Sonuçları

Tablo B1.1: İç kolonlar için eksenel kuvvet moment etkileşim kontrolü.

Komb. No	Kat	Kesit	$P_r$ (kN)	$M_r$ (kNm)	$p$	$b_x$	P-M Etkileşimi
1	Çatı	HE550M	191.34	7.52	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	409.47	10.45	0.000100	0.000360	0.02
	3	HE550M	527.58	11.11	0.000100	0.000360	0.03
	2	HE600M	847.90	12.97	0.000103	0.000324	0.05
	1	HE600M	1069.14	22.78	0.000103	0.000324	0.06
2	Çatı	HE550M	191.34	7.83	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	409.47	10.68	0.000100	0.000360	0.02
	3	HE550M	627.57	11.45	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	847.89	13.41	0.000103	0.000324	0.05
	1	HE600M	1069.14	22.45	0.000103	0.000324	0.06
3	Çatı	HE550M	176.05	9.41	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	465.43	12.63	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	754.79	14.37	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	1046.06	16.98	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1338.10	29.08	0.000103	0.000324	0.08
4	Çatı	HE550M	176.05	9.67	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	465.42	12.85	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	754.79	14.65	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	1046.06	17.25	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1338.10	28.81	0.000103	0.000324	0.08
5	Çatı	HE550M	188.05	9.83	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	477.43	13.10	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	766.80	14.69	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	1058.07	17.20	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1350.10	29.70	0.000103	0.000324	0.08
6	Çatı	HE550M	188.04	10.09	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	477.42	13.30	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	766.79	14.97	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	1058.06	17.58	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1350.10	29.42	0.000103	0.000324	0.08
7	Çatı	HE550M	202.43	8.28	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	453.41	11.54	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	704.37	12.65	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	957.24	14.18	0.000103	0.000324	0.05
	1	HE600M	1210.87	25.51	0.000103	0.000324	0.07
8	Çatı	HE550M	202.43	8.54	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	453.41	11.73	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	704.37	12.94	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	957.23	15.21	0.000103	0.000324	0.05
	1	HE600M	1210.87	25.24	0.000103	0.000324	0.07
9	Çatı	HE550M	240.82	9.67	0.000100	0.000360	0.02
	4	HE550M	491.82	13.02	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	742.78	13.66	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	995.65	15.89	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1249.28	27.49	0.000103	0.000324	0.07
10	Çatı	HE550M	240.82	9.88	0.000100	0.000360	0.02
	4	HE550M	491.81	13.19	0.000100	0.000360	0.03
	3	HE550M	742.77	13.96	0.000100	0.000360	0.04
	2	HE600M	995.64	16.27	0.000103	0.000324	0.06
	1	HE600M	1249.28	27.21	0.000103	0.000324	0.07
11	Çatı	HE550M	197.13	198.02	0.000100	0.000360	0.09
	4	HE550M	480.37	291.20	0.000100	0.000360	0.14
	3	HE550M	763.57	321.78	0.000100	0.000360	0.17
	2	HE600M	1048.96	400.88	0.000103	0.000324	0.20
	1	HE600M	1335.18	632.06	0.000103	0.000324	0.30
12	Çatı	HE550M	197.11	197.96	0.000100	0.000360	0.09
	4	HE550M	480.34	291.21	0.000100	0.000360	0.14
	3	HE550M	763.53	321.44	0.000100	0.000360	0.17
	2	HE600M	1048.90	400.50	0.000103	0.000324	0.20
	1	HE600M	1335.11	631.65	0.000103	0.000324	0.30

Tablo B1.1:Devam.

13	Çatı	HE550M	94.77	192.04	0.000100	0.000360	0.08
	4	HE550M	202.83	282.00	0.000100	0.000360	0.12
	3	HE550M	310.84	311.87	0.000100	0.000360	0.14
	2	HE600M	419.92	387.53	0.000103	0.000324	0.16
	1	HE600M	530.74	615.67	0.000103	0.000324	0.25
14	Çatı	HE550M	94.76	191.83	0.000100	0.000360	0.08
	4	HE550M	202.81	281.90	0.000100	0.000360	0.12
	3	HE550M	310.82	311.57	0.000100	0.000360	0.14
	2	HE600M	419.88	387.24	0.000103	0.000324	0.16
	1	HE600M	529.38	615.45	0.000103	0.000324	0.25
15	Çatı	HE550M	136.67	2.49	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	292.48	2.25	0.000100	0.000360	0.02
	3	HE550M	448.27	1.85	0.000100	0.000360	0.02
	2	HE600M	605.64	1.69	0.000103	0.000324	0.03
	1	HE600M	763.67	0.38	0.000103	0.000324	0.04
16	Çatı	HE550M	136.70	3.92	0.000100	0.000360	0.01
	4	HE550M	356.51	2.84	0.000100	0.000360	0.02
	3	HE550M	576.31	2.61	0.000100	0.000360	0.03
	2	HE600M	797.70	2.32	0.000103	0.000324	0.04
	1	HE600M	1019.73	0.52	0.000103	0.000324	0.05

Tablo B1.2:Dış kolonlar için aksenal kuvvet moment etkileşim kontrolü.

Komb. No	Kat	Kesit	$P_r$ (kN)	$M_r$ (kNm)	$p$	$b_x$	P-M Etkileşimi
1	Çatı	HE500M	122.91	38.49	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	261.46	22.83	0.00011	0.00040	0.02
	3	HE500M	400.20	26.65	0.00011	0.00040	0.03
	2	HE550M	541.09	30.00	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	682.02	25.33	0.00010	0.00036	0.04
2	Çatı	HE500M	121.73	40.62	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	257.79	24.12	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	392.88	27.93	0.00011	0.00040	0.03
	2	HE550M	528.13	30.42	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	663.48	25.17	0.00010	0.00036	0.04
3	Çatı	HE500M	112.13	37.24	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	283.04	31.26	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	454.38	33.20	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	628.02	37.32	0.00010	0.00036	0.05
	1	HE550M	801.32	32.09	0.00010	0.00036	0.05
4	Çatı	HE500M	110.95	39.32	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	279.14	32.58	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	446.14	34.57	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	612.81	37.81	0.00010	0.00036	0.05
	1	HE550M	779.03	31.96	0.00010	0.00036	0.05
5	Çatı	HE500M	118.17	39.21	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	289.23	31.11	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	460.70	33.47	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	634.48	37.60	0.00010	0.00036	0.05
	1	HE550M	807.87	32.59	0.00010	0.00036	0.05
6	Çatı	HE500M	116.87	41.34	0.00011	0.00040	0.03
	4	HE500M	285.02	32.45	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	451.96	34.84	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	618.54	38.09	0.00010	0.00036	0.05
	1	HE550M	784.70	32.46	0.00010	0.00036	0.05
7	Çatı	HE500M	124.98	40.17	0.00011	0.00040	0.02
	4	HE500M	276.49	26.03	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	428.24	29.69	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	582.14	33.04	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	735.78	28.23	0.00010	0.00036	0.05
8	Çatı	HE500M	123.86	42.26	0.00011	0.00040	0.03
	4	HE500M	272.87	27.30	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	420.75	30.95	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	568.46	33.48	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	715.89	28.09	0.00010	0.00036	0.05
9	Çatı	HE500M	144.30	46.48	0.00011	0.00040	0.03
	4	HE500M	296.32	25.57	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	448.47	30.54	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	602.80	33.98	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	756.76	29.80	0.00010	0.00036	0.05
10	Çatı	HE500M	142.79	48.71	0.00011	0.00040	0.03
	4	HE500M	291.69	26.88	0.00011	0.00040	0.03
	3	HE500M	439.35	31.80	0.00011	0.00040	0.04
	2	HE550M	586.82	34.37	0.00010	0.00036	0.04
	1	HE550M	734.03	29.67	0.00010	0.00036	0.05
11	Çatı	HE500M	152.43	137.50	0.00011	0.00040	0.07
	4	HE500M	375.18	201.46	0.00011	0.00040	0.11
	3	HE500M	614.37	191.64	0.00011	0.00040	0.12
	2	HE550M	880.76	252.12	0.00010	0.00036	0.15
	1	HE550M	1135.81	510.44	0.00010	0.00036	0.26
12	Çatı	HE500M	132.13	141.29	0.00011	0.00040	0.07
	4	HE500M	334.50	202.87	0.00011	0.00040	0.11
	3	HE500M	553.04	194.65	0.00011	0.00040	0.12
	2	HE550M	798.96	253.24	0.00010	0.00036	0.14
	1	HE550M	1033.38	510.78	0.00010	0.00036	0.26
13	Çatı	HE500M	86.85	115.45	0.00011	0.00040	0.06
	4	HE500M	206.25	181.32	0.00011	0.00040	0.09
	3	HE500M	341.59	171.91	0.00011	0.00040	0.10
	2	HE550M	502.53	226.79	0.00010	0.00036	0.12
	1	HE550M	652.68	492.06	0.00010	0.00036	0.23

Tablo B1.2:Devam.

14	Çatı	HE500M	76.77	118.02	0.0011	0.00040	0.06
	4	HE500M	186.03	181.98	0.0011	0.00040	0.09
	3	HE500M	311.06	174.43	0.0011	0.00040	0.10
	2	HE550M	461.79	227.65	0.0010	0.00036	0.12
15	1	HE550M	601.70	492.43	0.0010	0.00036	0.23
	Çatı	HE500M	87.37	27.40	0.0011	0.00040	0.02
	4	HE500M	185.45	15.52	0.0011	0.00040	0.02
	3	HE500M	283.24	16.28	0.0011	0.00040	0.02
	2	HE550M	381.87	17.43	0.0010	0.00036	0.03
16	1	HE550M	480.54	12.44	0.0010	0.00036	0.03
	Çatı	HE500M	87.82	28.86	0.0011	0.00040	0.02
	4	HE500M	218.27	21.28	0.0011	0.00040	0.02
	3	HE500M	348.43	21.44	0.0011	0.00040	0.03
	2	HE550M	479.42	23.37	0.0010	0.00036	0.03
1	HE550M	610.17	16.59	0.0010	0.00036	0.04	

Tablo B1.3:Kirişler için dayanım kontrolü.

Komb. No	Kat	Kesit	$W_p$ (mm <sup>3</sup> )	$M_p$ (kNm)	$M_1^l$ (kNm)	$M_2^l$ (kNm)	$M_c$ (kNm)
1	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	36.51	36.76	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	47.84	48.16	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	48.02	48.26	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	52.05	52.40	1538.39
2	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	48.10	48.37	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	37.04	37.31	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	48.88	49.23	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	48.85	49.11	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	52.96	53.34	1538.39
3	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	48.56	48.84	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	35.95	32.60	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	59.01	59.40	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	60.28	60.61	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	65.20	65.65	1538.39
4	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	60.34	60.68	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	36.37	36.66	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	59.83	60.24	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	60.90	61.25	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	65.93	66.40	1538.39
5	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	60.68	61.03	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	37.76	38.04	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	59.63	60.03	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	60.74	61.07	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	65.71	66.16	1538.39
6	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	60.71	61.05	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	38.16	38.45	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	60.44	60.86	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	61.36	61.70	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	66.44	66.91	1538.39
7	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	61.05	61.40	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	38.26	38.54	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	52.90	53.27	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	53.37	53.65	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	57.76	58.16	1538.39
8	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	53.30	53.61	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	38.65	38.94	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	53.75	54.14	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	54.03	54.32	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	58.51	58.93	1538.39
9	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	53.66	53.98	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	44.05	44.35	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	54.88	55.26	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	54.84	55.12	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	59.39	59.80	1538.39
10	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	54.49	54.79	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	44.38	44.69	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	55.73	56.13	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	55.49	55.79	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	60.13	60.57	1538.39
11	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	54.84	55.16	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	136.32	138.45	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	245.92	252.08	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	303.29	313.80	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	393.96	410.84	1538.39
12	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	349.31	364.58	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	135.98	138.24	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	245.95	252.12	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	302.62	313.08	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	393.68	410.51	1538.39
13	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	348.94	364.19	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	116.51	117.10	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	213.42	215.69	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	271.84	275.77	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	362.53	368.94	1538.39
14	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	320.91	326.98	1538.39
	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	115.92	116.53	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	212.96	215.24	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	270.77	274.70	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	361.79	368.20	1538.39
1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	320.32	326.40	1538.39	

Tablo B1.3:Devam.

15	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	24.85	25.06	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	31.57	31.83	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	29.98	30.18	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	30.27	30.55	1538.39
	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	27.20	27.39	1538.39
16	Çatı	HE400B	3232x10 <sup>3</sup>	1147.36	26.56	26.80	1032.62
	4	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	41.93	42.26	1272.25
	3	HE450B	3982x10 <sup>3</sup>	1413.61	40.39	40.67	1272.25
	2	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	40.52	40.89	1538.39
	1	HE500B	4815x10 <sup>3</sup>	1709.33	36.39	36.65	1538.39

## Ek C: Deprem Ölçeklendirilme Sonuçları

Tablo C1.1:Deprem kayıtları ve ölçeklendirme katsayıları.

Deprem	Peer NGA No	Ölçeklendirme Katsayısı	Deprem	Peer NGA No	Ölçeklendirme Katsayısı
Northridge-BH-C1	953	0.69	Northridge-BH-C2	953	0.69
Northridge-CC-C1	960	0.69	Northridge-CC-C2	960	0.69
Düzce-Bolu-C1	1602	4.485	Düzce-Bolu-C2	1602	4.485
Hector Mine-Hector-C1	1787	2.3	Hector Mine-Hector-C2	1787	2.3
Imperial Valley-Delta-C1	169	4.485	Imperial Valley-Delta-C2	169	4.485
Imperial Valley-EC-C1	174	4.485	Imperial Valley-EC-C2	174	4.485
Kobe-NA-C1	1111	1.15	Kobe-NA-C2	1111	1.15
Kobe-SA-C1	1116	0.69	Kobe-SA-C2	1116	0.69
Kocaeli-Duzce-C1	1158	4.485	Kocaeli-Duzce-C2	1158	4.485
Kocaeli-Arcelik-C1	1148	4.485	Kocaeli-Arcelik-C2	1148	4.485
Landers-YFS-C1	900	2.3	Landers-YFS-C2	900	2.3
Landers-CW-C1	848	1.84	Landers-CW-C2	848	1.84
Loma Prieta-Capitola-C1	752	1.84	Loma Prieta-Capitola-C2	752	1.84
Loma Prieta-GA#3-C1	767	4.485	Loma Prieta-GA#3-C2	767	4.485
Supersitition Hills-EC-C1	721	4.14	Supersitition Hills-EC-C2	721	4.14
Supersitition Hills-PR-C1	725	0.69	Supersitition Hills-EC-C2	725	0.69
Cape Mendocino-RDO-C1	829	4.485	Cape Mendocino-RDO-C2	829	4.485
Chi Chi-CHY101-C1	1244	0.69	Chi Chi-CHY101-C2	1244	0.69
Chi Chi-TCU045-C1	1485	4.485	Chi Chi-TCU045-C2	1485	4.485
San Fernando-LA-C1	68	4.485	San Fernando-LA-C2	68	4.485
Friuli-T-C1	125	4.485	Friuli-T-C2	125	4.485