

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERİN
BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN
MODELLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Halil SAYLAN

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

EYLÜL 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERİN
BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN
MODELLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Halil SAYLAN
(802131217)

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ

EYLÜL 2019

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 802131217 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Halil SAYLAN, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DIŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERİN BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLENMESİ” başlıklı tezini aşağıdaki imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Dr. Öğr. Üyesi Cüneyt VATANSEVER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Yasin FAHJAN
Gebze Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **13 Eylül 2019**

Savunma Tarihi : **13 Eylül 2019**

Aileme,

ÖNSÖZ

Tez çalışmamın tüm süreçlerinde bana kıymetli vaktini ayıran, çalışmam boyunca engin bilgi ve tecrübelerinden faydalandığım değerli danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ'a sonsuz teşekkürlerimi sunuyorum. Kendisinin ilgi, özveri ve desteği sayesinde çalışmam nihayetlenmiştir.

Tez jürimde olmayı kabul ederek değerli vaktini ayıran Prof.Dr. Yasin FAHJAN'a ve Dr. Öğr. Üyesi Cüneyt VATANSEVER'e çok teşekkür ederim.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca kendilerinden ders aldığım tüm hocalarıma bana kattıkları değerler için teşekkürlerimi sunarım.

Profesyonel mühendislik hayatımda kıymetli bilgilerini benimle paylaşan tüm çalışma arkadaşlarıma minnettarım.

Hayatımın her döneminde desteklerini ve ilgilerini benden esirgemeyen, her zaman yanımda olan kıymetli aileme en içten teşekkürü bir borç bilirim.

Tez çalışmam boyunca gösterdiği ilgi ve sabrı sayesinde çalışma motivasyonu bulabildiğim sevgili eşime sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Eylül 2019

Halil SAYLAN
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR.....	xiii
SEMBOLLER	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET	xxv
SUMMARY	xxvii
1. Giriş	1
1.1 Giriş	1
1.2 Çelik Yapılar	2
1.2.1 Moment aktaran çelik çerçeveler.....	2
1.2.2 Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler	3
1.2.3 Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeveler	5
1.2.4 Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler	5
1.3 Tezin Amacı.....	8
1.4 Tezin Kapsamı	9
1.5 Çalışmada İzlenen Yöntemler	9
1.6 Tezin İçeriği.....	10
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI	13
2.1 Giriş	13
2.2 Deneysel Çalışmalar	13
2.3 Analitik ve Sayısal Çalışmalar	15
3. TEORİK ALTYAPI	19
3.1 Giriş	19
3.2 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Geometrik Özellikleri.....	19
3.3 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Tasarım Felsefesi	19
3.4 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Tasarımında Bağ Kirişi Uzunluğunun Etkisi.....	20
3.5 Bağ Kirişi Davranışı	20
3.6 Doğrusal Olmayan Modelleme Yöntemleri	24
3.6.1 Yığılı plastisite yaklaşımı	24
3.6.2 Yayılı plastisite yaklaşımı.....	25
3.7 Statik İtme Analizi.....	25
3.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri	26
Newmark- β Yöntemi	26
Newton-Raphson Yöntemi	26

Rayleigh Sönümlemesi.....	26
3.9 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Tasarım İlkeleri.....	27
3.9.1 Temel ilkeler.....	27
Bağ Kirişleri	27
Çaprazlar.....	31
Kat Kirişleri.....	31
Kolonlar	32
4. BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLENMESİ	33
4.1 Giriş	33
4.2 Doğrusal Çubuk Eleman Özellikleri.....	33
4.3 Doğrusal Kayma Yayılı Modeli	36
4.4 Doğrusal Olmayan Kayma Yayılı Modeli	36
4.5 Pekleşmeli Rijit-Plastik Kayma Mafsallı Modeli	38
4.6 Doğrusal Moment-Dönme Yayılı Modeli.....	40
4.7 Doğrusal Olmayan Moment-Dönme Yayılı Modeli	42
4.8 Pekleşmeli Rijit-Plastik Moment Mafsallı Modeli.....	44
4.9 Özet.....	46
5. DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLERİN KARŞILAŞTIRILMASI	49
5.1 Tez Kapsamında İncelenen Modeller	49
5.2 Bağ Kirişinin Doğrusal Olmayan Modellenmesine Esas Hesaplamalar	51
5.3 Doğrusal Olmayan Bağ Kirişi Modellerinin Doğruluğunun Araştırılması	52
5.4 Doğrusal Olmayan Analizler için Çevrimsel Döngü Kabulleri.....	55
6. MODEL BİNA ÖZELLİKLERİ	57
6.1 Yapılan Çalışmanın Amacı.....	57
6.2 Yapının Sistem Özellikleri.....	57
6.2.1 Yapıya ait deprem karakteristikleri.....	59
6.2.2 Yapısal elemanların tahkikleri	60
6.2.2.1 Yapı modal sonuçları	61
6.2.2.2 Yapı düzensizlik kontrolleri.....	61
6.2.2.3 Yapı taşıyıcı sistemi eleman kesitleri.....	61
6.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Modelleri	61
6.4 Depremsellik Çalışması.....	62
6.4.1 Deprem kayıtlarının ölçeklenmesi.....	63
6.4.1.1 Deprem ivme kayıtlarının elastik davranış spektrumuna uygun ölçeklenmesi	63
6.4.1.2 Deprem ivme kayıtlarının artımsal olarak ölçeklenmesi	63
6.4.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılan deprem kayıtları.....	63
7. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE YAPILAN ANALİZ SONUÇLARI.....	67
7.1 Yapılan Analizlerin Açıklanması.....	67
7.2 Model Binaların Tepe Yer Değiştirme Sonuçları	67
7.3 Taban Kesme Kuvveti Karşılaştırmaları.....	72
7.4 Bağ Kirişi Sonuçları	72
7.4.1 Bağ kirişi kesme kuvveti karşılaştırmaları	76

7.4.2 Bağ kirişi yerdeğiştirme-zaman karşılaştırmaları.....	76
7.4.3 Düşey çapraz eksenel kuvvet karşılaştırmaları.....	76
7.4.4 Kolon eksenel kuvvet karşılaştırmaları	83
7.4.5 Bağ kirişi çevrimsel döngü sonuçları	83
8. YAPILAN ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÖNERİLER	93
8.1 Yapılan Analizlerin Değerlendirilmesi	93
8.2 Öneriler.....	95
KAYNAKLAR.....	97
EKLER	101
EK A.1: Dışmerkez Çaprazlı Bina Tasarımı	103
1.1 Kullanılan Yönetmelikler	103
1.2 Yapıya Etkiyen Yükler	103
1.2.1 Sabit ve hareketli yükler	103
1.2.2 Deprem yükleri.....	104
1.2.2.1 Deprem karakteristikleri	104
1.2.2.2 Deprem yükü azaltma katsayısı ($R_d(T)$).....	104
1.2.2.3 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri	104
1.3 Yük Birleşimleri	104
1.4 Bina Taşıyıcı Sisteminin Yapısal Analizleri	105
1.4.1 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü.....	105
1.4.2 İkinci merteye etkilerinin kontrolü	107
1.5 Bina Taşıyıcı Elemanlarının Boyutlandırılması	107
1.5.1 Bağ kirişlerinin boyutlandırılması	108
1.5.2 Bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün boyutlandırılması.....	113
1.5.3 Çaprazların boyutlandırılması	118
1.5.4 Dışmerkez çaprazlı çerçeve sisteminin kolonlarının boyutlandırılması .	124
ÖZGEÇMİŞ	129

KISALTMALAR

ASCE	: American Society of Civil Engineers
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
ÇYTHYE	: Çelik Yapıların Tasarımı Hakkında Yönetmelik Esasları
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
KH	: Kontrollü Hasar
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
GKT	: Güvenlik Katsayıları ile Tasarım
YDKT	: Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım

SEMBOLLER

A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
A_s	: Kesme alanı
A_w	: Kiriş gövde alanı
b_{bf}	: Kiriş enkesitinin başlık genişliği
C_a	: Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı
C_h	: Ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan katsayı
C_m	: Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı
C_w	: Çarpılma sabiti
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
d_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c	: Kolon enkesit yüksekliği
e	: Bağ kirişi uzunluğu (boyu)
E	: Yapısal çelik elastisite modülü
F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi
F_{cre}	: Olası akma gerimesi ile hesaplanan kritik burkulma gerilmesi
F_e	: Elastik burkulma gerilmesi
F_s	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	: 1.0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_y	: Yapısal çelik akma gerilmesi
$F_{iE}^{(X)}$	: X ve Y deprem doğrultusunda binanın i . katına etkiyen eşdeğer deprem yükü
$F_{iE}^{(Y)}$	: X ve Y deprem doğrultusunda binanın i . katına etkiyen eşdeğer deprem yükü
G	: Karakteristik sabit yük etkisi, çelik kayma modülü
h	: Kat yüksekliği
H_N	: Bina toplam yüksekliği
i	: Atalet yarıçapı
I	: Bina önem katsayısı
I_x, I_y	: Çelik profilin asal eksenlere göre atalet momenti
J	: Burulma sabiti
L	: Çerçeve açıklığı
K_b	: Bağ kirişi eğilme rijitliği
k_b	: Eğilme yayı rijitliği
K_e	: Bağ kirişi elastik rijitliği
k_{eqv}	: Eşdeğer yay rijitliği
K_s	: Bağ kirişi kesme rijitliği
k_s	: Kesme yayı rijitliği
K_s	: Pekleşme rijitliği

L_b	: Basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki eleman uzunluğu
L_c	: Eleman burkulma boyu
L_p	: Akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluk
L_r	: Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma durumu için sınır uzunluk
l_b	: Mesnetlenme uzunluğu
M	: Eğilme momenti
M_d	: Tasarım eğilme momenti dayanımı
M_n	: Karakteristik eğilme momenti dayanımı
M_{nt}	: Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri için hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti
M_{lt}	: Çerçevenin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eğilme momenti
M_p	: Karakteristik plastik moment taşıma kapasitesi
M_r	: YDKT veya GKT yük birleşimleri altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı
M_u	: YDKT yük birleşimi altında gerekli eğilme momenti dayanımı
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
P	: Eksenel kuvvet
P_d	: Tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımı
P_e	: Elastik kritik burkulma yükü
$P_{e,kat}$	: Göz önüne alınan yatay yerdeğiştirme doğrultusunda kattaki elastik kritik burkulma yükü
P_{mf}	: Yanal ötelenmenin göz önüne alındığı doğrultuda bir kattaki moment çerçevesine ait kolonların toplam düşey yükü.
P_{el}	: Elemanın eğilme düzlemi içindeki elastik kritik burkulma dayanımı
P_{kat}	: Bir kata ait tüm kolonların toplam düşey yükü
P_{lt}	: Çerçevenin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri için hesaplanan birinci mertebe eksenel kuvvet
P_n	: Karakteristik eksenel kuvvet dayanımı
P_{nt}	: Yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri için hesaplanan birinci mertebe eksenel kuvvetler
P_r	: YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli eksenel kuvvet dayanımı
P_u	: YDKT yük birleşimi altında gerekli eksenel kuvvet dayanımı
P_y	: Akma sınır durumunda eksenel kuvvet dayanımı
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_M	: $P - \delta$ 'nın $P - \Delta$ üzerinde etkisini göz önüne alan katsayı
R_y	: Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı
S	: Karakteristik kar yükü etkisi
S_{DS}	: Kısa periyot bölgesi için tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_s	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_1	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
T	: Doğal titreşim periyodu

T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_L	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu
t_w	: Kiriş gövde kalınlığı
t_f	: Kiriş başlık kalınlığı
V	: Kesme kuvveti
V_b	: Yapı taban kesme kuvveti
V_n	: Karakteristik kesme kuvveti dayanımı
V_p	: Karakteristik plastik kesme kuvveti dayanımı
V_u	: YDKT yük birleşimi altında gerekli kesme kuvveti dayanımı
Z_x	: Çelik profilin x –ekseni etrafındaki plastik mukavemet momenti
W	: Karakteristik rüzgar yükü etkisi
W_p	: Eğilme eksenine göre plastik mukavemet momenti
w_i	: i . kat ağırlığı
Q_r	: Çatı hareketli yükü
λ	: Yerel burkulma narinlik değeri
λ_p	: Kompakt elemanlar için sınır narinlik
ϕ	: Dayanım katsayısı
ϕ_c	: Basınç kuvveti etkisi için dayanım katsayısı
ϕ_v	: Kesme kuvveti etkisi için dayanım katsayısı
Δ	: YDKT veya GKT yük birleşimleri altında birinci mertebe görelî kat ötelemesi
θ	: Kiriş dönmesi
Δ	: Kiriş yerdeğiştirmesi
Δ_H	: Kat kesme kuvveti sonucu oluşan birinci mertebe görelî kat ötelemesi
κ	: İzin verilen görelî kat ötelemelerinin tanımında betonarme ve çelik taşıyıcı sistemler için farklı olarak kullanılan katsayı
γ_p	: Bağ kirişi dönme açısı
λ	: Görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında kullanılan ampirik katsayı
θ_p	: Dışmerkez çaprazlı çerçevede kat mekanizması oluştuğunda, kolonlarda oluşan dönme açısı
F_{yexp}	: Beklenen akma gerilmesi
ν	: Poisson oranı

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 6.1 : Yapı modal analiz sonuçları.	61
Çizelge 6.2 : Yapı taşıyıcı sistem eleman kesitleri	62
Çizelge 6.3 : Doğrusal olmayan modellerin hakim mod periyotları ve katılım oranları	62
Çizelge 6.4 : Çalışmada kullanılan deprem kayıtları ile ilgili bilgiler.....	64
Çizelge 7.1 : Kobe Depremi için doğrusal olmayan tepe deplasman değerleri.....	68
Çizelge 7.2 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modelleri tepe deplasman değerleri	68
Çizelge 7.3 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan taban kesme kuvveti değerleri	72
Çizelge 7.4 : Kobe Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan taban kesme kuvveti değerleri	72
Çizelge 7.5 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat düşey çaprazı maksimum eksenel kuvvet değerleri	76
Çizelge 7.6 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat kolon maksimum eksenel kuvvet değerleri	83
Çizelge 7.7 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat bağ kirişi maksimum dönme değerleri	88
Çizelge A.1 : Katlara etkiyen deprem yükleri	105

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1 : Moment aktaran çelik çerçevenin yatay yük etkisinde şekil değiştirmiş hali.....	3
Şekil 1.2 : Uzatılmış alın levhalı moment aktaran çelik kiriş- kolon bağlantıları ([1]'den alınmıştır).	3
Şekil 1.3 : Tipik zayıflatılmış kiriş enkesiti kolon bağlantısı ([2]'den alınmıştır).	4
Şekil 1.4 : Merkezi çaprazlı çerçeve tipleri.	4
Şekil 1.5 : Merkezi çaprazlı çerçevelerde burkulma mekanizmaları ([3]'den alınmıştır).....	4
Şekil 1.6 : Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve tipleri ([4]'den alınmıştır). ...	5
Şekil 1.7 : Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve uygulama örnekleri ([4]'den alınmıştır).	5
Şekil 1.8 : Dışmerkez çaprazlı çerçeve tipleri ([5]'den alınmıştır).....	6
Şekil 1.9 : İstanbul'da bulunan 29 katlı dışmerkez çaprazlı çelik yüksek bina (102 m).....	7
Şekil 1.10 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistem.	8
Şekil 1.11 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistemde plastik mafsallık noktaları([6]'den alınmıştır).....	8
Şekil 1.12 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistem bağ kirişi uygulaması ([7]'den alınmıştır).....	9
Şekil 1.13 : Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin şekil değiştirmiş durumu.	9
Şekil 1.14 : Bağ kirişi uzunluğunun doğrusal olmayan davranışa etkisi.	10
Şekil 2.1 : Bağ kirişinde kesme kuvveti ve moment etkileşimi ([8]'den alınmıştır).....	14
Şekil 2.2 : Dışmerkez çaprazlı çerçevenin e/L ve h/L oranlarına göre yatay rijitlik değişimleri. [9].....	16
Şekil 2.3 : Bağ kirişinin analitik modeli. [10].....	17
Şekil 2.4 : Genel yay davranışı. [10].....	17
Şekil 2.5 : Çoklu doğrusal pekleşme davranışının simüle edilmesi. [10].....	17
Şekil 3.1 : Dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonları.	19
Şekil 3.2 : Bağ kirişi serbest cisim diyagramı.	21
Şekil 3.3 : İzotropik ve kinematik pekleşme.	22
Şekil 3.4 : Bauschinger etkisi.	23
Şekil 3.5 : İki doğrulu (elastoplastik) malzeme modeli.....	23
Şekil 3.6 : Üç doğrulu malzeme modeli.	24
Şekil 3.7 : Bağ kirişi dönme açısı.....	29
Şekil 3.8 : Bağ kirişi ara rijitlik levhalarının düzenlenmesi.	30
Şekil 3.9 : Bağ kirişi-kolon bağlantısı.	31
Şekil 4.1 : Her iki ucunda aynı dönme olan çubuk eleman.	34

Şekil 4.2	: Seri bağlı eşdeğer yay gösterimi.	35
Şekil 4.3	: Seri bağlı yay rijitlikleri.	35
Şekil 4.4	: Kesme yaylı çubuk eleman şekil değiştirmesi.	36
Şekil 4.5	: Kısa bağ kirişinde pekleşmeli kesme kuvveti ve eğilme momenti rijitlikleri.	37
Şekil 4.6	: Kısa bağ kirişinde pekleşmesiz kesme kuvveti ve eğilme momenti çevrimsel döngüsü.	38
Şekil 4.7	: Kesme rijit plastik mafsallı çubuk eleman şekil değiştirmesi.	39
Şekil 4.8	: Pekleşmeli rijit-plastik modelde seri toplama.	39
Şekil 4.9	: Pekleşmesiz rijit-plastik mafsalda seri toplama.	39
Şekil 4.10	: Doğrusal moment-dönme yaylı çubuk eleman şekil değiştirmesi.	40
Şekil 4.11	: Kayma şekildeğiştirmesini ifade eden moment-dönme yayının davranışı.	41
Şekil 4.12	: Doğrusal olmayan kesme davranışının eşdeğer bir doğrusal olmayan moment-dönme yay olarak ifadesi.	42
Şekil 4.13	: Toplam davranışın seri bağlı yaylar ile ifadesi.	43
Şekil 4.14	: Kısa bağ kirişinde pekleşmesiz kesme kuvveti ve eğilme momenti çevrimsel döngüsü.	44
Şekil 4.15	: Moment rijit-plastik mafsallı çubuk eleman şekil değiştirmesi.	45
Şekil 4.16	: Pekleşmeli rijit-plastik moment mafsallı modelde seri toplama.	45
Şekil 4.17	: Pekleşmesiz moment rijit-plastik mafsallı modelde seri toplama.	45
Şekil 4.18	: Geliştirilen modeller ve parametrelerin özeti.	47
Şekil 5.1	: Konsol Kiriş Kesme RPM Model-1.	49
Şekil 5.2	: Konsol Kiriş Kesme Yaylı Model-2.	50
Şekil 5.3	: Konsol Kiriş Eğilme RPM Model-3.	51
Şekil 5.4	: Konsol Kiriş Eğilme Yaylı Model-4.	51
Şekil 5.5	: Model-1 Kesme rijit plastik mafsallı davranışı.	53
Şekil 5.6	: Model-2 Kesme yayı davranışı.	53
Şekil 5.7	: Model-3 Eğilme rijit plastik mafsallı davranışı.	54
Şekil 5.8	: Model-4 Eğilme yayı davranışı.	54
Şekil 5.9	: Doğrusal olmayan modellerin kesme kuvveti üzerinden akma kuvveti ve akma yerdeğiştirmesi karşılaştırması.	55
Şekil 6.1	: Dışmerkez çaprazlı bina tipik kat planı.	58
Şekil 6.2	: Model bina dışmerkez çaprazlı aks X-Z kesiti.	58
Şekil 6.3	: Model bina dışmerkez çaprazlı aks Y – Z Kesiti.	59
Şekil 6.4	: Deprem Tasarım Spektrumu (R=6.4).	60
Şekil 6.5	: Ölçeklenmiş deprem kayıtlarına ait spektrumları.	64
Şekil 6.6	: Kocaeli depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - X yönü.	65
Şekil 6.7	: Kocaeli depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - Y yönü.	65
Şekil 6.8	: Kobe depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - X yönü.	66
Şekil 6.9	: Kobe depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - Y yönü.	66
Şekil 7.1	: Kobe depremi RPM modelleri X–yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	68
Şekil 7.2	: Kobe depremi Yay modelleri X–yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	68

Şekil 7.3	: Kobe depremi RPM modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	69
Şekil 7.4	: Kobe depremi Yay modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	69
Şekil 7.5	: Kocaeli depremi RPM modelleri X –yönü bina tepe deplasmanı-zaman grafiği.	70
Şekil 7.6	: Kocaeli depremi Yay modelleri X –yönü bina tepe deplasmanı-zaman grafiği.	70
Şekil 7.7	: Kocaeli depremi RPM modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	71
Şekil 7.8	: Kocaeli depremi yay modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.	71
Şekil 7.9	: Kocaeli depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	73
Şekil 7.10	: Kocaeli depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	73
Şekil 7.11	: Kocaeli depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	74
Şekil 7.12	: Kocaeli depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	74
Şekil 7.13	: Kobe depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	75
Şekil 7.14	: Kobe depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	75
Şekil 7.15	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	77
Şekil 7.16	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.	77
Şekil 7.17	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	78
Şekil 7.18	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	78
Şekil 7.19	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması.	79
Şekil 7.20	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması.	79
Şekil 7.21	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	80
Şekil 7.22	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	80
Şekil 7.23	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet-zaman grafiği karşılaştırması.	81
Şekil 7.24	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet-zaman grafiği karşılaştırması.	81
Şekil 7.25	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet-zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	82

Şekil 7.26	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	82
Şekil 7.27	: Kocaeli depremi X –yönü düşey çaprazları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.	84
Şekil 7.28	: Kocaeli depremi Y –yönü düşey çaprazları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.	84
Şekil 7.29	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.	85
Şekil 7.30	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.	85
Şekil 7.31	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	86
Şekil 7.32	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	86
Şekil 7.33	: Kocaeli depremi X –yönü kolonları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.	87
Şekil 7.34	: Kocaeli depremi Y –yönü kolonları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.	87
Şekil 7.35	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri Kesme kuvveti- Yer değiştirme grafiği karşılaştırması.	88
Şekil 7.36	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi yay modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.	88
Şekil 7.37	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	89
Şekil 7.38	: Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi yay modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	89
Şekil 7.39	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.	90
Şekil 7.40	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yaylı modeller kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.	90
Şekil 7.41	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	91
Şekil 7.42	: Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yaylı modeller kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).	91

DİŞMERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERİN BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLENMESİ

ÖZET

Günümüzde yaygınlaşmaya başlayan çelik çerçeve sistemlerden bir tanesi dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerdir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin en önemli elemanları bağ kirişleridir. Deprem yükleri altında bağ kirişlerinin sünek davranış göstererek enerji tüketmesi ve bağ kirişi dışında kalan taşıyıcı elemanlarda elastik ötesi herhangi bir davranış oluşmaması hedeflenir. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin doğrusal olmayan davranışının incelenmesi bağ kirişlerinin doğrusal olmayan davranışının incelenmesinden geçmektedir. Bundan dolayı bağ kirişlerinin doğrusal olmayan analizler için nasıl modellenmesi gerektiği önemli bir konudur. Yüksek lisans tezi olarak yapılan bu çalışmada Türkiye’ de bulunan, TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2018 yönetmeliklerine göre tasarımı yapılan dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveli kısa bağ kirişlerine sahip 8 katlı bir ofis ofis binasının ölçeklenmiş deprem kayıtları ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan davranışları dört farklı yığılı plastisite modeli üzerinden karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Çelik bağ kirişlerinin modellenmesinde yığılı plastisite yöntemi sıklıkla kullanılmaktadır. Yığılı plastisite modeli olarak rijit-plastik mafsallı ve doğrusal olmayan yay elemanları bu çalışmanın kapsamı olarak belirlenmiştir. İlk aşamada kısa bağ kirişlerin eğilme ve kesme davranışları incelenmiş ve kullanılması öngörülen yığılı plastisite yöntemi ile hazırlanmış doğrusal olmayan modellerin kendi içlerinde doğrulaması konsol kirişler üzerinden itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerle yapılmıştır. Yığılı plastisite modellerinden Model-1 bağ kirişi ortasında kesme rijit plastik mafsallı bulunan modeldir. Model-2 bağ kirişinin ortasında doğrusal olmayan kesme yayı bulunan modeldir. Model-3 bağ kirişinin uçlarında kesme kuvvetine karşılık gelen doğrusal olmayan moment rijit plastik mafsalları bulunan modeldir. Model-4 bağ kirişinin uçlarında kesme kuvvetine karşılık gelen doğrusal olmayan moment yayları bulunan modeldir. 8 katlı yapı tek tip bağ kirişine sahiptir. Bu kesit için yığılı plastisite modellerinde kullanılacak rijitlikler hesaplanmıştır. İkinci aşamada tasarlanan 8 katlı dışmerkez çaprazlı tek tip bağ kirişine sahip binanın bağ kirişlerine doğrusal olmayan bağ kirişi modelleri dört farklı üç boyutlu bina modeli üzerinde adapte edilip zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için hazır hale getirilmiştir. Tarihsel depremlerden 7 adet deprem kaydı seçilip, seçilen ivme kayıtları binanın lokasyonuna göre en büyük deprem seviyesi olarak adlandırılan depremsellik seviyesine ölçeklenmiş ve üç boyutlu bina modeli SAP2000 analiz programı ile her iki ana doğrultu için analizlere tabi tutulmuştur. Analiz sonuçları dört farklı bina modeli ve yedi adet deprem kaydı için incelenmiş ve genel davranışı yansıtan ivme kayıtlardan bir tanesi seçilerek yapı taban kesme kuvveti- zaman grafikleri, yapı tepe deplasmanı- zaman grafikleri, seçilen bağ kirişi elemanları için kesme kuvveti- zaman grafikleri, kolon ve düşey çapraz elemanları için eksenel kuvvet- zaman grafikleri ve bağ kirişi kesme kuvveti- plastik dönme çevrimsel davranışları gibi temel eleman tepkileri her

iki ana doğrultu için karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları, tüm modellerin genel olarak benzer sonuçlar verdiğini göstermekle beraber bazı deprem kayıtları altında özellikle kalıcı plastik şekil değiştirmeleraaısından farklılıklar gzlemlenmiştir. Bu farklılıklar tartışılarak bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellemesine ilişkin bazı nerilerde bulunulmuştur.

NONLINEAR MODELLING OF LINK BEAMS OF ECCENTRICALLY BRACED FRAMES

SUMMARY

One of the steel frame systems that has become widespread are the eccentrically braced steel frames in recent years. The most important elements of the eccentrically braced frames are the link beams. It is aimed that the link beams under earthquake loads dissipate energy by showing ductile behavior and do not occur any behavior beyond elastic in the primary structural elements other than the link beams. The study of the nonlinear behavior of eccentrically braced frames is through the study of the nonlinear behavior of link beams. Therefore, how link beams shall be modeled for nonlinear analysis is an important issue. In this study made as a master thesis, 8-story steel eccentrically braced framed with short link beams office building located in Turkey designed according to regulations of TBDY-2018 and CYTHYE-2018. Four different 3D models were obtained by defining nonlinear lumped plasticity elements at building's link beams and nonlinear time history analyzes with scaled ground acceleration records to local site conditions have been conducted on 3D models and four different lumped plasticity model for short link beams were investigated comparatively. The method of lumped plasticity is often used in nonlinear modeling steel link beams. Rigid plastic hinge and nonlinear spring elements as lumped plasticity models were determined as the scope of this study. In the first phase, bending and shear behavior of the short link beams were examined and the nonlinear models prepared with the method of lumped plasticity, which was supposed to be used on nonlinear time history analysis, were validated within themselves by pushover analysis and nonlinear time history analysis over the cantilever beams. There are four lumped plasticity short link beam model. The Model-1 link beam is the model with a shear rigid plastic hinge in the middle of link beam. The Model-2 is the model with a nonlinear shear spring in the middle of the link beam. Model-3 is the model with nonlinear moment rigid plastic hinges corresponding to the shear force at the ends of the link beam. Model-4 is the model with nonlinear moment springs corresponding to the shear force at the ends of the link beam. The 8-story structure has a uniform section link beam in all stories. Rigidity to be used in lumped plasticity models was calculated for this section according to steel quality and link beam length. In the second phase, designed 8 storey building with mono type link beam section 3D models are adapted to nonlinear lumped plasticity models making with link beams converting into the lumped plasticity link beam and models are ready for analyzes. For nonlinear time history analyzes seven historical earthquake acceleration record is selected and scaled according to the location of the building and the level of seismicity called the maximum considered earthquake level. Prepared four models were analyzed using SAP2000 software in main two direction of building. The results of the analysis for the four building model has been investigated for seven different earthquake acceleration record. Then by selecting reflects the general behavior of the structure one of the earthquake record results, graphical comparison

of the basic structural responses such as base shear and top displacement, and basic element responses such as moment, shear, plastic rotation and shear displacements are provided for four structures. Analysis results show that although all models show similar performance, differences in the residual deformations are observed for some earthquakes. Discussion on these differences is provided, and suggestions on nonlinear modelling and analysis of link beams are provided.

1. Giriş

1.1 Giriş

Geçtiğimiz 25 yıl içerisinde yaşanan büyük depremle; 1994 Northridge depremi, 1995 Kobe depremi, 1999 Kocaeli depremi, 2004 Sumatra depremi, 2008 Sichuan depremi, 2011 Tohoku depremi, 2016 Ekvador depremi, 2017 Chipas depremi olarak sıralanabilir. Bu depremler binlerce can kaybına ve mühendislik hizmeti almış veya almamış birçok yapının hasar görmesine yol açmıştır. Dünyada aktif fay hatları bulunan ülkelerde, insanların deprem riski ile yaşamaları söz konusudur. Bu durum, topraklarının önemli bir bölümü aktif fay hatları üzerinde bulunan ülkemiz için de geçerlidir. Deprem gerçeğı, ilgili alanlarda faaliyet gösteren mühendisleri ve akademisyenleri deprem ve depreme dayanıklı yapı uygulamaları ile ilgili araştırma yapmaya sevk etmektedir.

Deprem bölgelerinde inşa edilen yapıların, uygun düzenlenmiş yatay kuvvet taşıyıcı sistemlere sahip olmaları gerekir. Doğru tanımlanmış ve tasarlanmış yapı sistemleri, deprem etkileri altında yapısal elemanları stabil davranış göstermeli ve deprem yüklerini sünek davranış göstererek göçmeye izin vermeden güvenli bir şekilde yapı temeline aktarmalıdır. Sünek davranış yapılarında aynı zamanda yapısal hasarı da tanımlar. Yüksek sünek davranış gösteren ve kalıcı şekildeğıştirmelerin oluştuğı yapılarında hasarın yüksek olduğu kabul edilir. Depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkesi, hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarların sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması için kalıcı hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır. Bunun kontrolü ise, yapı taşıyıcı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının izlenebilmesi ile mümkün olmaktadır.

Günümüzde teknolojik gelişmelere paralel olarak, bütün mühendislik dallarında olduğu gibi yapı mühendisliği alanında da yapı taşıyıcı sistemleri ile ilgili

deneysel ve kuramsal çalışmaların sayısı artmaktadır. Bu gelişmeler, statik ve dinamik yüklerin etkisine maruz yapı sistemlerinin davranışlarının anlaşılması ve eleman kapasitelerinin en etkin şekilde kullanılabilmesi, yapıların doğrusal olmayan davranışlarının tahmin edilebilmesi ve göçme güvenliklerinin belirlenmesine olanak sağlamıştır.

Başlıca yapı sistemlerini malzeme bakımından betonarme, çelik ve kompozit yapılar olmak üzere üçe ayırmak mümkündür. Son yıllarda çelik yapıların sayısı giderek artmaktadır. Ülkemizde, önceden endüstriyel ve geniş açıklıklı yapılarda çelik tercih edilmekte iken günümüzde çok katlı yapılarda da çelik taşıyıcı sistemler tercih edilmeye başlanmıştır.

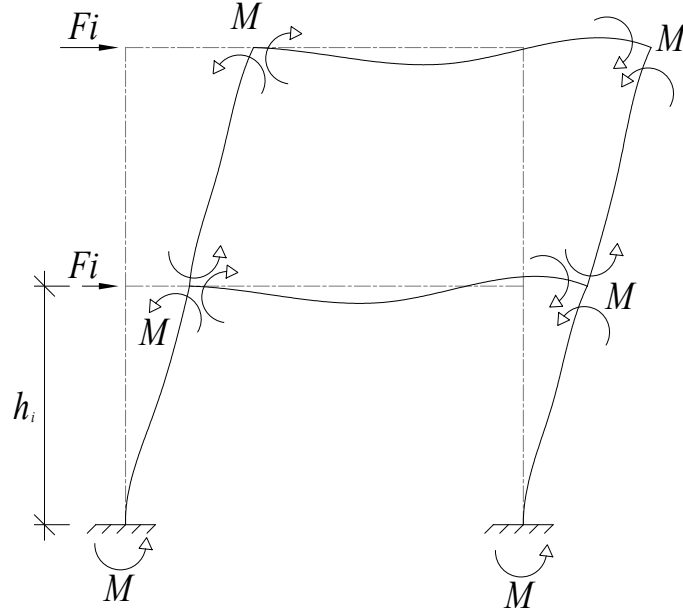
1.2 Çelik Yapılar

Çelik yapı sistemleri, geometrilerine göre; moment aktaran çelik çerçeveler, merkezi çaprazlı çelik çerçeveler ve dış merkez çaprazlı çelik çerçeveler olarak sıralanabilir. Bu yapı sistemlerinin her birinin birbirlerine göre avantajları ve dezavantajları vardır. Bu tez kapsamında dış merkez çaprazlı çelik çerçeveler detaylı olarak inceleneceğinden, diğer çelik yapı sistemleri hakkında bazı ön bilgiler verilmiştir.

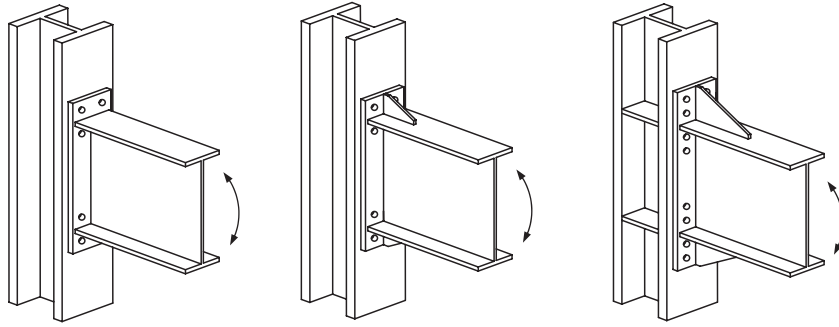
1.2.1 Moment aktaran çelik çerçeveler

Moment aktaran çelik çerçeveler mimari açıdan en çok tercih edilen çelik sistemlerinin başında gelir. İyi tasarlanmış moment aktaran çerçeveler deprem sırasında sünek bir davranış gösterir. Bu tür çerçevelerde genelde kritik tasarım şartı; görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasıdır. Bu şartı sağlayabilmek için taşıma gücü yönünden yeterli olsalar dahi yapı elemanlarının kesitlerini büyütmek gerekebilir. Moment aktaran çelik çerçevelerin yatay yükler altında yer değiştirmiş formunu Şekil 1.1' de gösterilmiştir.

Moment aktaran çelik çerçevelerin kiriş- kolon birleşimleri analitik ve/veya deneysel olarak geçerliliği kanıtlanmış bağlantılar ile teşkil edilmelidir. ANSI/AISC 358 dokümanında test protokollerini geçmiş ve onaylanmış on farklı tip moment aktaran kiriş- kolon bağlantısının tarifleri yapılmış ve bu bağlantılar ile ilgili tasarım şartları verilmiştir. Ülkemizde de sıklıkla kullanılan moment aktaran kiriş- kolon birleşim detayı Şekil 1.2' de gösterilmiştir. Moment aktaran çelik çerçevelerin özel bir türü



Şekil 1.1 : Moment aktaran çelik çerçevenin yatay yük etkisinde şekil değiştirmiş hali.

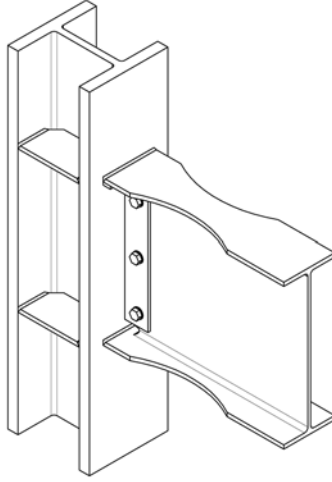


Şekil 1.2 : Uzatılmış alın levhali moment aktaran çelik kiriş- kolon bağlantıları ([1]'den alınmıştır).

olan kaynaklı, zayıflatılmış kiriş enkesitli moment aktaran birleşim detayı, kiriş-kolon birleşimine yakın bölgede kiriş başlıklarının, genişliklerine uygun bir kesimle azaltılmasıyla, zayıflatılmış kiriş enkesitinde plastik mafsall oluşmasını sağlamayı esas alır. Zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon bağlantısı için onaylanmış bağlantı Şekil 1.3'te gösterilmiştir.

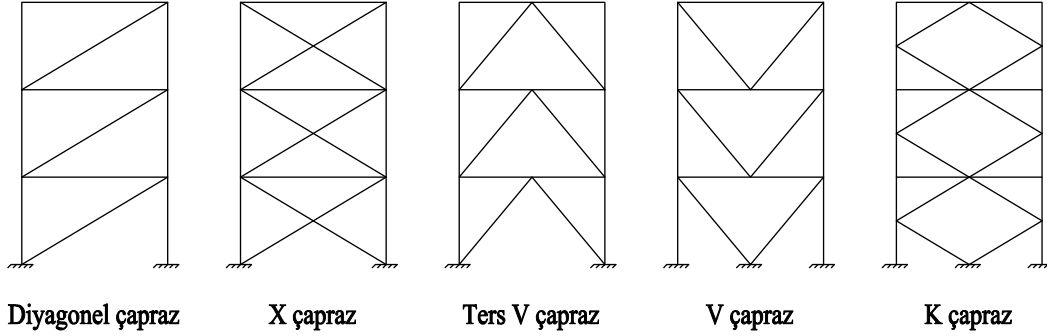
1.2.2 Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler

Ülkemizde en çok tercih edilen çelik yapı sistemi, merkezi çaprazlı çerçevelerdir. Merkezi çaprazlı çerçeveler yanal rijitlikleri yüksek sistemlerdir. Yanal rijitliği sağlayan elemanlar diyagonal çaprazlardır. Sıklıkla kullanılan merkezi çaprazlı çelik çerçeve tipleri Şekil 1.4' de gösterilmiştir. Bu tür çerçevelerde sönmölenen deprem

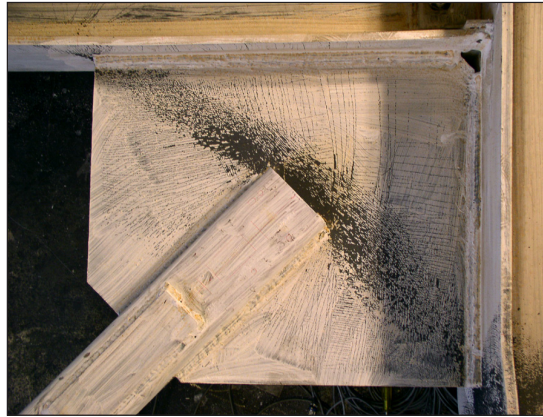


Şekil 1.3 : Tipik zayıflatılmış kiriş enkesiti kolon bağlantısı ([2]'den alınmıştır).

enerjisi çaprazların burkulmasından önemli derecede etkilenir. Enerji sönümleme miktarları kıyasla moment aktaran çerçeve sistemlere göre daha azdır. Enerji tüketme mekanizmaları çapraz burkulmasıyla veya çaprazın bağlantı levhasının burkulmasıyla oluşur. İlgili burkulmuş elemanlar Şekil 1.5' de örneklenmiştir.



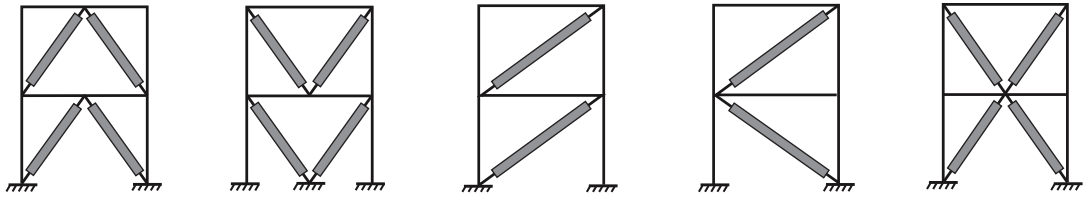
Şekil 1.4 : Merkezi çaprazlı çerçeve tipleri.



Şekil 1.5 : Merkezi çaprazlı çerçevelerde burkulma mekanizmaları ([3]'den alınmıştır)

1.2.3 Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeveler

Merkezi çaprazlı çerçevelerin özel bir türü olan burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin tasarım felsefesi, çaprazın burkulmasını önlemektir. Çaprazın burkulmasını önlemek için çapraz kesit içi, burkulmayı önleyici madde ile doldurulur. Burkulmayı önleyici madde ile çapraz iç yüzeyi arasında aderans yoktur. Böylelikle çaprazın basınç kuvveti altında burkulmadan, çekme kuvveti altında akma gerilmesine ulaşarak enerji sönmülmesi sağlanmış olur. Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve tipleri Şekil 1.6' de ve burkulması önlenmiş çaprazlı yapılar ile ilgili örnek uygulamalar Şekil 1.7' de gösterilmiştir.



Şekil 1.6 : Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve tipleri ([4]'den alınmıştır).

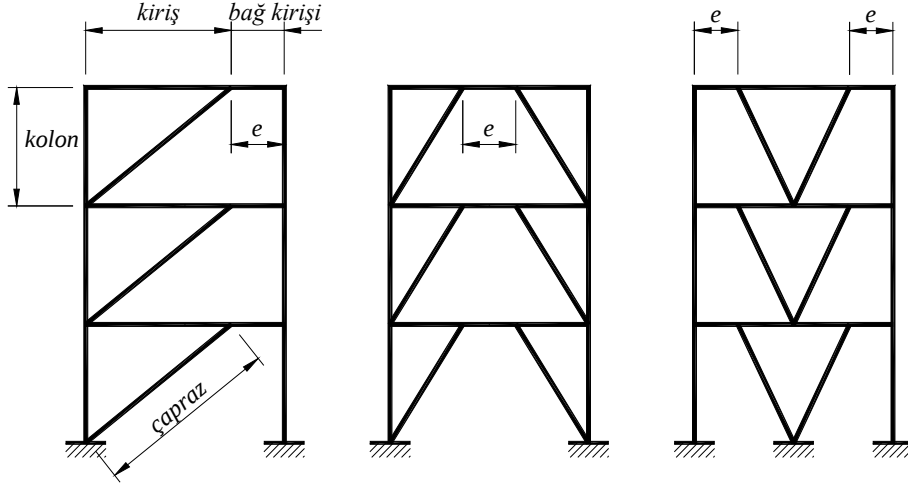


Şekil 1.7 : Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeve uygulama örnekleri ([4]'den alınmıştır).

1.2.4 Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler

Dışmerkez çaprazlı çerçeveler, geometrisi ve tasarım felsefesi bakımından moment aktaran çerçeveler ile merkezi çaprazlı çerçevelerin sakıncalarının önüne geçen sistemlerdir. Dışmerkez çaprazlı sistemlerde, hem görelî kat ötelemelerini kontrol etmek hem de çevrimsel yatay yük etkisi altında büyük miktarda enerji yutmak mümkündür. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler, yatay rijitliklerinin yüksek olması ve enerji yutma kapasitelerinin fazla olması sebebiyle ihtiyaç sonucu ortaya çıkmıştır. Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemler, moment çerçeveler ile merkezi çaprazlı

çerçevelerin avantajlarını birleştiren yatay yük taşıyıcı bir sistem olarak, 1970'lerin başında Fujimoto (1972) [11] ve Tanabashi (1974) [12] tarafından Japonya'da önerilmiştir.



Şekil 1.8 : Dışmerkez çaprazlı çerçeve tipleri ([5]'den alınmıştır).

Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin betonarme binalardaki benzeri yapı sistemi bağ kirişli perdeli sistemlerdir. Perdelerde düşeyde açılan boşluklar sebebiyle, birden fazla perdenin birbirine bağ kirişiyle bağlanmasıyla oluşan sistemlerdir. Perde duvarları birbirine bağlayan bağ kirişi rijitlikleri yeterli seviyede olursa bağ kirişleri ile birbirine bağlanan perdeler kompozit çalışarak, sistemin yatay rijitliği ve deprem enerjisi sönümleme miktarı önemli ölçüde artmaktadır.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarım felsefesi kapasite tasarımına dayanmaktadır. Bu tip çerçeveler tasarlanırken, elastik ötesi davranışın sadece bağ kirişinde oluşup bağ kirişi dışındaki elemanların elastik bölgede kalması istenir. Bağ kirişinin kesiti ve geometrik özellikleri ile dışmerkez çaprazlı çelik çerçevenin dayanımı ve sünekliği doğrudan ilişkilidir. Bağ kirişi dışındaki elemanlar bağ kirişinin akmış ve pekleşme gerilmesine ulaşmış kuvvetlerine göre boyutlandırılarak istenen göçme mekanizması önceden belirlenebilir.

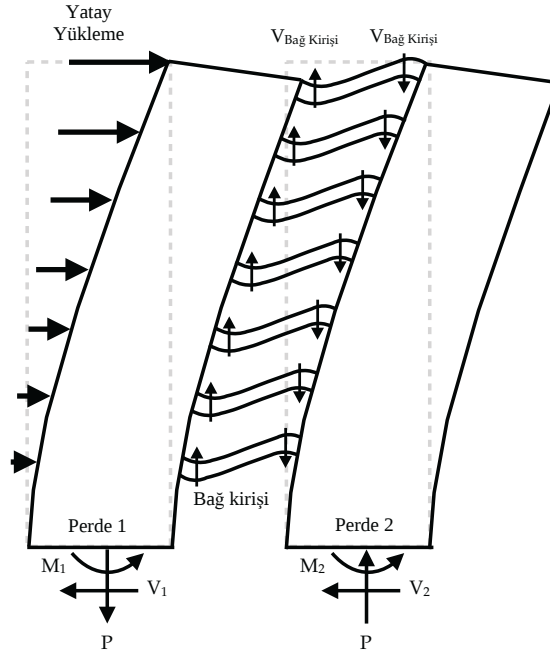
Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarım kriterlerinin başında bağ kirişinin deprem esnasındaki plastik davranışının seçilmesi gelir. Kısa ve uzun bağ kirişlerinin davranışları birbirinden oldukça farklıdır. Bağ kirişinin boyu, sistemin akma moduna doğrudan etki eder. Bağ kirişleri uzunluklarına göre üç sınıfa ayrılır. Kısa bağ kirişlerinin akmaya ulaşması kesme kuvveti etkisiyle gerçekleşir. Kesit, plastik



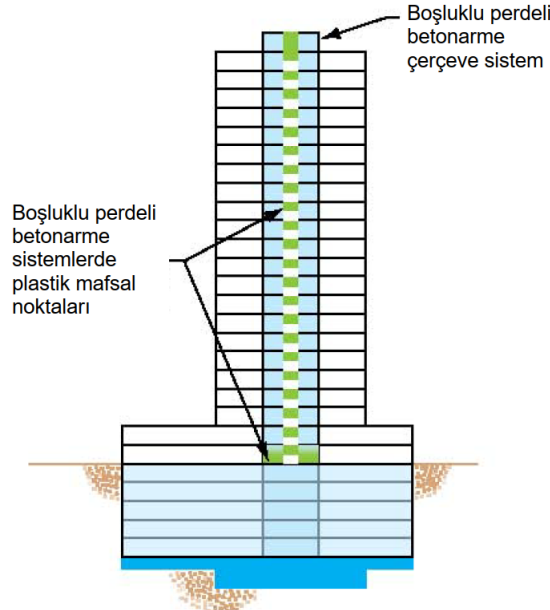
Şekil 1.9 : İstanbul’da bulunan 29 katlı dışmerkez çaprazlı çelik yüksek bina (102 m).

moment kapasitesine ulaşmadan plastik kesme kapasitesine ulaşır ve kesme mafsalı oluşur. Orta uzunluktaki bağ kirişleri hem kesme kuvveti hem de moment etkisiyle akma durumuna ulaşır. Uzun bağ kirişleri ise kesme kuvvetinden önce plastik moment kapasitesine ulaşır ve kesitte eğilme mafsalı oluşur.

Deprem yükleri altında yapı davranışını en iyi ortaya çıkartan analizler, doğrusal olmayan analiz yöntemleridir. Bağ kirişinin doğrusal olmayan davranışını modellemek için çeşitli yöntemler vardır. Bunlardan sıklıkla kullanılanları ise yığılı plastisite kabulü ile rijit plastik mafsallı veya yaylı elaman modelleridir. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellenmesi rijit plastik mafsal modeli veya yay modeli kullanılarak yapılabilir. Literatürde bu yığılı plastisite modellerinin karşılaştırıldığı bir çalışma mevcut değildir.



Şekil 1.10 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistem.



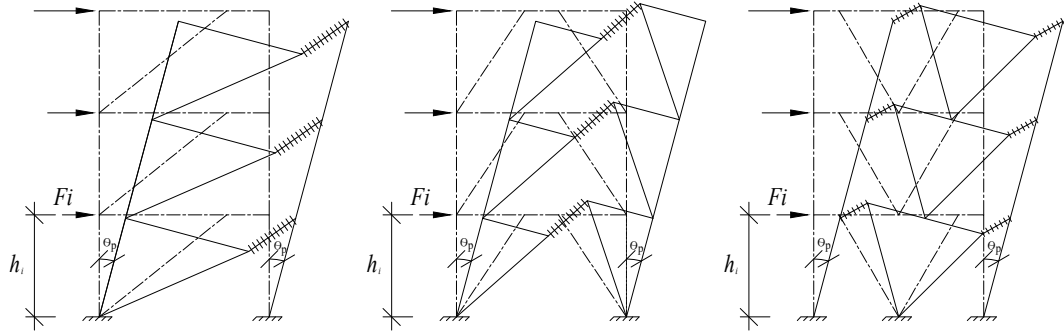
Şekil 1.11 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistemde plastik mafsallık noktaları([6]'den alınmıştır).

1.3 Tezin Amacı

Yapılan çalışmada, özellikle meydana gelen depremler sonucu ortaya çıkan can ve mal kayıplarını önlemek için geliştirilen çelik çerçeveler arasında önde gelen, deprem enerjisini yutma kapasitesi yüksek olan dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellemesi yığılı plastisite yöntemi ile yapıp, bağ kirişlerinin deprem etkisi altında davranışları incelenecektir.



Şekil 1.12 : Boşluklu perdeli betonarme çerçeve sistem bağ kirişi uygulaması ([7]'den alınmıştır).



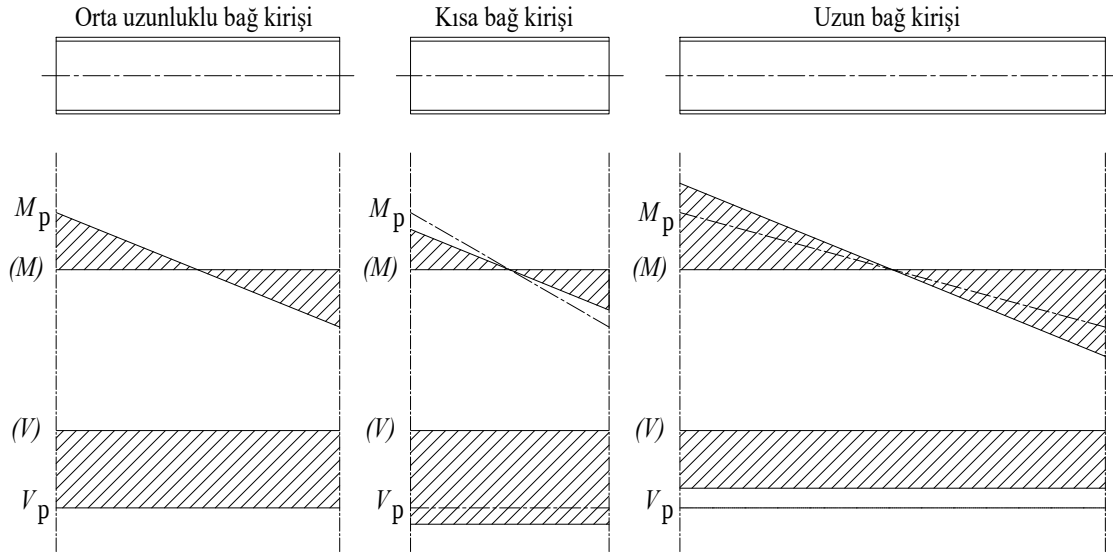
Şekil 1.13 : Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin şekil değiştirmiş durumu.

1.4 Tezin Kapsamı

Yapılan tez çalışması kapsamında, dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin kısa bağ kirişlerinin, yığılı plastisite modeli olarak kesme kuvveti-yer değiştirme rijit plastik mafsallı, moment-dönme yayı, moment-dönme rijit plastik mafsallı ve kesme kuvveti-yer değiştirme yayı ile ayrı ayrı modellenip zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizleri yapılarak yığılı plastisite modelleri kendi içlerinde karşılaştırılacaktır.

1.5 Çalışmada İzlenen Yöntemler

Bu tez çalışmasında dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişlerinin doğrusal olmayan davranışı yığılı plastisite yaklaşımı ile rijit plastik mafsallı ve yay modelleri kullanılarak



Şekil 1.14 : Bağ kirişi uzunluğunun doğrusal olmayan davranışa etkisi.

temsil edilmiştir. Bağ kirişlerinin doğrusal olmayan davranışlarını incelemek için dört farklı doğrusal olmayan bağ kirişi modeli oluşturulmuştur. Dört farklı bağ kirişi modeli kullanılarak hazırlanan üç boyutlu bina modelleri yedi farklı deprem kaydı için her iki ana doğrultu için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılarak incelenecektir.

1.6 Tezin İçeriği

Bu tez altı bölümden oluşmaktadır.

1.Bölüm’de çelik yapılar, tezin amacı, tezin kapsamı, çalışmada izlenen yöntemler ile ilgili genel bilgiler verilmiştir.

2.Bölüm’de dışmerkez çelik çaprazlı çerçeveler ve bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellenmesi ile ilgili literatürde yapılan önemli çalışmalara yer verilmiştir.

3.Bölüm’de dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişlerinin davranışı, tez çalışmasında kullanılan doğrusal olmayan modelleme yöntemleri ve dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin tasarımı ile ilgili özet bilgiler verilmiştir.

4.Bölümde dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellenmesinde kullanılması olası dört adet yığılı plastisite modeli verilmiştir. Tez çalışmasında kullanılan modeller; kesme rijit plastik mafsallı, kesme yaylı, moment rijit plastik mafsallı ve moment yaylı olmak üzere sıralanabilir. Ayrıca

bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellenmesine ait yığılı plastisite modellerinin davranışları anlatılmıştır.

5.Bölüm’de yığılı plastisite modellerinin karakteristik rijitlikleri hesaplanmış ve yığılı plastisite modellerinin konsol kiriş elemanlar üzerinde kullanılarak doğrulaması, itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerle yapılmıştır.

6.Bölüm’de TBDY-2018’e göre tasarımı yapılan 8 katlı her iki doğrultuda dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ofis binasının doğrusal tasarımına ait genel yapısal hesaplar verilmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılan ivme kayıtlarının ölçekleme yöntemleri ile ilgili bilgi verilmiş ve çalışmada kullanılan deprem kayıtlarına ait ivme- zaman grafikleri gösterilmiştir.

7.Bölüm’de dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellerinin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerine ait sonuçlar ve ortaya çıkan sonuçlar verilmiştir.

8.Bölüm’de yapılan çalışma üzerine değerlendirmeler ve öneriler verilmiştir.

Ekler Bölümü’nde 8 katlı dışmerkez çaprazlı binanın kritik elemanlarının TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2018’e göre boyutlandırma hesapları detaylı olarak verilmiştir.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1 Giriş

Bu bölümde dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler hakkında literatür araştırması verilmiştir. İlk önce deneysel çalışmalar açıklanmış, daha sonra analitik ve sayısal çalışmalar hakkında bilgi verilmiştir.

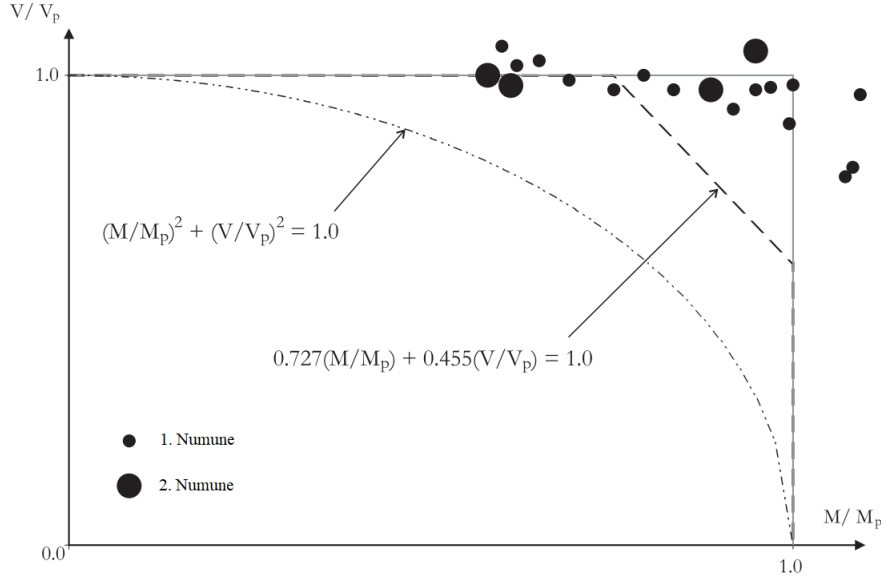
2.2 Deneysel Çalışmalar

Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemler, moment çerçeveler ile merkezi çaprazlı çerçevelerin avantajlarını birleştiren yatay bir yük taşıyıcı sistem olarak, 1970'lerin başında Fujimoto ve Tanabashi tarafından Japonya'da önerilmiştir. [11, 12]

Amerika'da dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler Roeder ve Popov tarafından çalışılmaya başlanmıştır [13, 14]. Popov'un doktora danışmanlığını yaptığı Roeder'in tez çalışması kapsamında yaptıkları temel varsayımların doğrulanmasından sonra dışmerkez çaprazlı çerçevelerle ilgili deneysel ve analitik çalışmalara başlanmıştır. Yapılan deneysel çalışmalarda, kısa bağ kirişlerinin kesme kuvveti etkisiyle, uzun bağ kirişlerinin ise eğilme momenti etkisiyle akmaya ulaştığı görülmüştür. Bunun yanı sıra orta uzunluktaki bağ kirişlerinde ise kesme ve eğilme mafsallarının birlikte oluşabildiği tespit edilmiştir. Yapılan deneyler, kısa bağ kirişlerinin elastik ötesi davranışlarının (sünekliğinin), orta uzunluktaki ve uzun bağ kirişlerine göre daha fazla olduğunu göstermiştir. [15]

Kısa bağ kirişlerinin gövdelerine rijitlik levhaları eklenerek yapılan çalışmalarda, gövde buruşması engellendiği için, bağ kirişlerinin çevrimsel stabilitesini kaybetmeden büyük yer değiştirmeler yapabildikleri ve yüksek enerji yutma kapasitesine sahip oldukları kanıtlanmıştır [16]. Deney sonuçlarından elde edilen sonuçlar doğrultusunda kesmeye çalışan bağ kirişlerinin gövde rijitlik levhalarının tasarımı için bir yöntem ortaya konulmuş ve rijitlik levhalarının teşkil edileceği aralıklar için üst sınırlar belirlenmiştir [17, 18].

26 adet bağ kirişi numunesi üzerinde yapılan deneyler ve parametrik çalışmalar sonucunda bağ kirişi davranışı üzerinde kesme kuvveti ve moment karşılıklı etkileşiminin küçük mertebelerde olduğu (bakınız Şekil 2.1) anlaşılmıştır [8].



Şekil 2.1 : Bağ kirişinde kesme kuvveti ve moment etkileşimi ([8]'den alınmıştır).

Çerçevelere gelen yanal yükler bağ kirişinde normal kuvvet oluşturur. Kasai ve Popov tarafından yapılan çalışmada eksenel kuvvetin yüksek olması durumunda bağ kirişinin elastik ötesi davranışını kötü yönde etkilediği anlaşılmıştır [8]. Bağ kirişine etkiyen normal kuvvet, kiriş eksenel akma dayanımının %15' inden küçük ise bağ kirişinin davranışında normal kuvvetin etkisi ihmal edilebildiği gösterilmiştir .

Birebir ölçekli yapılan ilk çalışma Japonya ve Amerika ortak işbirliği ile yürütülen, Japonya'da bulunan büyük ölçekli yapı laboratuvarında yapılmıştır. Bu çalışma, dört aşamalı çevrimsel yükleme deneylerinden oluşmaktadır. İlk aşamada, yapı her iki yönde hem rijit, hem de merkezi çaprazlı çerçevelerden oluşmaktadır [19]. Birinci aşamadan sonra merkezi çaprazlar çıkartılıp, yapı onarılmış ve yapıya çaprazlar dışmerkez olarak bağlanmıştır [20]. Üçüncü aşamada ise, dışmerkez çapraz elemanlar çıkarılıp, yapı yalnızca rijit çerçeveli olarak yüklenmiştir. Son aşamada yapılan deneyler ise, taşıyıcı olmayan duvarlar ve kaplamalar üzerinde yapılmıştır. Bu çalışmanın ardından, aynı model yapı Berkeley'de bulunan sarsma tablasının kapasitesi göz önünde bulundurularak 0.3048 ölçek ile inşa edilmiş ve testler yapılmıştır. Yapılan çalışmalarda, dışmerkez çaprazlı çerçeve performansı tasarım yönteminin doğruluğu kanıtlanmış ve dışmerkez çaprazlı çerçeve, beklenen performansı göstermiştir [21].

Uzun bağ kirişleri üzerinde yapılan çalışmada, W12x16 ve W12x22 kesitlerine sahip elemanlarda toplam 12 deney yapılmış ve kiriş kesitlerinin baskın göçme modu kolon birleşimine yakın başlıkların kırılması olduğu görülmüştür [22]. Bu alışma üzerine, uzun bağ kirişlerinin doğrudan kolona bağlandığı ereve düzenlerinden kaçınılması önerilmiştir.

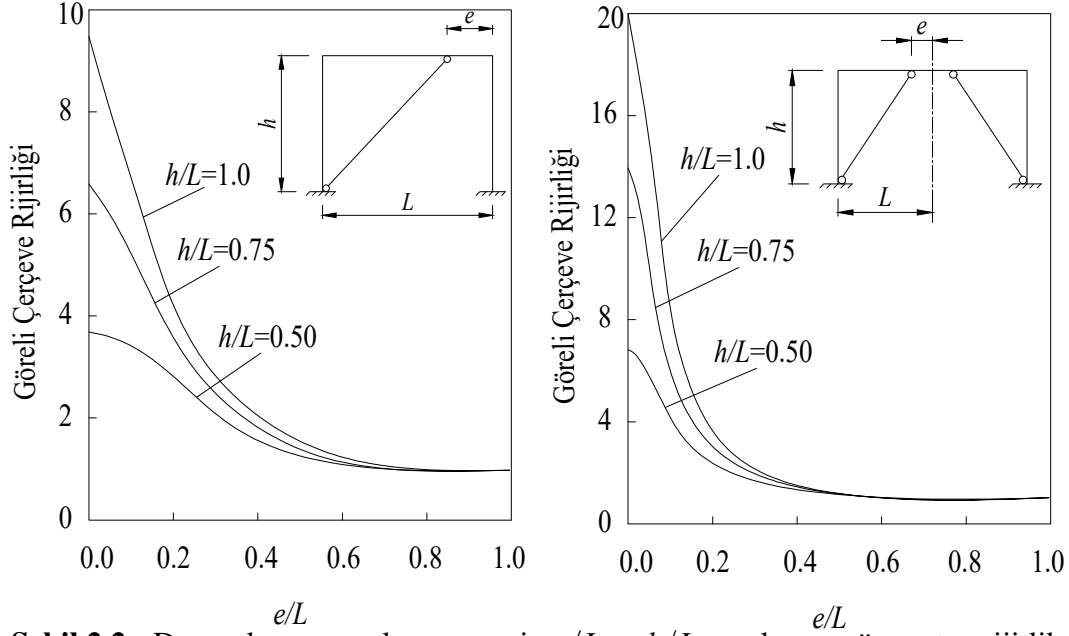
Okazaki tarafından toplam 23 adet dışmerkez bağ kirişi-kolon birleşimi üzerinde çevrimsel yükleme deneyi yapılmıştır [23–25]. Test parametreleri birleşim detayları, bağ kirişi uzunluğu, bağ kirişi kesiti ve çevrimsel yükleme protokolleridir. Deneylerde, bağ kirişi uzunluğuna göre değişmemekle birlikte, flanş kaynaklarında kırılma meydana gelmiştir. Bunun zerine Okazaki bağ kirişi flanşları çevresi ile kolonu ve rijitlik levhalarını köşe kaynakla kaynaklayıp iki bağ kirişi-kolon birleşim detayı daha geliştirip test etmiştir. Deney sonuçları önceki çalışmalara göre daha iyi performans sergileyip, plastik dönme gereksinimlerini sağlamıştır [26] .

Okazaki ve Engelhardt tarafından, A992 çeliğinden oluşan farklı kesit ve uzunluktaki numuneler üzerinde pekleşme ve flanş burkulması üzerinde yapılan çalışmalar neticesinde yükleme protokolünün, bağ kirişlerinin elastik ötesi dönmesinde önemli rol oynadığı ortaya çıkmıştır [27]. Aynı zamanda, gövde burkulmasından dolayı oluşan kırılmaları sınırlandırmak için gövde rijitlik levhaları hakkında yeni yöntemler sunulmuştur. Çalışmanın sonucunda, numunelerin dayanım fazlalığı katsayılarının 1.05 ile 1.62 arasında değiştiği ve kısa bağ kirişlerinden flanşları güçlü olanlarının dayanım fazlalığı katsayılarının büyük olduğu gözlemlenmiştir .

Kompozit döşemenin bağ kirişi davranışına etkisinin incelendiği 8 deneyde kompozit döşemenin, bağ kirişinin taşıma gücünü ve enerji yutma kapasitesini önemli ölçüde arttırdığı, pekleşmeden dolayı kompozit kirişlerde, çıplak kirişlere göre büyük uç momentleri oluştuğu görülmüştür. [28].

2.3 Analitik ve Sayısal alışmalar

Yapılan sayısal çalışmalardan ilki tek katlı ve tek açıklıklı iki tip dışmerkez aprazlı ereve kullanılarak, bağ kirişi uzunluğunun ereve açıklığına oranının, çerçevelerin yanal elastik rijitlikleri üzerindeki etkileri incelenmiştir [9]. Çalışmaya göre, bağ kirişi



Şekil 2.2 : Dışmerkez çaprazlı çerçevenin e/L ve h/L oranlarına göre yatay rijitlik değişimleri. [9]

uzunluğunun çerçeve açıklığına oranı 0.2' den büyük değerler için sistem yatay rijitliği hızla azalmaktadır (bakınız Şekil 2.2).

Yapılan diğer çalışmada ise bağ kirişi ve çapraz arasındaki açının, bağ kirişi eksenel yükü arasındaki etkisi incelenmiştir [29]. Çalışmanın sonucunda kiriş eksenel kuvvetinin sınırlandırılması için, kiriş ve çapraz arasındaki açının 40° den az olması gerektiği önerilmiştir.

Yapılan sayısal modelleme çalışmalardan ilki, bağ kirişinin elastik ötesi davranışının gerçeğe yakın olarak modellenmesi üzerine Roeder ve Popov tarafından yapılmıştır [13]. Bu çalışmada kısa bağ kirişlerinin ilk modeli sandviç kiriş olarak modellenip, kiriş başlıklarının eğilme momentini, kiriş gövdelerinin ise kesme kuvvetini karşıladığı varsayılmıştır. Daha sonra Ricles ve Popov, ortaya konulan ilk modelin kısıtlı durumlarda geçerli olduğunu belirtip daha genel bir bağ kirişi davranış modeli ortaya koymuşlardır [30]. Konu üzerinde yapılan çalışmaların birikmesiyle, Ramadan ve Ghobarah çeşitli uzunluklardaki bağ kirişlerinin, kabuk elemanlar kullanarak sonlu eleman modelini oluşturup, çok sayıda analizini yaptıktan sonra, bağ kirişi davranışının bilgisayar ortamında DRAIN-2DX programında modelini oluşturmuşlardır (bakınız Şekil 2.3) [10].

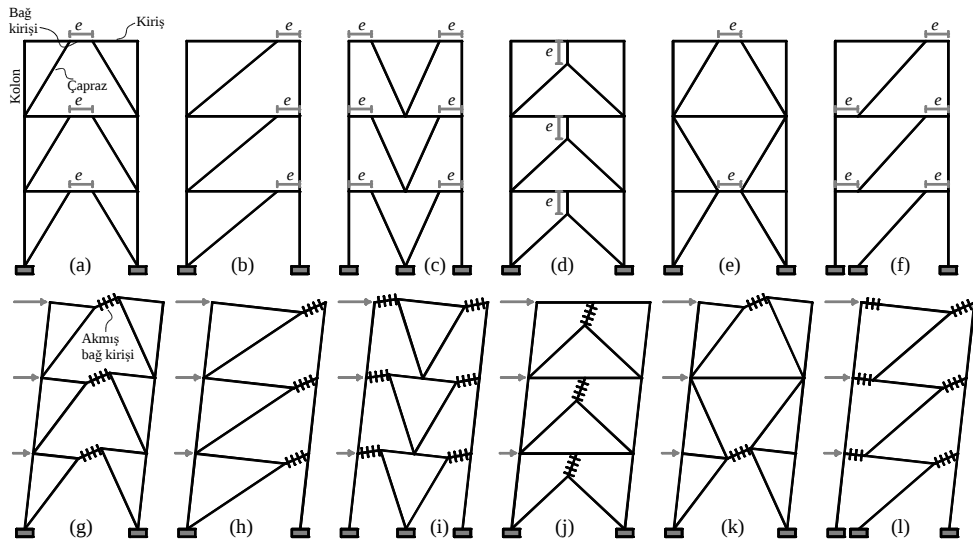
Yapılan bir diğer çalışmada altı katlı dışmerkez çaprazlı bir çelik binanın zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yedi farklı deprem kaydı altında dışmerkez

3. TEORİK ALTYAPI

3.1 Giriş

3.2 Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveslerin Geometrik Özellikleri

Dışmerkez çaprazlı çerçeveler, çapraz elemanlarının en az bir ucunun bağ kirişi adı verilen parçaya bağlanmasıyla oluşan yanal yük taşıyıcı sistemlerdir. Bağ kirişleri çoğunlukla kesme kuvvetine çalışan elemanların akması üzerinden doğrusal olmayan davranış gösteren ve enerji sönümleyen elemanlardır. Dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonları şekil 3.1’de gösterildiği gibi çok çeşitli şekillerde olabilir. Şekilde gösterilen “ e ” mesafesi, bağ kirişi boyunu ifade etmektedir.



Şekil 3.1 : Dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonları.

3.3 Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveslerin Tasarım Felsefesi

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarım felsefesi bağ kirişlerinin doğrusal olmayan davranış, geriye kalan tüm dışmerkez çaprazlı çerçeve elemanlarının doğrusal davranış göstermesi üzerine kuruludur. Bu tip çerçeveler tasarlanırken; elastik ötesi davranışın sadece bağ kirişinde oluşup, bağ kirişi dışındaki elemanların elastik bölgede kalması

istenir. Bağ kirişlerin tasarımı ise kapasite tasarımına dayanmaktadır. Bağ kirişi dışındaki elemanlar, bağ kirişinin akımış ve pekleşme gerilmesine ulaşmış kuvvetlerine gre boyutlandırılarak elastik ötesi davranışın sadece bağ kirişlerinde oluşması sağlanmış olur.

Dışmerkez aprazlı çerçevelerin tasarımını etkileyen  önemli faktör vardır.

- Bağ kirişi uzunluğu
- Bağ kirişi eleman kesiti
- Çapraz konfigürasyonu

Bağ kirişi kesiti uzunluğu ve bağ kirişi kesitine gre, dışmerkez aprazlı çerçevenin istenen akma mekanizması tasarımcı tarafından belirlenebilir. İyi tasarlanmış bir dışmerkez aprazlı çerçevenin dayanım ve sünekliği , bağ kirişinin dayanım ve sünekliği ile doğrudan ilişkilidir.

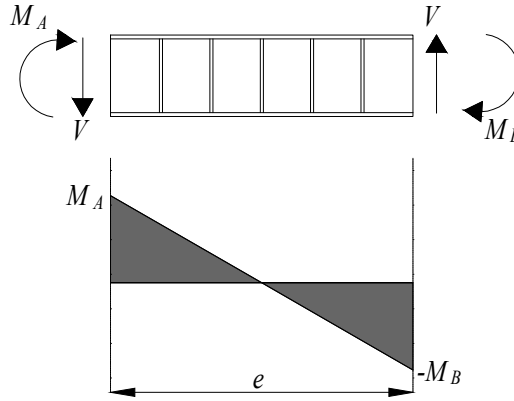
3.4 Dışmerkez aprazlı erevelerin Tasarımında Bağ Kirişi Uzunluğunun Etkisi

Dışmerkez aprazlı çerçevelerin tasarım kriterlerinin başında, bağ kirişinin deprem esnasındaki plastik davranışının seçilmesi gelir. Kısa ve uzun bağ kirişlerinin davranışları birbirinden oldukça farklıdır. Bağ kirişinin boyu, sistemin akma moduna doğrudan etki eder. Bağ kirişleri uzunluklarına gre  sınıfa ayrılır. Kısa bağ kirişlerinin akma durumuna ulaşması kesme kuvveti etkisiyle gerçekleşir. Kesit plastik moment taşıma kapasitesine ulaşmadan, plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesine ulaşır ve kesitte kayma akması oluşur. Orta uzunluktaki bağ kirişleri hem kesme kuvveti hem de moment etkisiyle akma durumuna ulaşır. Uzun bağ kirişleri ise kesme kuvveti taşıma kapasitesinden önce moment taşıma kapasitesine ulaşır ve kesitte moment akması oluşur.

3.5 Bağ Kirişi Davranışı

Bağ kirişinin aksenal kuvveti ihmal edilerek serbest cisim diyagramı çizildiğinde M_A ve M_B momentleri M_p plastik moment kapasitesine ulaştığında bağ kirişinin uçlarında

plastik mafsall oluşur. Ayrıca V kesme kuvveti V_p plastik kesme kuvvetine ulaştığında kirişte kesme mafsalı oluşur.



Şekil 3.2 : Bağ kirişi serbest cisim diyagramı.

$$2 \times M_p = V_p \times e \quad (3.1)$$

$$e = \frac{2 \times M_p}{V_p} \quad (3.2)$$

$$e < \frac{2 \times M_p}{V_p} \rightarrow V_{link} = V_p \rightarrow M_{link} = \frac{e \times V_p}{2} \quad (3.3)$$

$$e \geq \frac{2 \times M_p}{V_p} \rightarrow V_{link} = \frac{2 \times M_p}{e} \rightarrow M_{link} = M_p \quad (3.4)$$

Kısa bağ kirişleri üzerinde yapılan deneyler sonucu pekleşmenin etkisiyle kirişlerin kesme kuvveti taşıma kapasitesinin $1.5 \times V_p$ 'ye kadar ulaştığı görülmüştür. Kesme kuvveti etkisindeki akmaya ulaşan kısa bağ kirişlerinde, pekleşmenin etkisiyle artan uç momentler kiriş uçlarında plastik mafsallar oluşturabilir. Bağ kirişinin flanşlarında göçmenin oluşmasını engellemek için, uç momentlerindeki artış $1.2 \times M_p$ ile sınırlandırılır. Sonuç olarak;

$$e < \frac{1.6 \times M_p}{V_p} \quad (3.5)$$

'dan daha kısa bağ kirişi uzunluğuna sahip bir sistemde bağ kirişleri kesme kuvveti etkisiyle akma durumuna ulaşır.

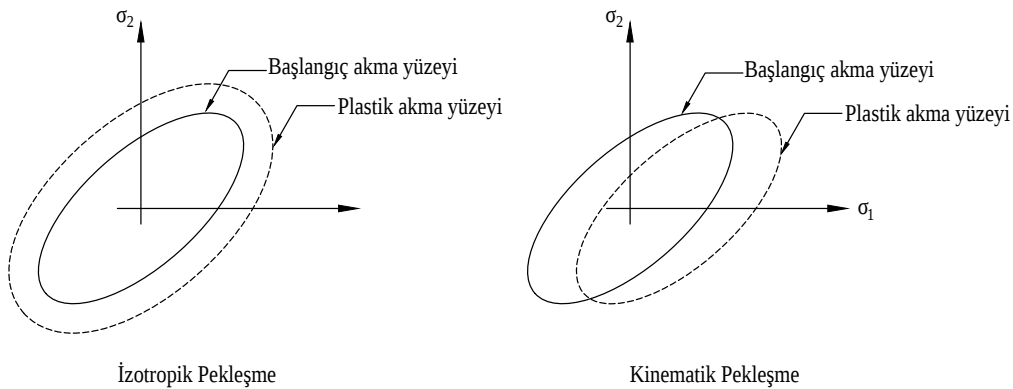
$$e > \frac{2.6 \times M_p}{V_p} \quad (3.6)$$

'dan daha uzun bağ kirişi uzunluğuna sahip bir sistemde bağ kirişleri moment etkisiyle akma durumuna ulaşır.

$$\frac{1.6 \times M_p}{V_p} < e < \frac{2.6 \times M_p}{V_p} \quad (3.7)$$

Bağ kirişi uzunluğunun bu iki uzunluğun arasında olduğu sistemlerde ise bağ kirişi hem kesme kuvveti hem de moment etkisiyle akma durumuna ulaşır.

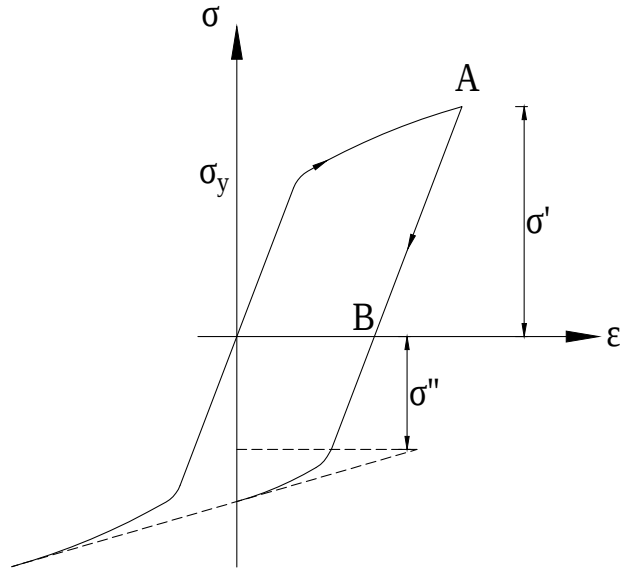
Çelik malzemenin, uygulanan yükler altında akma noktasını geçtikten sonra mukavemeti ve sertliğinin artmasına pekleşme adı verilir. Bağ kirişi aktıktan sonra elastik rijitliği, pekleşme rijitliğine düşerek doğrusal olmayan davranış yapmaya başlar. Pekleşme bölgesinde kesitte gerilme artarken kesit plastik şekil değiştirme yapmaya başlar ve şekil değiştirme plastik noktaya kadar devam eder. Bu noktadan sonra şekil değiştirmeler kesitin akma durumundan önceki haline geri dönmez. Bu davranışı yapı sistemlerinin doğrusal olmayan hesabında kullanabilmek için kullanılan bazı modeller mevcuttur. Bu modellerden ilki izotropik pekleşme modelidir. İzotropik pekleşme modelinde kesit basınç ve çekme kuvveti altında plastikleşmeye başladıktan sonra yükleme devam ederken, kesitin akma yüzeyinin merkezi aynı konumda kalıp, akma yüzeyi her yönde eşit miktarda genişlemektedir. Diğer pekleşme modeli olan kinematik pekleşmede ise kesitin akma yüzeyi değişmez fakat konumu değişir. Kinematik pekleşme modeli basınç ve çekme kuvveti altında malzeme davranışını tanımlayabilmek için daha uygundur.



Şekil 3.3 : İzotropik ve kinematik pekleşme.

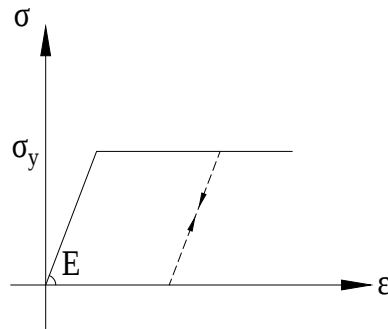
Yükleme durumu ortadan kalkınca malzeme üzerinde çok küçük miktarda artık gerilmeler kalır. Şekil 3.4'de gösterildiği gibi A noktasına kadar yüklenip, yükleme boşaltılırsa gerilme - şekil değiştirme eğrisi B noktasına ulaşırsa ve daha sonra ters yönde bir yükleme yapılırsa, artık gerilmelerden dolayı akma, σ'' gerilmesinde oluşur.

σ'' gerilmesi σ' gerilmesinden daha küçüktür. Bu durum gerilmenin ters yöne döndüğü durumlarda meydana gelir ve Bauschinger etkisi olarak adlandırılır.



Şekil 3.4 : Bauschinger etkisi.

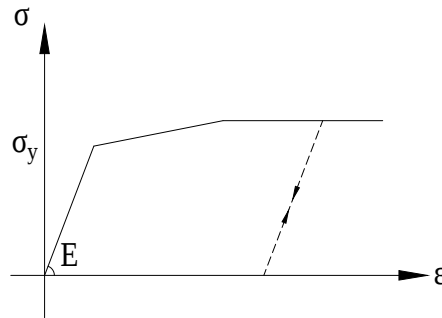
Yapı elemanlarının tekrarlı yükler altında çevrimsel davranışlarını yapı sistemlerinin hesabında mümkün olduğunca gerçekçi yansıtabilmek için çevrimsel (histeretik) davranış modeli kullanmak önemlidir. Histeresis eğrilerini iki doğrulu (bi-lineer) ve üç doğrulu (tri-lineer) olarak modellemek mümkündür. İki doğrulu model elastoplastik model olarakta adlandırılan gerilme - şekil değiştirme davranışını idealleştirmek için kullanılır.



Şekil 3.5 : İki doğrulu (elastoplastik) malzeme modeli.

Malzemenin akma sınırını aştıktan sonra rijitliğindeki ve dayanımındaki azalmayı göz önüne alabilmek için üç doğrulu (tri-lineer) model kullanılmalıdır. 3.6’de gösterildiği üzere, çelik malzeme aktıktan sonra pekleşme bölgesinde pekleşme rijitliği azalarak

gerilme az bir miktar artmaktadır ve giderek sabitleşmektedir. Bundan sonra sistem yük taşıma kapasitesine ulaşır.



Şekil 3.6 : Üç doğrulu malzeme modeli.

3.6 Doğrusal Olmayan Modelleme Yöntemleri

Yapı sistemleri malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan özelliklere sahiptir. Yapıların deprem esnasındaki doğrusal olmayan davranışlarının gerçekçi olarak hesap modelinde dikkate alınabilmesi için yapı davranışının tahmin edilip yapı davranışına uygun, doğrusal olmayan modelleme yöntemleri kullanılması gerekir. Yapı elemanlarındaki doğrusal olmayan davranış, yapı malzemelerinin ve eleman kesitlerinin elastik ve elastik ötesi kuvvet-şekil değiştirme fonksiyonlarıyla tanımlanır. Taşıyıcı elemanların doğrusal olmayan davranışını tanımlamak için mühendislik uygulamalarında yığılı plastisite ve yayılı plastisite yaklaşımları yaygın olarak kullanılır.

3.6.1 Yığılı plastisite yaklaşımı

Yığılı plastisite yaklaşımında doğrusal olmayan davranış çubuk sonlu elemanlara rijit plastik mafsallar veya yaylar aracılığıyla tanımlanır. Rijit plastik mafsallarda yaklaşımında plastik mafsallarda uzunluğu boyunca oluşan plastikleşmenin bir noktada yığıldığı varsayılır ve plastikleşmenin oluşacağı tahmin edilen kesitlere plastik mafsallar atanır. Bu yaklaşımda doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsallarda oluşacağı, çubuk elemanın plastik mafsallardaki bölümünün elastik davranacağı kabul edilebilir. En sık kullanılan plastik mafsallarda modelleri eğilme (M2, M3), kesme (V2, V3) ve eksenel kuvvet ile eğilme momenti arasındaki ilişkiyi tanımlayan modeller olarak sıralanabilir. Rijit plastik mafsallarda model basit bir yapıya

sahip olduğu için en yaygın kullanılan doğrusal olmayan modellerin başında gelir. Rijit plastik mafsallardan sonra en sık kullanılan yığılı plastisite modeli ise yaylardır. Yay elemanlar da plastik mafsal elemanlar gibi çubuk elemanda belli bir uzunlukta oluşan doğrusal olmayan davranışı çubuk elemanda teşkil edilen, uzunluğu çubuk uzunluğunun çok küçük mertebelerinde olan iki düğüm noktası arasına tanımlanarak kullanılır. Moment-dönme yayı ve kesme kuvveti-yerdeğiştirme yayı sıklıkla doğrusal olmayan hesaplarda tercih edilen yay elemanlardır. Rijit plastik mafsal elemanları çubuk eleman üzerinde bir noktaya atanırken, yay elemanları çubuk eleman üzerine atanmazlar, çubuk elemanları birbirine bağlayacak şekilde atanarak kullanılırlar. Rijit plastik mafsal ile yay elemanın kullanım amaçlarına göre kendi içinde birbirlerine göre üstünlükleri mevcuttur. İtme analizi yapılmak istenen yapı sistemlerinde rijit plastik mafsal elemanların kullanılması gerekir. Rijit plastik mafsal elemanlarda akma kuvvetine kadar herhangi bir şekil değiştirme gerçekleşmez. Yay elemanlarda başlangıç rijitliği bulunmaktadır. Yay elemanların rijit plastik mafsal elemanlara göre kullanım alanları daha geniştir.

3.6.2 Yayılı plastisite yaklaşımı

Yayılı plastisite yaklaşımında doğrusal olmayan şekil değiştirmeler plastikleşen bölgeye yayıldığı varsayılır. Yayılı plastisite modellerinden en yaygın kullanılan model fiber eleman modelidir. Fiber modelde taşıyıcı eleman kesiti sonlu sayıda life ayrılır. Her bir lif parçasına, elemandaki konumu ve malzeme özelliklerindeki doğrusal olmayan kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları tariflenir. Fiber model yığılı plastisite modellerine göre daha gelişmiş olmasına rağmen analiz süresi göz önüne alındığında yığılı plastisite modellerine göre daha az tercih edilmektedir. Yığılı plastisite modellerinden bir diğeri de 3D solid modeldir. Bu çalışma kapsamında yayılı plastisite modelleri kullanılmamıştır.

3.7 Statik İtme Analizi

Statik itme analizi, taşıyıcı sistemin yanal yükler altında dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerini belirlemek için kuvvet kontrollü veya deplasman kontrollü olarak uygulanır. Taşıyıcı sistem düşey yükler altındayken yatay yük yavaş yavaş arttırılır. Bu esnada kuvvete veya deplasmana bağlı olarak yapı elemanlarında oluşan

plastikleşmeler izlenir. Bu yöntem ile yapı performansı hakkında doğrudan bilgi sahibi olunabilir, yapının göçme modu da belirlenebilir. Yapı performansının belirlenebilmesi için yapıda gevrek göçme durumunun olmadan yapı sünek davranış göstermelidir.

3.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin amacı, yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınarak yapı taşıyıcı sisteminin hareket denkleminin zamana bağlı olarak adım adım çözümlenerek yapı sistemindeki deplasmanların, plastik şekil değiştirmelerin ve eleman iç kuvvetlerinin belirlenmesidir. Hareket denkleminin nümerik çözümü için kullanılan bazı yöntemler mevcuttur.

Newmark- β Yöntemi

Newmark- β yöntemi, Newmark tarafından geliştirilmiş olup diferansiyel dinamik hareket denklemlerinin çözümünde sıkça kullanılmaktadır. Newmark- β yöntemi ile diferansiyel hareket denklemi arttırımsal ve cebirsel basit bir forma çevrilerek her adım için doğrudan çözümlenir.

Newton-Raphson Yöntemi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde, doğrusal olmayan eleman iç kuvvetleri hata payları ile elde edilir. Bu hata payına dengelenmemiş kuvvet adı verilir. Newton-Raphson yöntemi dinamik hareket denkleminin her bir adımı içindeki dengeyi sağlamak için kullanılır. Dengelenmemiş kuvvet hareket denkleminin her bir zaman adımının başlangıcında sisteme dış kuvvet olarak uygulanır. Dengelenmemiş kuvvet, kabul edilebilir hata sınırları içinde kalana kadar aynı zaman adımı içinde iterasyon devam ettirilir. Dengelenmemiş kuvvet müsaade edilen hata sınırının altına düştükten sonra analiz bir sonraki zaman adımında aynı prosedür ile devam eder.

Rayleigh Sönümlemesi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sırasında yapı mod şekilleri, taşıyıcı sistemde meydana gelen elastik ötesi şekil değiştirmeler sebebiyle sürekli değişim eğilimi içindedir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde yapı sönümü önemli bir parametredir. Doğrusal olmayan analizde kullanılan sönüm modelinin

her modda değişen bir modal sönüm modeli olarak kullanılması mümkün olsada analiz süresini uzatacağı için çok mantıklı değildir. Zaman tanım alanında doğrusal analizlerde modal sönüm yerine Rayleigh sönüm modeli sıklıkla kullanılmaktadır. Rayleigh sönümlemesinde yapısal sönüm, dış sönüm ve iç sönüm olmak üzere ikiye ayrılır. Dış sönüm, kütle matrisi ile iç sönüm ise rijitlik matrisi ile temsil edilerek sönüm matrisi dış sönüm ve iç sönüm matrislerinin toplamından oluşmaktadır. Rayleigh sönüm modeli tanımlanırken iki adet sınır titreşim periyodu dikkate alınır. Yapısal sistemin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi sırasında sistemin periyodunun seçilen iki değer arasında değişeceği öngörülür. Sınır periyotlara denk gelen sönüm oranları belirlenerek sönüm fonksiyonu tanımlanır.

3.9 Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Tasarım İlkeleri

3.9.1 Temel ilkeler

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçeveler deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli miktarda doğrusal olmayan şekildeğiştirme yapabildiğı yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçevelerin kolon, bağ kirişi, bağ kirişi dışında kalan kiriş ve çapraz elemanları yönetmeliklerin ilgili kompaktlık şartlarını sağlamalıdır. Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarımında uyulacak kurallar aşağıda verilmiştir.

Bağ Kirişleri

- Bağ kirişleri dışmerkez çaprazlı çerçevelerin tasarımında en kritik elemanlardır. Bağ kirişi dışındaki hiç bir taşıyıcı eleman elastik ötesi davranış yapmayacak şekilde tüm yapı boyutlandırılır. Öncelikle bağ kirişi uzunluğuna ve bağ kirişi kesatine göre sistemin plastikleşme mekanizması belirlenir. Bağ kirişi plastikleşme mekanizması basit plastik teoriye dayanır. Bağ kirişi boyutlandırılırken, bağ kirişinin kesme kuvvetinden ya da momentten akmasına bakılmaksızın, kesme kuvvetine göre hesap yapılır. Uzun bağ kirişlerinin akmasını moment etkisi kontrol ettiğı halde, bağ kirişinin kesme dayanımı kontrolleri eğilme etkisini kontrol etmeyi içerir. Bağ kirişi uzunluğuna göre bağ kirişlerinin akma kuvveti belirlenir; Bağ kirişinin kesme kuvveti dayanımı, gövdede kesme kuvveti etkisinde akma ve

kestin eğilme momenti etkisinde akma sınır durumlarından bulunan küçük olan kesme kuvveti olarak alınır.

$$V_n = \min(V_p; 2 \times M_p/e) \quad (3.8)$$

$$P_r/P_y \leq 0.15 \rightarrow V_p = 0.6 \times F_y \times A_w \quad (3.9)$$

$$P_r/P_y > 0.15 \rightarrow V_p = 0.6 \times F_y \times A_w \times \sqrt{1 - (P_r/P_y)^2} \quad (3.10)$$

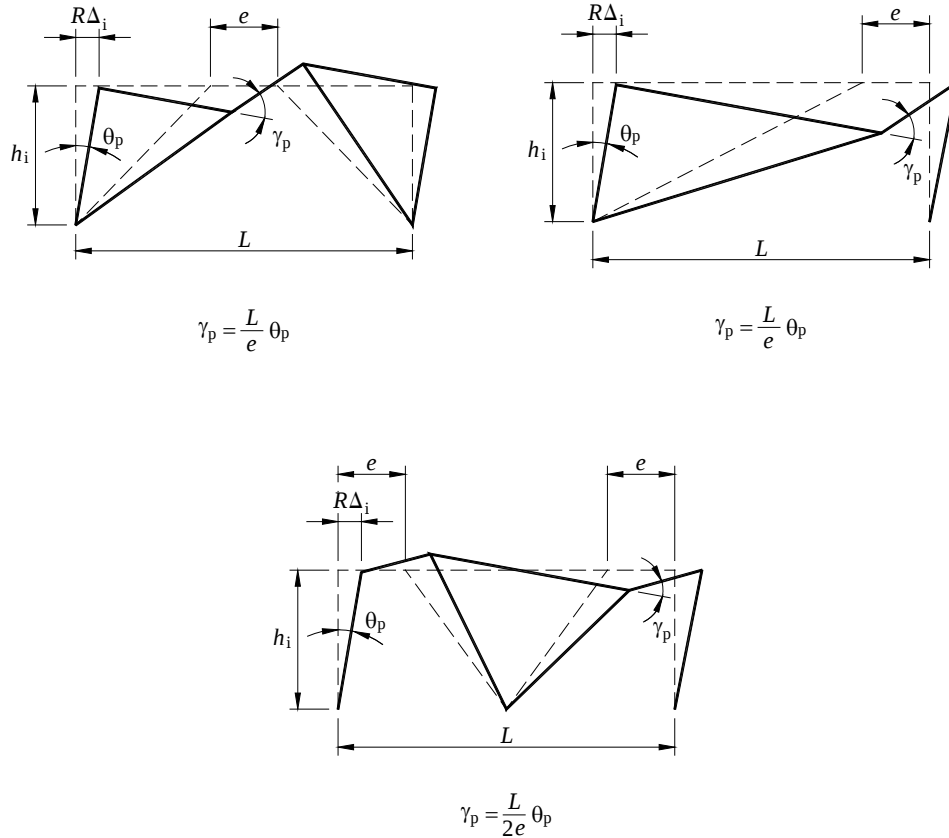
$$P_r/P_y \leq 0.15 \rightarrow M_p = F_y \times W_p \quad (3.11)$$

$$P_r/P_y > 0.15 \rightarrow M_p = F_y \times W_p \left(\frac{1 - P_r/P_y}{0.85} \right) \quad (3.12)$$

- Kiriş uzunluğu $e \leq 1.6 \times M_p/V_p$ 'den kısa olan bağ kirişleri kesme kuvveti etkisiyle plastikleşir.
- Kiriş uzunluğu $1.6 \times M_p/V_p \leq e \leq 2.6 \times M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişleri hem kesme kuvveti hem de moment etkisiyle plastikleşir.
- Kiriş uzunluğu $e > 2.6 \times M_p/V_p$ ' den uzun bağ kirişleri moment etkisiyle plastikleşir.
- Bağ kirişlerinin deformasyon kapasiteleri literatürde yapılan deneyler sonucu sınırlanmıştır. Binanın görelî kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bağ kirişinin uzantısındaki kat kirişi arasında oluşan γ_p bağ kirişi dönme açısı için sınır değerler aşağıda belirtildiği gibidir.
- Kiriş uzunluğu $e \leq 1.6 \times M_p/V_p$ 'den kısa olan bağ kirişleri için maksimum dönme açısı 0.08 radyandır.
- Kiriş uzunluğu $e > 2.6 \times M_p/V_p$ ' den uzun bağ kirişleri için maksimum dönme açısı 0.02 radyandır.
- Kiriş uzunluğu $1.6 \times M_p/V_p \leq e \leq 2.6 \times M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişleri için maksimum dönme açısı 0.08 radyan ile 0.02 radyan arasında lineer interpolasyon yapılarak belirlenir.

Bağ kirişi dönme açısı çerçeve tipine göre dışmerkez çaprazlı çerçevenin geometrik özelliklerinden faydalanılarak 3.7’de gösterildiği gibi bulunur.

$$\theta_p = \frac{R \times \Delta_i}{I \times h_i} \quad (3.13)$$

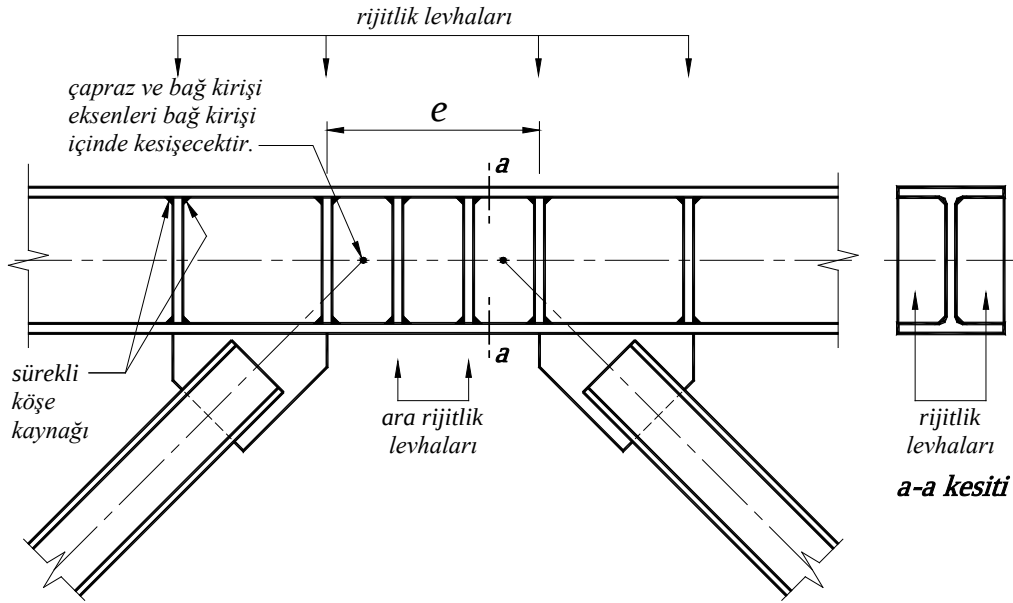


Şekil 3.7 : Bağ kirişi dönme açısı.

Bağ kirişlerinin alt ve üst başlıkları kirişin her iki ucunda, kolona bağlanan bağ kirişlerinde ise kirişin bir ucunda yanal burkulmaya karşı desteklenmelidir. Ayrıca olası plastik mafsallarda, kiriş başlıklarında yanal ötelenmeye ve burulmaya karşı kullanılacak elemanlar, yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olmalıdır. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde yanal destek elemanlarının arasındaki maksimum mesafe $L_b \leq 0.086 \times i_y \times \frac{E}{F_y}$ koşulunu sağlamalıdır.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişlerinde çapraz elemanlarının bağ kirişinin alt ve üst başlığına doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenmelidir. Rijitlik levhaları bağ kirişi gövde levhasının her iki tarafına konulmalı, gövde levhası yüksekliğinde ve $(b_{bf} - t_w)/2$ genişliğinde olmalıdır. Bağ kirişinin uçlarındaki rijitlik levhalarına ek olarak, ara rijitlik levhaları teşkil edilmelidir.

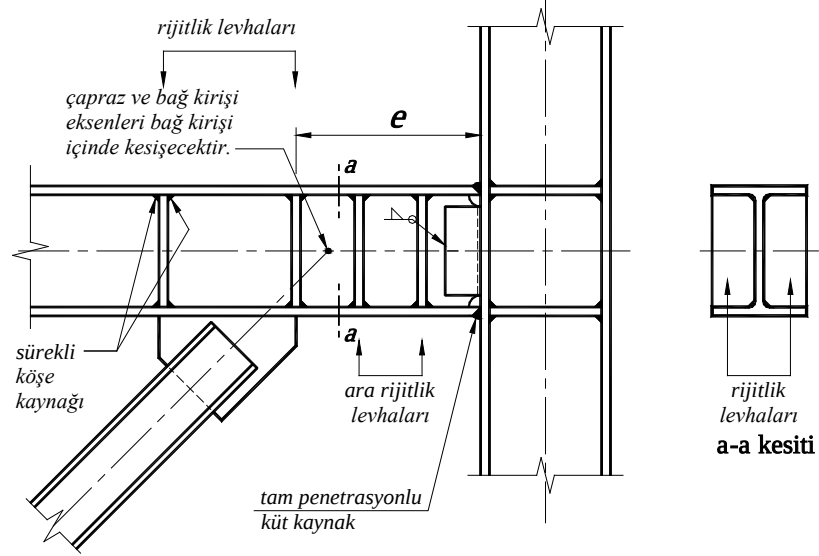
- Kiriş uzunluğu $e \leq 1.6 \times M_p/V_p$ 'den kısa olan bağ kirişlerinin ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları bağ kirişi dönme açısının 0.08 radyan olması halinde $(30t_w - d_b/5)$ ' ten, bağ kirişi dönme açısının 0.02 radyandan az olduğu durumlarda ise $(52t_w - d_b/5)$ 'ten fazla olmamalıdır. Bağ kirişi dönme açısının ara değerleri için lineer interpolasyon yapılacaktır.
- Kiriş uzunluğu $2.6 \times M_p/V_p \leq e \leq 5.0 \times M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi uçlarından $1.5b_{bf}$ uzaklıkta birer rijitlik levhası teşkil edilmelidir.
- Kiriş uzunluğu $1.6 \times M_p/V_p \leq e \leq 2.6 \times M_p/V_p$ arasında olan bağ kirişlerinde, üst maddelerde belirtilen ara rijitlik levhaları birlikte teşkil edilmelidir.
- Kiriş uzunluğu $5.0 \times M_p/V_p$ 'den uzun bağ kirişlerinde ara rijitlik levhalarının teşkil edilmesine gerek yoktur.



Şekil 3.8 : Bağ kirişi ara rijitlik levhalarının düzenlenmesi.

Bağ kirişlerinin kolona doğrudan bağlandığı dışmermez çaprazlı çerçevelerde, bağ kirişi kolona moment aktaran kaynaklı birleşim detayı ile bağlanmalıdır. Bağ kirişi başlıkları kolona tam penetrasyonlu küt kaynak ile bağlanmalıdır. Bağ kirişinin kolona bağlantısının eğilme momenti dayanımı $1.0M_p$ değerinden, kesme kuvveti dayanımı $1.1V_p$ değerinden az olmamalıdır.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağ kirişi dışında kalan taşıyıcı sistem elemanları kapasite tasarımı ilkeleriyle boyutlandırılırlar.



Şekil 3.9 : Bağ kirişi-kolon bağlantısı.

Çaprazlar

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin çaprazlarının gerekli dayanımlarının belirlenmesinde, bağ kirişinin plastikleşmesine sebep olan yüklemenin $1.25R_y$ katı ile büyütülen yükleme dikkate alınacaktır. Çapraz enkesiti çok parçalı ise, çaprazın parçaları sürekli olarak birleştirilecektir. Çaprazların bağ kirişlerine bağlantı detayı, çapraz boyutlandırmasında kullanılan iç kuvvetleri aktarabilmelidir.

Kat Kirişleri

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün gerekli dayanımlarının belirlenmesinde, kat kirişlerinin betonarme kompozit döşeme ile birlikte çalıştığı durumlarda bağ kirişinin plastikleşmesine sebep olan yüklemenin $1.1R_y$ katı ile, diğer durumda ise $1.25R_y$ katı ile büyütülen yükleme dikkate alınacaktır. Kirişin kolona birleşimi mafsallı olarak tasarlandığında, birleşim detayı en az 0.025 radyan dönme açısını sağlamalıdır. Bu bağlantı detayı için, bu bağlantı şartlarını sağladığı analitik olarak kanıtlanmış kiriş-kolon birleşim detayları kullanılmalıdır. Kirişin kolona birleşimi rijit olarak tasarlandığında, birleşim detayı aşağıda verilen eğilme momenti değerlerinden küçük olanını aktarmalıdır.

1. Kirişin plastikleşme momenti M_p ' nin $1.1R_y$ katı ile büyütülen eğilme momenti.
2. Düğüm noktasına birleşen kolonların toplam plastikleşme momenti $\sum M_p$ ' nin $1.1R_y$ katı ile büyütülen eğilme momenti.

Kolonlar

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin kolonlarının gerekli dayanımlarının belirlenmesinde, bağ kirişinin plastikleşmesine sebep olan yüklemenin $1.1R_y$ katı ile büyütülen yükleme dikkate alınacaktır. Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin kolon eklerinin boyutlandırılmasında ek detayının gerekli dayanımı, kolonun boyutlandırılmasında esas alınan iç kuvvet durumu esas alınarak belirlenecektir.

4. BAĞ KİRİŞLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLENMESİ

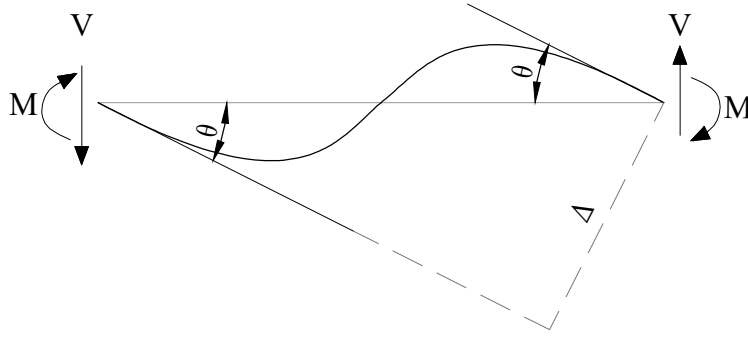
4.1 Giriş

Bu çalışmada kullanılan doğrusal olmayan modellerin seçilmesi için bağ kirişinin doğrusal olmayan modellemesine uygun olabilecek modeller üzerinde ön çalışma yapılmıştır. Yapılan çalışmada bağ kirişinin doğrusal olmayan davranışını yansıtmak üzere dört tane model hazırlanmıştır. Konsol kiriş modellerinde bağ kirişinin kesme davranışını temsil etmek için rijit plastik mafsalları ve yaylar kullanılmıştır. Hazırlanan modeller üzerinden bağ kirişinin doğrusal olmayan davranışına esas analizler öncelikle konsol kirişler üzerinde yapılarak, dört farklı modelin birbirleri ile olan uyumlulukları kontrol edildikten sonra doğrusal olmayan bağ kirişi modelleri, tasarımı yapılmış olan binanın bağ kirişlerine dört farklı üç boyutlu bina modeli üzerinde uygulanmıştır.

4.2 Doğrusal Çubuk Eleman Özellikleri

Eksenel kuvvetin ihmal edildiği çubuk elemanların rijitliği, kayma (GA_s) ve eğilme (EI) rijitlikleri üzerinden tanımlanmaktadır. Bu iki rijitlik tipi bu bölümde sırası ile k_s ve k_b olarak ifade edilmiştir. Bilindiği üzere, uzunluğu kesit boyutlarına göre çok büyük olan elemanlarda eğilme rijitliği ile oluşan yerdeğiştirmeler, kayma rijitliği nedeni ile oluşan yerdeğiştirmelerine göre daha büyüktür ve kayma yerdeğiştirmeleri ihmal edilebilir. Tersisi de söz konusu olabilir. Ancak modern bilgisayar analiz programları birçok durumda bu iki tip rijitliği otomatik olarak analize yansıtmaktadırlar.

Genel anlamda özel bir durum olmadığı sürece herhangi bir çubuk elemanın uç dönmeleri birbirinden bağımsız olacaktır. Ancak, bağ kirişleri için uygulamada yapılan bir kabul bu dönmelerin birbirine eşit olduğu kabulüdür. Her ne kadar bir bilgisayar uygulamasında bağ kirişi gerçek dönmeler hesaplanıyor olsada bazı durumlarda böyle bir kabulün yapılması gerekebilir. Bu yaklaşıma örnek olarak FEMA 356 [32]



Şekil 4.1 : Her iki ucunda aynı dönme olan çubuk eleman.

gösterilebilir. Bu kabule ek olarak, yapılan diğer bir kabul bağ kirişinde yayılı yükten dolayı oluşan şekil değiştirmelerin ihmal edilebilir olduğudur.

İki ucunun eşit dönme yaptığı kabul edilen ve üzerinde yayılı yükün olmadığı çubuk eleman Şekil 4.1’de gösterilmiştir. Kiriş yerdeğiştirmesi ve eksen dönmesi Δ ile θ arasındaki ilişki $\Delta = \theta L$ veya $\theta = \Delta/L$ bağıntılarıyla ortaya çıkar. Çubuğun eğilme ve kayma rijitlikleri çok farklı formatta ifade edilebilir. Örnek olarak eğilme rijitliği $M - \theta$ ilişkisi üzerinden ifade edilebilir ya da $V - \Delta$ üzerinden ifade edilebilir. Açılı yöntemi ile hesaplanabileceği üzere çubuğun eğilme rijitliği, moment üzerinden

$$M = \frac{6EI}{L} \theta_b \quad k_b = \frac{6EI}{L} \quad (4.1)$$

şeklinden gösterilebilir. Yada kesme kuvveti üzerinden

$$V = \frac{12EI}{L^3} \Delta_b \quad k_b = \frac{12EI}{L^3} \quad (4.2)$$

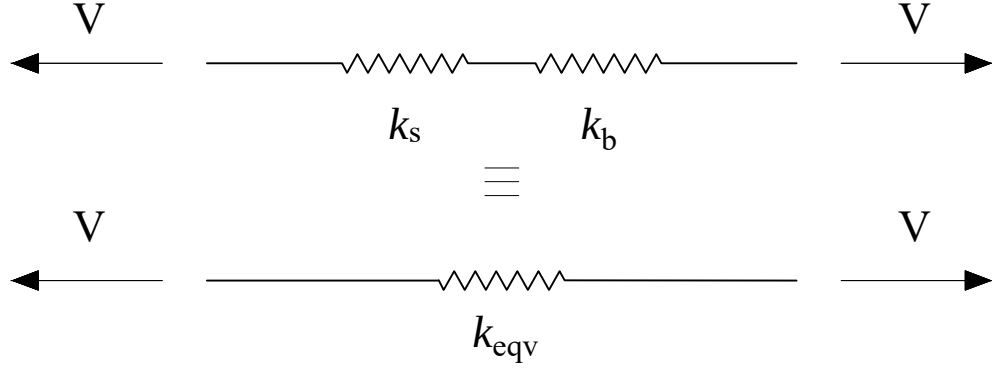
olarak gösterilebilir. Her iki ifade eğilme rijitliğini göstermektedir. Benzer şekilde kayma rijitliği de farklı şekillerde ifade edilebilir. Ancak genelde $V - \Delta$ ilişkisi üzerinden ifade edilmektedir. bu durumda kayma rijitliği şu şekilde ifade edilebilir:

$$V = \frac{GA_s}{L} \Delta_s \quad k_s = \frac{GA_s}{L} \quad (4.3)$$

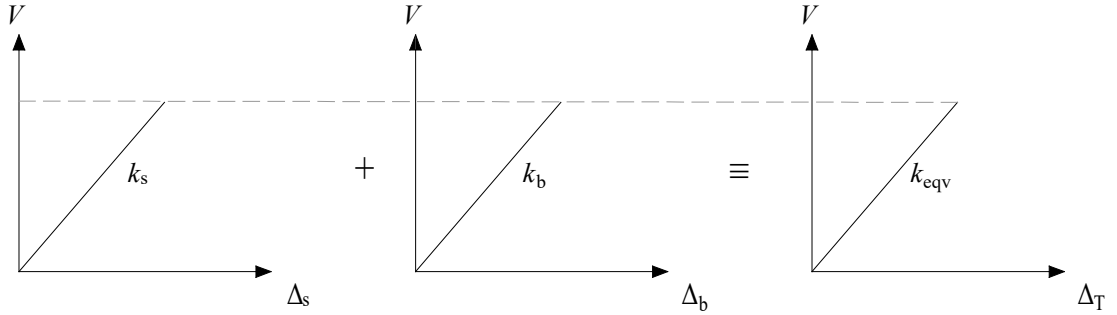
Bu bölümde her iki tip rijitliğin birbiri ile uyumlu olması için ilk aşamada her iki rijitliğin $V - \Delta$ ilişkisi üzerinden tanımlanacaktır.

Çubuğun toplam rijitliği, eğilme ve kayma rijitliklerinin seri bağlanmış halleri Şekil 4.2’de gösterildiği gibi düşünülebilir. Bu davranış kuvvet yerdeğiştirme ilişkileri üzerinden Şekil 4.3’deki gibi gösterilebilir.

Bu durumda çubuktaki toplam yer değiştirme yayların toplam yerdeğiştirmesine eşit olacaktır. Seri bağlı iki yaya eşdeğer sadece bir yaydan oluşan bir sistem



Şekil 4.2 : Seri bağlı eşdeğer yay gösterimi.



Şekil 4.3 : Seri bağlı yay rijitlikleri.

düşünülürse, bu eşdeğer sistemin iki yaylı sisteme denk olması için her iki sistemin yerdeğiştirmelerinin birbirine eşit olması gerekir. Bu durumda eşdeğer sistemin rijitliği, k_{eqv} şu şekilde hesaplanabilir:

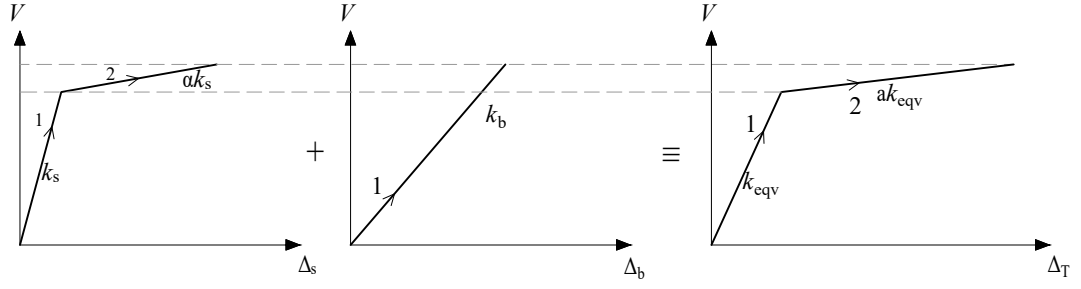
$$\Delta_{eqv} = \Delta_T = \Delta_b + \Delta_s \quad (4.4)$$

$$\frac{V}{k_{eqv}} = \frac{V}{k_b} + \frac{V}{k_s} \quad (4.5)$$

$$\frac{1}{k_{eqv}} = \frac{L^3}{12EI} + \frac{L}{GA_s} \quad (4.6)$$

$$k_{eqv} = \frac{12EIGA_sL^3}{GA_sL^3 + 12EI} \quad (4.7)$$

Önceden de belirtildiği üzere, bu rijitlikler bilgisayar programlarında doğrudan hesaba yansıtılmaktadır. Ancak, yığılı modeller kullanılarak yapılacak doğrusal olmayan analizlerde bu iki tip yay birbirinden ayrılacaktır. Daha sonra kayma ya da eğilme rijitliği doğrusal olmayan bir yay olarak ifade edilecektir.



Şekil 4.5 : Kısa bağ kirişinde pekleşmeli kesme kuvveti ve eğilme momenti rijitlikleri.

Tüm davranışın doğrusal olmayan davranışı yansıtması için doğrusal yaylı modeldeki kayma yayı doğrusal olmayan bir yay olarak düzenlenecektir. Bu yay çift doğrusal olarak seçilmiştir. Doğrusal olmayan kayma yayının birinci rijitliği $k_s = GA_s/L$ olacaktır. Ancak ikinci rijitliği ($\alpha k_s = \alpha GA_s/L$), toplam doğrusal olmayan davranışta belirtilen ak_{eqv} özelliği yansıtması gerekir. Diğer bir deyişle kayma yayının ikinci rijitliği ile eğilme yay rijitliğinin seri bağlanmış hali ak_{eqv} değerini vermelidir (bakınız Şekil 4.5). Bu durumda verilen bir a değeri için α şu şekilde hesaplanabilir:

$$\frac{1}{\alpha k_s} + \frac{1}{k_b} = \frac{1}{ak_{eqv}} \quad (4.8)$$

$$\frac{1}{\alpha k_s} = \frac{1}{ak_{eqv}} - \frac{1}{k_b} \quad (4.9)$$

$$= \frac{k_b - ak_{eqv}}{ak_b k_{eqv}} \quad (4.10)$$

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{k_s(k_b - ak_{eqv})}{ak_b k_{eqv}} \quad (4.11)$$

$$\alpha = \frac{ak_b k_{eqv}}{k_s(k_b - ak_{eqv})} \quad (4.12)$$

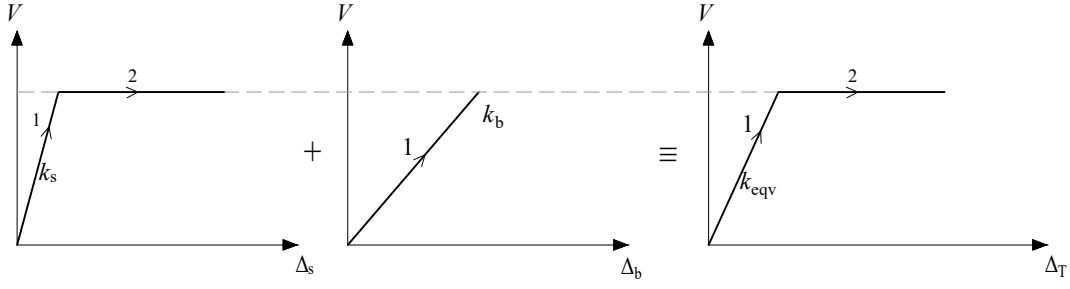
Burada eğer eşdeğer rijitlik yerine

$$k_{eqv} = \frac{k_s k_b}{k_s + k_b}$$

kullanılırsa α şu şekilde de bulunabilir:

$$\frac{k_b + \alpha k_s}{\alpha k_s k_b} = \frac{1}{a} \frac{k_b + k_s}{k_s k_b} \quad (4.13)$$

$$a(k_b + \alpha k_s) = \alpha(k_s + k_b) \quad (4.14)$$



Şekil 4.6 : Kısa bağ kirişinde pekleşmesiz kesme kuvveti ve eğilme momenti çevrimsel döngüsü.

$$ak_b + a\alpha k_s - \alpha k_s - \alpha k_b = 0 \quad (4.15)$$

$$\alpha(-ak_s + k_s + k_b) = ak_b \quad (4.16)$$

$$\alpha = \frac{ak_b}{k_s(1-a) + k_b} \quad (4.17)$$

Eğer toplam doğrusal olmayan davranışın elastoplastik olduğu kabul edilirse ($a = 0$), α değerinin sıfır olduğu görülebilir (bakınız Şekil 4.6).

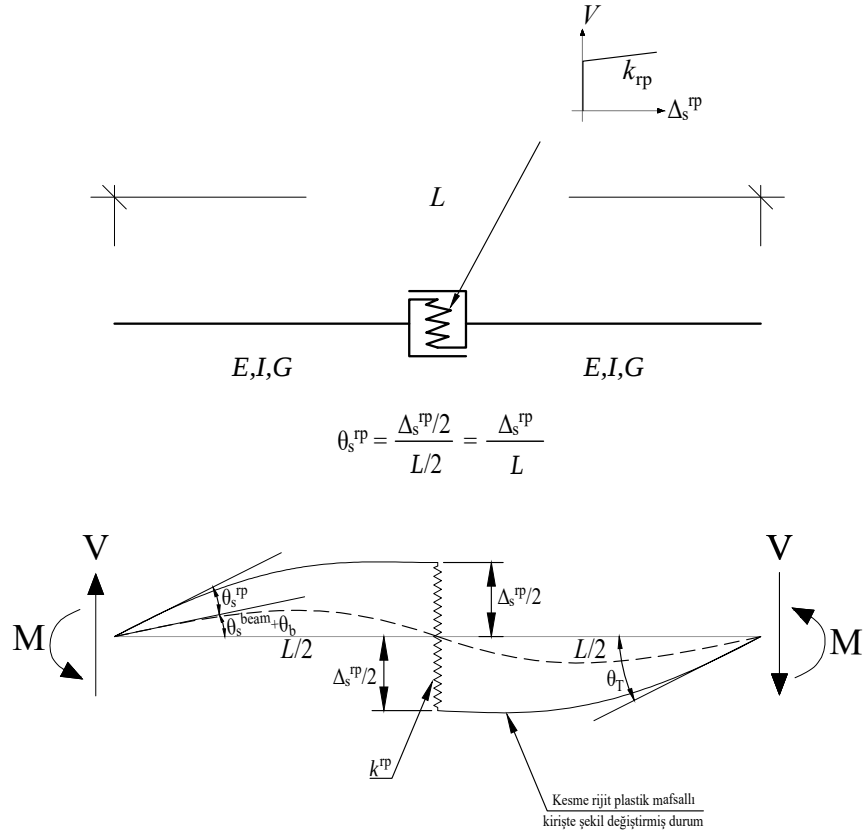
4.5 Pekleşmeli Rijit-Plastik Kayma Mafsalı Modeli

Bu yaklaşımda, bir önceki modelde çiftdoğrusal kayma yayı rijit-plastik mafsala çevrilecektir. Bu mafsalda ilk aşamada pekleşme olduğu kabul edilecektir. Sonra pekleşmenin olmadığı durum irdelenecektir.

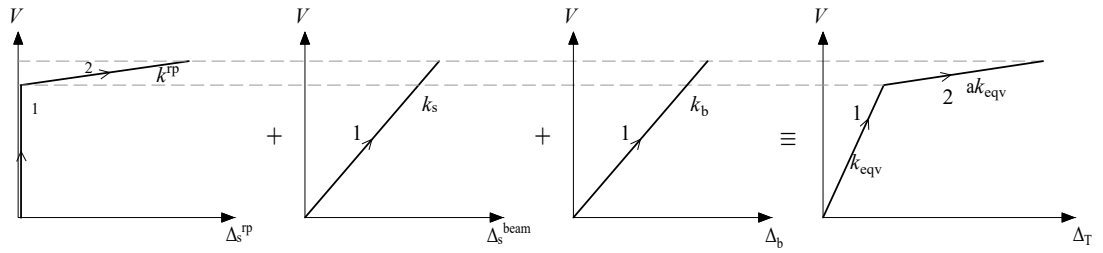
Kayma yayı eğer rijit-plastik bir mafsal ile modellenecekse, akma öncesi ilk kayma rijitliği ($k_s = GA_s/L$) çubuk elemanda modellenmelidir (bakınız Şekil 4.7). Bu durumda çubuk elemanda G sonsuz olarak alınmamalı, normal değeri ne ise o kullanılmalıdır. G ve EI değeri ile beraber bu durumda 4.2 Bölümde açıklanan tipik doğrusal bir çubuk elaman kullanılmış olacaktır.

Akma noktasından sonra ise rijit-plastik kesme mafsalı aktive olmalı ve bu mafsal, tüm davranışın akma sonrası rijitliği ne ise bu rijitliği yansıtan bir pekleşme rijitliğine sahip olmalıdır (bakınız Şekil 4.8). Bu durumda rijit plastik mafsalın pekleşme rijitliği (k^{rp}) şu şekilde bulunabilir:

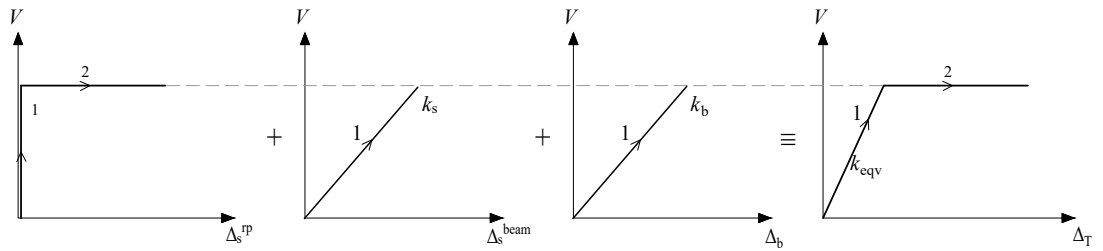
$$\frac{1}{ak_{eqv}} = \frac{1}{k^{rp}} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_b}$$



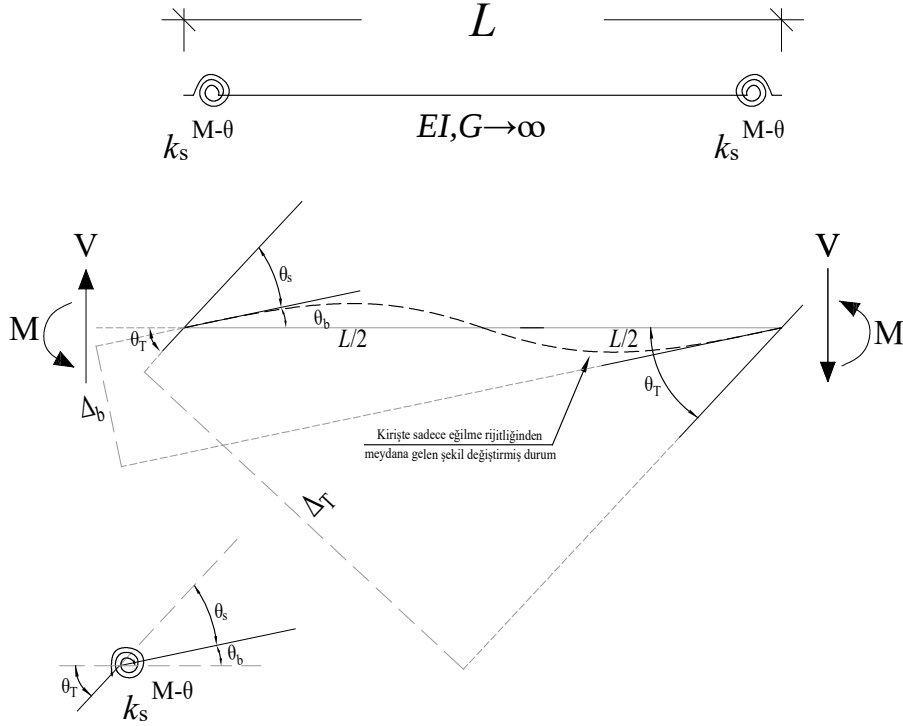
Şekil 4.7 : Kesme rijit plastik mafsallı çubuk eleman şekil değiştirmesi.



Şekil 4.8 : Pekleşmeli rijit-plastik modelde seri toplama.



Şekil 4.9 : Pekleşmesiz rijit-plastik mafsalda seri toplama.



Şekil 4.10 : Doğrusal moment-dönme yaylı çubuk eleman şekil değiştirmesi.

$$k^{rp} = \frac{ak_{eqv}k_s k_b}{k_s k_b - ak_{eqv}(k_s + k_b)}$$

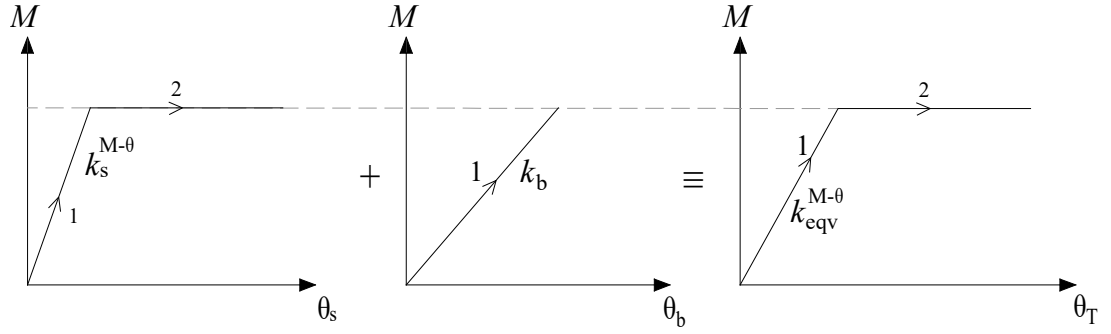
Eğer tüm davranışın Şekil 4.9’de gösterildiği gibi elastoplastik olduğu kabul edilirse ($a = 0$), bu durumda rijit-plastik mafsalda herhangi bir pekleşme olmayacaktır ($k^{rp} = 0$).

4.6 Doğrusal Moment-Dönme Yayı Modeli

Bundan önceki bölümlerde kayma rijitliğinin kayma yayı ile gösterildiği modeller geliştirilmişti. Bu ve bundan sonraki bölümde kayma rijitliği eşdeğer bir moment-dönme yayı ile ifade edilmiştir. Bu yay ilk aşamada doğrusal, sonra çiftdoğrusal ve rijit-plastik olarak geliştirilmiştir.

Şekil 4.10’de gösterildiği üzere, Şekil 4.1’deki doğrusal çubuk eleman her iki ucunda moment-dönme yayı ve kayma rijitliğinin sonsuz olduğu bir çubuk eleman ile gösterilmiştir. Burada her ne kadar iki yay olsada eşdeğer yay bir moment-dönme yayı ve eğilme yayının seri bağlanması ile elde edilmektedir.

Burada moment-dönme yayları kayma rijitliğini göstermek amacı ile kullanılmıştır ve rijitlikleri $k_s^{M-\theta}$ ’dır. Bu durumda eleman uç momentleri ile yayda oluşan dönme



Şekil 4.11 : Kayma şekildeğiştirmesini ifade eden moment-dönme yayının davranışı.

arasında şu ilişki vardır:

$$M = k_s^{M-\theta} \theta_s \quad (4.18)$$

Bu yaklaşımda, $k_s^{M-\theta}$ değeri, kayma rijitliğini yansıtacak şekilde belirlenmelidir ve şu şekilde hesaplanabilir: θ_s kayma rijitliği nedeni ile oluşan kayma şekil değiştirmelerini ifade etmektedir:

$$\theta_s = \frac{\Delta_s}{L} \quad (4.19)$$

Moment ile kesme kuvveti arasındaki ilişki ise

$$M = \frac{VL}{2} \quad (4.20)$$

Ayrıca kesme kuvveti ile kayma yerdeğiştirmesinin ilişkisi

$$V = \frac{GA_s}{L} \Delta_s \quad (4.21)$$

Bu denklemler ile şu ilişki rahatça elde edilmektedir:

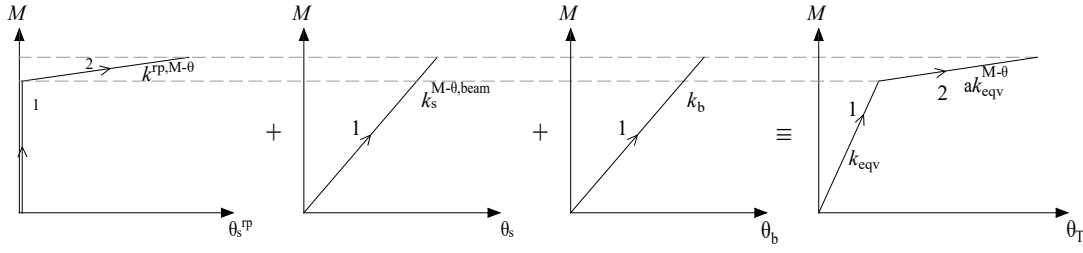
$$k_s^{M-\theta} = \frac{GA_s L}{2} \quad (4.22)$$

Kayma şekildeğiştirmesini yansıtan moment-dönme yayının davranışı Şekil 4.11’de gösterildiği gibidir.

Elde edilen rijitliği teyit etmek amacı ile moment üzerinden seri bağlı kayma ve eğilme rijitlikleri Şekil 4.11’de gösterildiği üzere, toplam dönmeler kayma dönmeleri ve eğilme dönmelerinin toplamıdır:

$$\theta_T = \theta_b + \theta_s \quad (4.23)$$

$$\frac{M}{k_{eqv}^{M-\theta}} = \frac{M}{k_b} + \frac{M}{k_s^{M-\theta}} \quad (4.24)$$



Şekil 4.12 : Doğrusal olmayan kesme davranışının eşdeğer bir doğrusal olmayan moment-dönme yay olarak ifadesi.

Bu durumda

$$k_{eqv}^{M-\theta} = \frac{6EILG_s}{12EI + GA_sL^2} \quad (4.25)$$

olmaktadır. Denklem 4.7’de bu rijitlik kesme kuvveti üzerinden şu şekilde bulunmuştu:

$$k_{eqv} = \frac{12EIGA_sL^3}{GA_sL^3 + 12EI} \quad (4.26)$$

Denklem 4.25 toplam rijitliğin moment üzerinden, Denklem 4.26 ise aynı rijitliğin kesme kuvveti üzerinden ifadesidir ve birbirleri ile uyumlu olmak zorundadır. Bu uyumluluk basit bir hesapla teyit edilebilir:

$$M = k_{eqv}^{M-\theta} \theta_T, \quad V = k_{eqv} \Delta_T, \quad M = \frac{VL}{2}$$

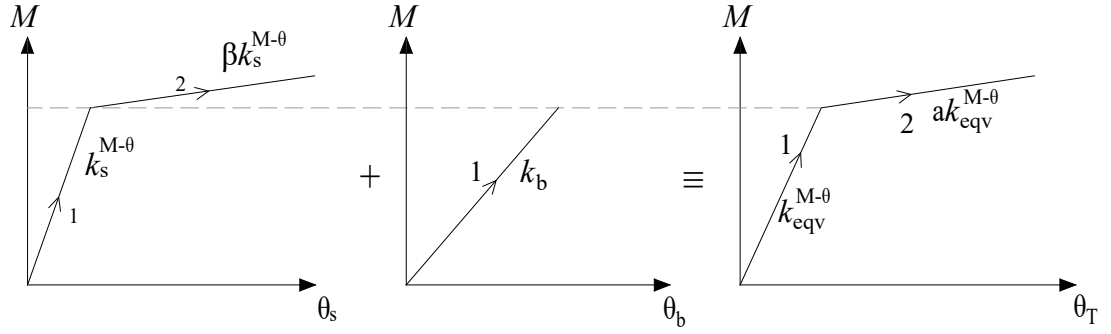
olduğu bilinmektedir. Bu değerler Denklemler 4.25 veya 4.26 ile beraber kullanılırsa, her iki rijitliğin birbirleri ile uyumlu olduğu görülecektir.

4.7 Doğrusal Olmayan Moment-Dönme Yayı Modeli

Bu bölümde ilk önce çift doğrusal kesme-yerdeğiştirme ilişkisi eşdeğer bir moment-dönme ilişkisi olarak ifade edilecektir. Daha sonra elde edilen moment-dönme ilişkisini verecek moment-dönme yayının özellikleri bulunacaktır.

Şekil 4.12’de görüldüğü üzere, doğrusal olmayan kesme davranışı, doğrusal olmayan eşdeğer bir eğilme davranışı ile ifade edilebilir. Burada moment davranışında akma sonrası rijitliğini ifade eden a parametresinin kesme davranışındaki akma sonrası rijitliği ifade eden a parametresi olduğu tanjant rijitlik tanımlaması üzerinden gösterilebilir.

Şekil 4.12’de gösterilen moment-dönme yayı toplam davranışı ifade etmektedir. Bu yay, eğilme rijitliği ve kayma rijitliğini ifade eden iki moment-dönme yayının Şekil



Şekil 4.13 : Toplam davranışın seri bağlı yaylar ile ifadesi.

4.13’de gösterildiği gibi seri bağlanmış halidir. Burada β ile gösterilen akma sonrası rijilik parametresinin α ’ya eşit olduğu şu şekilde gösterilebilir: Bu durumda verilen bir a değeri için α şu şekilde hesaplanabilir:

$$\frac{1}{\beta k_s^{M-\theta}} + \frac{1}{k_b} = \frac{1}{a k_{eqv}^{M-\theta}} \quad (4.27)$$

$$\frac{1}{\beta k_s^{M-\theta}} = \frac{1}{a k_{eqv}^{M-\theta}} - \frac{1}{k_b} \quad (4.28)$$

$$= \frac{k_b - a k_{eqv}^{M-\theta}}{a k_b k_{eqv}^{M-\theta}} \quad (4.29)$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{k_s^{M-\theta} (k_b - a k_{eqv}^{M-\theta})}{a k_b k_{eqv}^{M-\theta}} \quad (4.30)$$

$$\beta = \frac{a k_b k_{eqv}^{M-\theta}}{k_s^{M-\theta} (k_b - a k_{eqv}^{M-\theta})} \quad (4.31)$$

Burada eğer eşdeğer rijitlik yerine

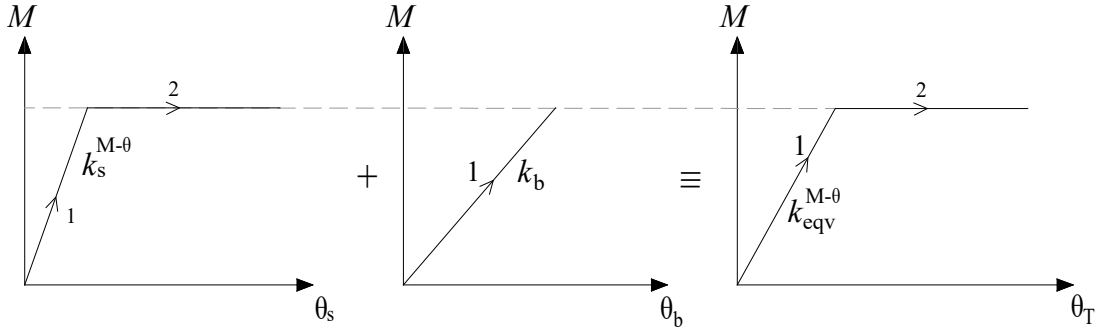
$$k_{eqv}^{M-\theta} = \frac{k_s^{M-\theta} k_b}{k_s^{M-\theta} + k_b}$$

kullanılırsa β şu şekilde de bulunabilir:

$$\frac{k_b + \beta k_s^{M-\theta}}{\beta k_s^{M-\theta} k_b} = \frac{1}{a} \frac{k_b + k_s^{M-\theta}}{k_s^{M-\theta} k_b} \quad (4.32)$$

$$a(k_b + \beta k_s^{M-\theta}) = \beta(k_s^{M-\theta} + k_b) \quad (4.33)$$

$$a k_b + a \beta k_s^{M-\theta} - \beta k_s^{M-\theta} - \beta k_b = 0 \quad (4.34)$$



Şekil 4.14 : Kısa bağ kirişinde pekleşmesiz kesme kuvveti ve eğilme momenti çevrimsel döngüsü.

$$\beta(-ak_s^{M-\theta} + k_s^{M-\theta} + k_b) = ak_b \quad (4.35)$$

$$\beta = \frac{ak_b}{k_s^{M-\theta}(1-a) + k_b} \quad (4.36)$$

Eğer toplam doğrusal olmayan davranışın elastoplastik olduğu kabul edilirse ($a = 0$), β değerinin sıfır olduğu görülebilir (bakınız Şekil 4.14).

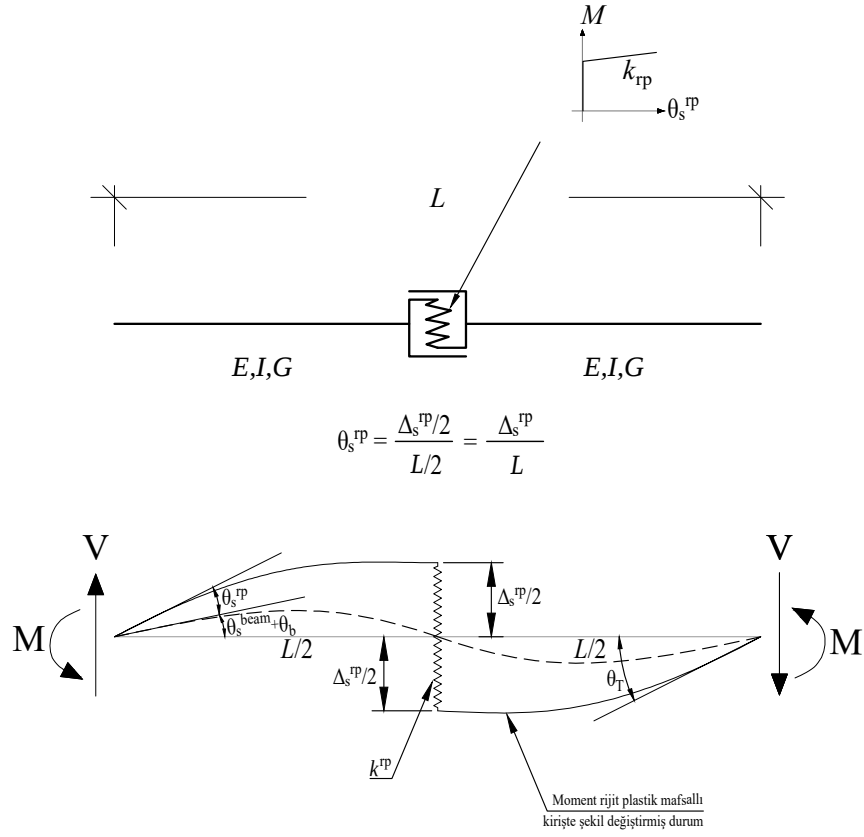
4.8 Pekleşmeli Rijit-Plastik Moment Mafsalı Modeli

Bu yaklaşım pekleşmeli rijit-plastik kayma mafsalı modeli ile aynı olduğundan dolayı, bu bölümde benzer açıklamalar verilecektir.

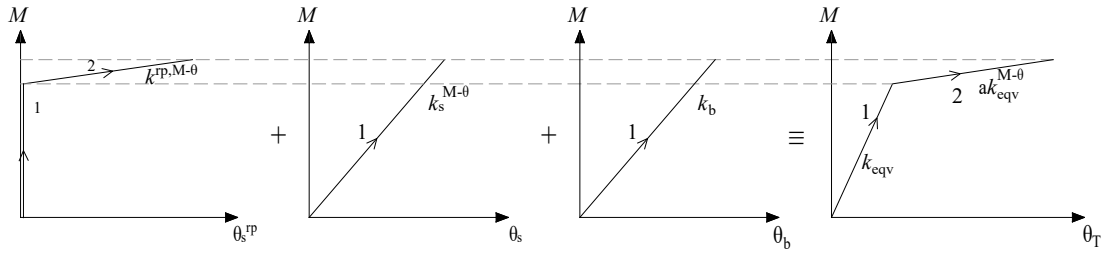
Bir önceki modelde çiftdoğrusal moment yayı rijit-plastik mafsala çevrilecektir. Bu mafsalda ilk aşamada pekleşme olduğu kabul edilecektir. Sonra pekleşmenin olmadığı durum irdelenecektir.

Moment yayı eğer rijit-plastik bir mafsal ile modellenenecekse, akma öncesi ilk rijitliği ($k_s^{M-\theta}$) çubuk elemanda modellenmelidir (bakınız Şekil 4.15). Bu durumda çubuk elemanda G sonsuz olarak alınmamalı, normal değeri ne ise o kullanılmalıdır. G ve EI değeri ile beraber bu durumda 4.2 Bölümde açıklanan tipik doğrusal bir çubuk elaman kullanılmış olacaktır.

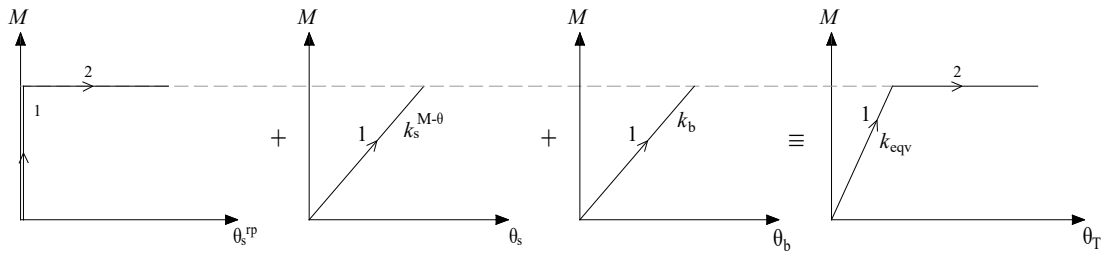
Akma noktasından sonra ise rijit-plastik moment mafsalı aktive olmalı ve bu mafsal, tüm davranışın akma sonrası rijitliği ne ise bu rijitliği yansıtan bir pekleşme rijitliğine sahip olmalıdır (bakınız Şekil 4.16). Bu durumda rijit plastik mafsalın pekleşme



Şekil 4.15 : Moment rijit-plastik mafsallı çubuk eleman şekil değiştirmesi.



Şekil 4.16 : Pekleşmeli rijit-plastik moment mafsallı modelde seri toplama.



Şekil 4.17 : Pekleşmesiz moment rijit-plastik mafsallı modelde seri toplama.

rijitliği ($k^{rp,M-\theta}$) şu şekilde bulunabilir:

$$\frac{1}{ak_{eqv}^{M-\theta}} = \frac{1}{k^{rp,M-\theta}} + \frac{1}{k_s^{M-\theta}} + \frac{1}{k_b}$$

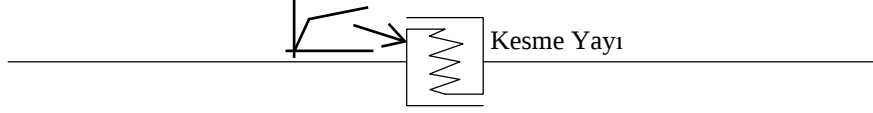
$$k^{rp,M-\theta} = \frac{ak_{eqv}^{M-\theta} k_s k_b}{k_s k_b - ak_{eqv}^{M-\theta} (k_s + k_b)}$$

Eğer tüm davranışın Şekil 4.17’de gösterildiği gibi elastoplastik olduğu kabul edilirse ($a = 0$), bu durumda rijit-plastik mafsalda herhangi bir pekleşme olmayacaktır ($k^{rp,M-\theta} = 0$).

4.9 Özet

Yapılan çalışmalarda kısa bağ kirişinin kesme davranışının doğrusal olmayan yay elemanlar veya rijit plastik mafsallı elemanlar ile yansıtılabileceği anlatılmıştır. Rijit plastik mafsallı elemanlar ve yay elemanlar kesme kuvveti-yerdeğiştirme üzerinden tanımlanabileceği gibi, kesme kuvvetine karşılık gelen moment üzerinden moment-dönme ilişkisiyle tanımlanabilir. Rijit plastik mafsallı eleman kullanılan modellerde, rijit plastik mafsallı başlangıç rijitliğinin sonsuz olması ve rijit lastik mafsallı elemanı akma kuvvetine ulaştıktan sonra şekil değiştirme yaptığı için kirişin akmaya ulaşıncaya kadar olan davranışının kiriş çubuk elemanının malzeme ve kesit özellikleri ile ifade edilmesi gereklidir. Doğrusal olmayan yay kullanılan modellerde rijit plastik mafsaldan farklı olarak başlangıç rijitliği tanımlanabilmektedir. Kısa bağ kirişleri üzerine yapılan bu çalışmada, bağ kirişi kesiti kesme akmasına ulaştığında henüz moment akmasına ulaşmamış olacaktır. Bu sebeple kiriş eğilme davranışı elastik bölgede hareket edecektir. Kısa bağ kirişinin pekleşme göz önüne alınarak yaptığı tipik kesme kuvveti- yer değiştirme döngüsü ve buna karşılık gelen eğilme momenti çevrimsel döngüsü grafikleri verilmiştir. Bağ kirişi aktıktan sonra elastik rijitliğinin α katı bir rijitlik ile pekleşmeli kesme kuvveti taşıma kapasitesine kadar artan kuvvet altında çevrimsel döngüye devam eder. Bağ kirişinde kesme ve eğilme yayları seri bağlı yay davranışı ile çalışır. Bağ kirişindeki pekleşme oranı “ a ” kadar olursa ve kesme kuvvetinden oluşacak pekleşme ise “ α ” kadar olursa verilen denklemlerden kesitte oluşması beklenen eşdeğer pekleşme “ a ” değişkenine ve kesitin kesme ve eğilme rijitliklerine bağlı olarak hesaplanabilir. Yukarıda farklı modeller için türetilen denklemler Şekil 4.18’de özet olarak verilmiştir. Model isimleri sonraki bölümlerde verilen isimlerdir.

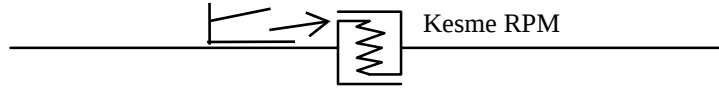
Model-2: Doğrusal olmayan kesme yay modeli



Çubuk rijitlikleri: $E, I \rightarrow$ Normal Değerleri, $G \rightarrow \infty$

$$k_s = \frac{GA_s}{L}, k_b = \frac{12EI}{L^3}, \alpha = \frac{ak_b}{k_s(1-a)+k_b}$$

Model-1: Doğrusal olmayan kesme rijit-plastik mafsall (RPM) modeli



Çubuk rijitlikleri: $E, I, G \rightarrow$ Normal Değerleri

$$k_s = \frac{GA_s}{L}, k_b = \frac{12EI}{L^3}, k^{rp} = \frac{ak_{eqv}k_s k_b}{k_s k_b - ak_{eqv}(k_s + k_b)}$$

Model-4: Doğrusal olmayan moment yay modeli



Çubuk rijitlikleri: $E, I \rightarrow$ Normal Değerleri, $G \rightarrow \infty$

$$k_s^{M-\theta} = \frac{GA_s L}{2}, k_b = \frac{12EI}{L^3}, \beta = \frac{ak_b}{k_s^{M-\theta}(1-a)+k_b}$$

Model-3: Doğrusal olmayan moment rijit-plastik mafsall (RPM) modeli



Çubuk rijitlikleri: $E, I, G \rightarrow$ Normal Değerleri

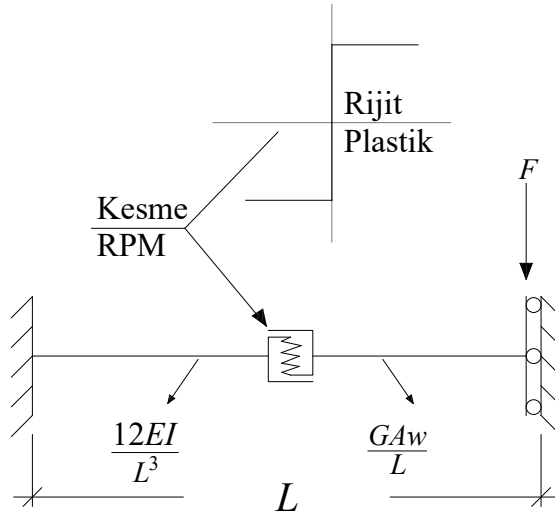
$$k_s = \frac{GA_s}{L}, k_b = \frac{12EI}{L^3}, k_{eqv}^{M-\theta} = \frac{6EILGA_s}{12EI + GA_s L^2}, k^{rp, M-\theta} = \frac{ak_{eqv}^{M-\theta} k_s k_b}{k_s k_b - ak_{eqv}^{M-\theta} (k_s + k_b)}$$

Şekil 4.18 : Geliştirilen modeller ve parametrelerin özeti.

5. DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

5.1 Tez Kapsamında İncelenen Modeller

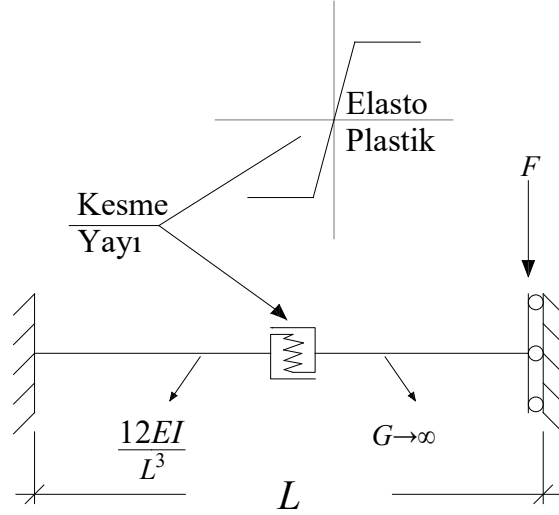
Şekil 5.1’de gösterilen Model-1 kiriş modelinde kiriş ortasında rijit plastik kesme kuvveti mafsalı bulunmaktadır. Kirişin eğilme davranışı kirişin kesit özellikleri kullanılarak analize dahil edilmiştir. Bunun yanında kirişin kesme davranışı, kiriş elastik bölgede iken kirişin kesit özellikleri ile temsil edilirken, elastik bölgeden sonraki kesme davranışı kiriş ortasında bulunan RPM ile idealize edilmiştir. Kiriş, statik itme analizi yöntemi kullanılarak rijit plastik mafsal akma kuvvetine gelene kadar yüklenmiştir. Analiz sonuçlarına göre kirişin akma kuvveti ve akma yer değiştirmesi beklenen değerlerde gerçekleşmiştir.



Şekil 5.1 : Konsol Kiriş Kesme RPM Model-1.

Şekil 5.2’de gösterilen Model-2 kiriş modelinde kiriş ortasında kesme kuvveti yayı bulunmaktadır. Kirişin eğilme davranışı kirişin kesit özellikleri kullanılarak analize dahil edilmiştir. Bunun yanında kiriş çubuk elemanının kayma rijitliği göreceli olarak arttırılıp dikkate alınmış ve kirişin kesme davranışı elastik bölgede ve elastik ötesi bölgede kiriş ortasında bulunan kesme yayı ile idealize edilmiştir. Kiriş elemanında bulunan kesme yayını akma kuvvetine ulaştıracak şekilde uygulanmış zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak yüklenmiştir.

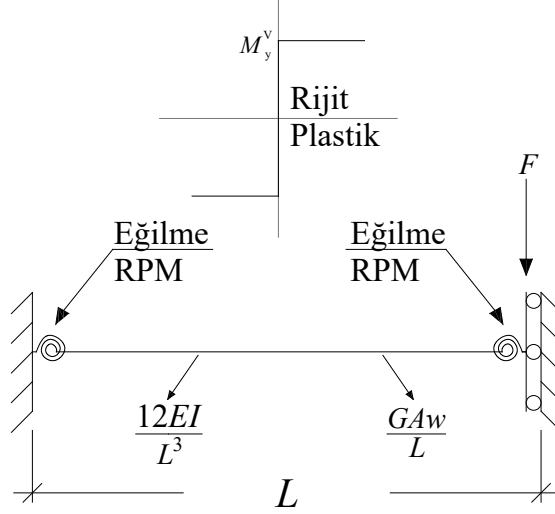
Analiz sonuçlarına göre yay elemanında beklenen akma kuvveti ve beklenen akma yer değiştirmesi elde edilmiştir.



Şekil 5.2 : Konsol Kiriş Kesme Yaylı Model-2.

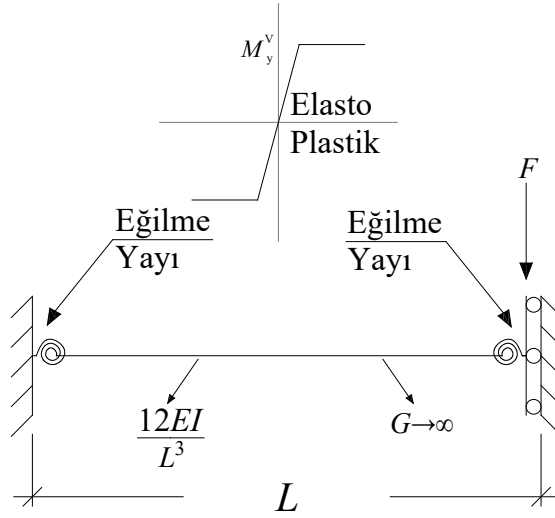
Şekil 5.3’de gösterilen Model-3 kiriş modelinde kirişin her iki ucunda moment rijit plastik mafsallı bulunmaktadır. Kirişin eğilme davranışı kirişin kesit özellikleri kullanılarak analize dahil edilmiştir. Bunun yanında kirişin kesme davranışı, kiriş elastik bölgede iken kirişin kesit özellikleri ile temsil edilirken, elastik bölgeden sonraki kesme davranışı kiriş uçlarında bulunan, kesme kuvvetine karşılık gelen momenti ifade eden rijit plastik mafsallar ile idealize edilmiştir. Kiriş, statik itme analizi yöntemi kullanılarak rijit plastik mafsallar akma kuvvetine gelene kadar yüklenmiştir. Analiz sonuçlarına göre kirişin akma kuvveti ve akma dönmesi beklenen değerlerde gerçekleşmiştir.

Şekil 5.4’de gösterilen Model-4 kiriş modelinde kirişin her iki ucunda kesme kuvvetini temsil eden eğilme yayı bulunmaktadır. Kirişin eğilme davranışı kirişin kesit özellikleri kullanılarak analize dahil edilmiştir. Bunun yanında kiriş çubuk elemanının kayma rijitliği göreceli olarak artırılıp dikkate alınmış ve kirişin kesme davranışı elastik bölgede ve elastik ötesi bölgede kiriş uçlarında bulunan, kesme kuvvetine karşılık gelen momenti ifade eden eğilme yayları ile idealize edilmiştir. Kiriş zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak yüklenmiştir. Kiriş elemanında bulunan eğilme yayları akma kuvvetine ulaştıracak şekilde uygulanmış zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak yüklenmiştir.



Şekil 5.3 : Konsol Kiriş Eğilme RPM Model-3.

Analiz sonuçlarına göre yay elemanında beklenen akma momenti ve beklenen akma dönmesi elde edilmiştir.



Şekil 5.4 : Konsol Kiriş Eğilme Yaylı Model-4.

5.2 Bağ Kirişinin Doğrusal Olmayan Modellenmesine Esas Hesaplamalar

Analiz modelinde kullanılan dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin bağ kiriş kesiti bütün katlarda HE280M profil olarak seçilmiştir. İlgili profil kesitinin statik değerleri aşağıda verilmiştir. Ayrıca bağ kirişinin doğrusal olmayan modellenmesinde kullanılacak karakteristik değerler FEMA 356' ya göre hesaplanmıştır.

HE280M

$$\begin{aligned} b &= 28.8 \text{ cm} & h &= 31.0 \text{ cm} & t_f &= 3.3 \text{ cm} & t_w &= 1.85 \text{ cm} \\ A_g &= 240.2 \text{ cm}^2 & A_w &= 57.35 \text{ cm}^2 & I_x &= 39547 \text{ cm}^4 & Z_x &= 2966 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$F_{yexp} = 345 \times 1.1 = 379.5 \text{ MPa} \quad (5.1)$$

$$M_p = 379.5 \times 2966 = 1125.60 \text{ kNm} \quad (5.2)$$

$$V_N = 0.6 \times 379.5 \times 57.35 = 1305.86 \text{ kN} \quad (5.3)$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{2.10^5}{2 \times (1 + 0.3)} = 76923.1 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

$$K_s = \frac{G \times A_w}{e} = \frac{76923.1 \times 57.35 \times 10^2}{1000} = 441153.85 \text{ N/mm} \quad (5.5)$$

$$K_b = \frac{12 \times E \times I}{e^3} = \frac{12 \times 2.10^5 \times 39547 \times 10^4}{1000^3} = 949128 \text{ N/mm} \quad (5.6)$$

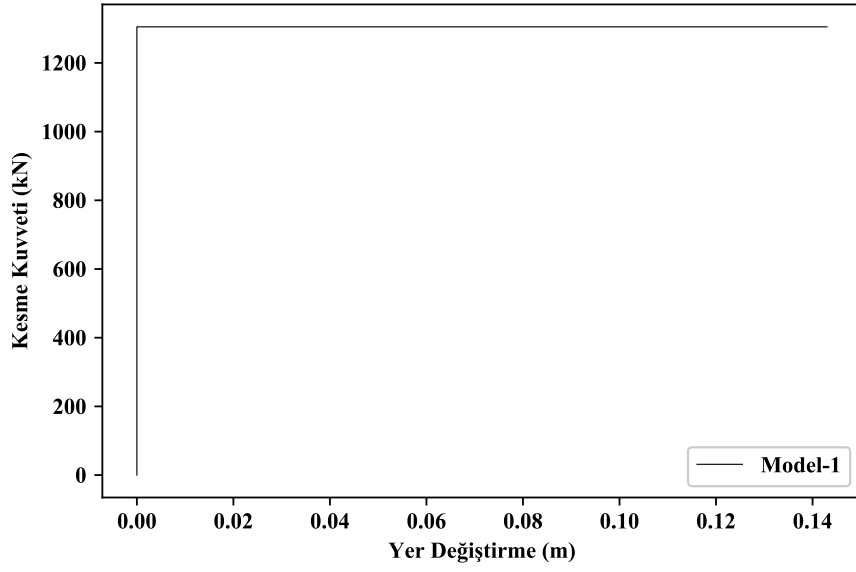
$$K_e = \frac{K_s \times K_b}{K_s + K_b} = \frac{441153.85 \times 949128}{441153.85 + 949128} = 301170 \text{ N/mm} \quad (5.7)$$

$$\theta_y = \frac{V_N}{K_e \times e} = \frac{1305.86 \times 10^3}{301170.2 \times 1000} = 4.337 \times 10^{-3} \text{ rad} \quad (5.8)$$

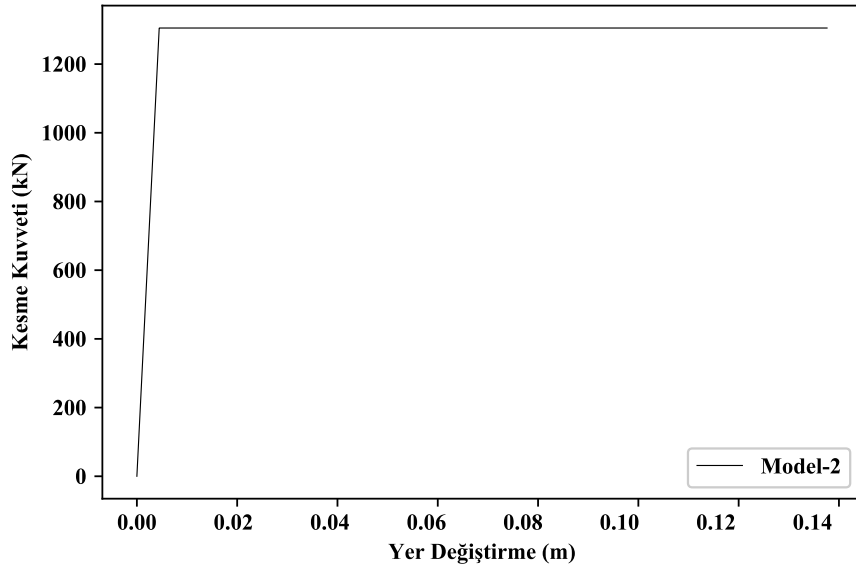
5.3 Doğrusal Olmayan Bağ Kirişi Modellerinin Doğruluğunun Araştırılması

Bağ kirişlerinin doğrusal olmayan modellenmesinde kullanılan dört farklı modelin doğru ve kendi içlerinde tutarlı olarak çalışıp çalışmadıkları SAP2000 analiz programı kullanılarak kiriş modelleri üzerinde araştırılmıştır.

Model-1' de hazırlanan kiriş elemanı, statik itme analizi yöntemi kullanılarak kiriş ortasında bulunan kesme rijit plastik mafsallı akma kuvvetine gelene kadar kiriş ucundan artımsal olarak yüklenmiştir. Analiz sonuçlarından kontrolle kirişin akma kuvveti beklendiği gibi 1305 kN değerinde gerçekleşmiştir.



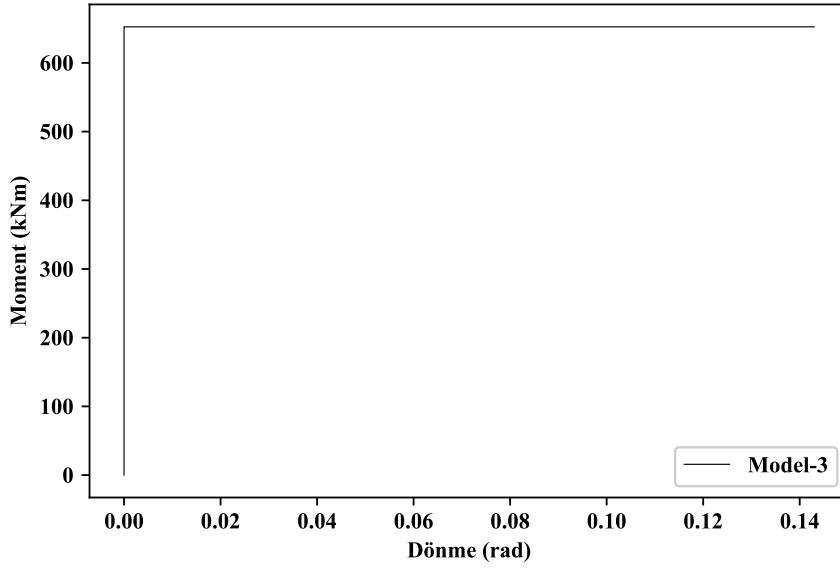
Şekil 5.5 : Model-1 Kesme rijit plastik mafsallı davranışı.



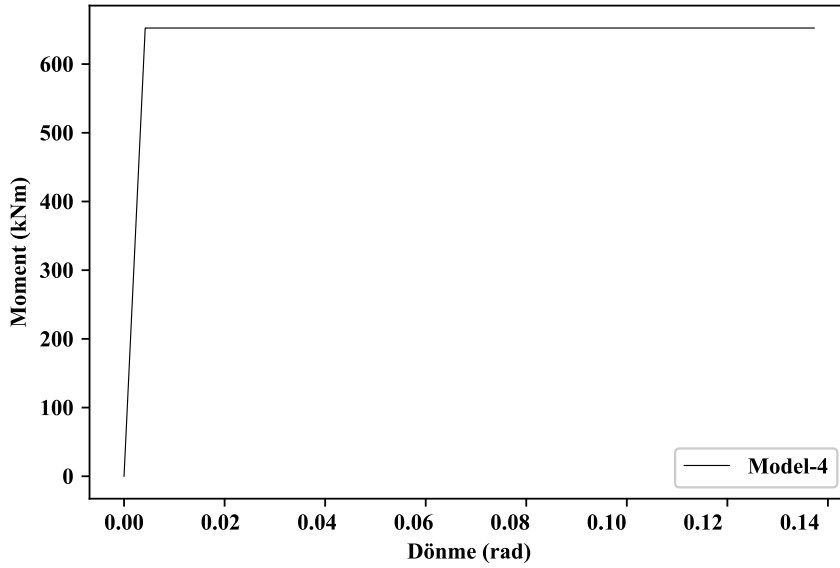
Şekil 5.6 : Model-2 Kesme yayı davranışı.

Model-2' de hazırlanan kayma rijitliği göreceli olarak artırılmış kiriş elemanının ortasında bulunan kesme yayını akma kuvvetine ulaştıracak şekilde uygulanmış zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak yüklenmiştir. Analiz sonuçlarına göre yay elemanında beklenen akma kuvveti 1305 kN değerinde ve 4.34 mm akma yer değiştirmesi elde edilmiştir.

Model-3' de hazırlanan kiriş elemanı, statik itme analizi yöntemi kullanılarak kirişin her iki ucunda bulunan kesme kuvvetine karşılık gelen moment rijit plastik mafsalları akma kuvvetine gelene kadar kiriş ucundan artımsal olarak yüklenmiştir. Analiz



Şekil 5.7 : Model-3 Eğilme rijit plastik mafsallı davranışı.

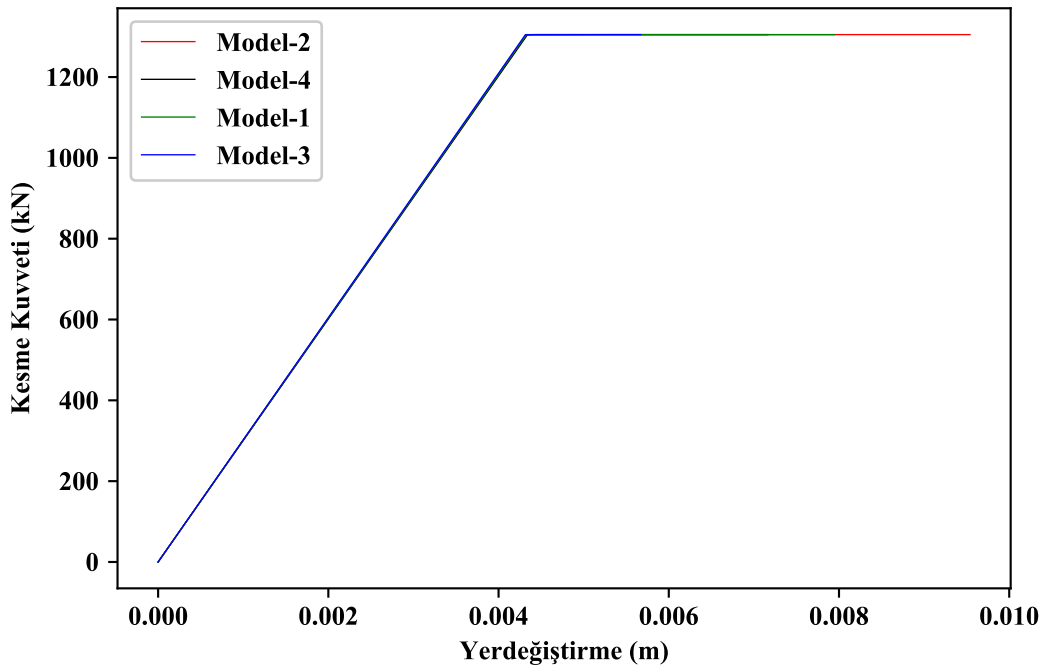


Şekil 5.8 : Model-4 Eğilme yayı davranışı.

sonuçlarından kontrolle kirişin akma momenti beklendiği gibi 652.5 kNm değerinde gerçekleşmiştir.

Model-4' te kiriş elemanının her iki ucunda bulunan eğilme yaylarını akma kuvvetine ulaştıracak şekilde uygulanmış zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılarak yüklenmiştir. Analiz sonuçlarına göre yay elemanlarda akma momenti beklendiği gibi 652.5 kNm değerinde oluşmuş ve 4.34 mm akma yerdeğiştirmesi elde edilmiştir.

Model-1 ve Model-3' ün başlangıç rijitlikleri sonsuz olduğu için rijit plastik mafsallar akma kuvvetine ulaşana kadar rijit plastik mafsal elemanlarda şekil değiştirme oluşmaz. Dört model kendi içlerinde karşılaştırılacak olursa, rijit plastik mafsallı modellerin akma kuvvetinden önceki bölgede doğrusal şekil değiştirme yaptığı bilindiğinden Model-1 ve Model-3' e başlangıçtan itibaren akma yerdeğiştirmeleri doğrusal olarak kuvvet ile orantılı artırılarak yaylı modeller ile uyumlulukları kontrol edilebilir.



Şekil 5.9 : Doğrusal olmayan modellerin kesme kuvveti üzerinden akma kuvveti ve akma yerdeğiştirmesi karşılaştırması.

5.4 Doğrusal Olmayan Analizler için Çevrimsel Döngü Kabulleri

Çevrimsel davranış için en temel çift doğrusal davranış kabulü yapılmıştır. Bu kabul ile çevrimsel davranışta rijitlik ve dayanım azalması, Bauscinger etkisi gibi etkiler göz önüne alınmamıştır. Bu tip bir yaklaşımın hem karşılaştırmanın daha rahat yapılması hem de bağ kirişlerinin temel davranışını yansıtması açısından uygun olduğu düşünülmektedir.

6. MODEL BİNA ÖZELLİKLERİ

6.1 Yapılan Çalışmanın Amacı

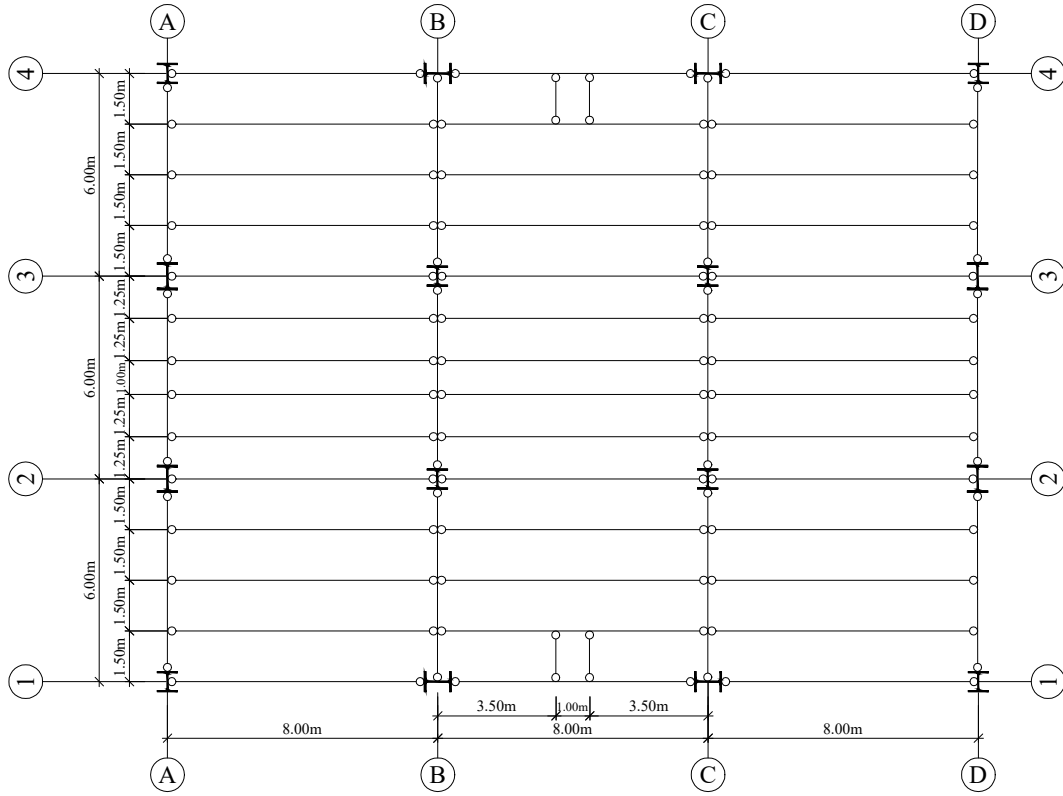
Bu tez çalışmasında, ilk aşamada dışmerkez çaprazlı çelik bir ofis binasının doğrusal analizleri ve tasarımı yapılacaktır. Çalışmaya konu olan yapının tasarımında ÇYTHYE 2018 ve TBDY 2018 yönetmelikleri şartları sağlanacaktır. Yapı TBDY 2018'e göre herhangi bir düzensizlik içermeyecek şekilde düzenlenmiştir. Bu sebepten yapının düzensizlikleri irdelenmeyecektir.

6.2 Yapının Sistem Özellikleri

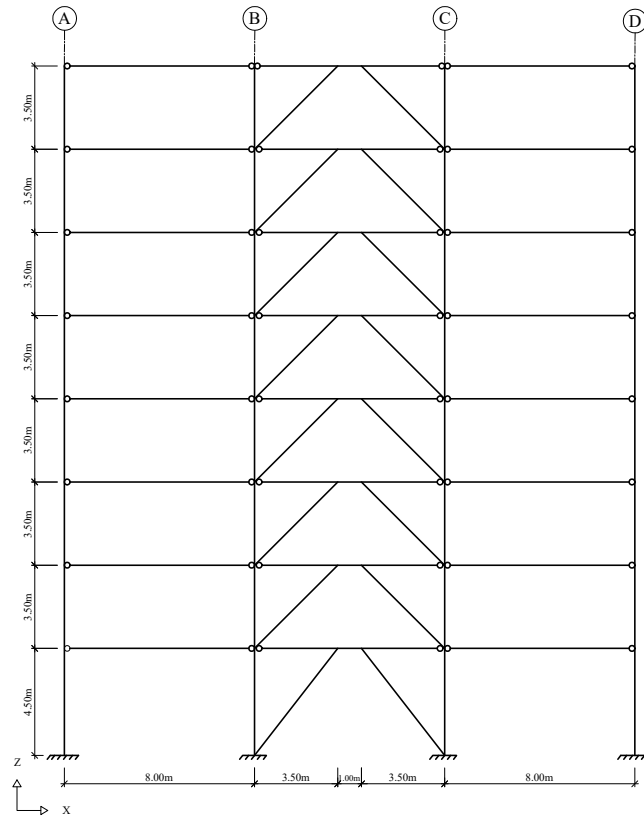
Yapılan çalışmada büro amaçlı kullanılacak 8 katlı bir yapının tasarımı yapılmıştır. Çelik yapının her iki ana doğrultudaki kesitleri Şekil 6.2'de ve Şekil 6.3'de verilmiştir. Yapı her iki doğrultuda eşit üçer açılığa sahip olup, yapının plan boyutları X yönünde 24 metre ve Y yönünde 18 metredir. Binanın zemin kat yüksekliği 4.5 metre olup diğer katların yükseklikleri 3.5 metredir. Yatay etkilere etkin bir şekilde karşı koyabilmek için yapıda her iki yönde orta akslarda süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çerçeveler teşkil edilmiştir.

Yapı kolonları ± 0.00 kotunda temele ankastre olarak bağlanmışlardır. Tali kirişlerin ana kirişlere bağlantıları ve ana kirişlerin kolonlara bağlantıları mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Çaprazlar bağ kirişine rijit olarak bağlanmaktadır. Çapraz- kiriş- kolon birleşim bölgesinde, çaprazların düğüm noktasına bağlantısı ile kirişlerin kolona bağlantısı mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Çelik yapının tipik kat planı Şekil 6.1'de verilmiştir.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve katlanmış çelik saç levhalar üzerindeki, yerinde dökme betonarme döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Katlanmış çelik saç levhaların, kayma elemanları ile ana ve tali kirişlere bağlanmasıyla saç ve beton arasındaki aderans sağlanmıştır. Katlanmış çelik saç levhalar ile betonun birlikte kullanılarak uygulanmasıyla oluşan döşeme, rijit bir diyafram oluşturmaktadır. Bu

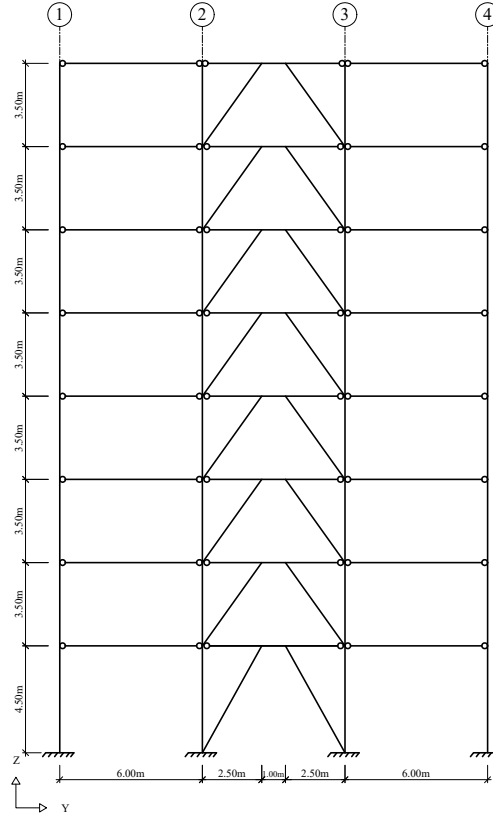


Şekil 6.1 : Dışmerkez çaprazlı bina tipik kat planı.



Şekil 6.2 : Model bina dışmerkez çaprazlı aks X-Z kesiti.

çalışmada çelik kirişlerin düşey yükler altında betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.



Şekil 6.3 : Model bina dışmerkez çaprazlı aks Y – Z Kesiti.

Yapının, dışmerkez çaprazlı açıklıklarındaki tüm elemanlar S355 sınıfı, ikincil taşıyıcı elemanlarında S275 sınıfı çelik malzeme kullanılacaktır.

Yapı sisteminin statik ve dinamik analizi için SAP2000 bilgisayar programı kullanılmıştır.

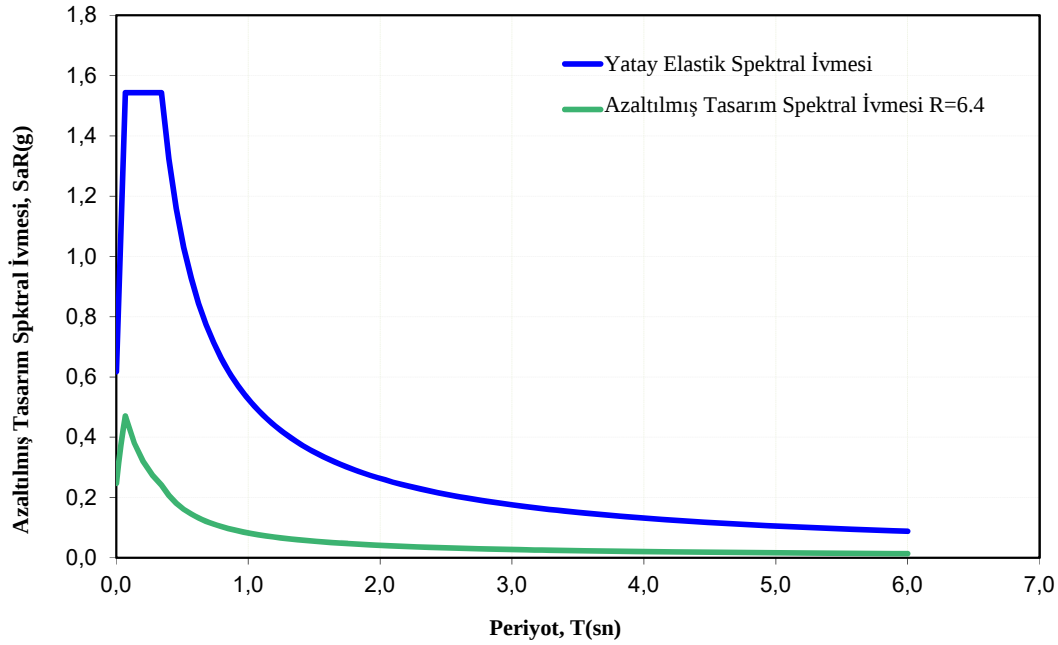
6.2.1 Yapıya ait deprem karakteristikleri

Tasarlanacak binanın enlem ve boylam değerleri sırasıyla, 40.8140 ve 29.2903 olmak üzere yerel zemin sınıfı ZC olan bir zemin üzerinde inşa edilecek ve ofis olarak kullanılacaktır.

TBDY 2018' e göre yapının deprem karakteristikleri aşağıda belirtilmiştir.

- Bina kullanım sınıfı (TBDY 2018 Tablo 3.1): $BKS = 3$
- Bina önem katsayısı (TBDY 2018 Tablo 3.1): $I = 1$
- Türkiye Deprem Tehlike Haritaları DD-2 deprem yer hareketi parametreleri
 - Kısa periyot harita spektral ivmesi ; $S_S = 1.286$
 - 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı ; $S_1 = 0.351$

- Yerel zemin etki katsayıları: $F_S = 1.20$ ve $F_1 = 1.50$
- Deprem tasarım sınıfı: $DTS = 1$
- Bina yükseklik sınıfı: $BYS = 4$ ($H_N = 4.5 + 3.5 \times 7 = 29.0$ m)
- Bina performans hedefi, normal performans hedefi; kontrollü hasar (KH) ve değerlendirme/tasarım yaklaşımı, dayanıma göre tasarım (DGT)
- Spektrum karakteristik periyotları: $T_A = 0.068$ sn, $T_B = 0.341$ sn
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (TBDY 2018 Tablo 4.1): $R = 8 \times 4/5 = 6.4$ (TBDY Madde 4.3.2.4 uyarınca binanın ana doğrultuda yatay kuvvetlere karşı koyan iki adet dışmerkez çaprazlı çerçeveye sahip olması sebebiyle R değeri %20 oranında azaltılarak hesaplar yapılacaktır.)
- Hareketli yük katılım katsayısı (TBDY 2018 Tablo 4.3): $n = 0.3$



Şekil 6.4 : Deprem Tasarım Spektrumu (R=6.4).

6.2.2 Yapısal elemanların tahkikleri

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılacak binanın kritik eleman boyutlandırma hesapları EK-A bölümünde verilmiştir. Bu bölümde ayrıca, modal analiz sonuçları gibi temel bilgiler verilmiştir.

Çizelge 6.1 : Yapı modal analiz sonuçları.

Mod Şekli	Periyot	X – Yönü Kütle Katılımı	Y – Yönü Kütle Katılımı	X – Yönü Toplam Kütle Katılımı	Y – Yönü Toplam Kütle Katılımı
1	1.05	0.00	0.79	0.00	0.79
2	1.00	0.79	0.00	0.79	0.79
3	0.95	0.00	0.00	0.79	0.79
4	0.90	0.00	0.15	0.79	0.95
5	0.85	0.04	0.00	0.83	0.95
6	0.80	0.00	0.00	0.83	0.95
7	0.75	0.00	0.00	0.83	0.95
8	0.70	0.00	0.00	0.83	0.95
9	0.65	0.00	0.00	0.83	0.95
10	0.60	0.00	0.00	0.83	0.95
11	0.55	0.11	0.00	0.95	0.95

6.2.2.1 Yapı modal sonuçları

Yapının modal analizi SAP2000 programı ile yapılmış olup, yapının mod periyotları ve kütle katılım oranları Çizelge 6.1’de verilmiştir.

6.2.2.2 Yapı düzensizlik kontrolleri

TBDY 2018, Bölüm 3.6’ da belirtilen yapı düzensizlik kontrolleri için inceleme yapıldığında, bina kat planlarında çıkıntı bulunmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları da mevcut değildir.

Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi sebebiyle düşey doğrultuda düzensizlik durumları da mevcut değildir.

6.2.2.3 Yapı taşıyıcı sistemi eleman kesitleri

Ofis binasının tasarımı yapılmış olup, tasarım sonucunda seçilen karakteristik eleman kesitleri Çizelge 6.2’de verilmiştir.

6.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Modelleri

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılacak dört farklı model, TBDY-2018 ve ÇYTHYE-2018 yönetmeliklerine uygun olarak eleman tasarımı

Çizelge 6.2 : Yapı taşıyıcı sistem eleman kesitleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	Profil Enkesiti
Tali kirişler (tüm katlarda)	HEA260
Ana kirişler (1 ve 4 Aksı)	HEA260
Ana kirişler (2 ve 3 Aksı)	HEA320
Ana kirişler (A ve D Aksı)	HEA220
Ana kirişler (B ve C Aksı)	HEA260
X –Yönü DMÇÇ kolonları	H400x340
X –Yönü DMÇÇ çaprazları	HEM240
Y –Yönü DMÇÇ kolonları	H400x422
Y –Yönü DMÇÇ çaprazları	HEM280
X ve Y –Yönü Bağ kirişi	HEM280

Çizelge 6.3 : Doğrusal olmayan modellerin hakim mod periyotları ve katılım oranları

Model No	T_x (sn)	T_y (sn)	Modal Katılım Oranı (X)	Modal Katılım Oranı (Y)
Model-1	1.02	1.13	0.79	0.79
Model-2	1.03	1.11	0.80	0.80
Model-3	1.01	1.13	0.79	0.79
Model-4	1.04	1.17	0.80	0.79

yapılan 8 katlı çelik yapıdan türetilmiştir. Bölüm 5.1 ile uygun olarak; Model-1, bağ kirişlerinin doğrusal olmayan kesme davranışının bağ kirişinin ortasında bulunan bir adet kesme kuvveti rijit plastik mafsallı ile idealize edildiği modeldir. Model-2, bağ kirişlerinin doğrusal olmayan kesme davranışının bağ kirişinin ortasında bulunan bir adet kesme kuvveti yayı ile idealize edildiği modeldir. Model-3, bağ kirişlerinin doğrusal olmayan kesme davranışının bağ kirişinin her iki ucunda bulunan iki adet kesme kuvveti rijit plastik mafsallı ile idealize edildiği modeldir. Model-4, bağ kirişlerinin doğrusal olmayan kesme davranışının bağ kirişinin her iki ucunda bulunan iki adet kesme kuvveti yayı ile idealize edildiği modeldir. Dört model ile ilgili etkin mod periyotları ve modal kütle katılım oranları Çizelge 6.3’de verilmiştir. Çizelge 6.3’den görüldüğü üzere doğrusal olmayan analiz modellerinin modal sonuçları kendi içlerinde ve doğrusal tasarımı yapılan bina modeli ile yaklaşık olarak uyumludur.

6.4 Depremsellik Çalışması

Yatay ve düşey yük taşıyıcı sistemlerde, dinamik yükler altında doğrusal olmayan davranışlar gözlemlenmekte ve bu davranışlar yönetmelikler tarafından

sınırlandırılmaktadır. Yapıların dinamik yükler altında doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde çeşitli analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden en yaygın kullanılanı, zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemidir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yönteminde, yapının elastik tasarım spektrumuna uygun olarak seçilen farklı deprem kayıtlarını yapı hakim periyoduna denk gelen ivme değerlerine göre artımsal olarak ölçeklendirilir ve yapının, ölçeklendirilmiş deprem kayıtları altında analizi yapılır.

6.4.1 Deprem kayıtlarının ölçeklenmesi

6.4.1.1 Deprem ivme kayıtlarının elastik davranış spektrumuna uygun ölçeklenmesi

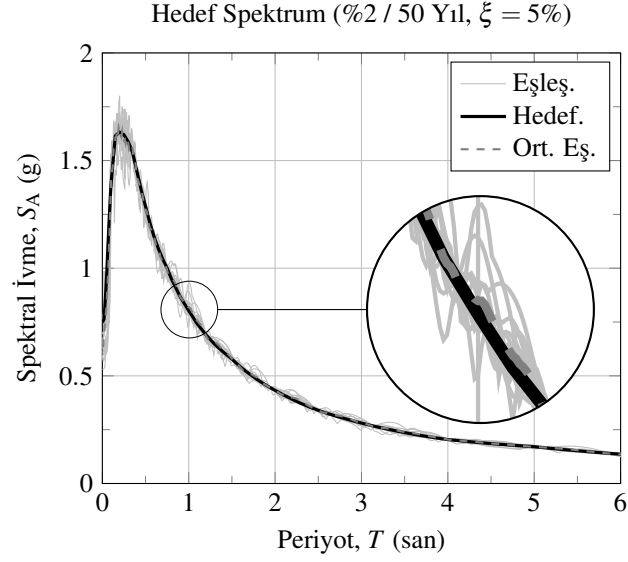
Deprem ivme kayıtlarının elastik davranış spektrumuna uygun ölçeklenmesi için yapılması gereken ilk adım, yapıya ait doğrusal elastik davranış spektrumunun oluşturulmasıdır. Deprem kayıtlarının elde edilmesi için farklı yöntemler mevcuttur. Çeşitli bilgisayar yazılımları yardımıyla seçilen deprem ivme kayıtlarının tepki spektrumları elde edilir. Tepki spektrumlarının elastik davranış spektrumuna göre ölçeklenmesi yapılırken, deprem tepki spektrumunda bina hakim periyoduna denk gelen ivme değeri, elastik davranış spektrumuna göre doğrusal olarak ölçeklendirilerek işlem tamamlanır. Bu yöntem tek modlu ölçekleme adı verilir. Birinci modu hakim mod olan yapılarda kullanılması idealdir.

6.4.1.2 Deprem ivme kayıtlarının artımsal olarak ölçeklenmesi

Elastik davranış spektrumuna göre ölçeklendirilmiş deprem ivme kayıtları, belirli aralıklarla doğrusal olarak tekrar ölçeklenir. Bu sayede yapının hakim periyoduna denk gelen ivme değerleri arasında doğrusal bir artım elde edilmiş olur.

6.4.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kullanılan deprem kayıtları

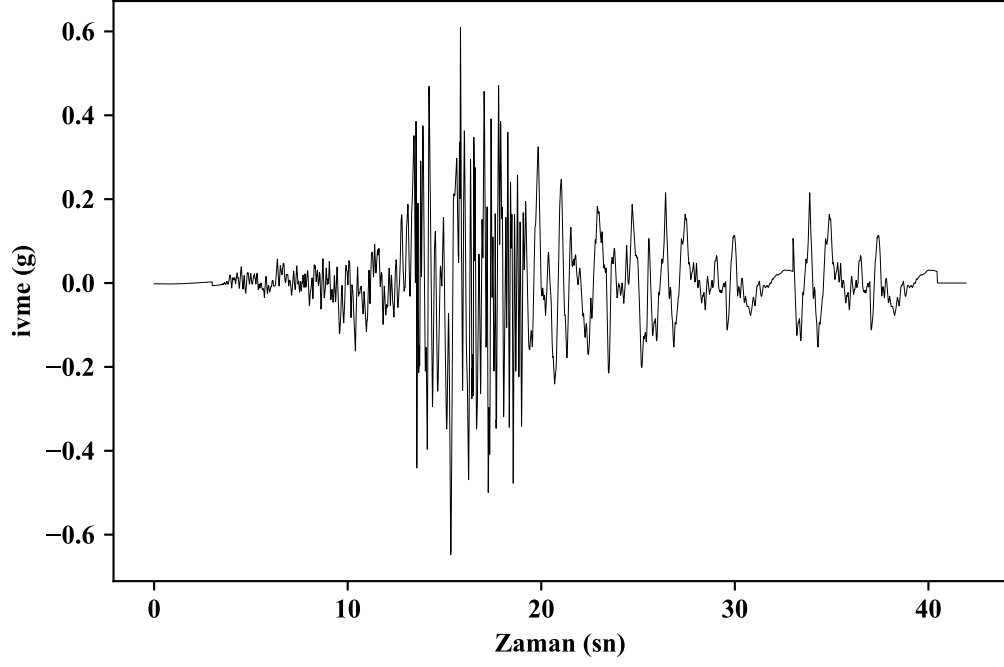
Tez çalışmasına konu olan binanın zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerinde kullanılan ölçeklenmiş kayıtlara ait bilgiler Çizelge 6.4'te ve analiz sonuçları verilen ivme kayıtları olan Kobe Depremi, Kocaeli Depremi ivme-zaman grafikleri verilmiştir.



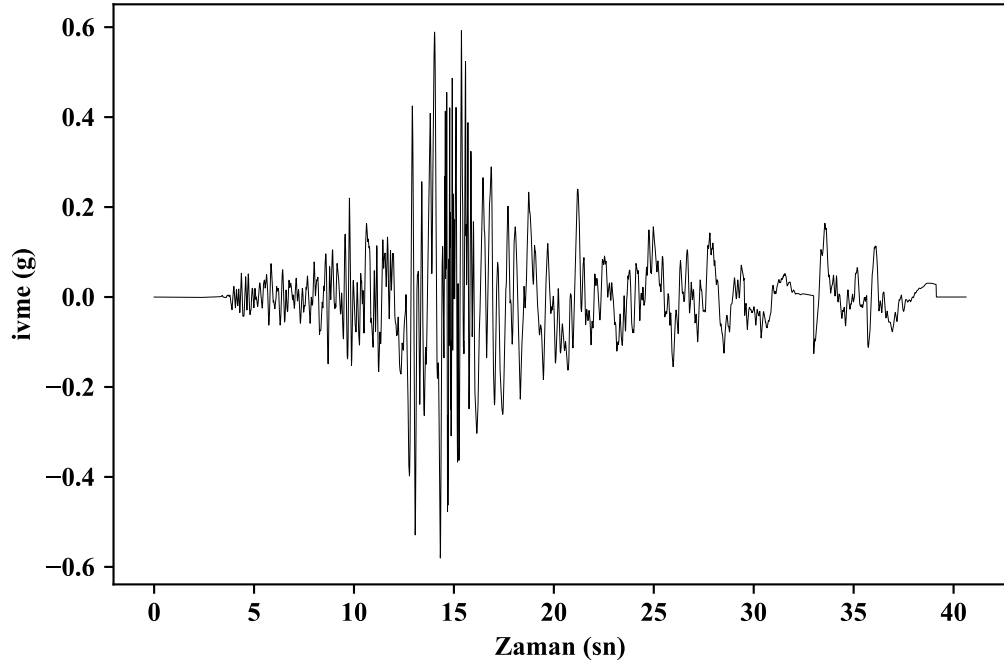
Şekil 6.5 : Ölçeklenmiş deprem kayıtlarına ait spektrumları.

Çizelge 6.4 : Çalışmada kullanılan deprem kayıtları ile ilgili bilgiler

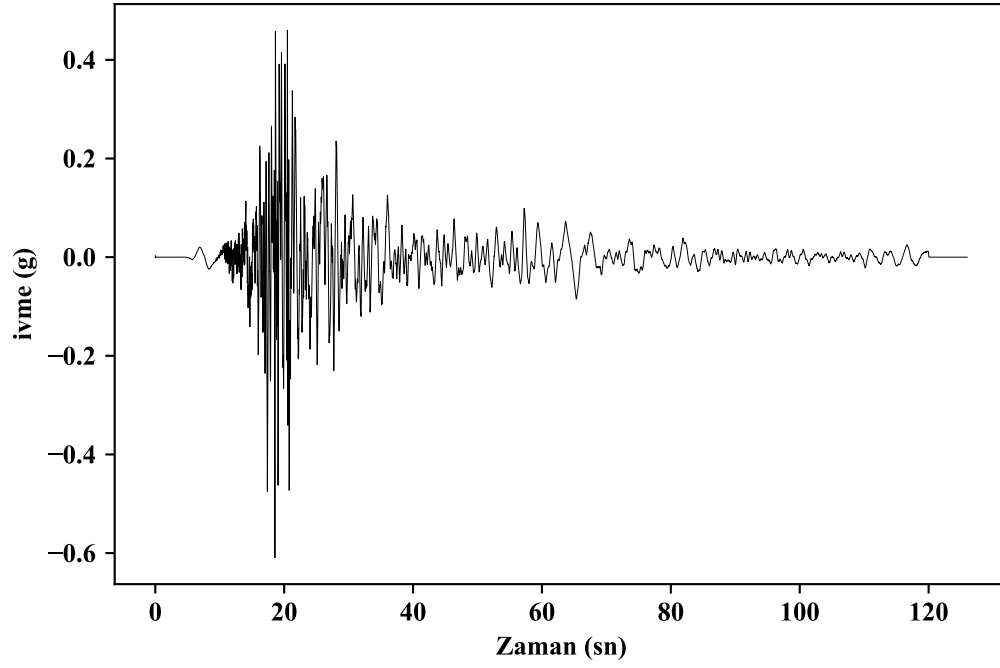
Kayıt No	Deprem	Süre / Δ_t	Büyüklik	Fay Uzaklığı
RSN882	Landers, 1992	104.81 sn / 0.005 sn	7.28 M	26.8 km
RSN1110	Kobe, 1995	126.0 sn / 0.010 sn	6.90 M	24.8 km
RSN1166	Kocaeli, 1992	41.95 sn / 0.005 sn	7.51 M	30.7 km
RSN3758	Landers, 1992	59.77 sn / 0.005 sn	7.28 M	36.9 km
RSN6953	Darfield, 2010	56.7 sn / 0.005 sn	7.00 M	24.8 km
RSN1762	Hector, 1999	68.16 sn / 0.02 sn	7.13 M	43.1 km
RSN5836	Sierra, 2010	81.87 sn / 0.005 sn	7.20 M	26.8 km



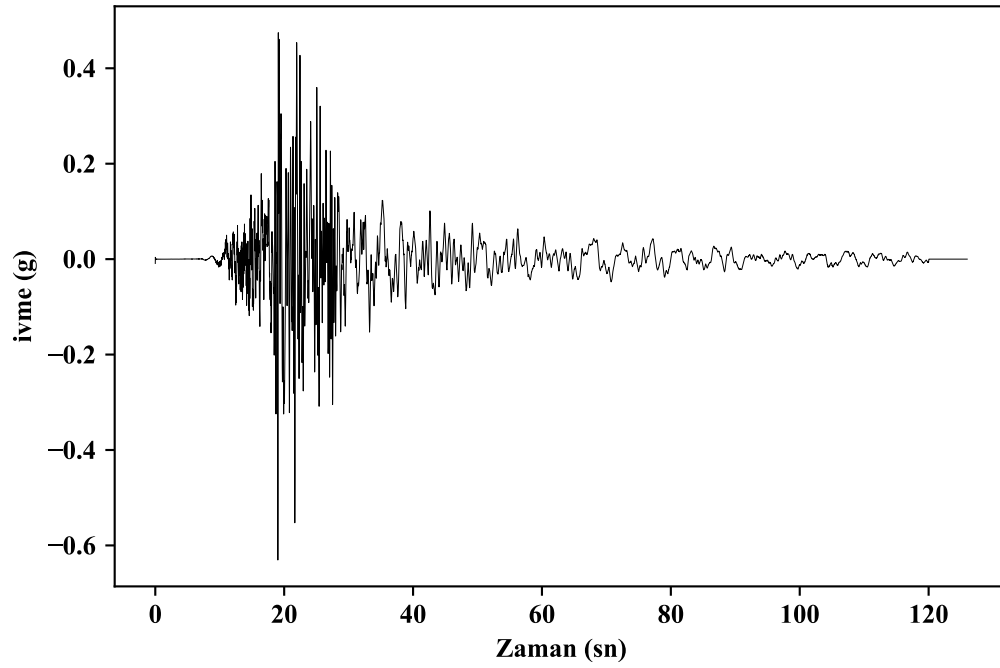
Şekil 6.6 : Kocaeli depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - X yönü.



Şekil 6.7 : Kocaeli depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - Y yönü.



Şekil 6.8 : Kobe depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - X yönü.



Şekil 6.9 : Kobe depremi ölçeklenmiş ivme-zaman grafiği - Y yönü.

7. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE YAPILAN ANALİZ SONUÇLARI

7.1 Yapılan Analizlerin Açıklanması

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için hazırlanan dört model her iki ana doğrultu için tasarım spektrumuyla uyumlu olacak şekilde en büyük deprem olarak isimlendirilen 2500 yıllık dönüş periyoduna sahip depreme göre ölçeklendirilmiş ivme kayıtları altında analizlere tabi tutulmuştur. Yapılan doğrusal olmayan analizler için model binaların tepe yer değiştirme- zaman grafikleri birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Yedi farklı deprem kaydı ile yapılan analizlerde bağ kirişlerinin davranışları incelenmiş ve karakteristik davranışı yansıtan bir adet deprem kaydı seçilerek temel eleman tepkileri bu bölümde karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

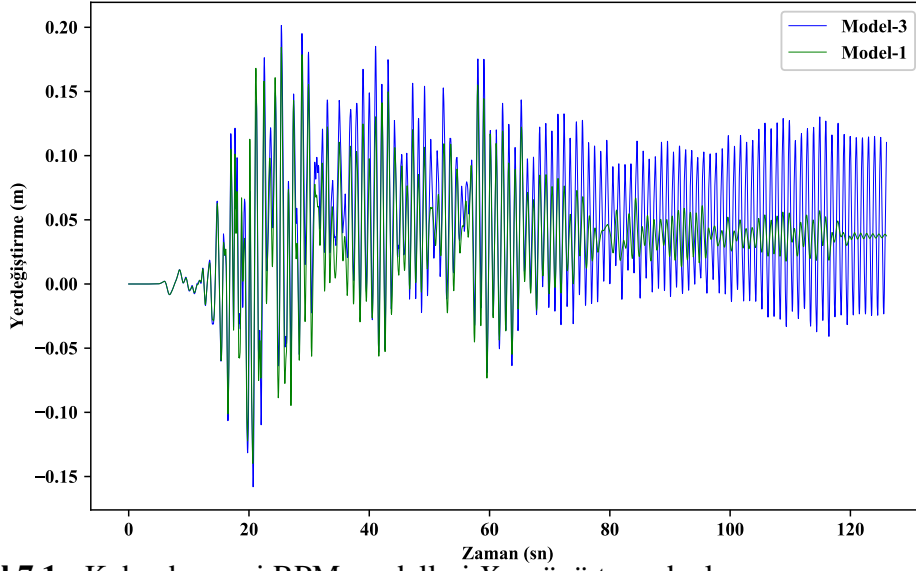
7.2 Model Binaların Tepe Yer Değiştirme Sonuçları

Bu bölümde ölçeklendirilmiş yedi adet deprem kaydı altında her iki ana doğrultuda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmış dışmerkez çaprazlı dört farklı model binanın seçilen iki deprem kaydı için tepe deplasmanı- zaman grafikleri verilmiştir. Kobe Depremi ivme kaydı altında binada oluşan maksimum tepe deplasmanları tablo halinde verilmiştir. Dört model her iki yönünde birbiri ile yaklaşık olarak yakın tepe deplasmanı değerine ulaşmıştır. Model-3 kullanılarak hazırlanan doğrusal olmayan bina modellerinin deplasman grafiği incelendiğinde sistemde kalıcı yer değiştirmeler olduğu görülmüştür.

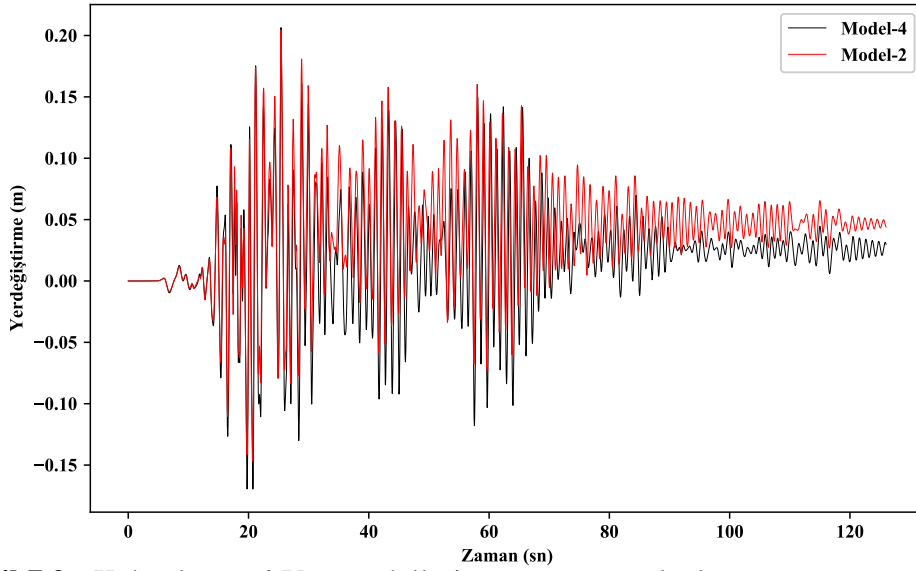
Kocaeli Depremi ivme kaydı altında binada oluşan maksimum tepe deplasmanları tablo halinde verilmiştir. X –yönünde Model-4 ve Y –yönünde Model-2 ve Model-4 kullanılarak hazırlanan doğrusal olmayan bina modelleri diğer modellerden daha farklı deplasman değerlerine ulaşmıştır. Dört modelin tepe deplasman grafikleri incelendiğinde bina tepe deplasmanları genel olarak birbirleriyle uyumlu yer değiştirme grafiklerinin olduğu görülmüştür.

Çizelge 7.1 : Kobe Depremi için doğrusal olmayan tepe deplasman değerleri

	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
<i>X</i> –yönü	0.1845 m	0.2047 m	0.2015 m	0.2064 m
<i>Y</i> –yönü	0.2392 m	0.2456 m	0.2773 m	0.2819 m



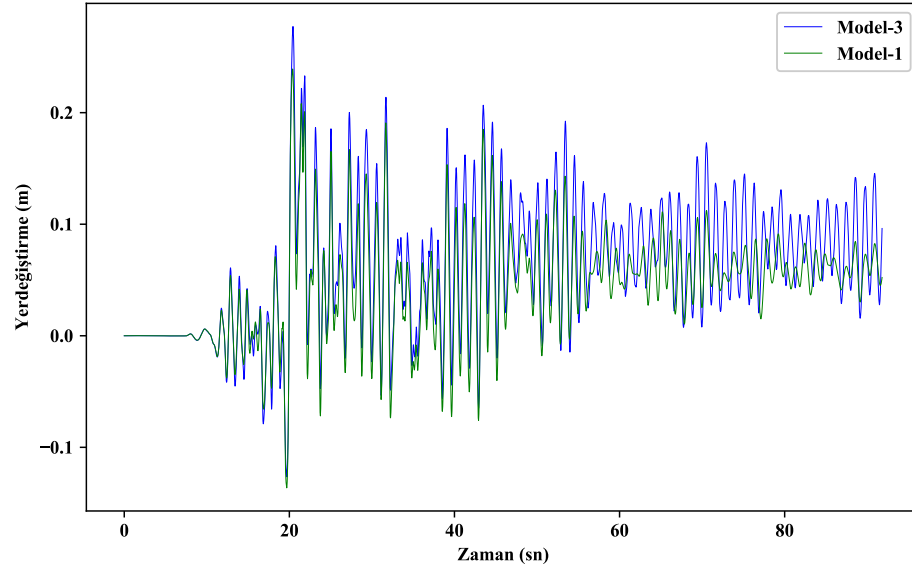
Şekil 7.1 : Kobe depremi RPM modelleri *X*–yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.



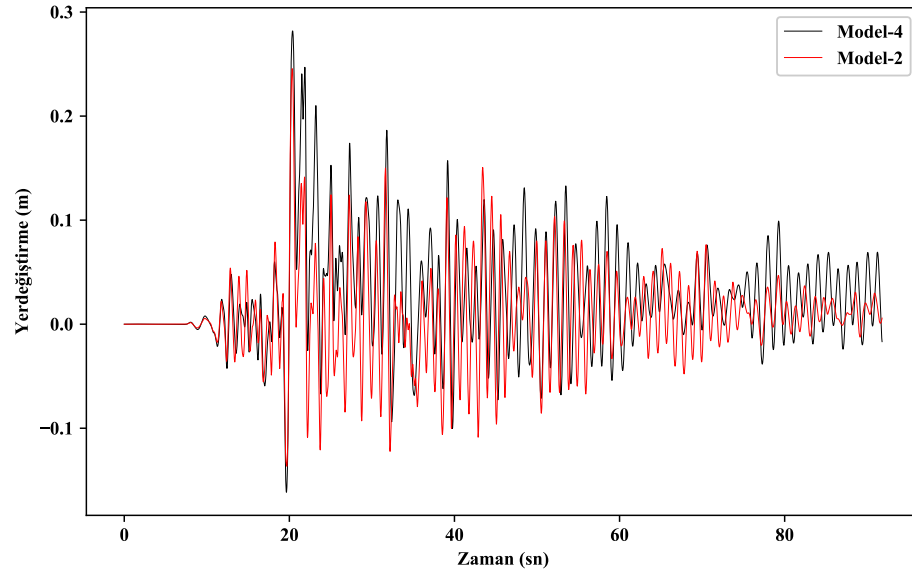
Şekil 7.2 : Kobe depremi Yay modelleri *X*–yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.

Çizelge 7.2 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modelleri tepe deplasman değerleri

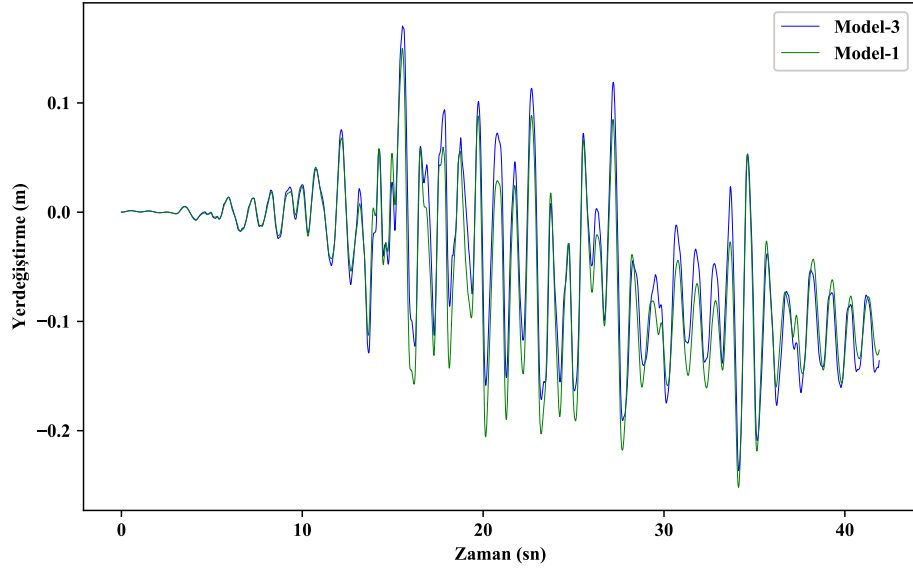
	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
<i>X</i> –yönü	0.2519 m	0.2411 m	0.2366 m	0.2553 m
<i>Y</i> –yönü	0.2066 m	0.2568 m	0.2066 m	0.2092 m



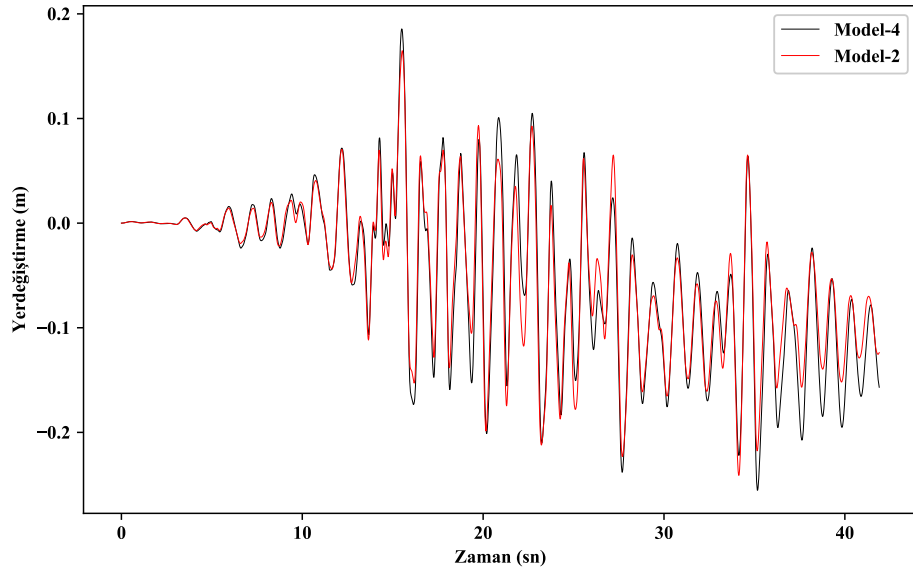
Şekil 7.3 : Kobe depremi RPM modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.



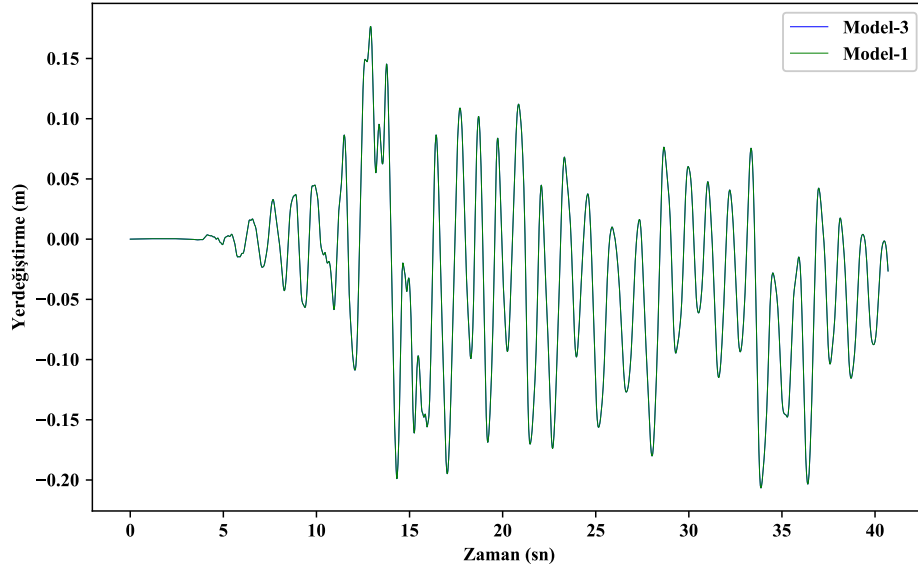
Şekil 7.4 : Kobe depremi Yay modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.



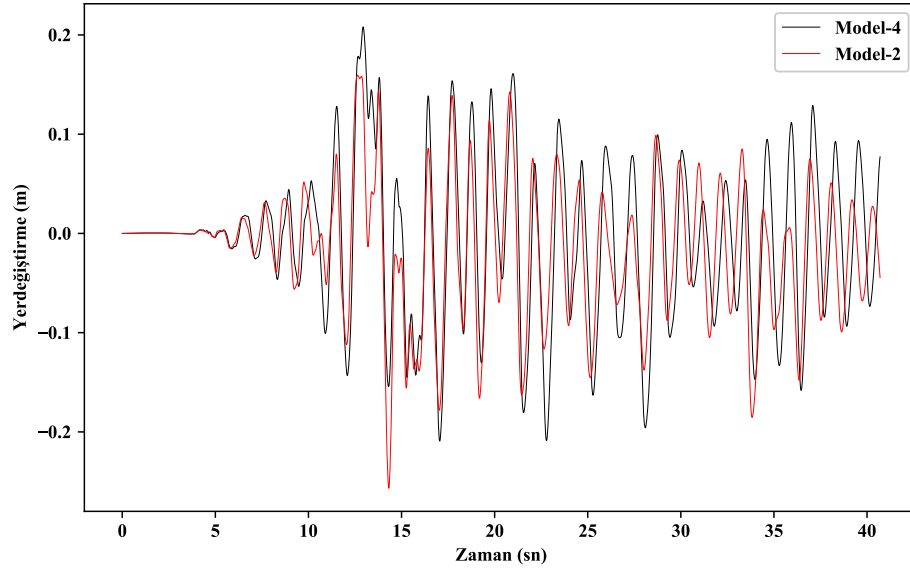
Şekil 7.5 : Kocaeli depremi RPM modelleri X–yönü bina tepe deplasmanı-zaman grafiği.



Şekil 7.6 : Kocaeli depremi Yay modelleri X–yönü bina tepe deplasmanı-zaman grafiği.



Şekil 7.7 : Kocaeli depremi RPM modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.



Şekil 7.8 : Kocaeli depremi yay modelleri Y –yönü tepe deplasmanı-zaman grafiği.

Çizelge 7.3 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan taban kesme kuvveti değerleri

	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
X —yönü (Maks.)	8318.74 kN	8269.00 kN	7679.23 kN	8054.95 kN
X —yönü (Min.)	-7775.87 kN	-7815.48 kN	-7751.34 kN	-7430.74 kN
Y —yönü (Maks.)	6248.45 kN	8000.99 kN	6248.45 kN	6391.63 kN
Y —yönü (Min.)	-6899.25 kN	-7072.22 kN	-6899.26 kN	-7659.93 kN

Çizelge 7.4 : Kobe Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan taban kesme kuvveti değerleri

	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
X —yönü (Maks.)	7591.77 kN	7749.39 kN	7316.27 kN	8295.08 kN
X —yönü (Min.)	-7269.78 kN	-7260.10 kN	-7517.57 kN	-7303.37 kN
Y —yönü (Maks.)	5618.78 kN	6834.70 kN	5522.70 kN	6011.37 kN
Y —yönü (Min.)	-6560.33 kN	-8112.83 kN	-7122.26 kN	-7323.08 kN

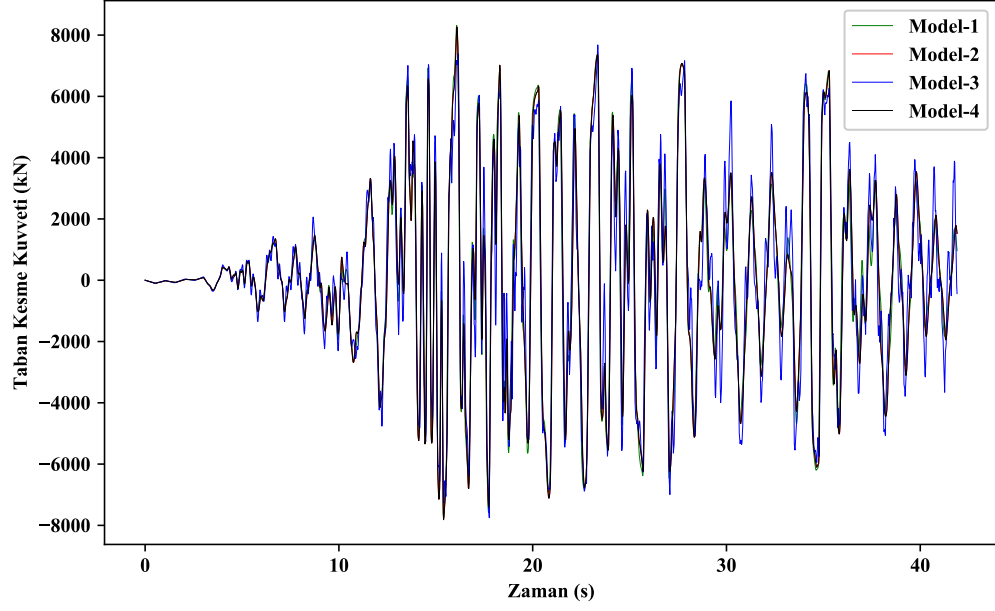
7.3 Taban Kesme Kuvveti Karşılaştırmaları

Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ile yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucu yapıda oluşan taban kesme kuvveti- zaman model karşılaştırmaları Kocaeli Depremi ve Kobe Depremi ivme kaydı için bu bölümde tablo ve grafik olarak sunulmuştur. Kocaeli Depremi için, X —yönünde yapılan analizlerde en az %92 oranında birbiri ile uyumlu taban kesme kuvveti hesap modellerine etkimiştir. Y —yönünde yapılan analizlerde ise en az %78 oranında birbiri ile uyumlu taban kesme kuvveti hesap modellerine etkimiştir. Ayrıca taban kesme kuvveti- zaman grafikleri dört model için her iki yönde birbirleri ile uyumlu şekilde oluşmuştur.

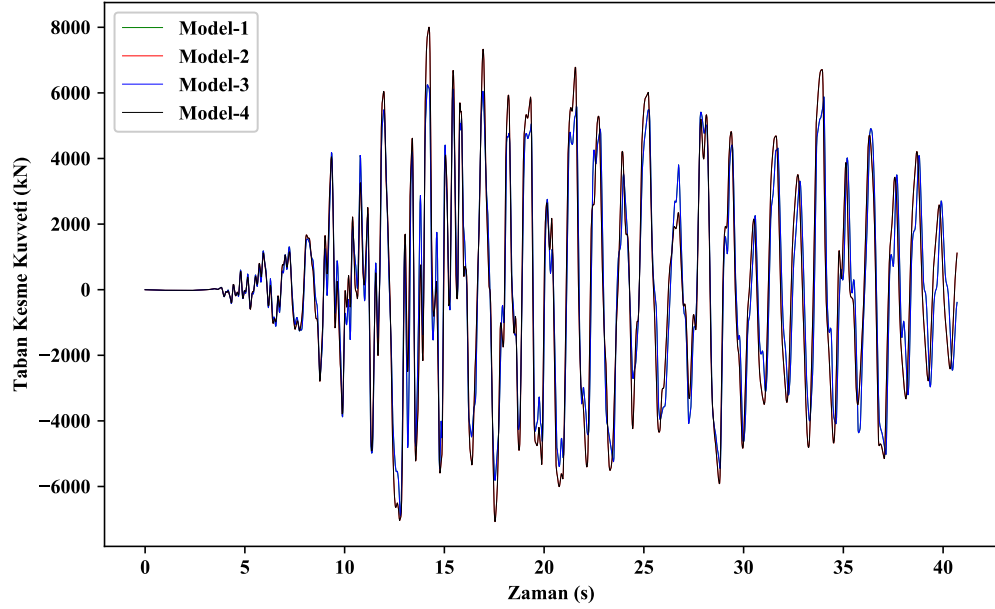
Kobe Depremi için, X —yönünde yapılan analizlerde en az %88 oranında birbiri ile uyumlu taban kesme kuvveti hesap modellerine etkimiştir. Y —yönünde yapılan analizlerde ise en az %81 oranında birbiri ile uyumlu taban kesme kuvveti hesap modellerine etkimiştir. Ayrıca taban kesme kuvveti- zaman grafikleri Model-3 haricindeki üç model için her iki yönde birbirleri ile uyumlu şekilde oluşmuştur.

7.4 Bağ Kirişi Sonuçları

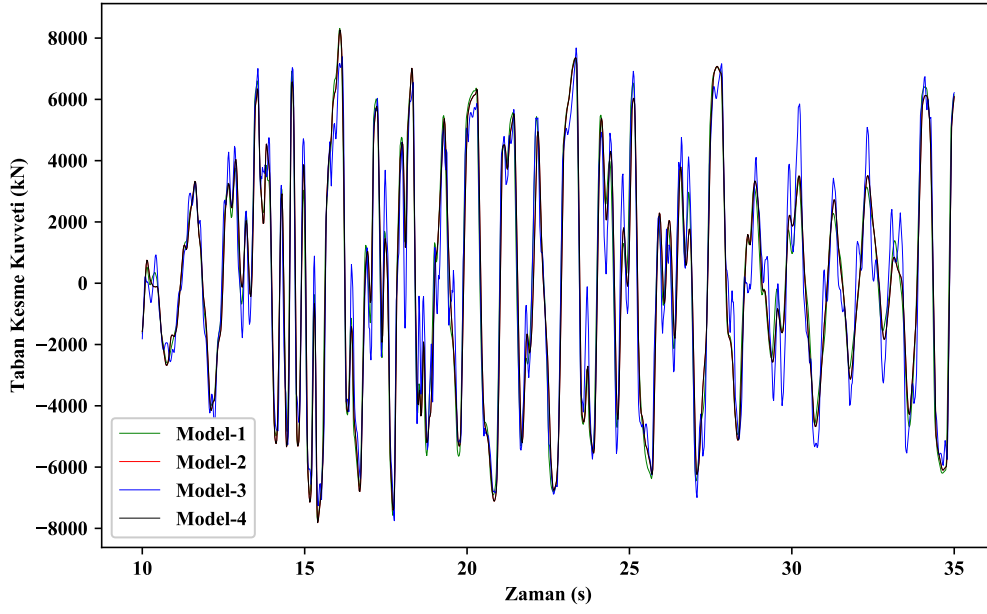
Ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ile yapılan analizlerde bağ kirişlerinin sonuçları incelenmiş ve karakteristik davranışı yansıtan kayıtlardan olan Kocaeli Depremi



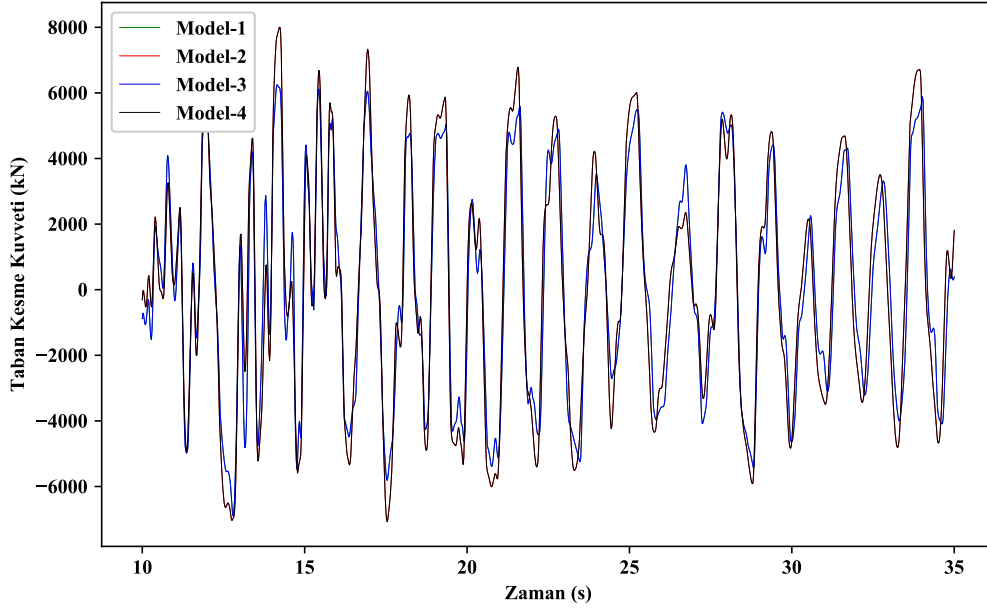
Şekil 7.9 : Kocaeli depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.



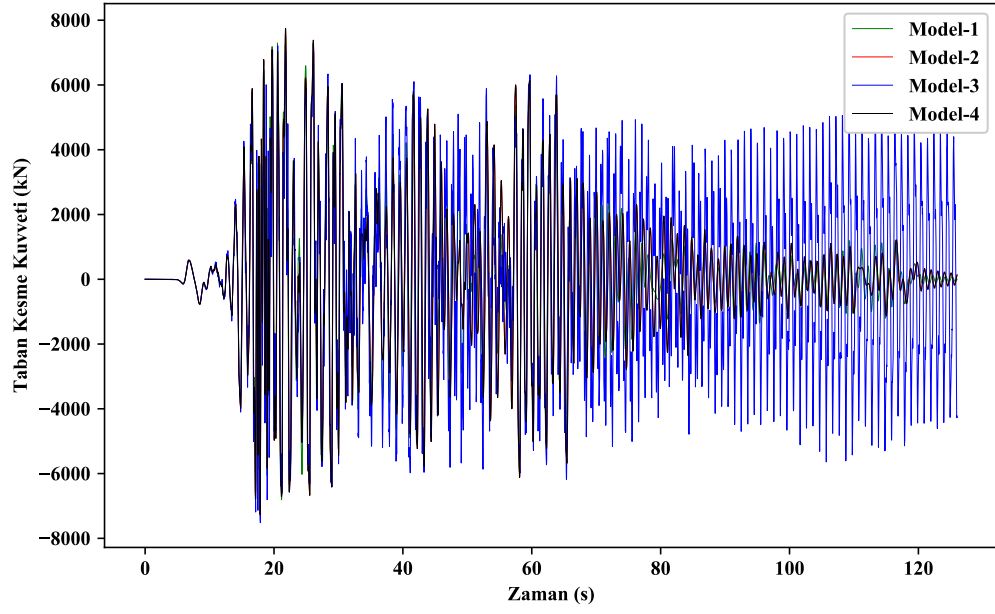
Şekil 7.10 : Kocaeli depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.



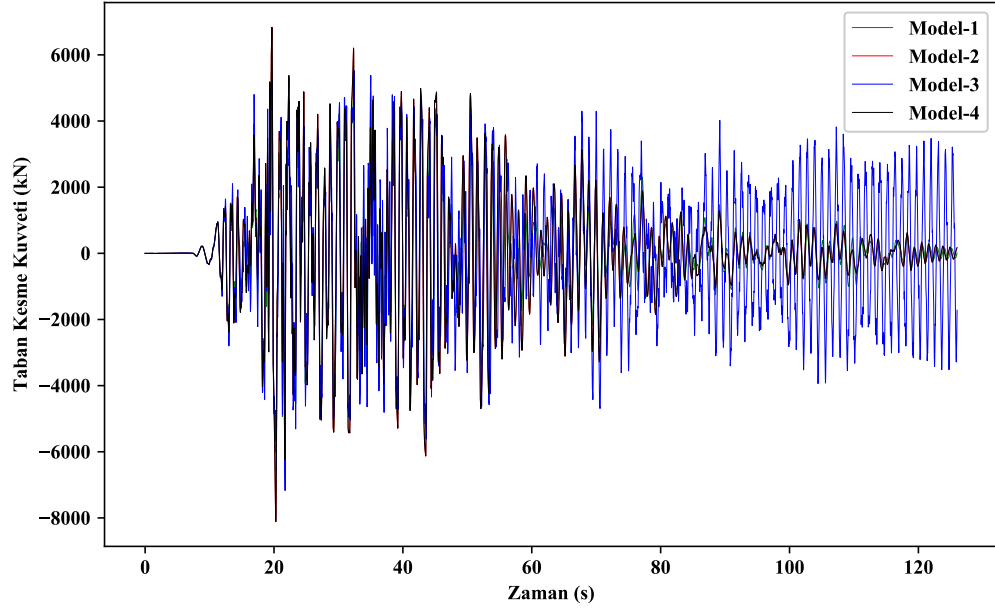
Şekil 7.11 : Kocaeli depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



Şekil 7.12 : Kocaeli depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



Şekil 7.13 : Kobe depremi X –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.



Şekil 7.14 : Kobe depremi Y –yönü yapı taban kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.

Çizelge 7.5 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat düşey çaprazı maksimum eksenel kuvvet değerleri

	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
<i>X</i> —yönü (Maks.)	2181.00 kN	2092.53 kN	2045.37 kN	2133.85 kN
<i>X</i> —yönü (Min.)	-2213.97 kN	-2105.59 kN	-1990.08 kN	-2174.14 kN
<i>Y</i> —yönü (Maks.)	1993.59 kN	2108.53 kN	1993.58 kN	2133.85 kN
<i>Y</i> —yönü (Min.)	-1974.05 kN	-2038.02 kN	-1974.05 kN	-2174.14 kN

ivme kaydı altında yapılan analiz sonuçları seçilerek bağ kirişleri ile ilgili model karşılaştırmaları bu bölümde sunulmuştur.

7.4.1 Bağ kirişi kesme kuvveti karşılaştırmaları

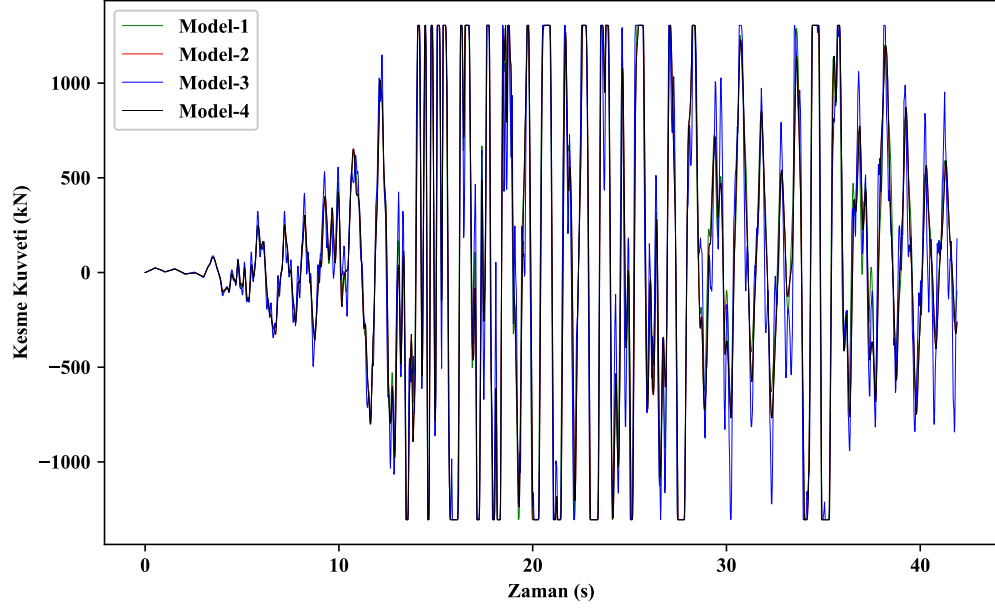
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılan ikisi rijit plastik mafsallı, ikisi de yaylı olmak üzere dört bina modeli için her iki yöndeki 1. kat bağ kirişlerinin zamana bağlı kesme kuvveti grafikleri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bağ kirişlerinin kesme kuvveti- zaman grafikleri incelendiğinde dört modelin birbirleri ile yakın davranış gösterdiği görülmüştür.

7.4.2 Bağ kirişi yerdeğiştirme-zaman karşılaştırmaları

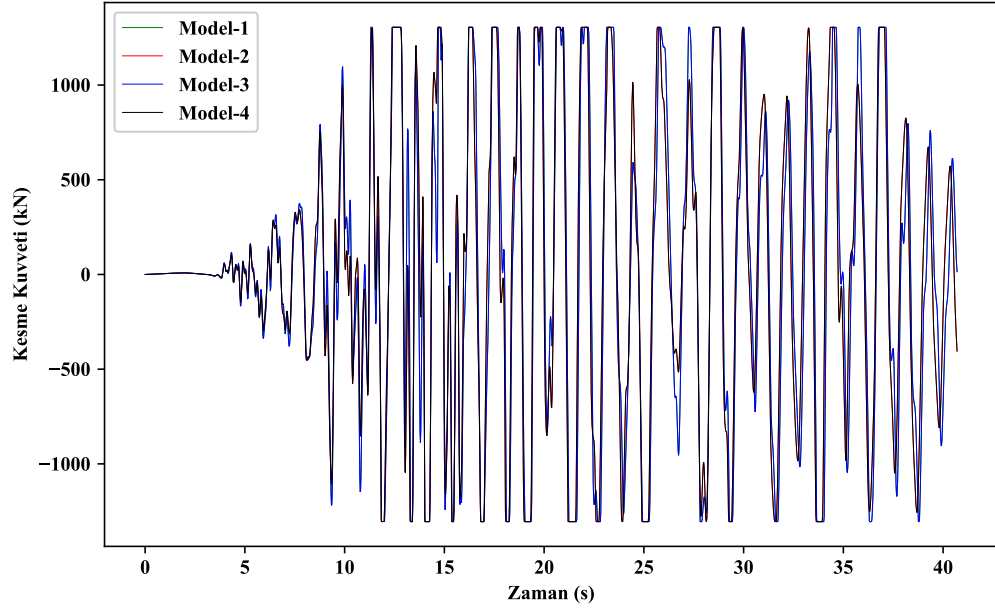
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılan ikisi rijit plastik mafsallı, ikisi de yaylı olmak üzere dört bina modeli için her iki yöndeki 1. kat bağ kirişlerinin zamana bağlı yerdeğiştirme grafikleri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bağ kirişlerinin kesme kuvveti- zaman grafikleri incelendiğinde dört modelin birbirleri ile yakın davranış gösterdiği görülmüştür.

7.4.3 Düşey çapraz eksenel kuvvet karşılaştırmaları

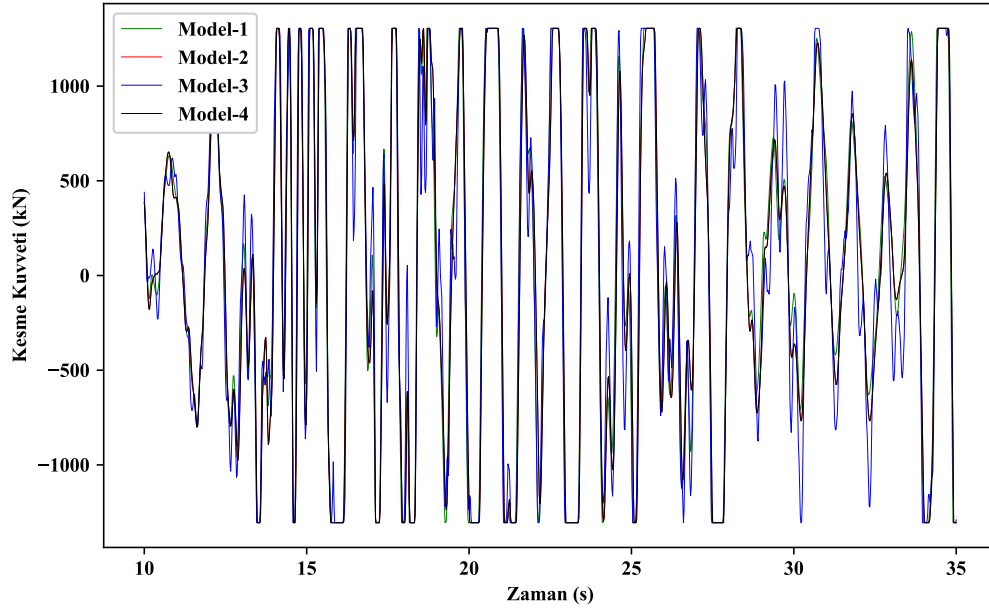
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılan ikisi rijit plastik mafsallı, ikisi de yaylı olmak üzere dört bina modeli için her iki yöndeki 1. kat düşey çaprazları zamana bağlı eksenel kuvvet grafikleri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Düşey çaprazların eksenel kuvvet- zaman grafikleri incelendiğinde oldukça benzer sonuçlar elde edilmiştir. *X*—yönünde yapılan analizlerde en az %90 oranında birbiri ile uyumlu çapraz eksenel kuvveti hesap modellerine etkimiştir. *Y*—yönünde yapılan analizlerde ise en az %91 oranında birbiri ile uyumlu çapraz eksenel kuvveti hesap modellerine etkimiştir. Ayrıca binanın her iki ana doğrultusu için dışmerkez çaprazlı çerçeve



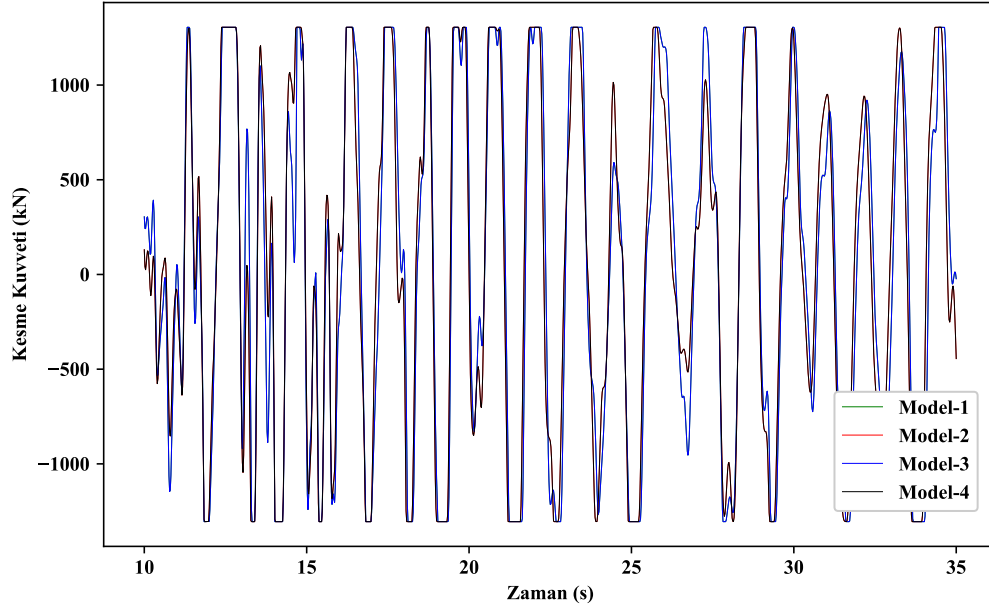
Şekil 7.15 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.



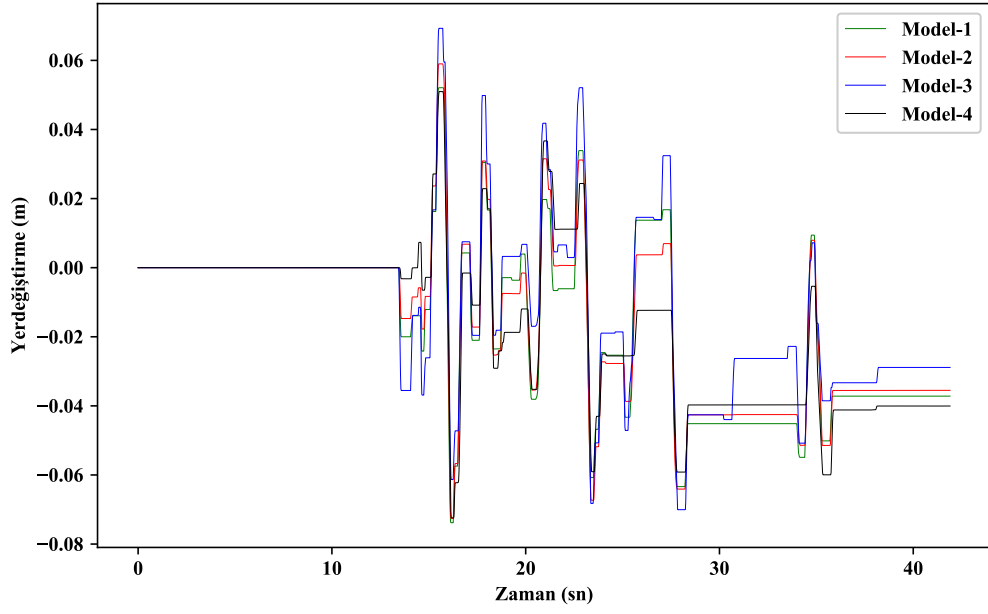
Şekil 7.16 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması.



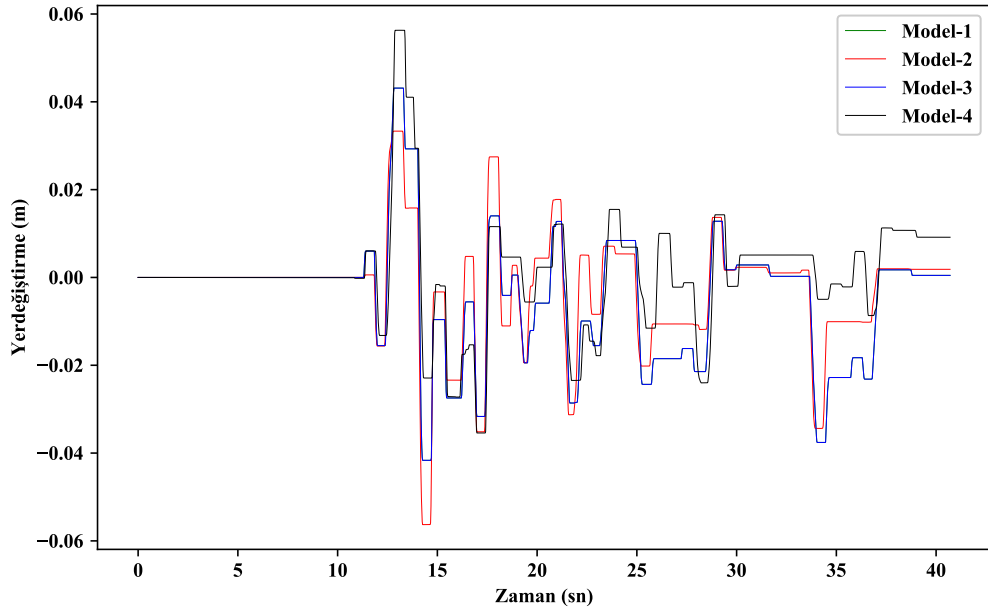
Şekil 7.17 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



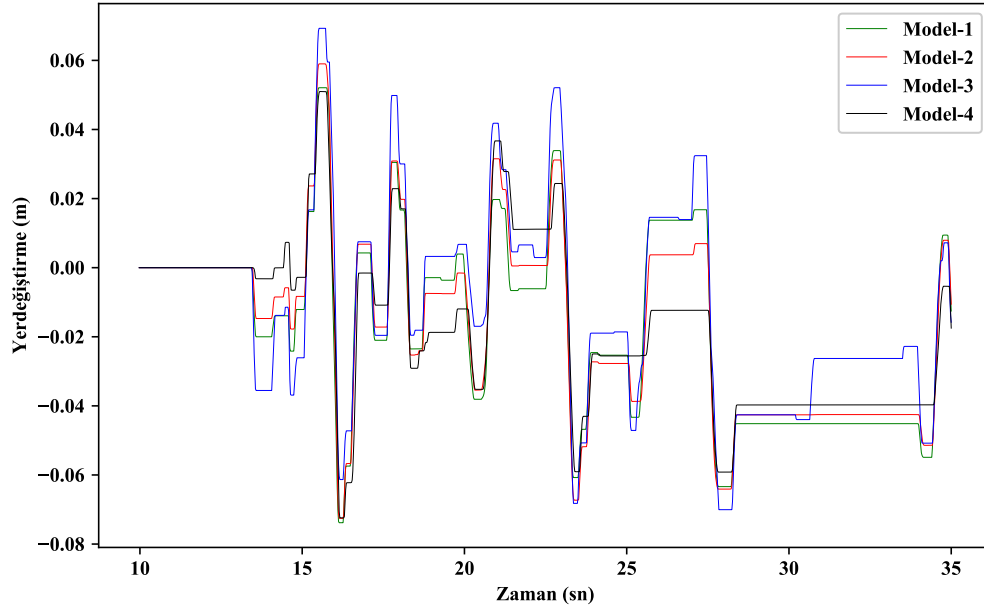
Şekil 7.18 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme kuvveti- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



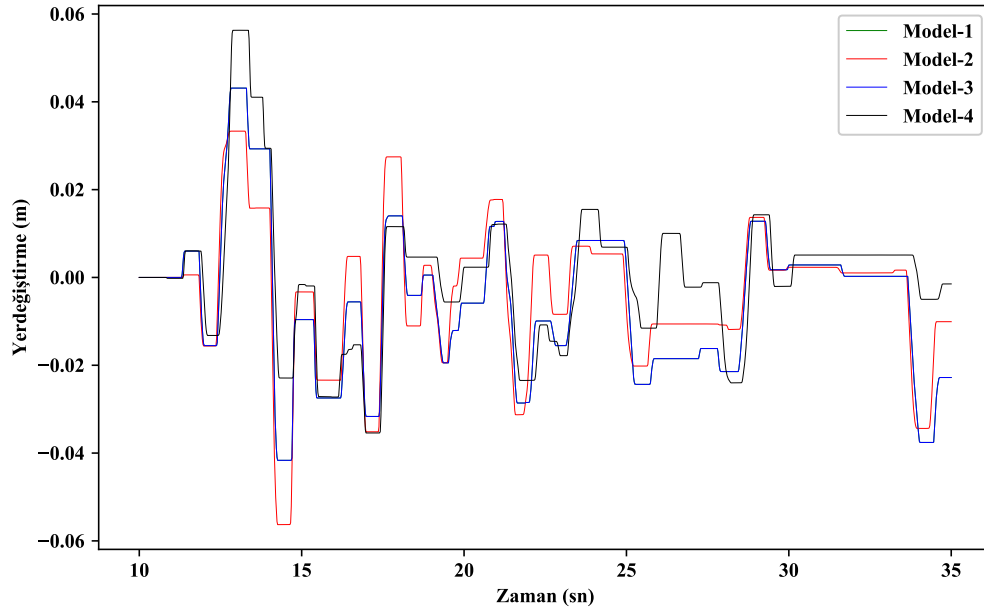
Şekil 7.19 : Kocaeli depremi X-yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması.



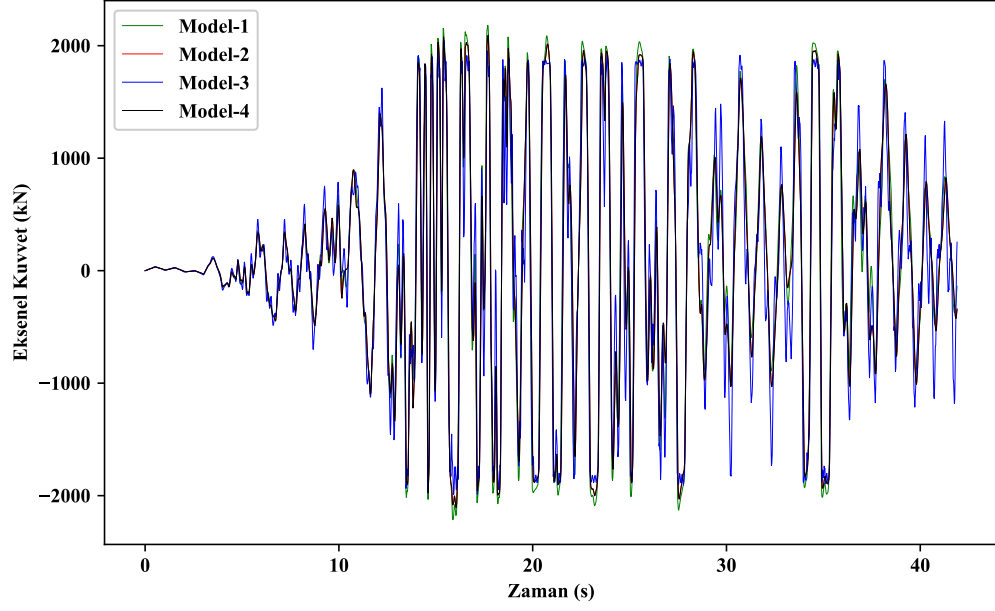
Şekil 7.20 : Kocaeli depremi Y-yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması.



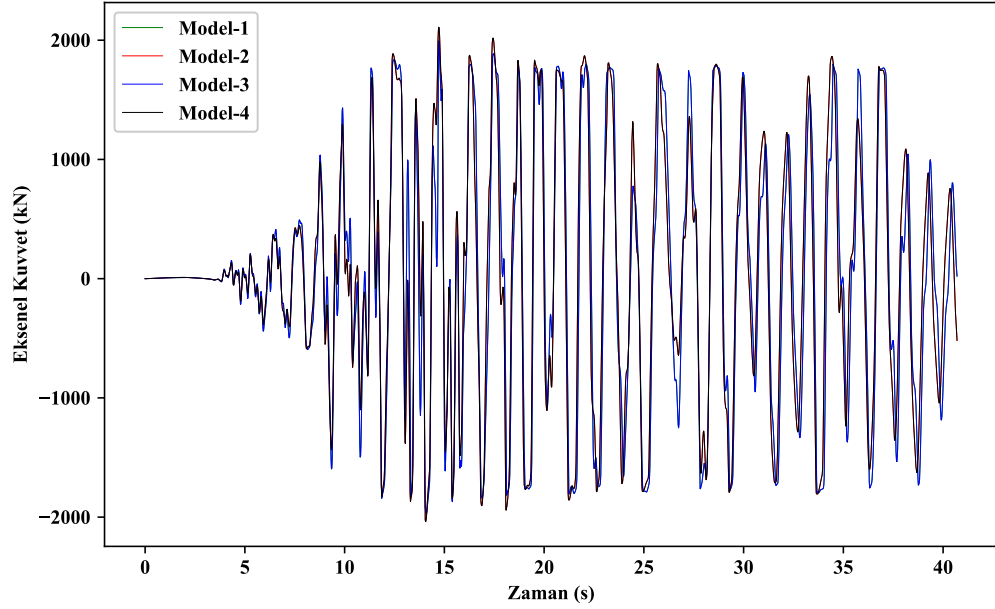
Şekil 7.21 : Kocaeli depremi X-yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



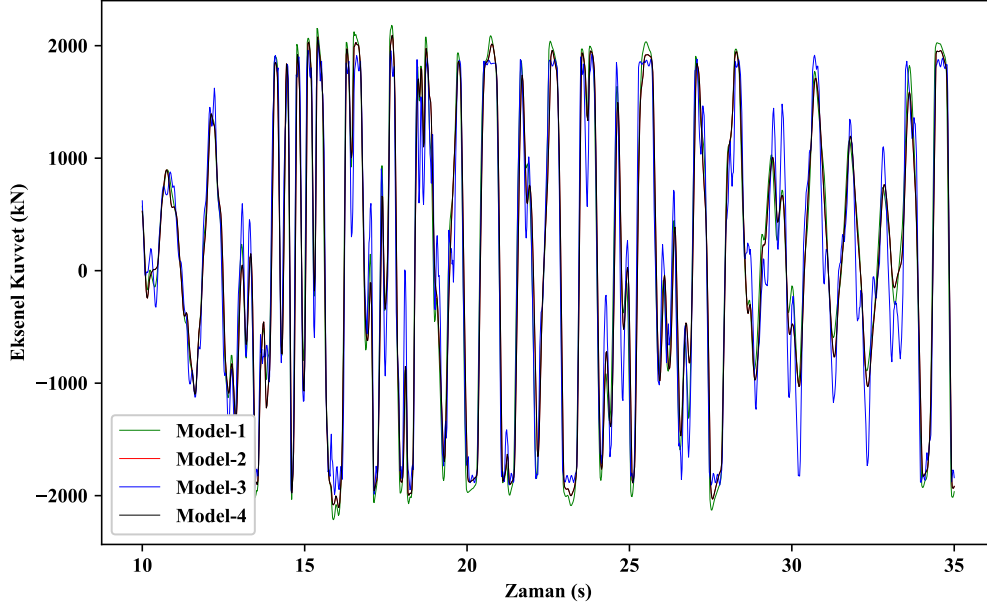
Şekil 7.22 : Kocaeli depremi Y-yönü 1. kat bağ kirişi yerdeğiştirme- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



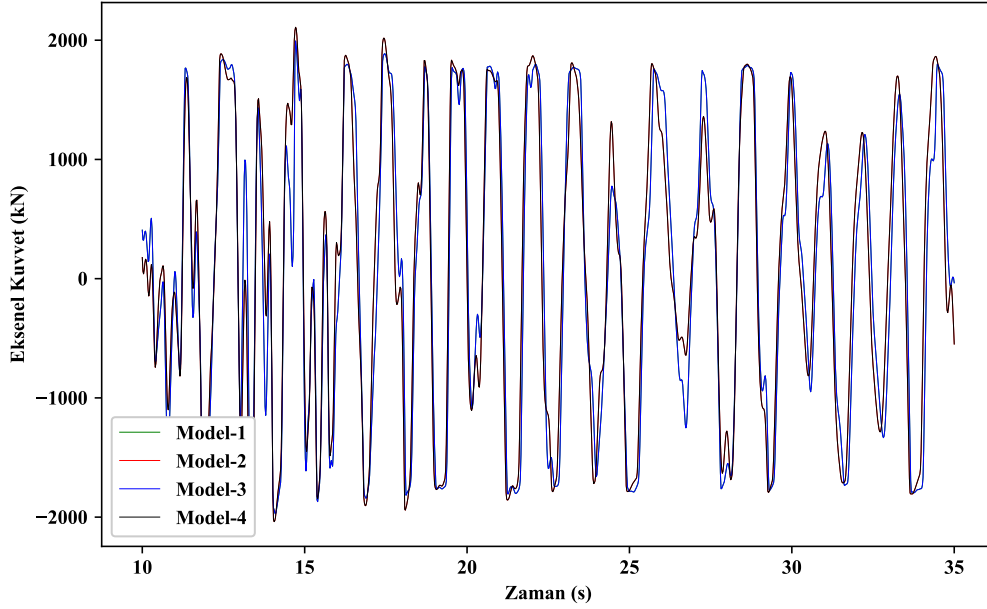
Şekil 7.23 : Kocaeli depremi X–yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.



Şekil 7.24 : Kocaeli depremi Y–yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.



Şekil 7.25 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



Şekil 7.26 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat düşey çapraz eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).

Çizelge 7.6 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat kolon maksimum eksenel kuvvet değerleri

	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
<i>X</i> –yönü (Maks.)	8075.52 kN	7876.00 kN	7930.74 kN	7740.60 kN
<i>X</i> –yönü (Min.)	-8659.22 kN	-8468.40 kN	-8263.17 kN	-8797.34 kN
<i>Y</i> –yönü (Maks.)	8125.62 kN	7650.57 kN	8125.62 kN	8672.43 kN
<i>Y</i> –yönü (Min.)	-8232.48 kN	-7566.83 kN	-8232.46 kN	-8576.46 kN

düşey çaprazlarında oluşan maksimum eksenel kuvvet grafiklerinin karşılaştırması dört model için Şekil 7.27’de ve Şekil 7.28’de verilmiştir.

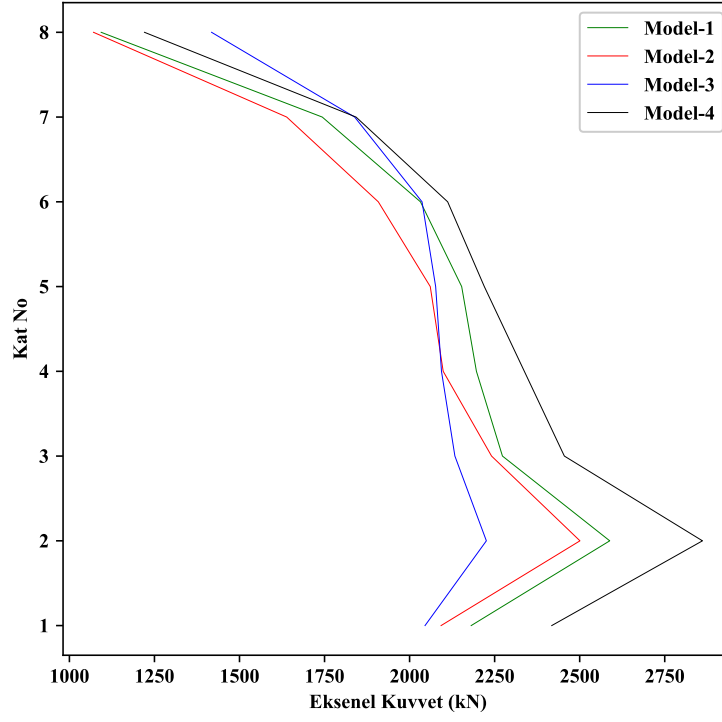
7.4.4 Kolon eksenel kuvvet karşılaştırmaları

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılan ikisi rijit plastik mafsallı, ikisi de yaylı olmak üzere dört bina modeli için her iki yöndeki 1. kat kolonları zamana bağlı eksenel kuvvet grafikleri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Kolonların eksenel kuvvet- zaman grafikleri incelendiğinde oldukça benzer sonuçlar elde edilmiştir. *X*–yönünde yapılan analizlerde en az %94 oranında birbiri ile uyumlu kolon eksenel kuvveti hesap modellerine etkimiştir. *Y*–yönünde yapılan analizlerde ise en az %88 oranında birbiri ile uyumlu çapraz eksenel kuvveti hesap modellerine etkimiştir.

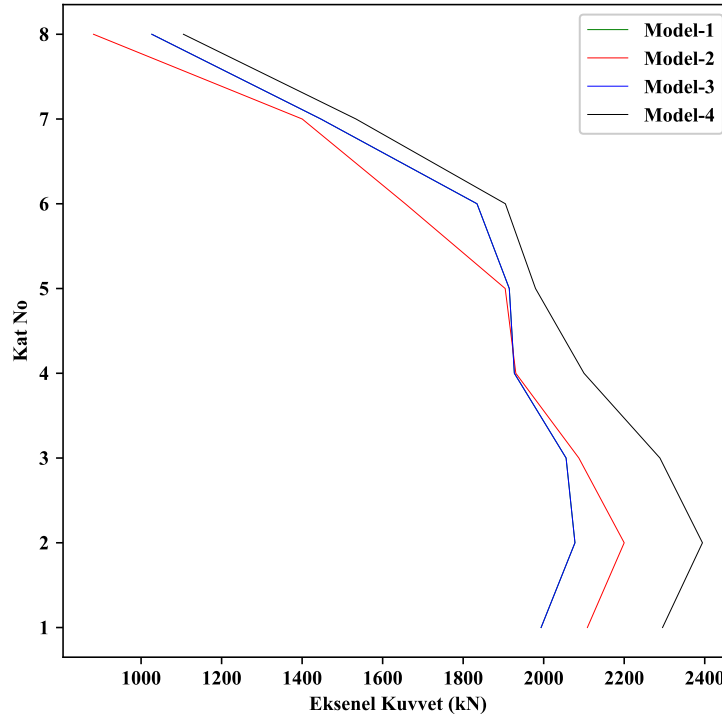
Ayrıca binanın her iki ana doğrultusu için dışmerkez çaprazlı çerçeve kolonlarında oluşan maksimum eksenel kuvvet grafiklerinin karşılaştırması dört model için Şekil 7.33’de ve Şekil 7.34’de verilmiştir.

7.4.5 Bağ kirişi çevrimsel döngü sonuçları

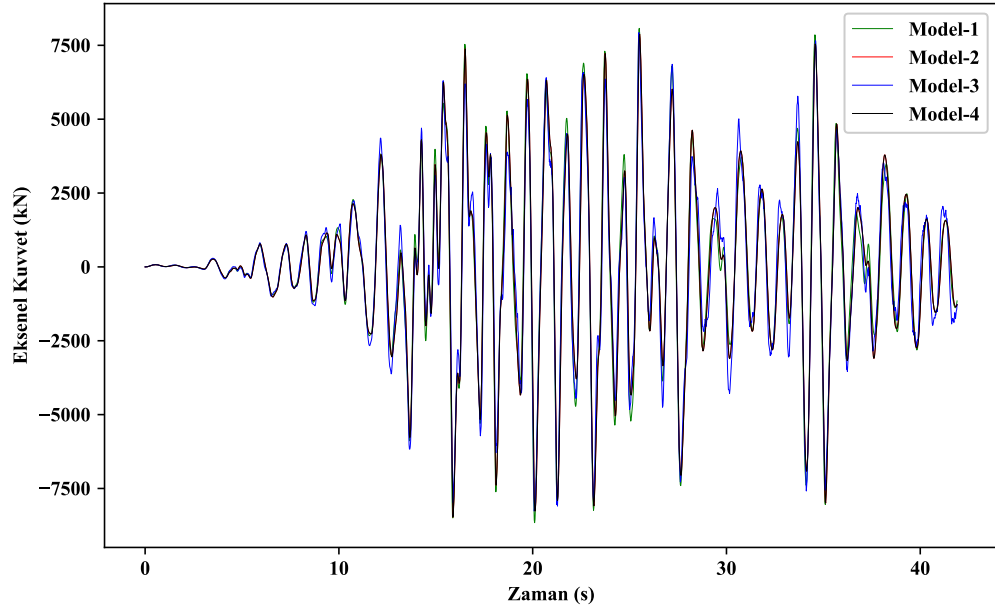
Bu bölümde doğrusal olmayan modelleri hazırlanan binaların ölçeklenmiş Kocaeli depremi ivme kaydı ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerinin bağ kirişi sonuçları sunulmuştur. Bağ kirişlerinde oluşan çevrimsel döngü grafikleri ve bağ kirişi dönme miktarları incelendiğinde dört model birbirine benzer sonuçlar vermektedir. *X*–yönünde Model-1’ de 1. kat bağ kirişleri maksimum 0.073 rad. dönme yapmıştır. *Y*–yönünde Model-4’ te 1. kat bağ kirişleri maksimum 0.056 rad. dönme yapmıştır. Bağ kirişi boyunun açıklığa oranı azaldıkça, bağ kirişindeki dönme miktarı artmaktadır. Beklendiği üzere *X*–yönündeki bağ kirişi boyunun açıklığa oranı *Y*–yönündeki bağ kirişine göre daha küçük olduğundan, *X*–yönündeki bağ kirişlerinin *Y*–yönündeki bağ kirişlerine göre daha fazla dönme yaptığı görülmüştür.



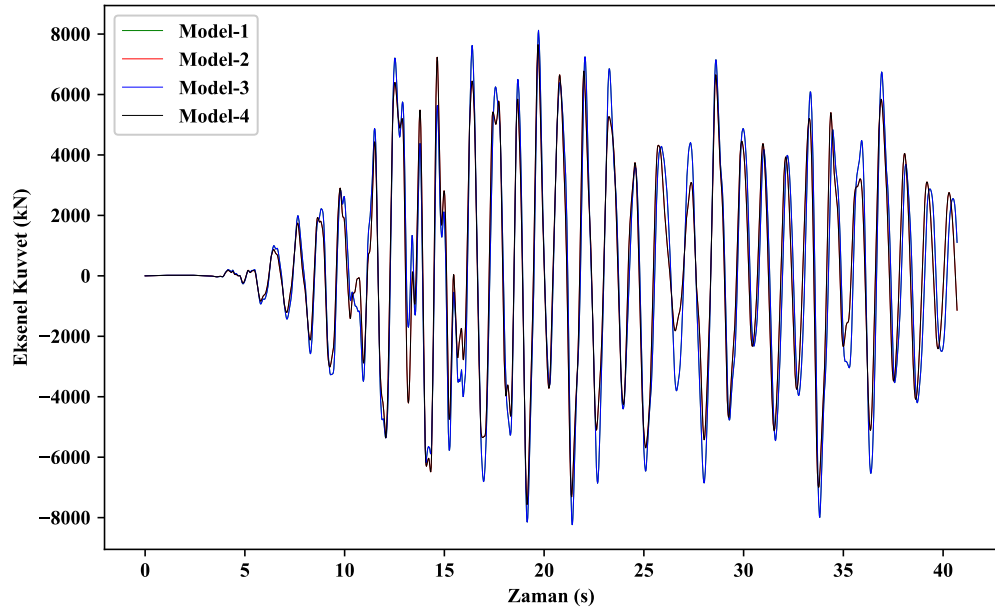
Şekil 7.27 : Kocaeli depremi X–yönü düşey çaprazları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.



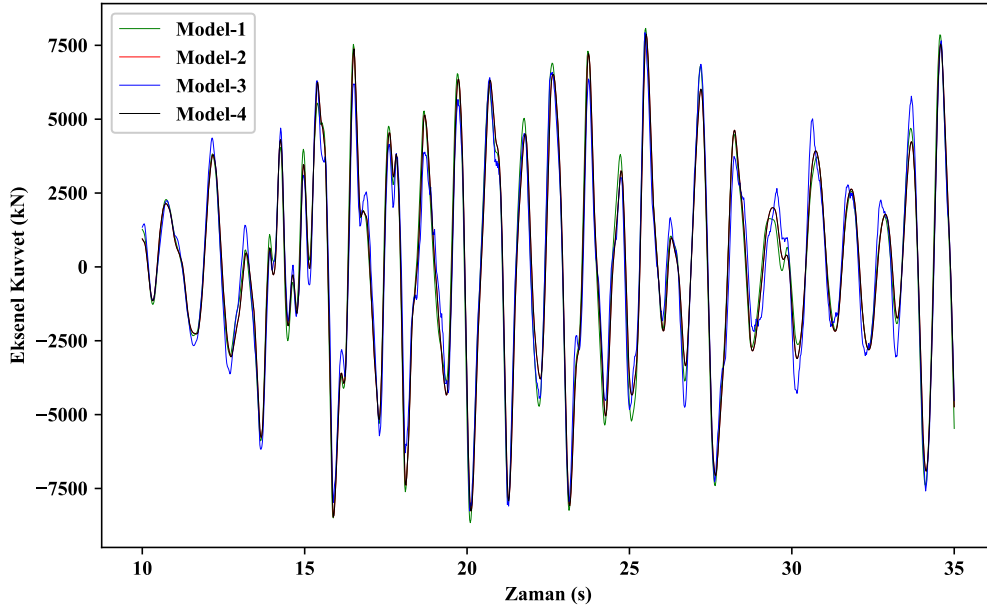
Şekil 7.28 : Kocaeli depremi Y–yönü düşey çaprazları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.



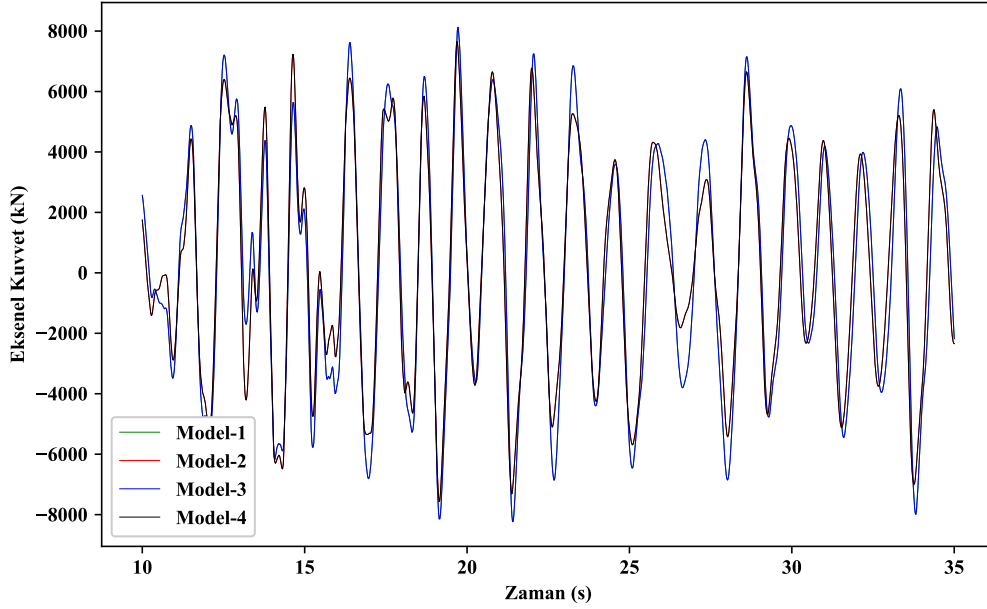
Şekil 7.29 : Kocaeli depremi X–yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.



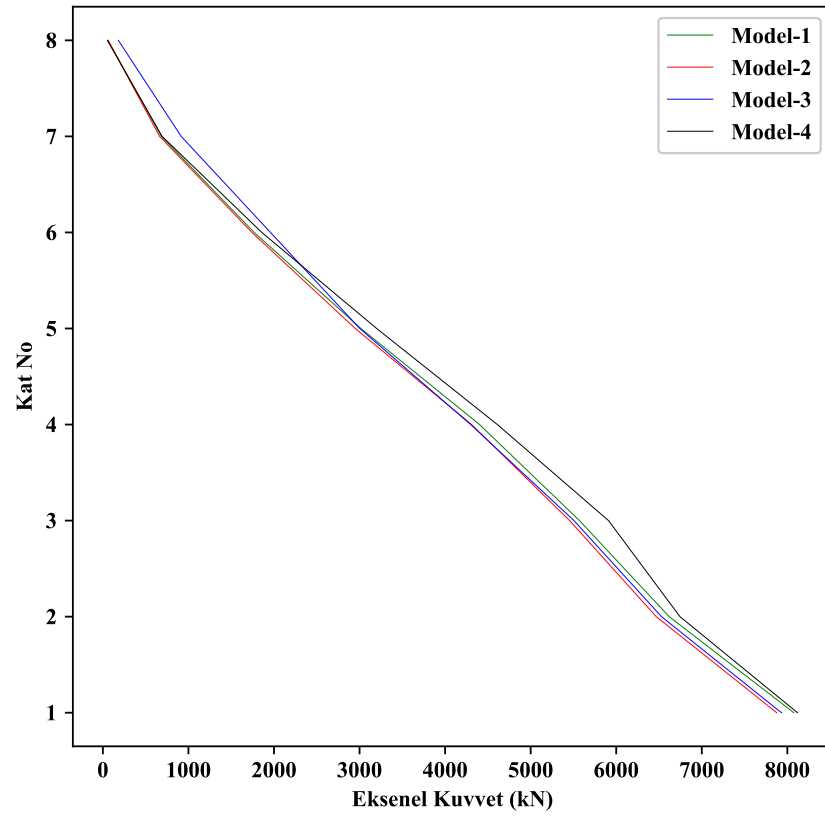
Şekil 7.30 : Kocaeli depremi Y–yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması.



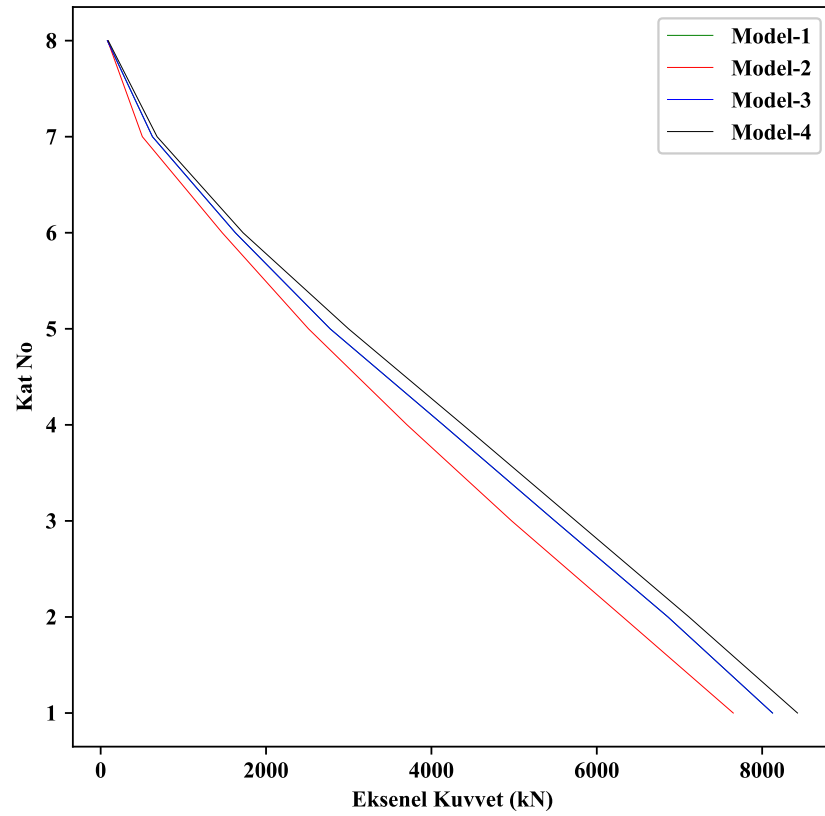
Şekil 7.31 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



Şekil 7.32 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat kolon eksenel kuvvet- zaman grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



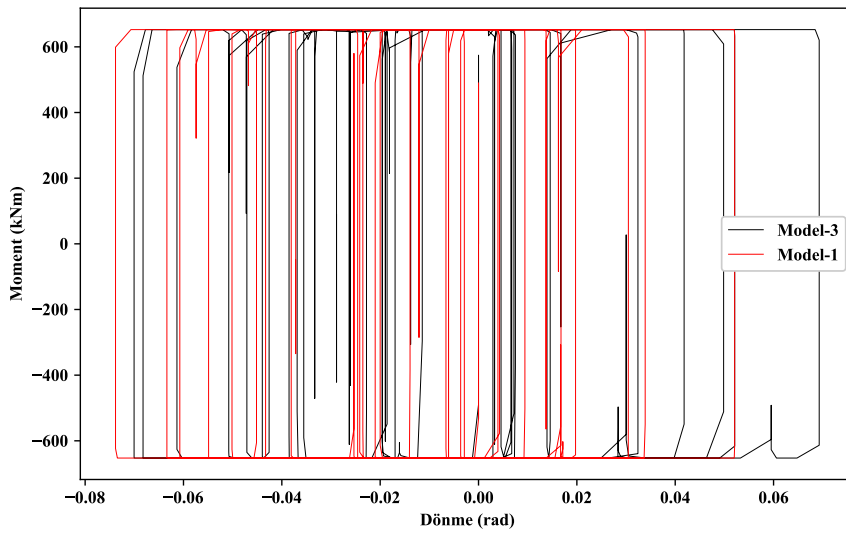
Şekil 7.33 : Kocaeli depremi X –yönü kolonları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.



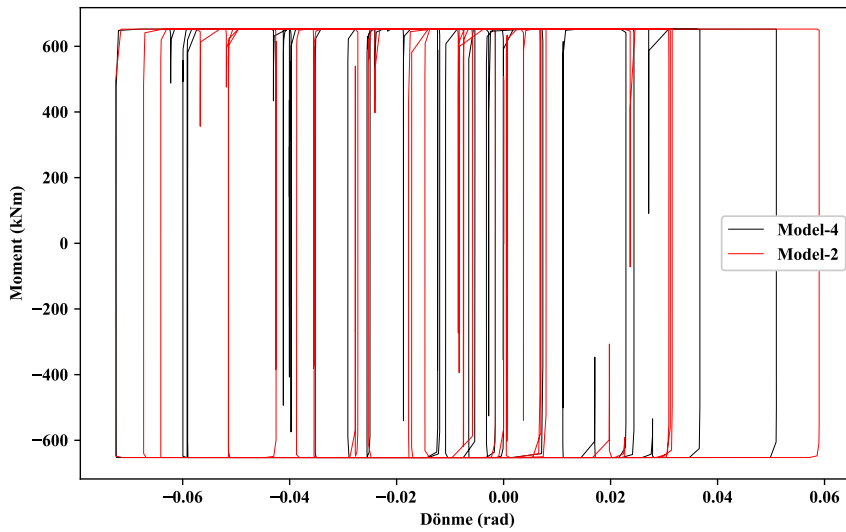
Şekil 7.34 : Kocaeli depremi Y –yönü kolonları maksimum eksenel kuvvet karşılaştırması.

Çizelge 7.7 : Kocaeli Depremi altında doğrusal olmayan bina modellerinde oluşan 1. kat bağ kirişi maksimum dönme değerleri

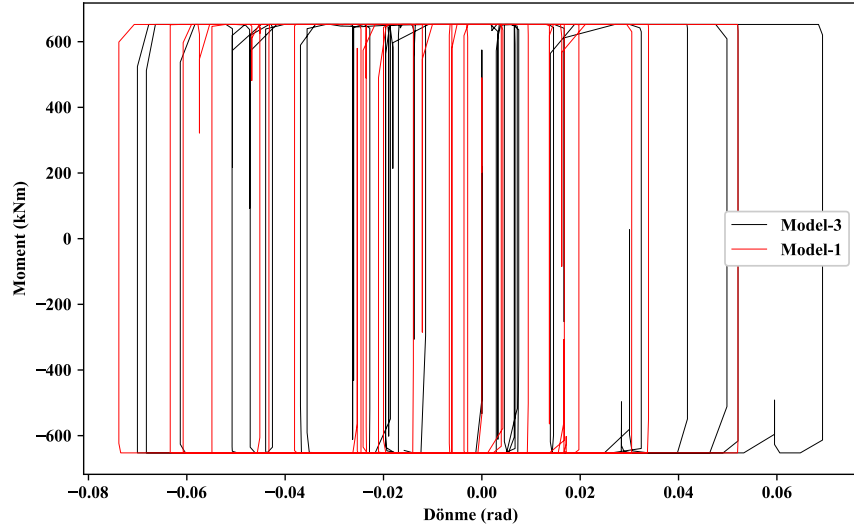
	Model-1	Model-2	Model-3	Model-4
X–yönü (Maks.)	0.052 rad.	0.059 rad.	0.069 rad.	0.051 rad.
X–yönü (Min.)	-0.073 rad.	-0.073 rad.	-0.070 rad.	-0.072 rad.
Y–yönü (Maks.)	0.043 rad.	0.033 rad.	0.043 rad.	0.056 rad.
Y–yönü (Min.)	-0.042 rad.	-0.056 rad.	-0.042 rad.	-0.035 rad.



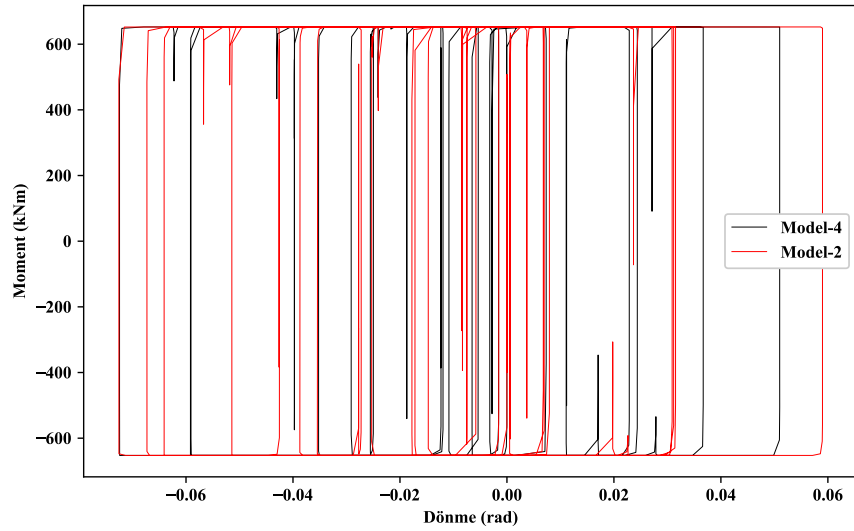
Şekil 7.35 : Kocaeli depremi X–yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri Kesme kuvveti- Yer değiştirme grafiği karşılaştırması.



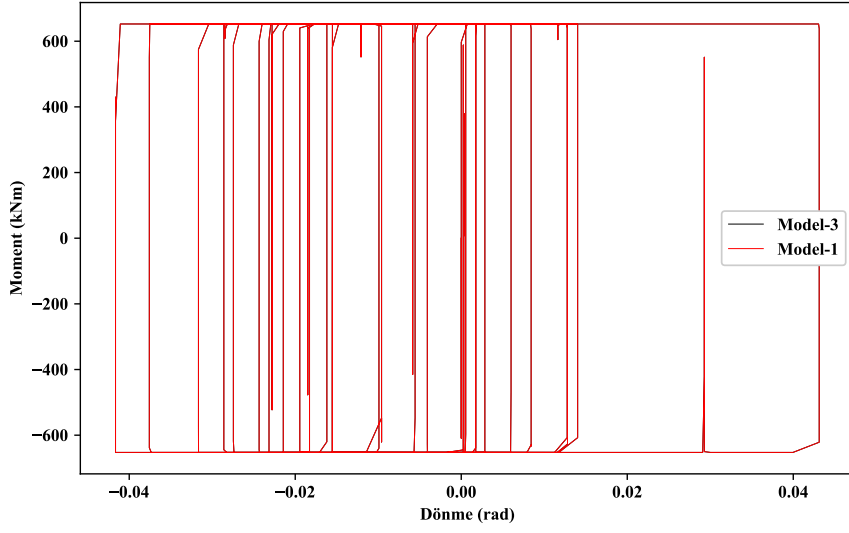
Şekil 7.36 : Kocaeli depremi X–yönü 1. kat bağ kirişi yay modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.



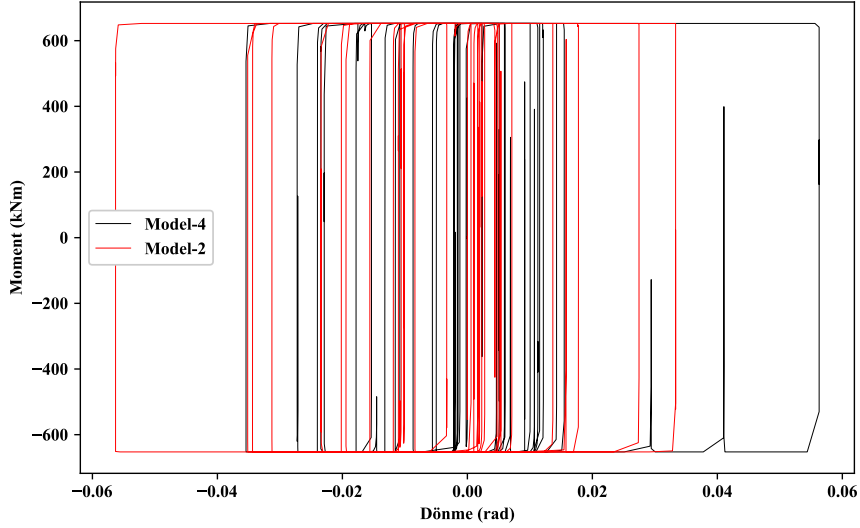
Şekil 7.37 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



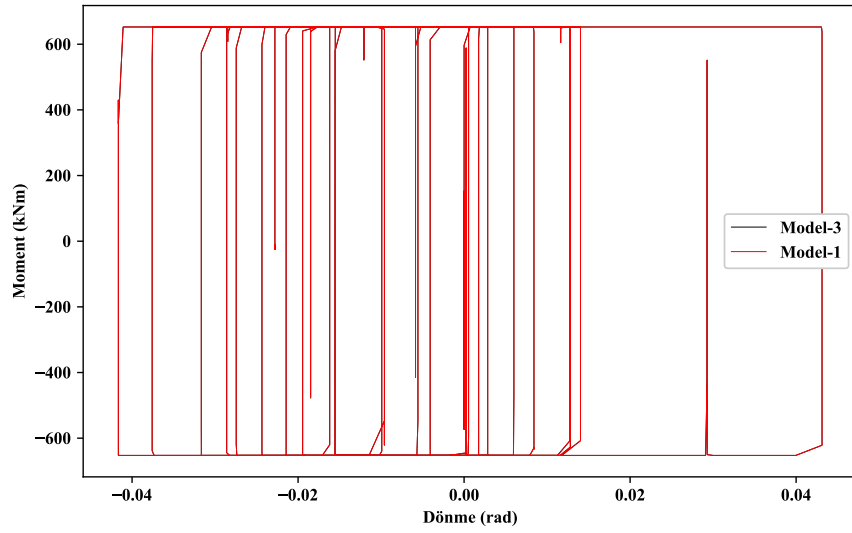
Şekil 7.38 : Kocaeli depremi X –yönü 1. kat bağ kirişi yay modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



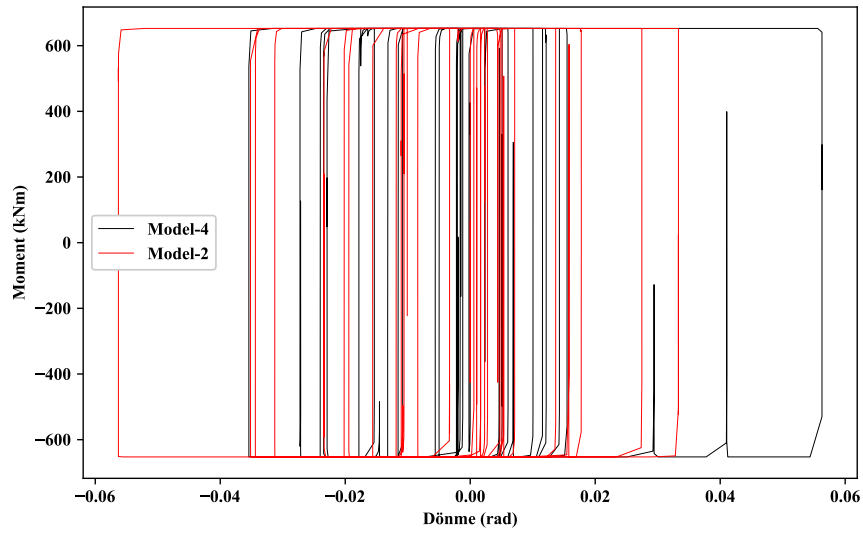
Şekil 7.39 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.



Şekil 7.40 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yaylı modeller kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması.



Şekil 7.41 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi kesme RPM modelleri kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).



Şekil 7.42 : Kocaeli depremi Y –yönü 1. kat bağ kirişi yaylı modeller kesme kuvveti- yer değiştirme grafiği karşılaştırması (10-35 sn arası).

8. YAPILAN ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÖNERİLER

8.1 Yapılan Analizlerin Değerlendirilmesi

Bu çalışmada dışmerkez çaprazlı çerçevelerin kısa bağ kirişlerinin yığılı plastisite yöntemi kullanılarak hazırlanan doğrusal olmayan modellemesi üzerine çalışma yapılmıştır. Dört farklı kısa bağ kirişi yığılı plastisite modeli hazırlanmış ve hazırlanan modeller üç boyutlu binanın bağ kirişlerine adapte edilerek bina modelleri zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere tabi tutulmuştur. 8 katlı her iki yönde dışmerkez çaprazlı ofis binasının doğrusal olmayan analiz sonuçları incelenmiş ve binaya ait seçilen karakteristik özelliklerin birbirleri ile karşılaştırmaları yapılmıştır.

Yapılan doğrusal olmayan bağ kirişli model analiz sonuçlarına göre binaların, maksimum deprem olarak isimlendirilen 2500 yıllık depreme göre ölçeklenmiş 7 adet deprem kaydı altında tepe deplasmanı grafikleri incelenmiş ve genel anlamda modeller, bazı modeller için bazı deprem kayıtları haricinde benzer ve tutarlı sonuçlar vermiştir. Bahsedilen farklılıklar 7. bölümde detaylı olarak açıklanmıştır. Tez kapsamında 7 adet deprem kaydından Kocaeli ve Kobe Depremi ivme kaydı için yapılan analizlerden bina genel sonuçları sunulurken, dört modelin birbirleriyle en yakın sonuçları veren kayıt olması sebebiyle eleman bazında yapılan karşılaştırmalarda sadece Kocaeli Depremi sonuçları sunulmuştur. Binaların tepe yer değiştirmeleri arasındaki en az fark Kobe Depremi X yönünde çıkmıştır. Model-1 için maksimum tepe deplasmanı 0.1845 metre, Model-4 için 0.2064 metre değerlerine göre birbirlerinden %15 oranında farklı olarak elde edilmiştir. Binaların tepe yer değiştirmeleri arasındaki en büyük fark Kocaeli Depremi Y yönünde çıkmıştır. Model-2 için maksimum tepe deplasmanı 0.2568 metre, Model-1 için 0.2026 metre değerlerine göre birbirlerinden %21 oranında farklı olarak elde edilmiştir.

Kocaeli depremi ivme kaydı altında yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre dört modelin taban kesme kuvveti- zaman grafikleri birbiriyle uyumlu olarak elde edilmiştir. X yönünde taban kesme kuvvetleri arasında en büyük fark % 8 olarak

Model-1 ve Model-3 arasında çıkarken, Y yönünde taban kesme kuvvetleri arasındaki en büyük fark %22 ile Model-1 ve Model-2 arasında çıkmıştır.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerdeki seçilen 1. kat taşıyıcı elemanları için sunulan Kocaeli Depremi ivme kaydı altındaki eleman iç kuvvet-zaman grafikleri dört model için karşılaştırılığında eleman iç kuvvetleri birbirine çok yakın değerlerde ve kendi içlerinde tutarlı sonuçlar vermiştir.

Dört modelde 1. kat düşey çaprazlarının eksenel kuvvet- zaman grafikleri karşılaştırıldığında model sonuçlarının her iki yönde birbirleriyle yakın sonuçlar verdiği ve uyumlu davranış gösterdiği görülmüştür. Düşey çapraz kesitinin eksenel basınç taşıma kapasitesi ekler bölümünde hesaplandığı üzere 4335 kN olarak hesaplanmıştır. Kocaeli Depremi ivme kaydı altında 1. kat düşey çaprazlarına en fazla 2213 kN basınç kuvveti etkimiştir. Buradan görüleceği üzere çapraz kesiti bu deprem kaydı altında gelen eksenel kuvvetleri güvenli olarak aktarmaktadır.

Dört modelde 1. kat kolonlarının eksenel kuvvet- zaman grafikleri karşılaştırıldığında model sonuçlarının her iki yönde birbirleriyle yakın sonuçlar verdiği ve uyumlu davranış gösterdiği görülmüştür. Kolon kesitinin eksenel basınç taşıma kapasitesi ekler bölümünde hesaplandığı üzere 12265 kN olarak hesaplanmıştır. Kocaeli Depremi ivme kaydı altında 1. kat kolonlarına en fazla 8797 kN basınç kuvveti etkimiştir. Buradan görüleceği üzere kolon kesiti bu deprem kaydı altında gelen eksenel kuvvetleri güvenli olarak aktarmaktadır.

Dört modelde 1. kat bağ kirişlerinin Kocaeli Depremi için kesme kuvveti-dönme çevrimsel döngüleri incelendiğinde bağ kirişlerinin yaptığı maksimum dönme değerleri X yönünde bağ kiriş boyunun açıklığa oranı Y yönüneki bağ kirişi boyunun açıklığa oranına göre daha küçük olduğundan beklendiği üzere daha fazla çıkmıştır. X yönünde yapılan doğrusal olmayan analizlerde Model-1 ve Model-2' de 1. kat bağ kirişleri maksimum 0.073 radyan dönme değerine ulaşmıştır. Y yönünde yapılan doğrusal olmayan analizlerde Model-2 ve Model-4' te 1. kat bağ kirişleri maksimum 0.056 radyan dönme değerine ulaşmıştır. Binadaki tüm bağ kirişleri kısa bağ kirişi olduğu için dönme sınırı 0.08 radyan olarak belirlenmiştir. Binadaki tüm bağ kirişleri izin verilen sınırdan daha az plastik dönme yapmıştır.

Yığılı plastisite modellerinden rijit plastik mafsallı olan modellerin bilgisayar çözüm süresi açısından değerlendirildiğinde doğrusal olmayan yaylı modellere göre daha kısa sürede tamamlandığı görülmüştür. Üç boyutlu analiz modelinde bulunan rijit plastik mafsallı ve doğrusal olmayan yay sayısı arttıkça analiz süresi uzamaktadır.

Dışmerkez çaprazlı çerçevelerin doğrusal olmayan davranışının oluşması istenen sigorta elemanı olarak değerlendirilen bağ kirişlerinin kısa olarak tabir edilen kesme kuvveti etkisi altında akmaya ulaşan tiplerinin kesme davranışının doğrusal olmayan modellenmesine esas dört farklı model hazırlanmıştır. Hazırlanan modeller bina bağ kirişlerine uygulanmış ve bu modeller üzerinde yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde sonuç olarak genel anlamda dört model elemanı bazında birbirleriyle yakın ve uyumlu sonuç vermiştir. Fakat bina tepe yerdeğiştirmeleri incelendiğinde bazı modellerde kalıcı şekildeğiştirmeler oluşmuş ve bina tepe yerdeğiştirmesi- zaman grafiklerinin hepsi birbiri ile örtüşmemiştir.

8.2 Öneriler

Bu çalışma kapsamında hazırlanan yığılı plastisite modellerinde kısa bağ kirişleri üzerine çalışma yapılmıştır. Yapılan sayısal çalışmanın daha ileriye götürülmesi için çelik bağ kirişlerinde pekleşme durumu göz önüne alınarak modeller revize edilebilir. Ayrıca orta uzunluktaki ve uzun bağ kirişleri için doğrusal olmayan bağ kirişi modelleri üzerine çalışılabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **ANSI/AISC 358-16** (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [2] **Hamburger, R., Krawinkler, H., Malley, J. ve Adan, S.** (2009). Seismic Design of Steel Special Moment Frames : A Guide for Practicing Engineers, **Teknik Rapor**, U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory.
- [3] **Sabelli, R., Roeder, C. ve Hajjar, J.** (2013). Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems : A Guide for Practicing Engineers, **Teknik Rapor**, U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory.
- [4] **Kersting, R., Fahnestock, L. ve López, W.** (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames : A Guide for Practicing Engineers, **Teknik Rapor**, U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory.
- [5] **TBDY** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [6] **Peer/ATC**. Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, **Teknik Rapor**.
- [7] **Wallace, J., Naish, D., Fry, A. ve Klemencic, R.** (2009). RC Core Walls – Testing and Modeling of Coupling Beams, **Teknik Rapor**.
- [8] **Kasai, K. ve Popov, E.** (1986). General Behavior of WF Steel Shear Link Beams, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 112.
- [9] **Hjelmstad, K. ve Popov, E.** (1984). Characteristics of Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 110.
- [10] **Ramadan, T. ve Ghobarah, A.** (1995). Analytical Model for Shear-Link Behavior, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 121.
- [11] **Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K. ve Wada, A.** (1972). Structural characteristics of eccentric k-braced frames, *Architectural Institute of Japan*, 195, 39–49.
- [12] **Tanabashi, R., Naneta, K. ve Ishida, T.** (1974). On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage, *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, 195, 39–49.

- [13] **Roeder, C. ve Popov, E.** (1977). Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings, *NASA STI/Recon Technical Report N*, 78, 20375.
- [14] **Roeder, C. ve Popov, E.** (1978). Cyclic Shear Yielding of Wide Flange Beams, *ASCE*, 104, 763–780.
- [15] **Roeder, C. ve Popov, E.** (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes, *ASCE*, 104, 391–412.
- [16] **Hjelmstad, K. ve Popov, E.** (1983). Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames, *NASA STI/Recon Technical Report*, 84, 18480.
- [17] **Malley, J. ve Engelhardt, M.** (1984). Shear Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*.
- [18] **Kasai, K. ve Popov, E.** (1986). *A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Steel Frame Systems*, EERC Reports, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [19] **Roeder, C., Foutch, D. ve Goel, S.** (1987). Seismic Testing of Full-Scale Steel Building—Part I, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 113, 581–588.
- [20] **Roeder, C., Foutch, D. ve Goel, S.** (1987). Seismic Testing of Full-Scale Steel Building—Part II, *Journal of Structural Engineering-ASCE*.
- [21] **Whittaker, A., Uang, C. ve Bertero, V.** (1987). Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3 Scale Model of a Six Story Eccentrically Braced Steel Structure, **Teknik Rapor**.
- [22] **Engelhardt, M. ve Popov, E.** (1992). Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 118.
- [23] **Okazaki, T.** (2004). Seismic Performanc of Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames.
- [24] **Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H. ve Engelhardt, M.** (2005). Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 131.
- [25] **Okazaki, T., Engelhardt, M., Nakashima, M. ve Suita, K.** (2006). Experimental Performance of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering-ASCE*.
- [26] **Okazaki, T., Engelhardt, M., Drolas, A., Schell, E., Hong, J. ve Uang, C.** (2009). Experimental Investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1401 – 1412.
- [27] **Okazaki, T. ve Engelhardt, M.** (2007). Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTM A992 Steel, *Journal of Constructional Steel Research*, 63, 751–765.

- [28] **Ricles, J. ve Popov, E.** (1989). Composite Action in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 115.
- [29] **Engelhardt, M. ve Popov, E.** (1989). On Design of Eccentrically Braced Frames, *Earthquake Spectra*, 5(3), 495–511.
- [30] **Ricles, J. ve Popov, E.** (1987). *Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames*, Earthquake Engineering Research Center and National Science Foundation (U.S.) and American Iron and Steel Institute.
- [31] **Durgun, Y., Vatansever, C., Girgin, K. ve Orakdöğen, E.**, (2013), Dış Merkez Çaprazlı Bir Çelik Perdenin Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Dinamik Hesap Yöntemi İle Değerlendirilmesi.
- [32] **FEMA 356** (2000). *NEHRP Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

EKLER

EK A.1 : Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Bina Tasarım Hesapları

EK A.1: Dışmerkez Çaprazlı Bina Tasarımı

1.1 Kullanılan Yönetmelikler

- TBDY 2018
- ÇYTHYE 2018

1.2 Yapıya Etkiyen Yükler

Yapılara kendi ağırlıkları dışında, döşeme betonu, yalıtım, kaplama, şap, duvar ve tesisat yükü gibi yükler sabit yük olarak etkir. Sabit yüklere ek olarak binanın kullanım amacına göre standartların belirlediği hareketli yükler, kar yükü ve deprem yükü ve rüzgar yüküdür. Yapıya etkiyen sabit ve hareketli yüklerin belirlenmesinde TS498, TS EN 1991-3 ve TS EN 1991-4 Standartlarından yararlanılmıştır.

1.2.1 Sabit ve hareketli yükler

Bina çatısı, gezilebilir teras çatı olarak düşünülmüştür. Bu nedenle çatı katında dış akslar üzerinde parapet teşkil edileceği düşünülmüştür.

Çatı döşemesi yük analizi:

Kaplama	0.5 kN/m ²
Asma tavan + tesisat	0.5 kN/m ²
İzolasyon	0.5 kN/m ²
Trapez sac + betonarme döşeme	3.0 kN/m ²
$\sum g$	4.5 kN/m ²
Hareketli yük	Q_r 2.0 kN/m ²
Parapet yükü	3.0 kN/m

Normal kat döşemesi yük analizi:

Kaplama	0.5 kN/m ²
Trapez sac + betonarme döşeme	3.0 kN/m ²
Asma tavan + tesisat	0.5 kN/m ²
Bölme duvarları	1.0 kN/m ²
$\sum g$	5.0 kN/m ²
Hareketli yük	Q 2.0 kN/m ²
Dış cephe kaplaması yükü	1.50 kN/m

1.2.2 Deprem yükleri

Tasarıma konu olan binaya etkiyen deprem yükleri mod birleştirme yöntemiyle hesaplanıp SAP2000 programı kullanılarak hesaplatılıp yapıya etkitilmiştir.

1.2.2.1 Deprem karakteristikleri

Tasarlanacak binanın enlem ve boylam değerleri sırasıyla, 40.8140 ve 29.2903 olmak üzere yerel zemin sınıfı ZC olan bir zemin üzerinde inşaa edilecek ve ofis olarak kullanılacaktır.

TBDY'ye göre yapının deprem karakteristikleri aşağıda belirtilmiştir.

- Bina kullanım sınıfı (TBDY, 2018, Tablo 3.1): $BKS = 3$
- Bina önem katsayısı (TBDY, 2018, Tablo 3.1): $I = 1.0$
- Türkiye Deprem Tehlike Haritaları DD-2 deprem yer hareketi düzeyi parametreleri;
 - Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı: $S_S = 1.286$
 - 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı: $S_1 = 0.351$
- Yerel zemin etki katsayıları: $F_S = 1.20$ ve $F_1 = 1.50$
- Deprem tasarım sınıfı: $DTS = 1$
- Bina yükseklik sınıfı: $BYS = 4$ ($H_N = 4.50 + 3.5 \times 7 = 29.0$ m)
- Bina performans hedefi, normal performans hedefi, kontrollü hasar (KH) ve değerlendirme/tasarım yaklaşımı, dayanıma göre tasarım (DGT)
- Spektrum karakteristik periyotları: $T_A = 0.068$ sn ve $T_B = 0.341$ sn
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (TBDY-2018, Tablo 4.1): $R = 6.4$ (bkz. TBDY Madde 4.3.2.4)
- Hareketli yük katılım katsayısı (TBDY-2018, Tablo 4.3): $n = 0.3$

1.2.2.2 Deprem yükü azaltma katsayısı ($R_d(T)$)

1.2.2.3 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Analiz sonucunda katlara etkiyen yatay deprem kuvvetleri tabloda verilmiştir.

1.3 Yük Birleşimleri

Yapıların düşey yükleri ile deprem ve rüzgar kuvvetlerinden elde edilen tesirler ÇYTHYE 5.2.1 ve TBDY 9.2.5 bölümlerine uygun olarak birleştirilecektir.

Çizelge A.1 : Katlara etkiyen deprem yükleri

	F_{iE}^X	F_{iE}^Y
Kat	(kN)	(kN)
Çatı	500.059	500.059
7	382.155	382.155
6	329.679	329.679
5	277.218	277.218
4	224.956	224.956
3	172.640	172.640
2	119.761	119.761
1	68.397	68.397

- a) Düşey yük birleşimleri
- $$1.4(G + N_G)$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(Q_r + N_{Qr})$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(S + N_S)$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(Q + N_Q) + 0.5(Q_r + N_{Qr})$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(Q + N_Q) + 0.5(S + N_S)$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(Q_r + N_{Qr}) + 1.0(Q + N_Q)$$
- $$1.2(G + N_G) + 1.6(S + N_S) + 1.0(Q + N_Q)$$
- b) Düşey yük + deprem birleşimleri
- $$1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm E_d^X \pm 0.3E_d^Y$$
- $$1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$$
- $$0.5914G + 0.5Q + 0.2S \pm E_d^X \pm 0.3E_d^Y$$
- $$0.5914G + 0.5Q + 0.2S \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$$
- c) Düşey yük + rüzgar birleşimleri
- $$1.2G + 1.6Q_r \pm 0.8W$$
- $$1.2G + 1.0Q + 0.5Q_r \pm 1.6W$$
- $$0.9G \pm 1.6W$$

Gerekli dayanımların hesabında, rüzgar kuvvetleri, deprem kuvvetlerinin etkisi ile kıyaslanmıştır ve rüzgar kuvvetlerinin daha kritik sonuçlar vermediği görülmüştür.

1.4 Bina Taşıyıcı Sisteminin Yapısal Analizleri

Yapının sistem analizlerinde SAP2000 bilgisayar yazılımından faydalanılmıştır. Analiz sonuçlarından elde edilen kuvvetlere göre yapının taşıyıcı eleman tasarımı ÇYTHYE-2018 ve TBDY-2018' e uygun olarak yapılmıştır.

1.4.1 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Yapının etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü TBDY 4.9.1 uyarınca yapılacaktır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yatay yerdeğiştirme farkı olan

azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i^X

$$\Delta_i^X = u_i^X - u_{i-1}^X \quad (\text{Denk. 4.32, TBDY})$$

denklemleri ile hesaplanır. Bu denklemde u_i^X ve u_{i-1}^X , tipik X doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonunun uçlarında, azaltılmış deprem yükleri altında meydana gelen en büyük yatay yerdeğiştirmeleri göstermektedir.

TBDY 4.9.1.1 uyarınca etkin görelî kat ötelemelerinin hesabında, TBDY 4.7.3.2’ de verilen koşulun ve ayrıca TBDY Denklem (4.19)’da tanımlanan minimum eşdeğer deprem yükü koşulunun sağlanması gerekmektedir. Tipik X doğrultusu için, binanın i . katındaki kolonlarda etkin görelî kat ötelemesi, δ_i^X ,

$$\delta_i^X = \frac{R}{I} \Delta_i^X \quad (\text{Denk 4.33, TBDY})$$

bağıntısı ile bulunacaktır.

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış i . katındaki kolonlarda, TBDY Denklem (4.33) esas alınarak hesaplanan δ_i^X ve δ_i^Y etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $\delta_{i,\max}^X$ ve $\delta_{i,\max}^Y$ değerlerinin, TBDY 4.9.3.1(b)’de verilen koşulu sağlaması öngörülmüştür. Buna göre, her bir deprem doğrultusu için elde edilen en büyük etkin görelî kat ötelemesi değeri, tipik X doğrultusu için verilen TBDY Denklem (4.34b) esas alınarak hesaplanan sınır değeri aşamaz:

$$\lambda \frac{\delta_{i,\max}^X}{h_i} \leq 0.016\kappa \quad (\text{Denk 4.34b, TBDY})$$

Burada λ ve κ katsayıları TBDY 4.9.1.4’ e göre uygun olarak elde edilecektir.

Buna göre $T_p^X = 0.916$ sn ve $T_p^Y = 1.043$ sn olmak üzere, TBDY 2.2’de tanımlanan DD-3 deprem yer hareketinin TBDY 2.3.4.1’ e göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivmesi değerleri, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için yapılan benzer hesap adımları ile, $S_{ae}(T_p^X)_{DD-3} = 0.216$ ve $S_{ae}(T_p^Y)_{DD-3} = 0.189$ olarak hesaplanmıştır. Her bir deprem doğrultusu için λ katsayıları,

$$\lambda^X = \frac{S_{ae}(T_p^X)_{DD-3}}{S_{ae}(T_p^X)_{DD-2}} = \frac{0.198}{0.527} = 0.375$$

$$\lambda^Y = \frac{S_{ae}(T_p^Y)_{DD-3}}{S_{ae}(T_p^Y)_{DD-2}} = \frac{0.198}{0.527} = 0.375$$

olarak hesaplanır. κ katsayısı çelik binalar için 0.5 olarak verilmektedir. Bu durumda, her bir deprem doğrultusu için en büyük etkin görelî kat ötelemesi değeri, 0.008 radyanı aşmamalıdır. Tablolardan görüldüğü üzere, $\lambda \delta_i^X / h_i = 0.0034$ ve $\lambda \delta_i^Y / h_i = 0.0046$ olmakta ve TBDY 4.9.3.1(b)’de öngörülen $\lambda \delta_i^X / h_i = 0.0034 \leq 0.008$ ve $\lambda \delta_i^Y / h_i = 0.0046 \leq 0.008$ koşulunu sağlamaktadır.

1.4.2 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

TBDY 4.9.2 uyarınca, gözönüne alınan tipik X deprem doğrultusunda her bir i . katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri, $\theta_{II,i}^X$ hesaplanarak

$$\theta_{II,i}^X = \frac{(\Delta_i^X)_{ort}}{V_i^X h_i} \quad (\text{Denk 4.35, TBDY})$$

Burada;

$(\Delta_i^X)_{ort}$: i . kattaki kolonlarda X deprem doğrultusunda hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değeri

V_i^X : X deprem doğrultusunda i . kattaki azaltılmış kat kesme kuvveti

h_i : i . katın yüksekliği

w_k : hareketli yük kütle katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan, k . kata etkiyen toplam ağırlıktır.

Kat döşemelerinin rijit diyafram varsayımı yapıldığı bu binada $\pm\%5$ dışmerkezlik etkisini içeren deprem yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, X doğrultusu için $(\Delta_i^X)_{ort}$ olarak alınabilmektedir. Benzer durum Y doğrultusu için de geçerlidir.

Her iki doğrultuda bütün katlarda TBDY Denklem (4.36) koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri ÇYTHYE Bölüm 6' ya uygun olarak kontrol edilecektir.

Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan $\theta_{2,i}$ parametrelerinin en büyük değeri, Y doğrultusunda ve beşinci katta meydana gelmektedir. Bu değer

$$(\Delta_5^Y)_{ort} = u_5^Y = 0.00680 \text{ m}$$

$$\sum w_k = 25346.86 \text{ kN}$$

$$V_5^Y = 2074.90 \text{ kN}$$

$h_5 = 3.5 \text{ m}$ olmak üzere ikinci mertebe gösterge değeri

$$\theta_{II,max}^Y = \theta_{II,5}^Y = \frac{(\Delta_5^Y)_{ort}}{V_5^Y h_5} = \frac{0.00680 \times 25346.86}{2074.90 \times (3.5)} = 0.023$$

olarak hesaplanır.

Bu değer dayanım fazlalığı katsayısı $D = 2.5$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 6.4$ ve TBDY 4.9.2.2 uyarınca, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan C_h katsayısı, çelik binalar için $C_h = 1.0$ olmak üzere, TBDY Denklem (4.36)' da verilen koşulu sağlamaktadır.

$$\theta_{II,max}^Y = \theta_{II,5}^Y = 0.023 \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} = 0.12 \frac{2.5}{1.0 \times 6.4} = 0.046$$

Bu koşul sağlanmakla beraber, ÇYTHYE 6.1 uyarınca, çelik yapı elemanlarının tasarımında ikinci mertebe etkilerinin dikkate alınması gerekmektedir.

1.5 Bina Taşıyıcı Elemanlarının Boyutlandırılması

1.5.1 Bağ kirişlerinin boyutlandırılması

Binanın bağ kirişlerinin tasarım dayanım kontrolü, TBDY 9.8.2.2' ye göre belirlenen ve genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması suretiyle, TBDY 9.2.5'te verilen deprem etkilerini içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler (gerekli dayanımlar) esas alınarak yapılacaktır. Söz konusu bağ kirişi enkesitine ait karakteristik değerler aşağıda verilmiştir.

Çelik Sınıfı			
S355	$F_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad F_u = 490 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{ÇYTHYE Tablo 2.1A})$		
Enkesit			
HE280M			
$A = 240 \text{ cm}^2$	$h = 196 \text{ mm}$	$W_{\text{ex}} = 2550 \text{ cm}^3$	$W_{\text{px}} = 2966 \text{ cm}^3$
$d = 310 \text{ mm}$	$t_w = 18.5 \text{ mm}$	$I_x = 39550 \text{ cm}^4$	$I_y = 13160 \text{ cm}^4$
$b_f = 288 \text{ mm}$	$t_f = 33 \text{ mm}$	$i_x = 12.8 \text{ cm}$	$i_y = 7.40 \text{ cm}$
$J = 810 \text{ cm}^4$	$C_w = 2520000 \text{ cm}^6$		

Sistem analizleri sonucunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan elverişsiz iç kuvvetler,

$P_G = 0.00 \text{ kN}$	$P_Q = 0.00 \text{ kN}$	$P_E = 0.00 \text{ kN}$
$V_G = 2.42 \text{ kN}$	$V_Q = 8.83 \text{ kN}$	$V_E = 659.43 \text{ kN}$
$M_G = 18.47 \text{ kNm}$	$M_Q = 4.58 \text{ kNm}$	$M_E = 329.72 \text{ kNm}$

Söz konusu bağ kirişi için gerekli dayanımlar,

- (1a): $1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$
- (2a): $0.5914G \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$

yük birleşimlerinden elde edilen en elverişsiz kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımlarıdır. Bağ kirişi için en elverişsiz iç kuvvetler (1a) yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

TBDY 9.8.2.2 esas alınarak yapılacak dayanım kontrolü için kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan eğilme momentleri, ilgili birleşimlerinin sadece düşey yükleri etkisinde ($1.5086G + 0.5Q + 0.2S$),

$M_{mx} = 31.63 \text{ kNm}$ ve ilgili yük birleşiminin sadece yatay yükleri ($\pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$) etkisinde ise $M_{lx} = 329.72 \text{ kNm}$ değerini almaktadır.

ÇYTEHYE 6.5.2.1' e göre, β_1 arttırma katsayısı şu şekilde belirlenebilir:

Bağ kirişinde gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan, $P_r \cong 0.0$ olarak varsayılabilir. Bu durumda

$$\beta_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1 \quad \alpha = 1.0$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(b) uyarınca, eğilme düzleminde mesnetler arası yanal yük bulunduğundan, güvenli tarafta kalmak üzere, $C_m = 1.0$ değeri kullanılabilir. Bu durumda;

$$\beta_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.0(0.0)}{P_{el}}} = 1.0$$

olduğundan $\beta_{1x} = 1.0$ olarak elde edilir.

β_2 arttırma katsayısı ise şu şekilde belirlenmiştir: Bu katsayı, söz konusu bağ kirişinin bulunduğu döşeme alt seviyesinin alt ve üst katları için hesaplanan β_2 değerlerinin büyüğüne eşit alınacaktır. Buna göre, ikinci kat için,

$$\beta_{2y,2K} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat,y}}} \geq 1 \quad P_{e,kat,y} = R_M \frac{H_y L}{\Delta_{Hy}}$$

Çaprazlı çelik çerçevelerde, $P_{mf} = 0$ olması sebebiyle, $R_m = 1$,

$$P_{kat} = 1.5086 \times (7 \times 2898.3) + 0.5 \times (7 \times 864) + 0.2 \times 561.6 = 33742.95 \text{ kN}$$

$$H_y = 500.059 + 382.155 + 329.679 + 277.218 + 224.956 + 172.640 + 119.761 = 2006.46 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hy} = 0.00590 \text{ m}$$

$$P_{e,katy} = R_{My} \frac{H_y L}{\Delta_{Hy}} = (1.00) \frac{(2006.46)(3.5)}{(0.00590)} = 1190272.88 \text{ kN}$$

$$\beta_{2y,2K} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,katy}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0(33742.95)}{(1190272.88)}} = 1.029 \geq 1$$

olduğundan $\beta_{2y,2k} = 1.029$

Üçüncü kat için,

$$\begin{aligned} P_{kat} &= 1.5086 \times (6 \times 2898.3) + 0.5 \times (6 \times 864) + 0.2 \times 561.6 \\ &= 28938.57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_y &= 500.059 + 382.155 + 329.679 + 277.218 + 224.956 + 172.640 \\ &= 1886.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta_{Hy} = 0.00657 \text{ m}$$

$$P_{e,katy} = R_{My} \frac{H_y L}{\Delta_{Hy}} = (1.00) \frac{(1886.71)(3.5)}{(0.00657)} = 1005096.65 \text{ kN}$$

$$\beta_{2y,3K} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,katy}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0(28938.57)}{(1005096.65)}} = 1.029 \geq 1$$

olduğundan $\beta_{2y,3k} = 1.029$ olarak hesaplanır. Böylece, $\beta_{2y} = \max(1.029, 1.029) = 1.029$ değerini alır. Bu durumda söz konusu bağ kirişi için TBDY 9.8.2.2 uyarınca, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme moment dayanımı,

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2y} M_{ltx} = (1.00)(31.63) + (1.029)(329.72) = 370.90 \text{ kNm}$$

olarak hesaplanır. Burada β_1 katsayısı eleman bazında hesaplandığından “x” alt indisi, yerel eksen takımına göre eğilme eksenini, sistem genelinde hesaplanan β_2 katsayısındaki “y” alt indisi ise, iç kuvvet hesabında esas alınan y-ekseni doğrultusundaki aks sisteminin doğrultusunu göstermektedir.

Bağ kirişi enkesiti için enkesit koşulunun kontrolü şu şekilde yapılmıştır: TBDY 9.8.1 uyarınca bağ kirişi enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3’te verilen λ_{hd} sınır değerini aşmayacaktır. Başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{310/2}{33} = 4.70 < 0.30 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır. Gövde parçası,

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c(F_y A)} = \frac{0}{(0.90)(355)(24000)} = 0 \leq 0.125$$

olmak üzere,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{196}{18.5} = 10.59 \leq 2.45 \sqrt{\frac{200000}{355}} (1 - 0.93(0.0)) = 58.150$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulları sağlamaktadır.

Bağ kirişinin yanal doğrultuda desteklenmesi şu şekilde incelenmiştir:

TBDY 9.8.3’ e göre, bağ kirişinin iki ucundaki alt ve üst başlıklarının, TBDY 9.2.8.2(b)’de verilen özel koşullar esas alınarak yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Buna göre, bağ kirişinin alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmelidir. Bu durumda, bu destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y}$$

TBDY (9.2) koşulunu sağlaması gerekmektedir.

$$L_b = 1.00m \leq 0.086(74.0) \frac{200000}{355} 10^{-3} = 3.59m$$

olduğundan belirtilen koşul sağlanmaktadır. Bu elemanların dayanım bakımında yeterliliği, TBDY Denklem (9.5b) ile hesaplanan gerekli dayanım, P_{br} esas alınarak, rijitlik bakımından yeterliliği ise, ÇYTHYE Denklem (16.8) ile hesaplanan rijitlik esas alınarak sağlanmalıdır.

Bağ kirişinin tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi şu şekilde yapılmıştır: Kuvvetli asal eksen etrafında eğilme etkisindeki, çift simetri eksenli I-enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ÇYTHYE 9.2 uyarınca belirlenecektir. Bağ kirişi alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklendiğinden, burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmeyen uzunluk $L_b = 1.00m$ olarak alınır.

$$L_b = 1000mm \leq L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(74.0) \sqrt{\frac{200000}{355}} = 3091mm$$

$L_b \leq L_p$ olduğundan, bağ kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını, M_n , ÇYTHYE 9.2.1' e uygun olarak aşağıdaki gibi belirlenir.

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 355 \times 2966 \times 10^{-3} = 1052.93 kNm$$

Buna göre, tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx} şu şekilde hesaplanabilir:

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90(1052.93) = 947.64 kNm$$

değerini almaktadır. Bağ kirişinin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü şu şekildedir:

$$1.5086G + 0.5Q + 0.2S + E_d^X + 0.3E_d^Y$$

yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_u = 370.90 kNm$ olmak üzere,

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{370.90}{947.64} = 0.39 < 1.0$$

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi şu şekildedir: TBDY 9.8.2.3' e göre, bağ kirişinin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, TBDY Denklem (9.18) ile, kiriş gövdesinin kesme kuvveti etkisinde akma ve enkesitin eğilme momenti etkisinde akma sınır durumlarından elde edilen en küçük kesme kuvveti dayanımı olarak belirlenmektedir.

$$V_n = \min(V_p, \frac{2M_p}{e})$$

TBDY(9.18) TBDY 9.8.2.3 uyarınca, TBDY Denklem (9.19) ile

$$\frac{P_r}{P_y} \cong \frac{0}{P_y} = 0 \leq 0.15$$

olduğundan

$$\begin{aligned} V_p &= 0.6F_y A_w = 0.6F_y t_w (d - 2t_f) \\ &= 0.6(355)(18.5)(310 - 2 \times 33)10^{-3} \\ &= 961.48 kN \end{aligned}$$

$$M_p = F_y W_{px} = (355)(2966)10^{-3} = 1052.93 kN$$

Bağ kirişi uzunluğu $e=1000$ mm olmak üzere, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n ,

$$V_n = \min(961.48; \frac{2 \times 1052.93}{1.00}) = 961.48 kN$$

olarak elde edilir.

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımı

$$V_d = \phi_v V_n$$

$$V_d = 1.0(961.48) = 961.48kN$$

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü:
 $1.5086G + 0.5Q + 0.2S + E_d^X + 0.3E_d^Y$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 667.50kN$ olmak üzere,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{667.50}{961.48} = 0.694 < 1.0$$

Bağ kirişinin dönme açısının kontrolü:

TBDY 9.8.4 uyarınca,

$$\theta_p = \frac{R \Delta_i}{I h_i} \quad (\text{Denk 9.21, TBDY})$$

Denklemleri ile bulunan görelî kat ötelemesi açısından dolayı meydana gelen γ_p , bağ kirişi dönme açısı, incelenen bağ kirişinin bulunduğu beşinci katın görelî kat ötelemesi açısı,

$$\theta_p = \frac{6.4}{1.0} \left(\frac{0.00679}{3.50} \right) = 0.0124$$

radyan olmak üzere,

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \times \theta_p = \frac{8}{1} \times 0.0124 = 0.0745$$

radyan olarak bulunur.

Bağ kirişi uzunluğu,

$$e = 1.00m \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{1052.93}{961.48} = 1.75m$$

koşulunu sağladığından, TBDY 9.8.4(a) uyarınca bağ kirişi dönme açısı 0.08 radyanı aşmamalıdır.

$$\gamma_p = 0.0745rad \leq 0.08rad$$

Rijitlik (Berkitme) levhalarının boyutlarının belirlenmesi ve yerleşimi TBDY 9.8.5.1'e göre gövde levhasının her iki tarafına yerleştirilecek olan rijitlik levhalarının boyutları gövde yüksekliğine eşit yükseklikte ve $(b_f - t_w)/2 = (288 - 18)/2 = 135mm$ genişliği ile maks($0.75 \times 18 = 13.5$; 10)=14 mm kalınlığında olacaktır.

$$e = 1.00m \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{1052.93}{961.48} = 1.75m$$

olduğundan TBDY 9.8.5.2(b) uyarınca bağ kirişi dönme açısının $0.02 \text{ rad} < 0.08 \text{ rad}$ olması durumu için ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, s, doğrusal interpolasyon yapılarak,

$$s = \frac{((52t_w - \frac{d_b}{5}) - (30t_w - \frac{d_b}{5}))(0.08 - \gamma_p)}{0.08 - 0.02} + (30t_w - \frac{d_b}{5})$$

$$s = \frac{((52(18) - \frac{310}{5}) - (30(18) - \frac{310}{5}))(0.08 - \gamma_p)}{0.08 - 0.02} + (30(18) - \frac{310}{5}) = 514.3mm$$

şeklinde hesaplanır. Bu durumda, $s = 500$ mm seçilmesi uygundur.

Ayrıca ara rijitlik levhalarına ek olarak çapraz bağlantı noktalarında da rijitlik levhaları kullanılacaktır.

1.5.2 Bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün boyutlandırılması

Sistem analizleri sonunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında kat kirişlerinin bağ kirişi dışında kalan bölümünde oluşan iç kuvvetler,

$P_G = 0.00$ kN	$P_Q = 0.00$ kN	$P_E = 0.00$ kN	$P_S = 0.00$ kN
$V_G = 28.35$ kN	$V_Q = 7.40$ kN	$V_E = 88.75$ kN	$V_S = 0.00$ kN
$M_G = 20.83$ kNm	$M_Q = 5.92$ kNm	$M_E = 220.97$ kNm	$M_S = 0.00$ kNm

Söz konusu kat kirişi için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınmasıyla, deprem etkilerini içeren

- (1a) $1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$
- (2a) $0.5914G \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$

yük birleşimlerinde yatay deprem etkilerini içeren iç kuvvetler, TBDY 9.8.6.3 uyarınca, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1R_y$ katı ile büyütülerek elde edilecektir. Bu kat kirişi için en elverişsiz iç kuvvetler (1a) yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Buna göre, bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 961.48kN$ ve yukarıda verilen yük birleşimlerinde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 88.75kN$ olmak üzere, kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.1R_y V_n}{V_E} = \frac{(1.1)(1.3)(961.48)}{88.75} = 2.09$$

katsayısı ile arttırılacaktır.

Bu durumda, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısmı için deprem etkili iç kuvvetler,

$$P_{Emh} = 2.09P_E = 2.09(0.00) = 0.00kN$$

$$V_{Emh} = 2.09V_E = 2.09(88.75) = 185.49kN$$

$$M_{Emh} = 2.09M_E = 2.09(220.97) = 461.83kNm$$

olarak elde edilir.

Gerekli eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı, ÇYTHYE 6.5' e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_r = P_{nt} + B_2 B_{1t}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t}$$

Yukarıdaki bağıntıda verilen M_{nt} ve P_{nt} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece düşey yüklerden ($1.5086G + 0.5Q + 0.2S$) oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

M_{1t} ve P_{1t} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimlerinin altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve artırılmış yatay yükten ($+E_d^Y + 0.3E_d^X$) oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

Dayanım kontrolü için, yukarıda açıklandığı gibi, ilgili yük birleşiminin sadece düşey yükleri ($1.5086G + 0.5Q + 0.2S$) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre oluşan iç kuvvetler,

$$P_{nt} = 0.00kN$$

$$M_{ntx} = 34.38kN$$

olarak elde edilir.

Aynı kırışte, ilgili yük birleşimlerinin sadece TBDY 9.8.6.3 uyarınca belirlenen artırılmış yatay yükleri ($+E_d^Y + 0.3E_d^X$) etkisinde kiriş ucunda oluşan iç kuvvetler ise,

$$P_{1t} = 0.00kN$$

$$M_{1tx} = 220.97kN$$

değerini almaktadır.

CYTHYE 6.5.2.1' e göre, β_2 artırma katsayısının belirlenmesi;

Kat kırışinin bağ kırışi dışında kalan bölümünün tasarımında bağ kırışinin plastikleşmesine karşı gelen artırılmış deprem yükleri kullanıldığından P-Δ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır. Buna göre $B_{2y} = 1.00$ olarak kullanılacaktır.

β_1 artırma katsayısının belirlenmesi;

$$B_{1x} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1.00\alpha = 1.0$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{1t} = 34.38 + 1.00(0.00) = 34.38kN$$

$$P_{el} = \frac{\Pi^2 0.8EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 0.8(200000)(39550 \times 10^4)}{(2500)^2} 10^{-3} = 99927.77kN$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(b) uyarınca, eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yük bulunduğundan güvenli yönde kalmak üzere, $C_m = 1.0$ değeri kullanılabilir. Bu durumda,

$$B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.0(34.38)}{99927.77}} = 1.00 \geq 1.00$$

olduğundan $B_{1x} = 1.00$ olarak elde edilir.

Buna göre söz konusu kiriş için, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli aksel kuvvet dayanımı,

$$P_r = P_{nt} + B_{1x}P_{lt} = 0.00 + 1.00(0.00) = 0.00kN$$

$$M_{rx} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2y}M_{1tx} = (1.00)(34.38) + (1.00)(220.97) = 255.35kNm$$

olarak hesaplanır.

Enkesit koşullarının kontrolü

TBDY 9.8.1 uyarınca bağ kirişinin dışında kalan kat kirişi enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3' te verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmayacaktır. Buna göre,

başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{310/2}{33} = 4.70 < 0.30\sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır. Gövde parçası,

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c(F_y A)} = \frac{0.00 \times 10^3}{(0.90)(355)(24000)} = 0.000 < 0.125$$

olmak üzere,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{196}{18.5} = 10.59 \leq 2.45\sqrt{\frac{200000}{355}}(1 - 0.93 \times 0.00) = 18.39$$

$$10.59 \leq 18.39 \leq 1.49\sqrt{\frac{200000}{355}} = 35.37$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulları sağlamaktadır.

Tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi;

TBDY 9.2.8 uyarınca süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanan yatay yük taşıyıcı sistemlerin kirişlerinin alt ve üst başlıkları yanal burkulmaya karşı desteklenmelidir. Söz konusu kat kirişinin üst başlığı açıklık boyunca başlıklı çelik ankrajlar ile betonarme döşeme tarafından sürekli olarak yanal doğrultuda desteklidir. Kat kirişi alt başlığı ise, kolona bağlanan uçlardan ve bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmektedir.

Destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek elemanlar olarak tasarlanan kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y} \quad (\text{Denk 9.2, TBDY})$$

koşulunu sağlaması gerekmektedir. Buna göre,

$$L_b = \frac{L - e - s \left(\frac{d_c}{2} \right)}{2} = \frac{6.00 - 1.00 - 2 \left(\frac{0.435}{2} \right)}{2} = 2.28m$$

$$L_b = 2.28m \leq 0.086(74.0) \frac{200000}{355} 10^{-3} = 3.59m$$

olduğundan belirtilen koşul sağlanmaktadır.

Tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

$$L_b = 2280mm \leq L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 1.76(74.0) \sqrt{\frac{200000}{1.3 \times 355}} = 2711mm$$

olduğundan, kat kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını enkesitinin plastik eğilme momenti dayanımı belirleyecektir.

$$M_n = M_p = R_y F_y W_{px} = 1.3 \times 355 \times 2966 \times 10^{-3} = 1830.31kNm$$

Buna göre, tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx}

$$M_{dx} = \phi_b M_{nx}$$

$$M_{dx} = 0.90(1830.31) = 1647.28kNm$$

değerini almaktadır.

Tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Kuvvetli eksen (X-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0 \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{(1.0)(2500)}{128} = 19.53 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 98.05$$

$$F_{cx} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x} \right)^2} = 5174.51MPa$$

$$F_{crx} = \left[0.658 \frac{R_y F_y}{F_{cx}} \right] R_y F_y = 444.59MPa$$

Zayıf eksen (Y-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0 \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{(1.0)(2500)}{74} = 33.78 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 98.05$$

$$F_{ey} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = 1729.48 MPa$$

$$F_{cry} = \left[0.658 \frac{R_y F_y}{F_{ey}} \right] R_y F_y = 412.73 MPa$$

Boyuna eksen (Z-ekseni) etrafında burulmalı burkulma sınır durumu,

$$K_z = 1.0 F_{ez} = \left[\frac{\Pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 2692.02 MPa$$

$$\frac{R_y F_y}{F_{ez}} = \frac{1.3 \times 355}{2692.02} = 0.17 \leq 2.25$$

$$F_{crz} = \left[0.658 \frac{R_y F_y}{F_{ez}} \right] R_y F_y = 429.55 MPa$$

Kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \min [444.59; 412.73; 429.55] = 412.73 kN$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = A_g F_{cr} = 9905.52 kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı, P_d ,

$$P_d = \phi P_n = 0.9(9905.52) = 8914.97 kN$$

değerini almaktadır.

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü;

Arttırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_u = 34.38 kN$$

$$M_u = 255.35 kN$$

olarak elde edilmektedir.

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{34.38}{8914.97} = 0.004 < 0.2$$

olduğundan

$$\frac{P_u}{2P_d} + \frac{M_u}{M_d} = 0.157 \leq 1.0$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü;

Çift simetri eksenli I-enkesit için ÇYTHYE 10.2.1(a) uyarınca,

$$h/t_w = 196/18 = 10.89 \leq 2.24\sqrt{E/F_y} = 2.24\sqrt{200000/355} = 53.17$$

olduğundan, $\phi_v = 1.00$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

ÇYTHYE 10.2' ye göre,

$$V_n = 0.6R_yF_yA_wC_{w1}$$

$$V_n = 0.6(1.3 \times 355)(196 \times 18)1.0(10)^{-3} = 976.90kN$$

$$V_d = \phi_v V_n$$

$$V_d = 1.0(976.90) = 976.90$$

Arttırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı,

$$V_u = 1.5086(28.35) + 0.5(7.40) + 0.2(0.00) + 461.83 = 508.30kN$$

olarak elde edilmektedir.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{508.30}{976.9} = 0.52 \leq 1.0$$

1.5.3 Çaprazların boyutlandırılması

Binanın X yönü ikinci kat çaprazının enkesitine ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

Çelik Sınıfı			
S 355 $F_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $F_u = 510 \text{ N/mm}^2$ (ÇYTHYE Tablo 2.1A)			
Enkesit			
HE240M			
$A = 200 \text{ cm}^2$	$h = 164 \text{ mm}$	$W_{ex} = 1800 \text{ cm}^3$	$W_{px} = 2117 \text{ cm}^3$
$d=270 \text{ mm}$	$t_w = 18 \text{ mm}$	$I_x = 24290 \text{ cm}^4$	$I_y = 8150 \text{ cm}^4$
$b_f=248 \text{ mm}$	$t_f = 32 \text{ mm}$	$i_x = 11.0 \text{ cm}$	$i_y = 6.39 \text{ cm}$
$J = 630 \text{ cm}^4$	$C_w = 1152000 \text{ cm}^6$		

Sistem analizleri sonucunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında çapraz elemanda oluşan elverişsiz iç kuvvetler,

$P_G=41.50 \text{ kN}$	$P_Q=6.04 \text{ kN}$	$P_S=0.00 \text{ kN}$	$P_E=750.71 \text{ kN}$
$V_G=2.77 \text{ kN}$	$V_Q=0.11 \text{ kN}$	$V_S=0.00 \text{ kN}$	$V_E=14.67 \text{ kN}$
$M_G=3.16 \text{ kN}$	$M_Q=0.55 \text{ kN}$	$M_S=0.00 \text{ kN}$	$M_E=72.62 \text{ kN}$

Söz konusu çapraz için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren

- (1a) $1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm E_d^X \pm 0.3E_d^Y$
- (2a) $0.5914G \pm 0.3E_d^X \pm E_d^Y$

yük birleşimlerinde yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, TBDY 9.8.6.3 uyarınca, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25R_y$ katı ile büyütülerek elde edilecektir. Bu çapraz için en elverişsiz iç kuvvetler (1a) yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Buna göre, bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 961.48 \text{ kN}$ ve yukarıda verilen yük birleşimlerinde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 659.43 \text{ kN}$ olmak üzere, kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.25R_y V_n}{V_E} = \frac{(1.25)(1.3)(961.48)}{659.43} = 2.36$$

katsayısı ile çarpılarak arttırılacaktır.

Buna göre çapraz elemanda deprem etkili iç kuvvetler,

$$P_{Emh} = 2.36P_E = 2.36(750.71) = 1771.68 \text{ kN}$$

$$V_{Emh} = 2.36V_E = 2.36(14.67) = 34.62 \text{ kN}$$

$$M_{Emh} = 2.36M_E = 2.36(72.62) = 171.38 \text{ kNm}$$

olarak elde edilir.

Gerekli eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı, ÇYTHYE 6.5' e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_r = P_{nt} + B_2 B_{lt}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Yukarıdaki bağıntıda verilen M_{nt} ve P_{nt} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece düşey yüklerden $(1.5086G + 0.5Q + 0.2S)$ oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

M_{lt} ve P_{lt} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimlerinin altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve

arttırılmış yatay yükten $(+E_d^Y + 0.3E_d^X)$ oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

Dayanım kontrolü için, yukarıda açıklandığı gibi, ilgili yük birleşiminin sadece düşey yükleri $(1.5086G + 0.5Q + 0.2S)$ etkisinde, çapraz enkesiti yerel eksen takımına göre oluşan iç kuvvetler,

$$P_{nt} = 65.63kN$$

$$M_{ntx} = 5.04kN$$

olarak elde edilir.

Aynı çaprazda, ilgili yük birleşimlerinin sadece TBDY 9.8.6.3 uyarınca belirlenen arttırılmış yatay yükleri $(+E_d^Y + 0.3E_d^X)$ etkisinde çapraz ucunda oluşan iç kuvvetler ise,

$$P_{lt} = 750.71kN$$

$$M_{ltx} = 72.62kN$$

değerini almaktadır.

CYTHYE 6.5.2.1' e göre, β_2 arttırma katsayısının belirlenmesi;

Çaprazların tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından P- Δ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır. Buna göre $B_{2y} = 1.00$ olarak kullanılacaktır.

β_1 arttırma katsayısının belirlenmesi;

$$B_{1x} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1.00, \alpha = 1.0$$

Desteklenen noktalar arasında kalan çapraz uzunluğu

$$L_b = \sqrt{(h_i - d_b)^2 + \left(\frac{L - e - d_c}{2}\right)^2} = \sqrt{(3500 - 310)^2 + \left(\frac{8000 - 1000 - 407}{2}\right)^2} = 4587mm$$

$$P_r = P_{nt} + B_{1x}P_{lt} = 65.63 + 1.00(750.71) = 816.34kN$$

$$P_{el} = \frac{\Pi^2 0.8EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 0.8(200000)(24290 \times 10^4)}{(4587)^2} 10^{-3} = 18230.13kN$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(a) uyarınca,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1 - M_2) = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$$B_{1x} = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{1.0}{1 - \frac{1.0(816.34)}{18230.13}} = 1.05 > 1.00$$

olduğundan $B_{1x} = 1.05$ olarak elde edilir.

Bu durumda söz konusu çapraz için, çapraz enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli aksenal dayanımı,

$$P_r = P_{nt} + B_{1x}P_{lt} = 65.63 + 1.00(750.71) = 816.34kN$$

$$M_{rx} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2y}M_{ltx} = (1.05)(5.04) + (1.00)(72.62) = 77.91kNm$$

olarak hesaplanır.

Çapraz eleman için enkesit koşullarının kontrolü;

TBDY 9.8.1.1 uyarınca çapraz enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3' te verilen, λ_{hd} sınır değerini aşmayacaktır. Buna göre,

başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{248/2}{32} = 3.88 < 0.30\sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{164}{18} = 9.11 \leq 1.49\sqrt{\frac{200000}{355}} = 35.37$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulları sağlamaktadır.

Çaprazın tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi;

$$L_b = 4587mm$$

$$L_p = 2670mm$$

$$L_r = 18809.17mm$$

$$L_p < L_b < L_r$$

olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımını, yanal burulmalı burkulma sınır durumundan elde edilen eğilme momenti dayanımı ile enkesitin plastik eğilme momenti dayanımından küçük olanı belirleyecektir. Bu durumda, plastik eğilme momenti dayanımı, M_p ,

$$M_p = F_y W_{px} = 355 \times 2117 \times 10^{-3} = 751.54kNm$$

yanal burulmalı burkulma sınır durumuna karakteristik eğilme momenti dayanımı,

$$M_n = 639.00kNm$$

Buna göre, çaprazın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

$$M_n = \min [751.54; 639.00] = 639kNm$$

elde edilir.

$$M_{dx} = 0.90(639.00) = 575.1kNm$$

değerini almaktadır.

Çaprazın tasarım aksenal basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Kuvvetli eksen (X-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0 \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{(1.0)(4587)}{110} = 41.7 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79$$

$$F_{ex} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = 1135.16MPa$$

$$F_{crx} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} \right] F_y = 311.45MPa$$

Zayıf eksen (Y-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0 \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{(1.0)(4587)}{63.9} = 71.78 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79$$

$$F_{ey} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = 383.11MPa$$

$$F_{cry} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} \right] F_y = 240.87MPa$$

Boyuna eksen (Z-ekseni) etrafında burulmalı burkulma sınır durumu,

$$K_z = 1.0 F_{ez} = \left[\frac{\Pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 1827.04MPa$$

$$\frac{F_y}{F_{ez}} = \frac{355}{1827.04} = 0.194 \leq 2.25$$

$$F_{crz} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ez}} \right] F_y = 327.27MPa$$

Kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \min[311.45; 240.87; 327.27] = 240.87kN$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = A_g F_{cr} = 4817.4kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı, P_d

$$P_d = \phi P_n = 0.9(4817.4) = 4335.66kN$$

değerini almaktadır.

Çaprazın bileşik etkiler altında dayanım kontrolü;

Arttırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli aksenal kuvvet dayanımı,

$$P_u = 816.34kN$$

$$M_u = 77.91kNm$$

olarak elde edilmektedir.

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{816.34}{4817.4} = 0.17 < 0.2$$

olduğundan

$$\frac{P_u}{2P_d} + \frac{M_u}{M_d} = 0.22 \leq 1.0$$

Tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü;

Çift simetri eksenli I-enkesit için ÇYTHYE 10.2.1(a) uyarınca,

$$h/t_w = 196/18 = 10.89 \leq 2.24\sqrt{E/F_y} = 2.24\sqrt{200000/355} = 53.17$$

olduğundan, $\phi_v = 1.00$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

ÇYTHYE 10.2' ye göre,

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{w1}$$

$$V_n = 0.6(355)(196 \times 18)1.0(10)^{-3} = 751.46kN$$

$$V_d = \phi_v V_n$$

$$V_d = 1.0(751.46) = 751.46kN$$

Arttırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı,

$$V_u = 1.5086(2.77) + 0.5(0.11) + 0.2(0.00) + 34.62 = 28.85kN$$

olarak elde edilmektedir.

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{28.85}{751.46} = 0.039 \leq 1.0$$

1.5.4 Dışmerkez çaprazlı çerçeve sisteminin kolonlarının boyutlandırılması

İkinci kat B/3 kolonunun tasarım dayanım kontrolü, TBDY 9.8.6' ya göre belirlenen arttırılmış deprem etkileri ve genel analiz yöntemi gereğince aaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertbe etkilerin gözönüne alınması suretiyle hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler (gerekli dayanımlar) altında yapılacaktır.

Çelik Sınıfı			
S 355		$F_y = 355 \text{ N/mm}^2$	$F_u = 510 \text{ N/mm}^2$ (ÇYTHYE Tablo 2.1A)
Enkesit			
H400x347			
$A=442 \text{ cm}^2$	$h=290 \text{ mm}$	$W_{ex}= 6140 \text{ cm}^3$	$W_{px}=7139 \text{ cm}^3$
$d=407 \text{ mm}$	$t_w=27.2 \text{ mm}$	$I_x=124900 \text{ cm}^4$	$I_y=48090 \text{ cm}^4$
$b_f=404 \text{ mm}$	$t_f=43.7 \text{ mm}$	$i_x=16.8 \text{ cm}$	$i_y=10.4 \text{ cm}$
$J=2150 \text{ cm}^4$	$C_w= 15850000 \text{ cm}^6$		

Sistem analizleri sonucunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında C/4 kolonunda oluşan elverişsiz iç kuvvetler,

$$P_G=1427.57 \text{ kN} \quad P_Q=379.42 \text{ kN} \quad P_S=27.50 \text{ kN} \quad P_E=2163.29 \text{ kN}$$

olarak elde edilir.

C/4 kolonu için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertbe etkilerin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren

- (1a) $1.5086G + 0.5Q + 0.2S \pm E_d^X \pm 0.3E_d^Y$
- (2a) $0.5914G \pm E_d^X \pm 0.3E_d^Y$

yük birleşimlerinde yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, TBDY 9.8.6.4 uyarınca, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1R_y$ katı ile büyütülerek elde edilecektir. Bu çapraz için en elverişsiz iç kuvvetler (1a) yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Gerekli kesme kuvveti ve eğilme momenti dayanımları ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

$$\frac{1.1R_y V_n}{V_E} = \frac{(1.1)(1.3)(1922.96)}{659.43} = 4.17$$

katsayısı ile çarpılarak arttırılacaktır.

Bu durumda deprem etkisi altında kolonda oluşan eksenel basınç kuvveti

$$P_{Emh} = 4.17P_E = 4.17(2163.29) = 9020.95 \text{ kN}$$

olarak gözönüne alınmalıdır.

Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, ÇYTHYE 6.5' e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_l = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Kolonların tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından, P-Δ etkilerinin hesaba katılmasına gerek yoktur. Bu durumda, $B_{2y} = 1.00$ olarak alınacaktır. Sadece düşey yükler etkisinde, ihmal edilebilir düzeydeki eğilme etkileri altında küçük şekildeğişirmeler olduğundan, $B_1 = 1.0$ olarak alınmıştır.

Böylece, söz konusu kolon için gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_r = P_u = 1.5086(1427.57) + 0.5(379.42) + 0.2(27.50) + 9020.95 = 11369.79kN$$

olarak hesaplanır.

Kolon için enkesit koşullarının kontrolü:

TBDY 9.8.1 uyarınca kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3' te verilen λ_{hd} sınır değerini aşmayacaktır. Buna göre başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{404/2}{43.7} = 4.62 < 0.30 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 7.12$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_c(F_y A)} = \frac{6959.32 \times 10^3}{(0.90)(355)(44200)} = 0.493 \geq 0.125$$

olmak üzere,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{290}{27.2} = 10.66 \leq 0.77 \sqrt{\frac{200000}{355}} (2.93 - 0.493) = 44.54$$

$$10.66 \leq 44.54 \geq 1.49 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 35.37$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Kolonun tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi;

Kuvvetli eksen (X-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0 \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{(1.0)(4500)}{168} = 26.79 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79$$

$$F_{ex} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = 2751.21 MPa$$

$$F_{crx} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ex}} \right] F_y = 336.34 MPa$$

Zayıf eksen (Y-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_y = 1.0 \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{(1.0)(4500)}{104} = 43.27 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79$$

$$F_{ey} = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = 1054.32 MPa$$

$$F_{cry} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ey}} \right] F_y = 308.34 MPa$$

Boyuna eksen (Z-ekseni) etrafında burulmalı burkulma sınır durumu,

$$K_z = 1.0 F_{ez} = \left[\frac{\Pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 2009.24 MPa$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{355}{2009.24} = 0.177 \leq 2.25$$

$$F_{crz} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_{ez}} \right] F_y = 329.70 MPa$$

Kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \min [336.34; 308.34; 329.70] = 308.34 kN$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = A_g F_{cr} = 13628.63 kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı, P_d

$$P_d = \phi P_n = 0.9(13628.63) = 12265.77 kN$$

değerini almaktadır.

Kolonun eksenel basınç kuvveti altında dayanımının kontrolü;

Arttırılmış deprem etkilerini içeren yük birleşimi altında elde edilen gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_u = 11369.79kN$$

olarak elde edilmektedir.

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{11369.79}{12265.77} = 0.93 < 1.00$$

olduğundan sadece düşey yükler altında tasarımı yapılan elemanların hesap adımları detaylı olarak verilmemiştir.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Halil Saylan

Doğum Tarihi ve Yeri: 1991, Eskişehir

E-Posta: halilsaylan@hotmail.com.tr

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lise:** 2009, Eskişehir Kılıçoğlu Anadolu Lisesi
- **Lisans:** 2013, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİMLER VE ÖDÜLLER:

- Denge Mühendislik - İstanbul 2014-2015
- Tabar Mühendislik - Ankara 2015-2017
- Promer Mühendislik - Ankara 2017-2019
- SVS Mühendislik - Ankara 2019-