İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN ÇEVRİMSEL TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE DEPREM ETKİLERİ ALTINDA YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI

DOKTORA TEZİ

Adem KARASU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

ŞUBAT 2021

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN ÇEVRİMSEL TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE DEPREM ETKİLERİ ALTINDA YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI

DOKTORA TEZİ

Adem KARASU
(501152001)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER

ŞUBAT 2021

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 501152001 numaralı Doktora Öğrencisi Adem KARASU, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN ÇEVRİMSEL TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE DEPREM ETKİLERİ ALTINDA YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Prof. Dr. Cavidan YORGUN** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Prof. Dr. Ercan YÜKSEL İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Prof. Dr. Bilge DORAN Yıldız Teknik Üniversitesi	.....
	Dr. Öğr. Üyesi Edip SEÇKİN İstanbul Kültür Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : 27 Aralık 2020
Savunma Tarihi : 03 Şubat 2021

Aileme,

ÖNSÖZ

Yapı Mühendisliği programında Doktora tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri deneysel ve analitik olarak incelenmiş ve bu tür birleşimlerin, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların düşey yük çerçevelerinde kiriş-kolon birleşimi olarak kullanılması durumunda deprem etkileri altında yapı performansına olan katkıları araştırılmıştır.

Doktora çalışması süresince, hoşgörülü yaklaşımı ile bana destek olan, çalışmalarımın ilerleyişi konusunda fikirlerine kıymet verdiğim, bilgi ve tecrübelerinden faydalandığım tez danışmanım değerli hocam Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER'e teşekkür ederim. Çalışmalarımın başından sonuna kadar olan süreçte, çalışmalarımı takip eden ve tavsiyelerde bulunan değerli hocalarım Prof. Dr. Cavidan YORGUN ve Dr. Öğr. Üyesi Edip SEÇKİN'e teşekkür ederim.

Doktora çalışması sırasında kritik gördüğüm noktalarda çalışmamıza önemli katkılar sağlayan ve aynı zamanda beni motive eden değerli hocalarım Prof. Dr. Abdullah GEDİKLİ, Doç Dr. Ufuk YAZGAN, Prof. Dr. Elişan Filiz PİROĞLU, Ar. Gör. Dr. Murat YILMAZ, Ar. Gör. Dr. Erol LALE, Dr. Öğr. Üyesi Ömer Tuğrul TURAN, Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN ve Ar. Gör. Dr. Sibel GÜREL'e teşekkür ederim. Özellikle araştırma görevlisi olduğum süre zarfında bizlere okulda sıkıntısız bir şekilde görevimizi yapma imkanı sunan değerli Bölüm-Fakülte yöneticilerimize ve idari personellerimize teşekkür ederim.

Deneysel çalışmalarımızın başından sonuna kadar olan süreçte, yardımlarını esirgemeyen değerli Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı çalışanları ve yöneticilerine, malzeme çekme testleri süresince göstermiş olduğu yardımlardan dolayı Ar. Gör. Hasan Nuri TÜRKMENOĞLU'na ve deneysel çalışmalarımıza vermiş oldukları desteklerden dolayı Mega Çelik Yapı San. Ve Tic. Ltd. Şti, As Cıvata San. Ve Tic. A.Ş ve çok değerli çalışanlarına teşekkür ederim.

Bu uzun çalışma döneminde fiziki olarak bana uzak olmalarına rağmen, iyi dilekleri ile her zaman yanımda olan, bana daima sabır ve sevgi gösteren Annem Eşe KARASU ve Ablam Fatma KARASU'ya içtenlikle teşekkür ederim.

2211A (2015/2) Genel Yurtiçi Doktora bursu ile desteklendiğim, Bilimin ve Bilim insanının destekçisi olan TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

Bu çalışma; İTÜ Bilimsel Araştırma Projeleri Birimince desteklenmiştir. Proje numarası: 41573. Desteklerinden dolayı İTÜ BAP birimine teşekkür ederim.

Lisans, yüksek lisans ve doktora eğitimim süresince, çok önemli bilgi ve tecrübeler kazandığım, başta Ahşap ve Çelik Yapılar, Betonarme, Yapı statiği ve Mekanik kürsülerinde görevli hocalarımız olmak üzere tüm hocalarıma ve mezunu olmaktan gurur duyduğum, hayatta var olan kazanımlarımın çok büyük bir bölümünü bana kazandıran okulum İstanbul Teknik Üniversitesi'ne içtenlikle teşekkür ederim.

Şubat 2021

Adem KARASU
(Araştırma Görevlisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ…… vii
İÇİNDEKİLER ix
KISALTMALAR xi
SEMBOLLER..... xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....xxi
ŞEKİL LİSTESİ.....xxiii
ÖZET…… xxix
SUMMARY.....xxxi
1. GİRİŞ…..1
1.1 Literatür Araştırması 3
1.2 Tezin Amacı ve Bilimsel Katkısı 9
2. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞLARININ TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ.....11
2.1 Deney Numunelerinin Tasarımı ve İmalatı 12
2.2 Çelik Elemanların Malzeme Özellikleri İçin Çekme Deneyleri 18
2.3 Deney Düzeneği Mesnet Koşulları.....24
2.4 Verilerin Okunması ve Kaydedilmesi 25
2.5 Yükleme Protokolü.....28
2.6 Deneysel Çalışma ve Sonuçları.....29
2.6.1 Pilot numune testi.....29
2.6.2 T1-10 numune testi.....32
2.6.3 T1-15 numune testi.....34
2.6.4 T1-20 numune testi.....36
2.6.5 T2-10 numune testi.....38
2.6.6 T2-15 numune testi.....40
2.6.7 T2-20 numune testi.....42
2.6.8 T3-10 numune testi.....44
2.6.9 T3-15 numune testi.....46
2.6.10 T3-20 numune testi.....48
2.6.11 T4-10 numune testi.....50
2.6.12 T4-15 numune testi.....52
2.6.13 T4-20 numune testi.....54
2.6.14 T5-10 numune testi.....56
2.6.15 T5-15 numune testi.....58
2.6.16 T5-20 numune testi.....60
2.7 Deneysel Çalışma ile İlgili Genel Sonuçlar 62
2.7.1 Alın levhası kalınlığı 64
2.7.2 Alın levhası yüksekliği 68
2.7.3 Bulon sıra sayısı 69

2.8 EN 1993-1-8 (2005) Standardına Göre Birleşimlerin Sınıflandırılması 70
3. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞLARININ NÜMERİK MODELLER YARDIMIYLA İNCELENMESİ 73
3.1 Sonlu Eleman Modelleri 73
3.1.1 Malzeme modeli 75
3.1.2 Eleman modeli 80
3.1.3 Yüzey etkileşimleri 80
3.1.4 Sonlu eleman ağları 80
3.1.5 Tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan analiz 82
3.2 Virtüel İş Teoremi 85
3.3 Başlangıç Rijitliğinin Mekanik Model ile Hesaplanması 92
3.4 Kısa Alın Levhalı Birleşimler İçin Kritik Kalınlığın Belirlenmesi 96
4. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ VE YAPI SİSTEMİNE ENTEGRE EDİLMESİ 99
4.1 Literatür Araştırması 100
4.2 Birleşimin Histeretik Davranış Modelinin Oluşturulması 105
4.3 Sadece Düşey Yükler Altında Çalışan Çerçevelerin Modellenmesi 108
5. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI 113
5.1 Literatür Araştırması 114
5.2 Bina ile İlgili Genel Bilgiler 121
5.3 Panel Bölgesinin Modellenmesi 130
5.4 Yapı Modelinde Sönümün Tanımlanması 133
5.5 Eşdeğer Elastik Kiriş-yay Eleman Modelinin Oluşturulması 136
5.6 Model Analiz Sonuçları 140
5.7 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizleri 144
5.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analizler 148
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 169
6.1 Deneysel Çalışma Sonuçları 170
6.2 Yapısal Analiz Sonuçları 172
6.3 Çalışmanın Genişletilmesi İçin Öneriler 174
KAYNAKLAR 177
EKLER…… 185
ÖZGEÇMİŞ 233

KISALTMALAR

AISC : American Institute of Steel Construction
ASCE : American Society of Civil Engineers
BAP : Bilimsel Araştırma Projeleri
CMR : Collapse Margin Ratio
ÇYTHYE : Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları
DTS : Deprem Tasarım Sınıfı
EGF : Equivalent Gravity Frame
EA : Eksenel Rijitlik
EI : Eğilme Rijitliği
EN : Eurocode Norm
FE : Finite Element
FEMA : Federal Emergency Management Agency
GF : Gravity Frame
MC : Moment Connection
MF : Moment Frame
NP : Nominally Pinned
NRHA : Nonlinear Response History Analysis
NSPA : Nonlinear Static Pushover Analysis
OpenSees : Open System for Earthquake Engineering Simulation
PC : Pin Connection
PEEQ : Eşdeğer Plastik Şekildeğiştirme Değeri
PEER : Pacific Earthquake Engineering Research Center
PO : Pushover Analysis
PS : Partial Strength
SEY : Sonlu Elemanlar Yöntemi
SMF : Special Moment Frame
SDOF : Single Degree of Freedom
SR : Semi-rigid
YDKT : Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım
YHÖÇ : Yanal Hareket Önleyici Çerçeve

YL **:** Yield Line

TBDY **:** Türk Bina Deprem Yönetmeliği

TSCB **:** Turkish Seismic Code For Buildings

SEMBOLLER

a, a_0	: Etkin kaynak kalınlığı
a_{min}	: Minimum etkin kaynak kalınlığı
a_0, a_1	: Sırası ile kütle ve rijitlik ile orantılı sönüm katsayıları
a_1'	: Elastik elemana ait düzeltilmiş rijitlik ile orantılı sönüm katsayısı
A_{g1}, A_{g2}	: 1. ve 2. kat kolonlarının enkesit alanı
A_{nt}	: Blok kırılma sınır durumu çekme bölgesi alanı
A_{nv}	: Blok kırılma sınır durumu kayma bölgesi alanı
A_{thr}	: Bulon diş açılmış bölge alanı
A_v	: Kiriş gövdesi brüt kesme alanı
A_v	: Alın levhası brüt kesme alanı
A_{vc}	: Kolon gövdesi kesme alanı
$A_{v,net}$	: Alın levhası net kesme alanı
b_b	: Kiriş enkesiti başlık genişliği
b_c	: Kolon enkesiti başlık genişliği
$b_{eff,cfb}$	: Eğilme etkisinde kolon başlığı etkin genişliği
$b_{eff,epb}$	: Eğilme etkisinde alın levhası etkin genişliği
b_f, b_p	: Alın levhası genişliği
b_f, b_{bf}	: Kiriş-kolon enkesiti başlık genişliği
c	: Sönüm matrisi
c	: Zayıflatılmış kiriş enkesitinde profil başlıklarının her iki ucundan kesim uzunluğu
C_a	: Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı
C_d	: Yerdeğiştirme büyütme katsayısı
C_{pr}	: Plastik mafsal bölgelerinin maksimum eğilme momenti kapasitesi hesabında, malzemenin tekrarlı yükler etkisi altında pekleşmesini dikkate alan bir arttırma katsayısı
C_t	: Ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan katsayı
d, d_b	: Bulon çapı
d_b, h_b	: Kiriş enkesit yüksekliği
d_c, h_c	: Kolon enkesit yüksekliği

d_e : Eğilme etkisinde kiriş enkesitinin basınç ve çekme başlıklarının merkezi arasındaki uzaklık

d_h : Somun çapı

d_{thr} : Bulon diş açılmış bölge çapı

d_{wb} : Kiriş gövdesi etkin çekme bölgesinin kiriş ekseni doğrultusundaki uzunluğu

d_{wc} : Kolon gövdesi temiz açıklık

d_0 : Standart bulon delik çapı

D : Dayanım fazlalığı katsayısı

DD2 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

DD3 : 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi

E : Yapısal çelik elastisite modülü

f_{yp} : Alın levhası malzeme akma gerilmesi

f_{ucf} : Kolon başlığı malzeme çekme gerilmesi dayanımı

f_{up} : Alın levhası malzeme çekme gerilmesi dayanımı

$F_{eff,Rd}$: Birleşimin blok kırılma sınır durumu dayanımı

F_u : Malzeme çekme gerilmesi dayanımı

F_{ub}, f_{ub} : Bulon malzemesi çekme gerilmesi dayanımı

$F_{v,Rd}$: Bulon güvenli kesme kuvveti dayanımı

F_y : Malzeme akma gerilmesi

F_{yb} : Bulon malzemesi akma gerilmesi

F_{ybw} f_{ybw} : Kiriş enkesit gövdesi malzeme akma gerilmesi

F_{yc} : Kolon profili malzeme olası akma gerilmesi

$F_{y,\ IPE600}$: IPE600 profili malzeme olası akma gerilmesi

g : Bulonlar arası yatay mesafe

g, h_0, h_1, h_2 : Alın levhası geometrik özelliklerini belirleme amaçlı kullanılan ifadeler

G : Sabit yük değeri

G : Kayma Modülü

h : Kiriş-kolon enkesiti gövde yüksekliği

h, h_p : Alın levhası yüksekliği

h_e : Birleşimde alın levhası uç noktası ile kiriş başlık uç noktası arası yatay mesafe

h_{eff} : Eğilme etkisinde kiriş gövdesinde etkin bölgenin yüksekliği

h_t : Kuvvet kolu mesafesi

h_z : Bulon sırasının basınç bölgesine olan uzaklığı

h_1 : Birinci sıra bulonlar için kuvvet kolu uzunluğu

H_n : Binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölümün toplam yüksekliği (m).

H_1, H_2 : Deprem ivme kayıtlarının birbirine dik iki deprem doğrultusundaki bileşenleri

I : Bina önem katsayısı

$I_{c,eqv}$: Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve kolon enkesiti atalet momenti

I_{ci} : Kolon enkesiti atalet momenti

I_e : Elastik kiriş-kolon elemanlarının enkesit atalet momenti

I_{eqv} : Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve kiriş enkesiti atalet momenti

I_i : Orjinal Kiriş elemanına ait enkesit atalet momenti

I_i, I_b : Birleşimde kullanılan kiriş enkesiti atalet momenti

k : Rijitlik matrisi

K : Kuzey yönü

K_e : Panel bölgesi başlangıç rijitliği

K, K_i, K_ϕ : Birleşimin başlangıç rijitliği

K_i^* : İlgili bulon sırasının başlangıç rijitliği

K_p : Panel bölgesinin pekleşme bölgesi rijitliği

K_s : Birleşimin sekant rijitliği

K_s : Plastik mafsal bölgelerinde tanımlanan yay elemanların dönme rijitliği

K_{sh} : Panel bölgesinin büyük şekildeğiştirme bölgesi rijitliği

K_t : Bulonların eşdeğer toplam rijitliği

l_b : Civata başlığının merkezi ile somun merkezi arasındaki bulon uzunluğu

l_h : Zayıflatılmış kiriş enkesitinde plastik mafsal bölgesinin merkezi ile kolon başlık yüzeyi arası mesafe

l_n : Kiriş plastik mafsal bölgeleri arası temiz açıklık

l_{nx} : Akma çizgisi uzunluğunun x koordinatına göre bileşeni

l_{ny} : Akma çizgisi uzunluğunun y koordinatına göre bileşeni

l_w : Etkin kaynak uzunluğu

L : Kiriş-kolon eleman uzunluğu

L_c : Kolon yüksekliği

L_{eqv} : Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve modeline ait kiriş boyu

L_i, L_b : Birleşimde kullanılan kiriş boyu

$L_{üst}$, L_{alt} : Alın levhasında uç bulonların düşey kenar mesafeleri

m : Kütle matrisi

m_p : Birim uzunluk için alın levhası enkesiti plastik moment kapasitesi

m_c : Eğilme etkisinde kolon başlık bölgesinde bulonların ekseni ile plastik mafsal bölgesi arası uzaklık

m_x : Eğilme etkisinde alın levhasında bulonların ekseni ile plastik mafsal bölgesi arası uzaklık

M_{maks} : Birleşimde görülen maksimum eğilme momenti değeri

M_p, $M_{pl,IPE}$: Birleşimde kullanılan kiriş enkesiti plastik moment kapasitesi

$M_{p,eqv}$: Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve kiriş enkesiti plastik moment kapasitesi

$M_{p,i}$: İlgili katta bulunan kiriş enkesitinin plastik moment kapasitesi

$M_{pc,eqv}$: Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve kolon enkesiti plastik moment kapasitesi

$M_{pc,i}$: İlgili katta bulunan kolon enkesitinin plastik moment kapasitesi

$M_{pc,n.kat}$: n. kat kolonunun, tasarım eksenel kuvveti dikkate alınarak hesaplanan eğilme momenti kapasitesi

M_{pl} : Birleşim/Alın levhası eğilme momenti kapasitesi

M^{*}_{pb} : Düğüm noktasına bağlanan kirişlerin arttırılmış (olası) plastik moment dayanımları ile kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal bölgelerindeki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde oluşan ek eğilme momenti dayanımlarının toplamı ile belirlenen eğilme momenti kapasitesi

$M^{ke}_{pc,n.kat}$: n. kat kolonunun, tasarım eksenel kuvveti dikkate alınarak hesaplanan, kiriş eksenine taşınmış eğilme momenti kapasitesi

M^{*}_{pc} : Düğüm noktasına bağlanan kolonların kiriş eksenine taşınmış eğilme momenti kapasiteleri toplamı

M_{pr}, M_{pb} : Plastik mafsal bölgesi olası eğilme momenti kapasitesi

$M_{p,zke}$: Zayıflatılmış kiriş enkesitinin plastik moment kapasitesi

M_{uv} : Kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde oluşan ek eğilme momenti

n : Kullanılan/test edilen bulon sayısı

n : Plastik mafsal bölgelerinde kullanılan yay elemanların başlangıç rijitliğinin elastik kiriş elemanının başlangıç rijitliğine oranı

p : Bulonlar arası düşey mesafe

p_f, g_p, m_f, s : Alın levhası geometrik özelliklerini belirleme amaçlı kullanılan ifadeler

P_c/S_a : Yapının göçme olasılığı

P_{uc} : Kolon tasarım eksenel kuvveti

Q	**:** Hareketli yük değeri
r_b	**:** Kiriş profil enkesiti köşe yarıçapı
r_c	**:** Kolon profil enkesiti köşe yarıçapı
R	**:** Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R	**:** Zayıflatılmış kiriş bölgesi kesim yarıçapı
R_i	**:** Birleşimin başlangıç rijitliği
R_y	**:** Olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı
S_a	**:** Spekral ivme değeri (g)
S_a (T1, 5%)	**:** %5 sönümlü tek serbestlik dereceli bir sistemin elastik spekral ivme değeri
S_{ij}	**:** Dönme rijitlik sabiti
S_{ii}, S_{jj}	**:** Yerdeğiştirme rijitlik sabiti
S_{CT}	**:** Medyan (orta değer) göçme kapasitesi
S_{DS}	**:** Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	**:** 1 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
SDR_1	**:** 1. kat göreli kat ötelemesi oranı
t, t_p	**:** Alın levhası kalınlığı
t_{bw}, t_w	**:** Kiriş enkesiti gövde kalınlığı
t_{cw}	**:** Kolon enkesiti gövde kalınlığı
t_{bf}	**:** Kiriş enkesiti başlık kalınlığı
t_{cf}, t_{fc}	**:** Kolon enkesiti başlık kalınlığı
t_f	**:** Kiriş-kolon enkesiti başlık kalınlığı
t_{head}	**:** Cıvata başlık kalınlığı
t_{nut}	**:** Somun kalınlığı
t_{pz}	**:** Panel bölgesi kalınlığı (Kolon gövdesi ve takviye levhalarının toplam kalınlığı)
T_p, T_1(s)	**:** Yapı hakim titreşim periyodu
T_{pA}	**:** Ampirik olarak hesaplanan yapı hakim titreşim periyodu
V_d	**:** Düşey yük etkili tasarım yükü
V_{des}	**:** Tasarım deprem yükü
V_{ed}	**:** Tasarım kesme kuvveti
V_{maks}	**:** Maksimum taban kesme kuvveti
V_p	**:** Panel bölgesi plastik kesme kuvveti kapasitesi
V_{Rd1}	**:** Birleşimde kullanılan bulonların toplam güvenli kesme kuvveti kapasitesi
V_{Rd}	**:** Birleşimin güvenli kesme kuvveti kapasitesi

V_{ucSol},$V_{ucSağ}$: Mekanizma hali ve düşey yük etkilerinin birleştirilmesi durumunda kiriş uçlarında oluşan toplam kesme kuvveti

V_y : Panel bölgesinin kesme etkisinde akma dayanımı

w_{cf} : Öngermeli yüksek dayanımlı bulonların kullanılması durumunda, elemanlar için başlangıç rijitliği arttırma katsayısı

w_i, w_j : i ve j modlarına ait açısal frekans değeri

W_E : Dış kuvvetlerin yaptığı iş

W_I : İç kuvvetlerin yaptığı iş

W_p : Enkesit plastik mukavemet değeri

W_{pc} : Kolon enkesiti plastik mukavemet değeri

Y_p : Akma çizgisi parametresi

α_b, α_1, α_2, α_3, : Eurocode standartlarında bulonlarda ezilme sınır durumu ile ilgili katsayılar

β : Panel bölgesinde kesme davranışını dikkate alan bir katsayı

β_w : Eurocode standartlarında malzeme kalitesini dikkate alan bir katsayı

γ : Panel bölgesi kayma şekildeğiştirmesi oranı

γ_{Mo}, γ_{M2}, γ_{Mu} : Malzeme güvenlik katsayıları

γ_y : Panel bölgesi akma anı kayma şekildeğiştirmesi oranı

γ_2, γ_3 : Panel bölgesi ileri düzeyde kayma şekildeğiştirmesi oranları

$\Delta_i^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda herhangi bir kolon için ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi (m).

$\delta_{i,maks}^{(X)}$: (X) deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri (m).

ε : Malzeme şekildeğiştirme oranı

ε_{eng} : Mühendislik şekildeğiştirme değeri

ε_p : Malzeme plastik şekildeğiştirme oranı

ε_s : Malzeme pekleşme bölgesi sonu şekildeğiştirme oranı

ε_{true} : Gerçek şekildeğiştirme değeri

ε_u : Malzeme kopma anı şekildeğiştirme oranı

ε_y : Malzeme akma anı şekildeğiştirme oranı

ξ_n : Yapının n'inci moduna ait sönüm oranı

θ : Hayali olarak levha uç kısmına uygulanan dönme değeri

θ_b : Göreli kat öteleme açısı

θ_{maks} : Birleşimde görülen maksimum dönme değeri

θ_{maks},SDR_{maks} : Maksimum göreli kat ötelemesi oranı

θ_{nx} : Akma çizgileri arasındaki rijit plakaların rölatif dönmelerinin x koordinatına göre bileşeni

θ_{ny} : Akma çizgileri arasındaki rijit plakaların rölatif dönmelerinin y koordinatına göre bileşeni

κ : İzin verilen göreli kat ötelemelerinin tanımında betonarme ve çelik taşıyıcı sistemler için farklı olarak kullanılan katsayı

λ : Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında kullanılan ampirik katsayı

λ : Deprem ivme vektörünü değiştirme amaçlı kullanılan pozitif çarpan

λ_{hd} : Süneklik düzeyi yüksek yapılarda yerel burkulma narinlik sınır değeri

μ_T : Periyoda bağlı süneklik ifadesi

σ_{eng} : Mühendislik gerilme değeri

σ_p : Malzeme plastik gerilme değeri

σ_{true} : Gerçek gerilme değeri

ϕ : Bulon standart delik çapı

$\phi_{gerekli}$: Talep edilen dönme değeri

ϕ_{temas} : Temas anı dönme değeri

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Çelik profil bilgileri. **17**
Çizelge 2.2 : Çelik plaka bilgileri. **18**
Çizelge 2.3 : Çekme testi numuneleri. **18**
Çizelge 2.4 : Çelik malzeme çekme testi sonuçları (ortalama değer). **19**
Çizelge 2.5 : Tork değerleri ve ölçülen öngerme kuvvetleri (kN). **20**
Çizelge 2.6 : Test sonuçları genel özeti. **64**
Çizelge 2.7 : EN 1993-1-8 (2005) standardına göre birleşimlerin sınıflandırılması. . **72**
Çizelge 3.1 : Bulon malzemesi gerilme plastik şekildeğiştirme değerleri (F_{yb}=900 MPa, F_{ub}=1000 MPa) **76**
Çizelge 3.2 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=20 mm). **77**
Çizelge 3.3 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=15 mm). **78**
Çizelge 3.4 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=10 mm). **78**
Çizelge 3.5 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (HE300B). **78**
Çizelge 3.6 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=10 mm)). **79**
Çizelge 3.7 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=15 mm)). **79**
Çizelge 3.8 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=20 mm)). **79**
Çizelge 3.9 : Akma çizgileri yöntemine göre 10 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi. **90**
Çizelge 4.1 : Histeretik malzeme modeli parametreleri. **107**
Çizelge 5.1 : 4 ve 8 katlı binalarda kullanılan eleman enkesit bilgileri. **124**
Çizelge 5.2 : Çerçevenin kenar ve orta bölgelerinde bulunan panel bölgelerinde kullanılan ilave takviye levhası kalınlık bilgileri. **131**
Çizelge 5.3 : Modal analiz sonuçları. **141**
Çizelge 5.4 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları. **144**
Çizelge 5.5 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (4.katlı yapı, H1 doğrultusu). **150**
Çizelge 5.6 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (4.katlı yapı, H2 doğrultusu). **151**
Çizelge 5.7 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (8.katlı yapı, H1 doğrultusu). **152**
Çizelge 5.8 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (8.katlı yapı, H2 doğrultusu). **153**
Çizelge 5.9 : Medyan göçme kapasiteleri S_{CT} (g). **167**
Çizelge G.1 : Birleşimin mekanik özellikleri. **217**
Çizelge G.2 : Birleşimin geometrik özellikleri. **218**

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimi. **4**
Şekil 1.2 : Kiriş yüksekliğince alın levhalı bulonlu birleşim görünümü (Flush end-plate). **5**
Şekil 1.3 : Uzun alın levhalı bulonlu birleşim görünümü (Extended end-plate). **5**
Şekil 2.1 : Test edilmesi planlan farklı alın levhası yükseklikleri ve bulon sayıları. . **14**
Şekil 2.2 : T3-20 numunesine ait birleşim detayı. **14**
Şekil 2.3 : Çevrimsel tekrarlı yükleme için planlanan deney düzeneği. **15**
Şekil 2.4 : Çevrimsel tekrarlı yükleme için planlanan deney düzeneği (fotoğraf görünümü). **16**
Şekil 2.5 : Çekme testi numunelerinin boyutları. **18**
Şekil 2.6 : Skidmore Wilhelm cihazı ile yapılan ölçümler. **20**
Şekil 2.7 : Teste hazır birleşim bölgesi detayı. **22**
Şekil 2.8 : Yanal hareket önleyici çerçeve. **23**
Şekil 2.9 : Yanal hareket önleyici çerçeve ve kullanılan teflon yüzeyler. **23**
Şekil 2.10 : Deneyler sonunda hidrolik aktüatör başlıklarının sökülmesi. **24**
Şekil 2.11 : Kolon mesnet bölgeleri. **25**
Şekil 2.12 : Yerdeğiştirme ölçerlerin yerleşimi. **27**
Şekil 2.13 : Şekildeğiştirme ölçerlerin yerleşimi. **28**
Şekil 2.14 : Yükleme Protokolü. **29**
Şekil 2.15 : Pilot numune (test öncesi). **30**
Şekil 2.16 : Pilot numune (test sonrası). **31**
Şekil 2.17 : Kiriş gövdesi yırtılması. **31**
Şekil 2.18 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. **31**
Şekil 2.19 : T1-10 numunesi (test öncesi). **32**
Şekil 2.20 : T1-10 numunesi (test sonrası). **33**
Şekil 2.21 : Alın levhası sünek yırtılması. **33**
Şekil 2.22 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. **33**
Şekil 2.23 : T1-15 numunesi (test öncesi). **34**
Şekil 2.24 : T1-15 numunesi (test sonrası). **35**
Şekil 2.25 : Alın levhası sünek yırtılması ve kiriş gövdesi ani yırtılması. **35**
Şekil 2.26 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. **35**
Şekil 2.27 : T1-20 numunesi (test öncesi). **36**
Şekil 2.28 : T1-20 numunesi (test sonrası). **37**
Şekil 2.29 : Kiriş gövdesi yırtılması. **37**
Şekil 2.30 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. **37**
Şekil 2.31 : T2-10 numunesi (test öncesi). **38**
Şekil 2.32 : T2-10 numunesi alın levhası eğilme deformasyonu (test sonrası). **39**
Şekil 2.33 : Alın levhası sünek yırtılması. **39**
Şekil 2.34 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. **39**
Şekil 2.35 : T2-15 numunesi (test öncesi). **40**
Şekil 2.36 : T2-15 numunesi alın levhası eğilme deformasyonu (test sonrası). **41**

Şekil 2.37 : Alın levhası sünek yırtılması. ... **41**
Şekil 2.38 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **41**
Şekil 2.39 : T2-20 numunesi (test öncesi). ... **42**
Şekil 2.40 : T2-20 numunesi (test sonrası). ... **43**
Şekil 2.41 : Kiriş gövdesi yırtılması. ... **43**
Şekil 2.42 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **43**
Şekil 2.43 : T3-10 numunesi (test öncesi). ... **44**
Şekil 2.44 : T3-10 numunesi (test sonrası). ... **45**
Şekil 2.45 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma. ... **45**
Şekil 2.46 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **45**
Şekil 2.47 : T3-15 numunesi (test öncesi). ... **46**
Şekil 2.48 : T3-15 numunesi (test sonrası). ... **47**
Şekil 2.49 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma. ... **47**
Şekil 2.50 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **47**
Şekil 2.51 : T3-20 numunesi (test öncesi). ... **48**
Şekil 2.52 : T3-20 numunesi (test sonrası). ... **49**
Şekil 2.53 : Kiriş gövdesi yırtılması. ... **49**
Şekil 2.54 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **49**
Şekil 2.55 : T4-10 numunesi (test öncesi). ... **50**
Şekil 2.56 : T4-10 numunesi (test sonrası). ... **51**
Şekil 2.57 : Alın levhası sünek yırtılması. ... **51**
Şekil 2.58 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **51**
Şekil 2.59 : T4-15 numunesi (test öncesi). ... **52**
Şekil 2.60 : T4-15 numunesi (test sonrası). ... **53**
Şekil 2.61 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma. ... **53**
Şekil 2.62 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **53**
Şekil 2.63 : T4-20 numunesi (test öncesi). ... **54**
Şekil 2.64 : T4-20 numunesi (test sonrası). ... **55**
Şekil 2.65 : Kiriş gövdesi yırtılması. ... **55**
Şekil 2.66 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **55**
Şekil 2.67 : T5-10 numunesi (test öncesi). ... **56**
Şekil 2.68 : T5-10 numunesi (test sonrası). ... **57**
Şekil 2.69 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma. ... **57**
Şekil 2.70 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **57**
Şekil 2.71 : T5-15 numunesi (test öncesi). ... **58**
Şekil 2.72 : T5-15 numunesi (test sonrası). ... **59**
Şekil 2.73 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma. ... **59**
Şekil 2.74 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **59**
Şekil 2.75 : T5-20 numunesi (test öncesi). ... **60**
Şekil 2.76 : T5-20 numunesi (test sonrası). ... **61**
Şekil 2.77 : Kiriş gövdesi yırtılması. ... **61**
Şekil 2.78 : Birleşimin moment-dönme eğrisi. ... **61**
Şekil 2.79 : Alın levhası kalınlığının birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi. ... **65**
Şekil 2.80 : İnce-orta-kalın levha davranışı. ... **66**
Şekil 2.81 : Moment-şekildeğiştirme eğrileri (SG7). ... **67**
Şekil 2.82 : Numunelere ait alın levhası ve kiriş gövdesi deformasyonları. ... **68**
Şekil 2.83 : Testler sonucunda bulonların şekil değiştirme durumu. ... **68**
Şekil 2.84 : Alın levhası yüksekliğinin birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi. ... **69**

Şekil 2.85 : Kullanılan bulon sıra sayısının birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi. **70**
Şekil 3.1 : Pilot numune sonlu eleman modeli. **73**
Şekil 3.2 : Pilot numune kiriş-kolon birleşim detayı. **74**
Şekil 3.3 : Doğrusal burkulma analizi, Pilot numune 1. mod şekli (şekil büyütme katsayısı: 100). **75**
Şekil 3.4 : Bulon malzemesi mühendislik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi. **76**
Şekil 3.5 : Analizlerde kullanılan farklı tip alın levhaları ve bulonlar için sonlu eleman ağları. **81**
Şekil 3.6 : T5-10 numunesine ait sonlu eleman ağı. **81**
Şekil 3.7 : Analiz sonuçları ile deney sonuçlarının karşılaştırılması. **83**
Şekil 3.8 : T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerine ait von-Mises gerilmeleri ve şekil değiştirme durumları. **84**
Şekil 3.9 : T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerine ait eşdeğer plastik şekildeğiştirme dağılımları. **85**
Şekil 3.10 : Deneysel çalışmalar ve SEY analizleri sonucu elde edilen akma çizgileri ve gerilme konturu (von-Mises). **87**
Şekil 3.11 : T1, T2 ve T3 tipi alın levhası detaylarında görülen akma çizgileri. **89**
Şekil 3.12 : Akma çizgileri yöntemi ile hesaplanan eğilme momenti kapasitelerinin deney sonuçları ile karşılaştırılması (t=10 mm). **91**
Şekil 3.13 : Bileşen yöntemine göre alın levhalı birleşimlerin davranışını etkileyen elemanlar. **93**
Şekil 3.14 : Alın levhalı birleşimler için önerilen Mekanik model. **93**
Şekil 3.15 : Birleşimin dönme rijitliğinin hesaplanma şeması. **94**
Şekil 3.16 : Kısa alın levhalı birleşimler için Mekanik model. **95**
Şekil 3.17 : Kiriş başlığı ile kolon başlık yüzeyinin teması. **98**
Şekil 4.1 : Histeretik davranış modeli ile T4-15 numunesine ait deney sonuçlarının karşılaştırılması. **107**
Şekil 4.2 : Histeretik davranış modeli ile T5-15 numunesine ait deney sonuçlarının karşılaştırılması. **107**
Şekil 4.3 : Normal kat sistem planı. **109**
Şekil 4.4 : Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve modeli. **111**
Şekil 5.1 : Normal kat planı. **123**
Şekil 5.2 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri (4-katlı yapı). **123**
Şekil 5.3 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri (8-katlı yapı). **124**
Şekil 5.4 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti bölümü. **125**
Şekil 5.5 : Normal kat planı düşey yük dağılımları. **127**
Şekil 5.6 : Moment aktaran çerçeve ile eşdeğer tek açıklıklı çerçeveye ait detaylı hazırlanan iki boyutlu analitik model. **128**
Şekil 5.7 : Panel bölgesi detayı (Parallelogram model). **131**
Şekil 5.8 : Panel bölgelerinde kesme kuvveti-kayma şekildeğiştirmesi eğrileri için önerilen model (Gupta ve Krawinkler, 1999). **132**
Şekil 5.9 : Panel bölgesi kuvvet çiftleri gösterimi. **133**
Şekil 5.10 : Rayleigh sönümü gösterimi. **135**
Şekil 5.11 : Orjinal kiriş elemanı ve elastik kiriş-yay eleman modeli. **137**
Şekil 5.12 : Elastik kiriş elemanı için rijitlik matrisi. **138**
Şekil 5.13 : Orjinal kiriş elemanı için rijitlik matrisi. **139**
Şekil 5.14 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları (4 katlı yapı). **145**
Şekil 5.15 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları (8 katlı yapı). **145**
Şekil 5.16 : 8 katlı binaya ait göçme mekanizması, Model BF. **147**

Şekil 5.17 : 8 katlı binaya ait göçme mekanizması, Model GF. **148**
Şekil 5.18 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (4 katlı bina H1 doğrultusu)..... **154**
Şekil 5.19 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (4 katlı bina H2 doğrultusu)..... **155**
Şekil 5.20 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (8 katlı bina H1 doğrultusu)..... **155**
Şekil 5.21 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (8 katlı bina H2 doğrultusu)..... **156**
Şekil 5.22 : Tipik bir artımsal dinamik analiz eğrisi. **158**
Şekil 5.23 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Amagasaki kaydı, 1995 Kobe (Japonya) depremi. **158**
Şekil 5.24 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Düzce kaydı, 1999 Kocaeli depremi. **159**
Şekil 5.25 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Kaiapoi North School kaydı, 2010 Darfied (Yeni Zelanda) depremi. **159**
Şekil 5.26 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, LA - Saturn St kaydı, 1994 Northridge-01 depremi. **160**
Şekil 5.27 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Sanjo Shinbori kaydı, 2007 Chuetsu-oki (Japonya) depremi. **160**
Şekil 5.28 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, North Palm Springs kaydı, 1992 Landers depremi. **161**
Şekil 5.29 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Abeno kaydı, 1995 Kobe (Japonya) depremi. **161**
Şekil 5.30 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Göynük kaydı, 1999 Kocaeli depremi. **162**
Şekil 5.31 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, DORC kaydı, 2010 Darfied (Yeni Zelanda) depremi. **162**
Şekil 5.32 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, El Centro Array#13 kaydı, 1979 Imperial Valley-06 depremi. **163**
Şekil 5.33 : Taban kesme kuvveti-1.kat göreli kat ötelemesi oranı. **164**
Şekil 5.34 : Çoklu artımsal dinamik analiz sonuçları (4 katlı yapı). **165**
Şekil 5.35 : Çoklu artımsal dinamik analiz sonuçları (8 katlı yapı). **165**
Şekil 5.36 : Göçme durumu için kırılganlık eğrisi (4 katlı yapı). **166**
Şekil 5.37 : Göçme durumu için kırılganlık eğrisi (8 katlı yapı). **166**
Şekil A.1 : İmalat çizimleri (1/3). **186**
Şekil A.2 : İmalat çizimleri (2/3). **187**
Şekil A.3 : İmalat çizimleri (3/3). **188**
Şekil B.1 : İmalat fotoğrafları (1/4). **189**
Şekil B.2 : İmalat fotoğrafları (2/4). **190**
Şekil B.3 : İmalat fotoğrafları (3/4). **191**
Şekil B.4 : İmalat fotoğrafları (4/4). **192**
Şekil C.1 : YHÖÇ İmalat çizimleri (1/3). **193**
Şekil C.2 : YHÖÇ İmalat çizimleri (2/3). **194**
Şekil C.3 : YHÖÇ İmalat çizimleri (3/3). **195**
Şekil D.1 : YHÖÇ İmalat fotoğrafları (1/2). **196**
Şekil D.2 : YHÖÇ İmalat fotoğrafları (2/2). **197**
Şekil E.1 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=20 mm. **198**
Şekil E.2 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=15 mm. **198**
Şekil E.3 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=10 mm. **198**

Şekil E.4 : Malzeme çekme testi sonucu, HE300B profili. **199**
Şekil E.5 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip1. ..... **199**
Şekil E.6 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip2. ..... **199**
Şekil E.7 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip3. ..... **200**
Şekil F.1 : Pilot numuneye ait moment-uzama oranı eğrileri. **201**
Şekil F.2 : T1-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **202**
Şekil F.3 : T1-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **203**
Şekil F.4 : T1-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **204**
Şekil F.5 : T2-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **205**
Şekil F.6 : T2-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **206**
Şekil F.7 : T2-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **207**
Şekil F.8 : T3-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **208**
Şekil F.9 : T3-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **209**
Şekil F.10 : T3-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **210**
Şekil F.11 : T4-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **211**
Şekil F.12 : T4-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **212**
Şekil F.13 : T4-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **213**
Şekil F.14 : T5-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **214**
Şekil F.15 : T5-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **215**
Şekil F.16 : T5-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri. **216**
Şekil G.1 : T5-20 numunesi birleşim detayı. **217**
Şekil H.1 : T4-10 numunesi birleşim detayı. **224**
Şekil I.1 : Çerçeve üzerinde düğüm noktasının yeri (4 katlı yapı). **229**
Şekil I.2 : Düğüm noktası detayı. **229**
Şekil I.3 : Mekanizma durumu ve düşey yüklerden gelen etkilerin birleştirilmesi. **231**

KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN ÇEVRİMSEL TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE DEPREM ETKİLERİ ALTINDA YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI

ÖZET

Bu çalışmanın ilk kısmı, eğilme momenti aktarmadığı varsayılan ve başlangıç rijitliği ihmal edilen kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin doğrusal olmayan davranışının araştırılmasına yönelik deneysel çalışma sonuçlarını içermektedir. Rijitlik ve dayanım bakımından bu tür birleşimlerin çevrimsel davranışlarının anlaşılabilmesi amacı ile 16 adet numune tekrarlı yükler altında test edilmiştir. Çalışma kapsamında test edilen numunelerin sonlu eleman modelleri hazırlanarak deneysel sonuçlar ile uyumluluğu gösterilmiştir. Alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve bulon sıra sayısının birleşimin doğrusal olmayan davranışına olan etkisi deneysel çalışma ve sonlu eleman analizleri yardımı ile araştırılmıştır. Deneysel çalışma ile moment-dönme ilişkileri elde edilen birleşimlerin, başlangıç rijitlikleri, eğilme momenti kapasiteleri ve dönme kapasiteleri belirlenmiştir. Deneysel ve sonlu eleman analiz sonuçlarına göre, alın levhası kalınlığı ve alın levhası yüksekliğinin arttırılmasının birleşimin eğilme momenti dayanımını arttırdığı gözlemlenirken, bulon sıra sayısının birleşimin doğrusal olmayan davranışına etkisinin önemli bir düzeyde olmadığı görülmüştür. Yapılan çalışmalar sonucunda bu tür birleşimlerin başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde, kiriş gövdesinde oluşan çekme gerilmeleri belirleyici olmaktadır. Ayrıca birleşimlerin alın levhası yüksekliğinin arttırılması ile birlikte başlangıç rijitliklerinin arttığı gözlemlenmiştir. Alın levhası kalınlığının veya kullanılan bulon sıra sayısının arttırılmasının birleşimlerin başlangıç rijitliğine önemli bir etkisi olmamıştır. Yapılan çalışmaya göre, ince alın levhası kullanılması durumunda birleşimin eğilme momenti kapasitesinde alın levhasının eğilme momenti kapasitesi belirleyici olmaktadır. Bu nedenle bu tür birleşimler için akma çizgisi parametresi ve eğilme momenti kapasitesi, deney sonuçları ve sonlu eleman analizlerine göre elde edilen akma çizgileri üzerinden virtüel iş teoremine göre oluşturulan denklemler yardımı ile hesaplanmıştır. Ayrıca, bileşen yöntemi kullanılarak kısa alın levhalı birleşimlerin, başlangıç rijitliğinin hesabı gösterilmiştir. Deneysel çalışmalar ile birlikte bu tür birleşimlerin uygun bir şekilde tasarlanması durumunda, Avrupa Standartlarına göre yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılabileceği gösterilmiştir.

Çalışmanın ikinci kısmında, deneysel çalışma ile elde edilen birleşim davranış modeli yapı sistemine entegre edilerek, bu tür birleşimlerin yapı davranışına olan katkıları araştırılmıştır. Bu amaç doğrultusunda, Türkiye'de tasarımı planlanan, taşıyıcı sistemi sadece düşey yük taşımak üzere tasarlanan çerçeve sistemi ile bina çevresinde teşkil edilen süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşan örnek çelik binalarda, sadece düşey yük taşıyan çerçeve sistemlerinin yapının göçme kapasitesine olan etkisi araştırılmıştır. Sadece düşey yükleri taşıyan çerçeve sisteminin kiriş-kolon birleşimleri kısa alın levhalı bulonlu bağlantılar olarak tasarlanmıştır. Bu amaçla,

yürürlükteki yönetmelik ve standartlar esas alınarak, 4- ve 8-katlı tipik çelik binaların tasarımı yapılmıştır. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin moment-dönme davranışı, deneysel sonuçlar esas alınarak kalibre edilen analitik model kullanılarak temsil edilmiştir. 4- ve 8-katlı bina taşıyıcı sistemlerinin göçme performansının değerlendirilmesi ve göçme anına kadar yapı davranışının izlenmesi amacı ile, sadece düşey yük taşıyan çerçevelerin dikkate alındığı ve alınmadığı iki boyutlu analitik modellerin, doğrusal olmayan statik itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Sadece düşey yük taşıyan çerçeve sistemlerin yapıya sağladığı avantajlar ve modeller arasındaki yapısal davranış farklılıkları araştırılmıştır. Yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizlerinde, doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçlarına göre, yanal yük taşıma kapasitesinde artış, birinci kat göreli kat ötelemesi değerlerinde azalma görülmüştür. Yapılan analizler sonucunda, kısa alın levhalı birleşimlerin kullanıldığı sadece düşey yük taşıyan çerçevelerin yapıya ilave rijitlik ve dayanım kazandırdığı ve şiddetli deprem etkileri altında yapının göreli kat öteleme değerlerini ve göçme olasılığını önemli ölçüde azalttığı sonucuna ulaşılmıştır.

THE STUDY OF THE BEHAVIOR OF HEADER END-PLATE BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS UNDER CYCLIC LOADS AND THE INVESTIGATION OF THEIR CONTRIBUTIONS TO STRUCTURAL BEHAVIOR UNDER SEISMIC EFFECTS

SUMMARY

After the 1994 Northridge earthquake, bolted end-plate connections have seen a rise in popularity as engineers seek alternatives to the welded connections. The use of bolted end-plate connections has become popular due to ease of fabrication, erection and proper seismic behavior. Header end-plate connection is a kind of bolted end-plate connections whose length is less than the depth of the beam. Moment-rotation characteristics of these type of steel connections are indicative of the connection's stiffness, strength and ductility.

Most of the experimental studies were conducted on monotonic loading on header end-plate connections. The lack of cyclic test results of header end-plate connections motivated the study presented in the thesis. That's why, the hysteretic response of this type of connection must be investigated to better understand the behavior of structural system under seismic loads when these connections are used as a beam-to-column connections. Therefore, we experimentally investigated nonlinear behavior of bolted header end-plate connections under cyclic loading in this study.

The behavior of the bolted header end-plate steel connections is entirely dependent upon and highly sensitive to the connection's geometric variables. It is essential that the influence of these parameters on the performance of header end-plate connections must be investigated to make proper assessment. The first part of the study presents the results from experimental study on the actual behavior of header end-plate connections whose flexural moment capacity and initial rigidity are neglected during the desing procedures. To better understand the hysteretic behavior of these connections in terms of the stiffness and the strength, sixteen specimens were considered and subjected to cyclic loads. The moment-rotation relations of the connections governed by three parameters such as, initial stiffness, moment capacity and rotation capacity were obtained. Results revealed that the moment capacity increases with the increase in end-plate thickness and depth of the connection. However, for the equal connection depth, increasing the number of bolt rows has not influenced the connection behavior remarkably. Also results show that beam web strains due to tensile forces control the initial stiffness of the header end-plate connection. Increasing the end-plate thickness and number of bolt rows has not influenced the initial stiffness of the connection substantially.

In order to identify the effect of different parameters on the behavior of connection and to understand important local effects which are difficult to measure with sufficient accuracy, 3-D FE models which account for both geometrical and material nonlinearities are developed. Furthermore, the flexural strength of the connections with thin end-plate was determined by using yield line analysis which estimates the

yield moment of the end-plate. For this purpose, based on the experimental and the FE analyses results, yield line patterns were determined and in order to obtain the flexural strength, the equality of the work done by the internal forces to that done by the external forces is generated. In addition, initial stiffness of the end-plate connections was estimated based on the simulation of the connection by using a set of rigid or flexible components. Tests on the header end-plate connections revealed that the behavior of the specimens with the end-plate thickness of t=15 mm and t=20 mm has satisfied requirements stipulated by the european standards for partial strength and semi-rigid connections. However, the connection with 20 mm thick end-plate exhibited insufficient behavior in terms of ductility and rotation capacity.

Based on the test and finite element analysis results, the behavior of header end-plate connections is controlled by two limit states such as end-plate tearing and rupture of the beam web. According to this study, thin plate behavior should be adopted to ensure that the connections have enough rotation capacity under cyclic loading when more energy dissipation is intended during the earthquakes. Therefore, a limit for header end-plate thickness, called critical thickness, was defined in the study to distinguish between thick and thin end-plate behavior.

Before the Northridge earthquake, welded moment resisting frames had been considered to be the most ideal structural system. Following the Northridge Earthquake a lot of steel moment resisting frames experienced beam-to-column fractures. The damage observed after the earthquake ranged from minor cracking to completely severed members. However, structural collapse was not observed after the Northridge earthquake. The most likely reason that the buildings remained standing is that the gravity framing acted as a “backup system” preventing structural collapse. The damage observed after the Northridge Earthquake exposed weakness of design procedures and led to the development of performance-based guidelines.

Secondary systems such as the gravity framing system are typically ignored in seismic performance assessment of structures. The simple connections such as header end-plate connections that may be used in gravity frames are assumed to provide minimal lateral resistance to the structure. However, quasi-static experimental tests show that header end-plate connections have some inherent flexural capacity reaching up to 34% of the plastic flexural capacity M_p, of the gravity beam with increasing strength and stiffness at large displacements. Thus, it may be possible to provide a contribution to the energy dissipated during the earthquake, if gravity frames with these types of connections are used combining with the special moment frames.

In most of the studies conducted, beam-to-column connections of the interior gravity frames are typically designed with shear tab connections. The motivation for the study presented here was the lack of studies where the header end-plate beam-to-column connections are used as the connections of gravity frames.

The second part of the study presents the influence of gravity framing on the collapse risk of steel frame buildings with perimeter special moment frames (SMFs) designed in Turkey. For this, four- and eight-story buildings have been designed considering the related current codes and standards in Turkey. Header end-plate connections were used for the beam-to-column joints of the gravity frame system. A nonlinear analytical model that simulates the hysteretic behavior of header end-plate connections was calibrated with experimental test results obtained during the study. The lateral force resisting system of the buildings consists of special moment frames with reduced beam section in both principle directions.

For each building, two different models have been developed. The first model ignores the gravity framing by assuming that the beam-to-column connections in interior gravity frame are acting as pinned as assumed in practical engineering and all the gravity columns have zero rotational stiffness (named BF model). The second model considers the gravity framing (named GF model). All the models ignore the presence of composite slab. A concentrated plasticity approach was used herein to simulate the inelastic behavior of lateral force resisting system of the buildings. A fictitious single-bay frame is attached to the main SMF using axially rigid trusses to account for the gravity framing as part of 2D analytical model representations of the same steel building in its East-West loading direction. Geometric nonlinearities are captured using the simplified P-Delta formulation in the analytical models. Doubler plates were inserted at the panel zones of the interior SMF columns to satisfy the shear requirement. Steel SMFs were designed with strong column/weak beam ratios larger than 1.0. Rayleigh damping was incorporated in the analytical models. The stiffness-proportional term was assigned to elastic beam and column elements while the mass-proportional term was assigned to all the frame nodes. Two percent Rayleigh damping ratio was assigned at the first and third mode of all buildings.

The nonlinear static pushover analysis (NSPA) has much value in understanding significant characteristics that are not being explored in a nonlinear response history analysis (NRHA). In a pushover analysis, engineers generally focus on the demand/capacity ratio rather than visualization of the building behavior. Therefore, it is proposed to employ a combination of NSPA and NRHAs to understand the seismic performance of steel buildings with SMFs. Hence, nonlinear static pushover analysis (NSPA) and nonlinear response history analyses (NRHAs) were implemented for both four-story and eight-story steel buildings with and without the gravity framing to quantify their collapse performance and monitor the system-level seismic response of the building through collapse. The advantage of presence of the gravity framing is investigated and differences in structural responses between the models are also examined. 2D analytical model simulations were successfully conducted. The following conclusions were drawn from this study.

The existing rules in TSCB are found to be very strict for the control of story drift ratios during the design process, leading to overly rigid buildings. To mitigate the requirements of inter-story drift ratio, these rules should be updated. The period of vibration of the analysed structures decreases when the gravity frame is considered as a part of the structural system. However, since the steel buildings designed in accordance with TSCB are very rigid, the decrease in the vibration period is low.

When the models were excited by different ground motions, median responses of the detailed models showed an increase in lateral force carrying capacity and a decrease in first-story drift demand, compared to the nonlinear static pushover analyses results. In addition, steel frame buildings with SMFs achieve a static over-strength factor larger than code-specified over-strength factor (D=3) regardless of the considering gravity framing.

Dynamic shaking effects caused the engineering demands to change from the static case. As a result of the higher mode effects, the taller the buildings the larger dynamic amplification of story shear forces of the building. Therefore, it is clear that quantification of demand parameters from NSPA only is questionable for structures that have considerable higher mode effects.

Gravity frames can contribute to the mitigation of drift demands by adding lateral stiffness and strength. When considering gravity framing, as a result of the pushover (PO) analyses, the base shear strength was obtained 18.5% and 10.8% larger than that of the bare frame only for the four-story and eight-story buildings respectively. As a result of the incremental dynamic analyses, the median collapse intensity of the buildings was average increased about of 27% compared with bare BF models for both of buildings.

Models that include the interior gravity frames had smaller drift demands and greater global drift capacity of the buildings than those without. Bottom story collapse mechanism that is not a desirable scenario for ductile design, is triggered when the gravity framing is not regarded as a part of the building during the nonlinear dynamic analyses. The gravity framing system appears to be effective at providing reserve strength and stiffness to the system which helps to prevent or delay collapse. The probability of collapse decreased significantly when the gravity framing is included in the analysis. Incorporation of the gravity framing improved the collapse capacity based on the FEMA P-695 methodology.

1. GİRİŞ

Türkiye gibi deprem riski yüksek olan ülkelerde yapının doğrusal olmayan davranışının tanımlanması oldukça önemlidir. Bu davranışın belirlenmesinde, yapının yanal yük taşıyıcı sistemini oluşturan kiriş, kolon ve özellikle kiriş-kolon birleşimlerinin davranışları etkin rol oynar. Yapısal çelik birleşimleri mühendislik uygulamalarında mafsallı veya moment aktaran birleşimler olarak sınıflandırılırlar. Ancak sınırlı rijitlik ve dayanıma sahip mafsallı olarak idealize edilen birleşimlerin moment-dönme ilişkileri tanımlandığında, diğer bir birleşim sınıfı olan yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılması mümkün olabilmektedir. Kiriş-kolon birleşimlerinin sınırlı rijitlik ve eğilme momenti dayanımına sahip olmasına rağmen, yapı sisteminin davranışına önemli oranda katkı sağlayabileceği düşünülmektedir.

Northridge depreminde çok sayıda moment aktaran çelik çerçevenin kaynaklı birleşimlerinde gevrek kırılmalar ile birlikte büyük hasarların ortaya çıkması, araştırmacıları sünek davranışın sağlanması konusunda çalışmalara yönlendirmiştir. Bu durumda bağlantıların bulonlar ile sağlandığı yarı-rijit birleşimlerin doğru tasarlandığı taktirde deprem etkileri altında yeterli dayanım, rijitlik ve süneklik gösterdiği ve kaynaklı rijit bağlantılara göre daha elverişli sonuçlar ortaya çıkardığı gözlenmiştir.

Bu çalışma kapsamında sınırlı rijitlik ve eğilme momenti dayanımına sahip olan kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel moment-dönme ilişkisinin elde edilmesi ve deprem etkileri altında bu tür kiriş-kolon birleşimlerinin, yapı sisteminin rijitliğine, enerji sönümleme kapasitesine ve göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasına olan katkılarının araştırılması amaçlanmıştır. Çalışmanın tamamı genel olarak altı bölümde sunulmuştur. Birinci bölümde, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin genel tanımı yapılmış ve mevcut çalışmalar değerlendirilmiştir. Çalışmanın ikinci bölümü, bu tür birleşimlerin moment-dönme ilişkilerinin elde edilmesi ve farklı parametrelerin birleşimin davranışına olan etkilerini gözlemleme amacı ile yapılan deneysel çalışmaları kapsamaktadır. Çalışmanın üçüncü bölümü, deneysel çalışmalar sırasında test edilen numunelerin sonlu eleman modellerinin

oluşturulmasını ve sonuçlarının deney sonuçları ile karşılaştırılmasını içermektedir. Ayrıca bu bölümde, bu tür birleşimlerin başlangıç rijitliği, eğilme momenti kapasitesi ve alın levhası kritik kalınlığının belirlenmesine yönelik nümerik çalışmalar yer almaktadır. Çalışmanın dördüncü bölümünde, deneysel sonuçlar esas alınarak analitik çevrimsel moment-dönme eğrisi modeli geliştirilmiştir. Çalışmanın beşinci bölümünde TBDY (2018)'e göre tasarlanmış, düşey yük çerçevelerinde kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin kullanıldığı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların deprem etkileri altında yapı davranışı araştırılmıştır. Düşey yük çerçevelerinin (Gravity Frame, GF) dikkate alındığı ve alınmadığı yapısal modellerin analiz sonuçları karşılaştırmalı bir şekilde değerlendirilerek kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin kullanıldığı düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkıları incelenmiştir. Yapılan çalışmaların tamamı altıncı bölümde kısaca özetlenerek açıklanmıştır.

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin tasarımı sadece kesme kuvveti etkisi altında yapılmaktadır. Ancak bu tür birleşimler, alın levhasının kalınlığı, yüksekliği ve bulon yerleşimine göre belirli bir rijitliğe sahip olarak eğilme momenti etkilerinin de aktarılmasını sağlamaktadır (Aggarwal, 1990). Dolayısıyla birleşimlerin tasarımında eğilme momenti nedeniyle oluşacak etkilerin de dikkate alınması ve buna bağlı olarak moment-dönme davranışlarının elde edilmesi gerekmektedir.

Bu çalışma ile kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel moment-dönme ilişkisi için analitik bir model geliştirilmesi ve bu modelin yapı sistemlerinin tasarımında kullanılması öngörülmektedir. Böylece, mevcut literatür içinde yer almayan çevrimsel moment-dönme eğrisi tanımlanarak yapı sistemlerinin özellikle deprem etkileri altındaki davranışlarının daha iyi bir yaklaşıklıkla tahmin edilmesi sağlanacaktır.

Kiriş-kolon birleşim bölgelerinin davranışı en güvenilir şekilde deneysel çalışmalar ile elde edilmektedir. Ancak mühendislik uygulamalarında deneysel çalışmalar ile davranışın belirlenmesi maliyet açısından zorluk getirmektedir. Bu nedenle deneysel çalışmalarla doğrulanmış matematiksel, analitik, mekanik veya sonlu eleman modellerinin hazırlanması araştırmacılara birleşimlerin doğrusal olmayan davranışları hakkında hızlı bir şekilde fikir sağlamaktadır.

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinde alın levhası kalınlığı, kullanılan bulon sıra sayısı ve alın levhası yüksekliği birleşimin doğrusal olmayan davranışını etkileyen en önemli parametrelerdir. Bu çalışma kapsamında, bu tür parametrelerin birleşimin moment-dönme ilişkilerine olan etkisi sonlu eleman analizleri ve deneysel çalışmalar ile gözlemlenmiştir.

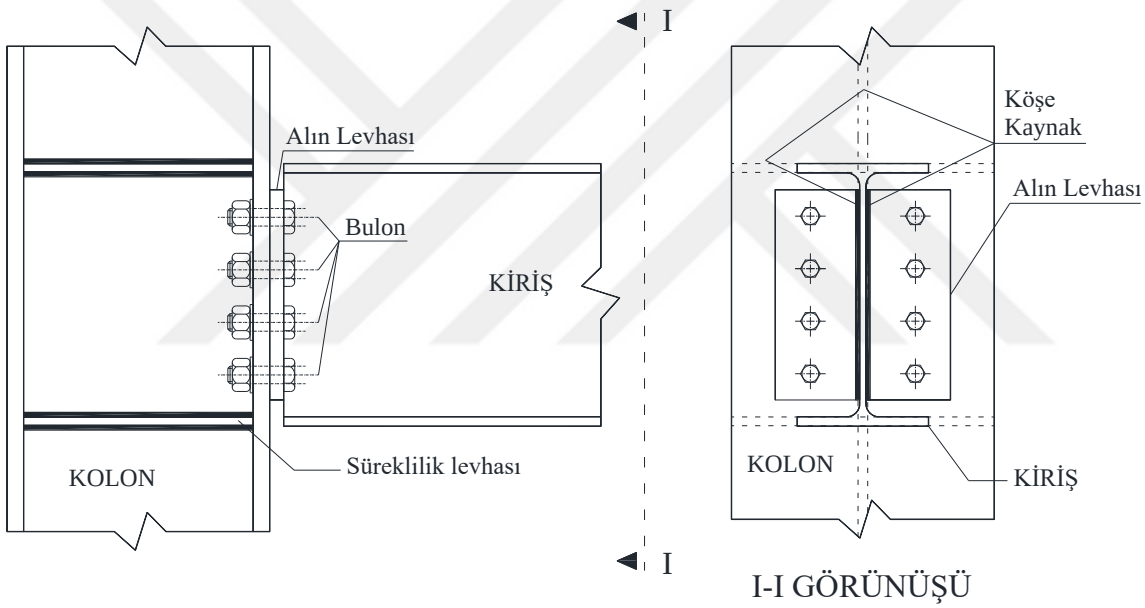
Moment aktaran çelik çerçeveli binaların düşey yük çerçevelerinde kullanılan kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel yükler etkisi altındaki doğrusal olmayan davranışı, deprem etkileri altında yapı davranışını önemli ölçüde etkilemektedir. Belirli bir rijitliğe ve eğilme momenti kapasitesine sahip olan bu tür birleşim davranışlarının taşıyıcı sistem analizlerinde dikkate alınması, yapıda yanal rijitliğin artmasına, göreli kat ötelemelerinin azalmasına ve ilave bir dayanım oluşmasına neden olmaktadır. Ayrıca yapıda sünek davranışın geliştirilmesi bakımından da katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

Çelik binaların tasarımında, yalnızca dayanım açısından yeterliliğin gösterilmesi tasarım açısından yeterli değildir. Yapısal ve yapısal olmayan elemanların hasar görmesini önlemek veya sınırlamak amacıyla göreli kat ötelemesi değerlerinin yönetmeliklerde belirtilen sınır değerleri aşmaması gerekmektedir. Özellikle deprem yüklerinin moment aktaran çerçeveler ile aktarıldığı çelik binaların dayanım bakımından yeterli güvenliğe sahip olmasına rağmen göreli kat ötelemesi sınır koşulundan dolayı, yapı sistemlerinde kullanılan kiriş ve/veya kolon enkesitlerinin büyütülmesi gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında mühendislik uygulamalarında mafsallı olarak idealize edilen kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin doğrusal olmayan davranışlarının yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınmasının yapıda ilave bir rijitlik ve dayanım oluşturduğu gösterilmiştir. Sonuç olarak, bu tür birleşimlerin yapı davranışına olan katkılarının tanımlanmasının ardından göreli kat ötelemesi sınır durumları nedeniyle enkesit büyütülmesine ihtiyaç duyulmaksızın tasarım tamamlanabilecek ve böylece daha ekonomik boyutlandırma mümkün olabilecektir. Bu amaçla kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin tekrarlı yükler altında moment-dönme ilişkilerinin tanımlanması gerekmektedir.

1.1 Literatür Araştırması

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri, alın levhası yüksekliğinin kiriş enkesiti yüksekliğinden daha küçük olduğu birleşimlerdir. Bu tür birleşimler, alın levhası ile

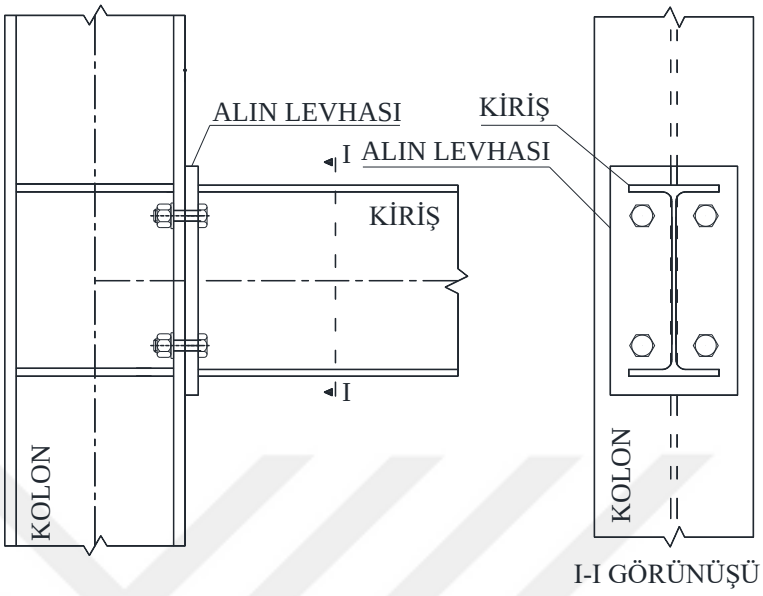
kiriş gövdesi arasında köşe kaynak, alın levhası ile kolon profil başlığı arasında ise bulonlu bağlantı kullanılarak teşkil edilmektedir (Şekil 1.1). AISC (1994)'e göre bu tür bağlantılar ikincil döşeme kirişlerinin birleşimleri olarak teşkil edilmesi durumunda kesme kuvveti etkili birleşimler olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca bu tür birleşimlerin davranışı çift korniyerli birleşimlerin davranışına benzetilmektedir (Chen ve diğ, 2011). Kishi ve diğ. (2004) çalışmalarında bu tür birleşimlerin mafsallı birleşimler kategorisinde değerlendirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Jaspart ve Demonceau (2008) çalışmalarında mafsallı birleşimler üzerine yoğunlaşarak, pratik uygulamalarda kullanılmak üzere, bu tür birleşimlerde yeterli süneklik ve dönme kapasitesini sağlamak amacı ile bazı kontrollerin ve gerekliliklerin bulunduğu tasarım dokümanı hazırlamışlardır.



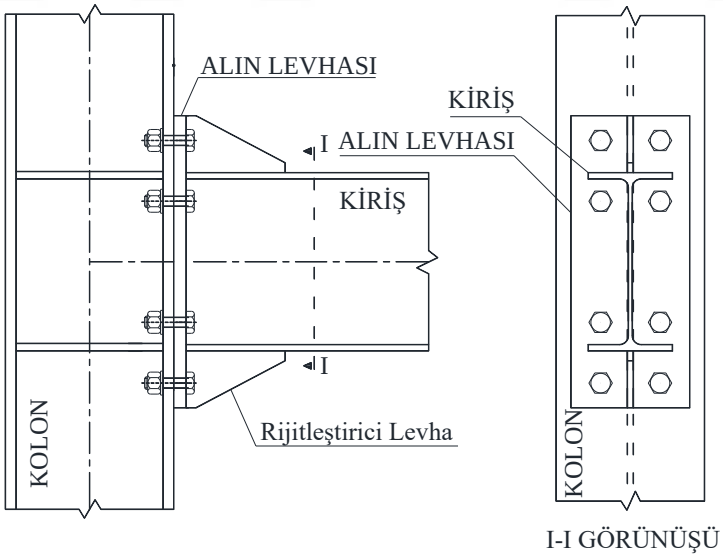
Şekil 1.1 : Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimi.

Alın levhalı birleşimler ile ilgili yapılan çalışmalar, daha çok moment aktaran çerçevelerin kiriş-kolon birleşimlerinde kullanılan ve alın levhası yüksekliğinin kiriş enkesit yüksekliğine eşit (kiriş yüksekliğince alın levhalı, (Flush end-plate) Şekil 1.2) veya kiriş enkesit yüksekliğinden daha yüksek olduğu (uzun alın levhalı, (Extended end-plate) Şekil 1.3) birleşimler üzerine yapılmıştır. Kısa alın levhalı birleşimlerden farklı olarak bu tür birleşimlerde kullanılan kiriş enkesiti, eğilme momenti aktaracak şekilde tasarlanır ve başlıklar da dahil olmak üzere kirişin tüm enkesiti ile alın levhası arasında kaynaklı birleşim, alın levhası ile kolon profil başlığı arasında yüksek

dayanımlı bulonların kullanıldığı bulonlu bir bağlantı teşkil edilerek birleşim detayı oluşturulmaktadır.



Şekil 1.2 : Kiriş yüksekliğince alın levhalı bulonlu birleşim görünümü (Flush end-plate).



Şekil 1.3 : Uzun alın levhalı bulonlu birleşim görünümü (Extended end-plate).

Sherif ve diğ. (2014) yapmış oldukları çalışmada kiriş yüksekliğince alın levhalı birleşimler üzerine deneysel çalışma yapmışlardır. Test edilen farklı kiriş ve kolon enkesitlerinin kullanıldığı numuneler ECP (2007) yönetmeliğine göre tasarlanmıştır.

Çalışmalar sonucunda bu tür birleşimlerin davranışının belirlenmesinde alın levhası kalınlığının belirleyici olduğu belirtilmiştir. Alın levhası kalınlığının arttırılması ile birlikte birleşimlerin başlangıç rijitliği ve eğilme momenti kapasitesi artarken birleşimin sünekliğinde benzer şekilde artış gözlemlenmemiştir. Çalışmada birleşimin başlangıç rijitliğinin, birleşimi oluşturan alın levhası kalınlığı, bulon kalitesi ve bulon çapı gibi parametrelere bağlı olduğu gösterilmiştir.

Bing ve diğ. (2006) yapmış oldukları çalışmalarda uzun alın levhalı birleşimlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını deneysel olarak incelemişlerdir. Araştırmalar sonucunda rijitleştirici elemanların kullanılması durumunda birleşimin yük taşıma ve enerji sönümleme kapasitesinin arttığı gözlemlenmiştir. Ayrıca birleşimlerin performansını arttırma açısından rijitleştirici parçaların (Rib stiffener) kullanılmasının, alın levhası kalınlığının arttırılmasına göre daha uygun bir yöntem olduğu gösterilmiştir.

Ismail ve diğ. (2016) çalışmalarında tek doğrultulu artan yükleme etkisi altında kiriş yüksekliğince ve uzun alın levhalı birleşimlerin sonlu eleman analizleri ile farklı parametrelerin birleşim davranışı üzerinde etkisini araştırmışlardır. Çalışma kapsamında sonlu eleman modellerinin oluşturulması detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Sonuçlar birleşimlerin göçme modu, dayanımı, başlangıç rijitliği ve dönme kapasitesi üzerinden farklı parametreler için karşılaştırılmalı olarak detaylı bir şekilde açıklanmıştır.

Haghollahi ve Jannesar (2018) çalışmalarında çekme bölgesinde dört adet bulon bulunan uzun alın levhalı birleşimlerinin davranışını sonlu eleman modelleri yardımı ile araştırmışlardır. Çalışmalar sonucunda alın levhasında ek rijitleştirici parçaların kullanılması (Rib stiffener) ile birlikte alın levhasında eşdeğer plastik şekildeğiştirme değerinin (PEEQ) arttığı ve enerji sönümlemenin birleşim kısmında yoğunlaştığı gösterilmiştir. Ayrıca çalışma kapsamında hazırlanan birleşimlerin moment-dönme ilişkileri karşılaştırıldığında, ek rijitleştirici parçalar kullanılmasının ince levhalı birleşimlerin davranışına olumlu yönde bir etkisinin olduğu gözlemlenmiştir.

Fang ve diğ. (2014) yapmış oldukları çalışmada uzun alın levhalı birleşimlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını araştırmışlardır. Diğer çalışmalardan farklı olarak, burada yüksek dayanımlı bulonlar yerine önemli miktarda elastik uzama yapabilen farklı bir bulon türü kullanılmıştır. Bu durumda birleşimin enerji sönümlemesi bulonların

şekildeğiştirmesi ile sağlandığından, birleşimi oluşturan diğer parçalar elastik kalmıştır. Çalışma sonucunda bu tür esnek uzama özellikli bulonların kullanılması ile birleşimde yeterli süneklik ve stabilitenin sağlandığı gösterilmiştir.

Dessouki ve diğ. (2013) farklı parametrelerin uzun alın levhalı birleşimler üzerine etkisini gözlemlemek amacı ile 3 boyutlu sonlu eleman modelleri hazırlamışlardır. Çalışma kapsamında kiriş yüksekliği, alın levhası yüksekliği, alın levhası kalınlığı, bulonlar arası yatay-düşey mesafeler ve ek rijitleştirici plaka kullanımı etkisi araştırılan başlıca parametrelerdir. Ayrıca alın levhası eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi amacı ile akma çizgileri yöntemi kullanılmıştır. Buna bağlı olarak hazırlanan denklemler yardımı ile elde edilen bulgular sonlu eleman analizleri ile karşılaştırılmıştır.

Adey (1997) ve Johnstone ve Walpole (1982) yapmış oldukları araştırmalarda çekme bölgelerinde dört ve sekiz adet bulon bulunan uzun alın levhalı birleşimler için akma çizgileri yöntemini kullanarak, birleşimlerin eğilme momenti kapasitesinin hesaplanmasına yönelik denklem takımları oluşturmuşlardır. Gürel (2005), bulonlu uzun alın levhalı birleşimlerde kolon enkesitinin U enkesitli (channel) profiller kullanılarak güçlendirilmesi üzerine araştırma yapmışlardır. Araştırmalarında kolon başlıklarında dairesel akma çizgileri gözlemlemişlerdir. Akgönen ve diğ. (2015) tamamlamış oldukları çalışmada, Avrupa profil enkesitlerinin kullanılması durumunda uzun alın levhalı birleşimlerin tekrarlı yükler altındaki davranışını araştırmışlardır.

Birleşimlerin sınıflandırılması AISC 360-16 (2016) ve EN 1993-1-8 (2005) standartlarına göre birleşimin rijitliği ve eğilme momenti kapasitesine bağlı olarak yapılmaktadır. AISC 360-16 (2016) standardına göre birleşimler, moment aktaran veya basit birleşim olmak üzere ikiye ayrılır. Moment aktaran birleşimler de kendi içerisinde rijit veya yarı-rijit (partially restrained) birleşim olarak sınıflandırılmaktadır. Rijitlik açısından AISC standartlarında birleşimin doğrusal olmayan davranışını, birleşimin başlangıç rijitliği K_i ile açıklamanın yetersiz olacağı düşünülerek, sınıflandırmada birleşimin sekant rijitliğinin K_s kullanılması öngörülmektedir. Birleşimin sekant rijitliği $K_s \geq 20\ EI_b/L_b$ olması durumunda birleşimin rijit, $K_s \leq 2\ EI_b/L_b$ olması durumunda ise birleşimin mafsallı olduğu kabul edilmektedir. Dayanım açısından birleşimin 0.02 radyanlık dönme değerine karşılık gelen eğilme moment değeri (maksimum moment), bağlantılı olduğu kirişin plastik moment kapasitesinin %20'sinden az bir değer ise, birleşim dayanım bakımından mafsallı olarak kabul edilir.

Ayrıca birleşimlerin sınıflandırmasında rijitlik ve dayanıma ek olarak süneklik şartlarının da sağlaması gerekir. EN 1993-1-8 (2005) standardında ise birleşimler dayanım bakımından tam dayanımlı, mafsallı ve kısmi dayanımlı olarak farklı sınıflara ayrılırlar. Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş plastik moment kapasitesinden fazla ise tam dayanımlı, kiriş plastik moment kapasitesinin %25'inden az ise birleşim mafsallı olarak kabul edilmektedir. Ara değerlerde birleşim kısmi dayanımlı olarak sınıflandırılmaktadır. Rijitlik bakımından birleşimlerin incelenmesi durumunda, AISC 360-16 (2016) standardından farklı olarak, birleşimin başlangıç rijitliği K_i dikkate alınır ve bu değer $K_i \leq 0.5\ EI_b/L_b$ ise birleşim mafsallı, $Ki \geq 25\ EI_b/L_b$ ise birleşim rijit bağlantılı, ara değerlerde ise birleşim yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılmaktadır.

Literatürde kısa alın levhalı birleşimler ile ilgili çok fazla çalışma bulunmamaktadır. Yapılan mevcut çalışmalarda, bu tür birleşimlerin moment-dönme ilişkileri üzerine yoğunlaşılmıştır. Sırası ile Sommer (1969) ve Aggarwal (1990) kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri üzerinde testler yaparak bu tür birleşimlerin moment-dönme ilişkilerini tek doğrultulu artan yükler etkisinde araştırmışlardır. Sommer (1969) kısa alın levhalı birleşimlerde alın levhası kalınlığı, bulon çapı ve bulonlar arası mesafeleri içine alan parametrelerin birleşimin moment-dönme ilişkisi üzerinde etkisini incelemek amacı ile 20 farklı test yapmıştır. Deneysel çalışmalarında yüksek dayanımlı bulonlar kullanmışlardır. Yüklemeler kiriş konsol uçlarından etkitilmiştir. Testlerde küçük yükler etkisinde birleşimin elastik kaldığı gözlemlenmiştir. Yük artışı ile birlikte birleşimde plastikleşmeler gözlemlenmiştir. Kiriş profili alt başlığının kolon profili başlık yüzeyine teması ile birlikte birleşimin rijitliğinde ani bir artış gözlemlenmiştir.

Aggarwal (1990), yapmış olduğu çalışmada kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerini iki farklı şekilde hazırlamıştır. Birinci detayda kiriş gövdesi alın levhasına kaynaklanarak, ikinci detayda ise yüzeyler arasında daha iyi bir etkileşim olabilmesi için kirişin alın levhası ile birleştiği bölümden alın levhasını içine alacak şekilde alın levhası kalınlığında ve alın levhası yüksekliğinde bir parçanın çıkarılması sonucu temas yüzeylerin kaynaklanması ile oluşturulmuştur. Test sonuçlarına bakıldığında, birleşimin başlangıç rijitliğinin ve yük taşıma kapasitesinin ikinci detayda arttığı gözlemlenmiştir.

Pilgr (2008), çalışmalarında kısa alın levhalı birleşimlerin moment-dönme davranışını birleşimin geometrisine bağlı olarak belirlediği parametreleri esas alarak incelemiştir.

1.2 Tezin Amacı ve Bilimsel Katkısı

Yapılan mevcut çalışmalar incelendiğinde, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel yükler altında davranışı ile ilgili herhangi bir deneysel çalışma bulunmamaktadır. Bu açıdan tez çalışması kapsamında yapılması planlanan deneysel çalışmaların, özellikle deprem etkileri altında bu tür birleşimlerin kullanıldığı yapı sistemlerinin davranışının araştırılması açısından önemli olduğu düşünülmektedir.

Bu çalışma kapsamında kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerine ait davranışın tekrarlı yükler altında deneysel olarak araştırılması planlanmıştır. Deneysel çalışma öncesinde ABAQUS (2017) sonlu eleman programı ile birleşim örneklerinin üç boyutlu modelleri analiz edilerek, etkisi araştırılacak olan parametreler belirlenmiştir. Deneysel çalışmalar sonucunda, test sonuçları ile sonlu eleman analiz sonuçlarının tutarlılığı incelenmiştir. Elde edilen ideal davranış modeli, Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees, 2009) programı ile hazırlanan detaylı iki boyutlu yapısal modellere tanımlanarak bu tür birleşimlerin yapısal davranışa olan katkıları araştırılacaktır. Bu doğrultuda, sadece dış çerçeveleri ile yatay yük taşıdığı varsayılan süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların, kat planlarının orta kısmında bulunan düşey yük çerçevelerinde bu tür birleşimlerin kullanılması durumunda, belirtilen konuların çalışma kapsamında araştırılması hedeflenmiştir;

- Düşey yük çerçevelerinin, yapının yanal rijitliğine ve yatay yük taşıma kapasitesine olan katkısı ve buna bağlı olarak ekonomik taşıyıcı sistemlerin geliştirilmesi.
- Yapıların doğrusal olmayan statik itme analizleri yapılarak, analizler sonucunda elde edilen dayanım fazlalığı katsayısının TBDY (2018)'de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binalar için öngörülen dayanım fazlalığı katsayısı ile karşılaştırılması ve düşey yük çerçevelerinin dayanım fazlalığı katsayısına olan etkisinin araştırılması.
- Çok sayıda deprem ivme kaydı altında, yapıların doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılarak, sonuçlarının doğrusal olmayan statik itme analizleri ile karşılaştırılması ve analizler arasında oluşan farklılıkların nedeninin araştırılması.

- Doğrusal olmayan artımsal dinamik analizler yapılarak, yapıların dayanım ve göreli kat ötelemesi oranı bakımından göçme kapasitelerinin hesaplanması ve düşey yük çerçevelerinin yapıların göçme kapasitelerine olan katkılarının araştırılması.

2. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞLARININ TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Bina taşıyıcı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde, deprem kuvveti taşıyan sistemi oluşturan kiriş, kolon ve özellikle kiriş-kolon birleşimlerinin davranışları etkin rol oynamaktadır. Yapısal çelik birleşimleri esas itibariyle mafsallı veya moment aktaran birleşimler olarak sınıflandırılırlar. Ancak eğilme momenti aktarmadığı varsayılan ve genellikle sadece kesme kuvveti etkisinde boyutlandırılan sınırlı rijitlik ve dayanıma sahip kısa alın levhalı birleşimler, moment-dönme ilişkileri tanımlandığında taşıyıcı sistemin deprem etkisi altında davranışına önemli oranda katkı sağlayabilmektedir. Bu nedenle kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel tekrarlı yükler altında davranışının araştırılması ve bir davranış modelinin oluşturulması, sağlanan katkının tanımlanabilmesi bakımından gerekli olmaktadır. Bu amaçla, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel yükler altında davranışının deneysel olarak incelenmesi planlanmaktadır. Deneysel çalışma kapsamında esas alınacak parametreler ve bu parametrelerin birleşimlerin davranışına olan etkileri, ilk olarak sonlu eleman modelleri hazırlanarak doğrusal olmayan analizler sonucunda belirlenmiştir. Sonlu eleman modelleri ile ilgili çalışmalar Bölüm 3'te detaylı bir şekilde anlatılmıştır. Deney numuneleri (kiriş-kolon birleşimleri) her bir parametrenin ayrı ayrı belirleyici olduğu numuneler olarak tasarlanacak ve esas alınan parametrelerin katkıları deneysel olarak araştırılacaktır. Deneyler sonucunda, bu tür birleşimlerin, yapıda göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında etkin olabileceği, enerji sönümleme kapasitesinin artmasına katkıda bulunacağı ve ilave bir dayanım sağlayacağı öngörülmektedir.

Bu çalışmanın amacı, sınırlı eğilme rijitliği ve eğilme momenti dayanımına sahip kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin tersinir tekrarlı yük etkisi altında moment-dönme ilişkilerinin tanımlanması ve oluşturulan birleşim modeli yardımı ile davranışı tanımlanan bu tür kiriş-kolon birleşimlerinin, deprem etkisi altında, bina türü yapı sistemlerinin yanal rijitliğine, enerji sönümleme kapasitesine ve göreli kat

ötelemelerinin sınırlandırılmasına katkısının araştırılmasını kapsamaktadır. Özellikle yatay yük taşıyıcı sistemi moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan binaların kiriş ve kolon enkesitlerinin boyutlandırılmasında, göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılması için uyulması gereken koşullar belirleyici olmaktadır. Bu durumda, moment aktaran çelik çerçeveli binaların düşey yük çerçevelerine ait kolonlara bağlanan kirişlerin uç birleşimlerinin kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimi olarak teşkil edilmesinin yapıya sağlayacağı ilave yanal rijitlik, kiriş ve kolon enkesitlerinin daha ekonomik olarak boyutlandırılmasında etkili olacaktır. Bununla birlikte, kısa alın levhasının eğilme etkisi altında enerji sönümleme kapasitesine sağlayacağı katkı, taşıyıcı sistemin daha sünek bir davranış göstermesine yardımcı olacaktır. Böylece depreme dayanıklı ekonomik bina taşıyıcı sistemlerinin geliştirilmesi planlanmaktadır.

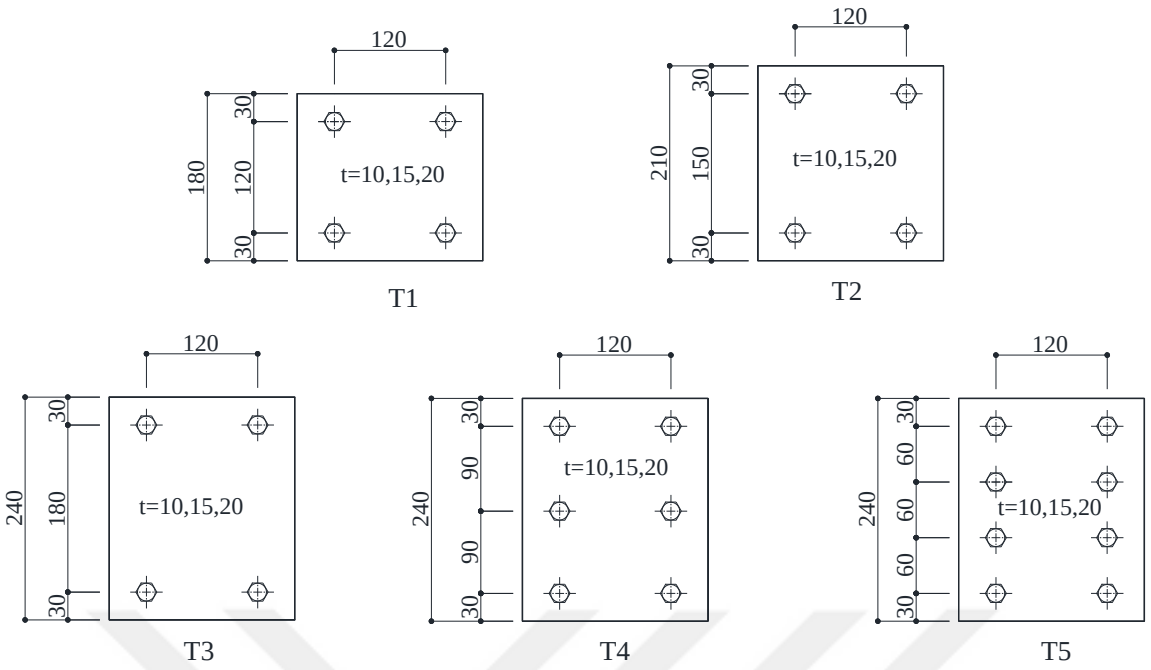
Bu çalışma ile kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin çevrimsel moment-dönme ilişkisi için histeretik bir model geliştirilmesi ve bu modelin yapı sistemlerinin analitik modellerinde kullanılması öngörülmektedir. Böylece, mevcut literatür içinde yer almayan çevrimsel moment-dönme eğrisi tanımlanarak yapı sistemlerinin özellikle deprem etkileri altındaki davranışlarının daha iyi bir yaklaşıklıkla tahmin edilmesi sağlanacaktır.

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinde alın levhalarının kalınlıkları, bulon adetleri, bulonlar arası mesafeler ve elemanlar arasında etkileşimler birleşimde doğrusal olmayan davranışı etkileyen en önemli parametrelerdir. Bu çalışma kapsamında alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve bulon sıra sayısının birleşimin davranışına olan etkilerinin deneysel olarak araştırılması planlanmaktadır.

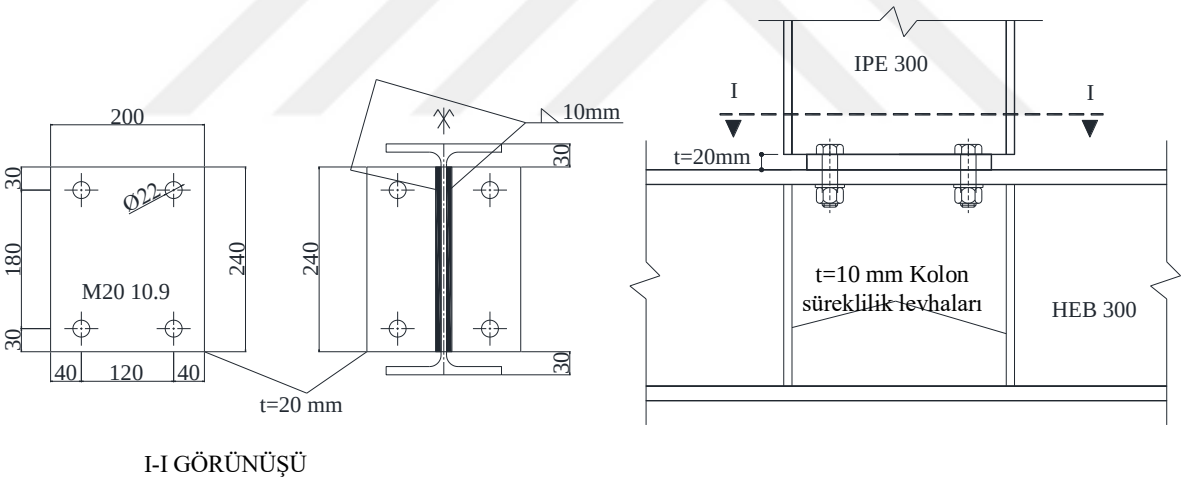
2.1 Deney Numunelerinin Tasarımı ve İmalatı

Deprem etkileri altında alın levhasının eğilme etkisi altında enerji sönümleme mekanizması (1 veya 2 nolu mekanizma durumu (EN 1993-1-8, 2005)) ile yapı sistemlerinde diğer mekanizma türlerine göre daha sünek bir davranış gözlemlenir. Fakat alın levhası kalınlığının artması ile birlikte kiriş-kolon birleşimlerinde enerji sönümlemenin sünek olmayan elemanlarda oluşması nedeniyle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde ani azalmalar görülmektedir. Dolayısı ile bu durumda kararlı olmayan histeretik eğriler oluşması beklenmektedir.

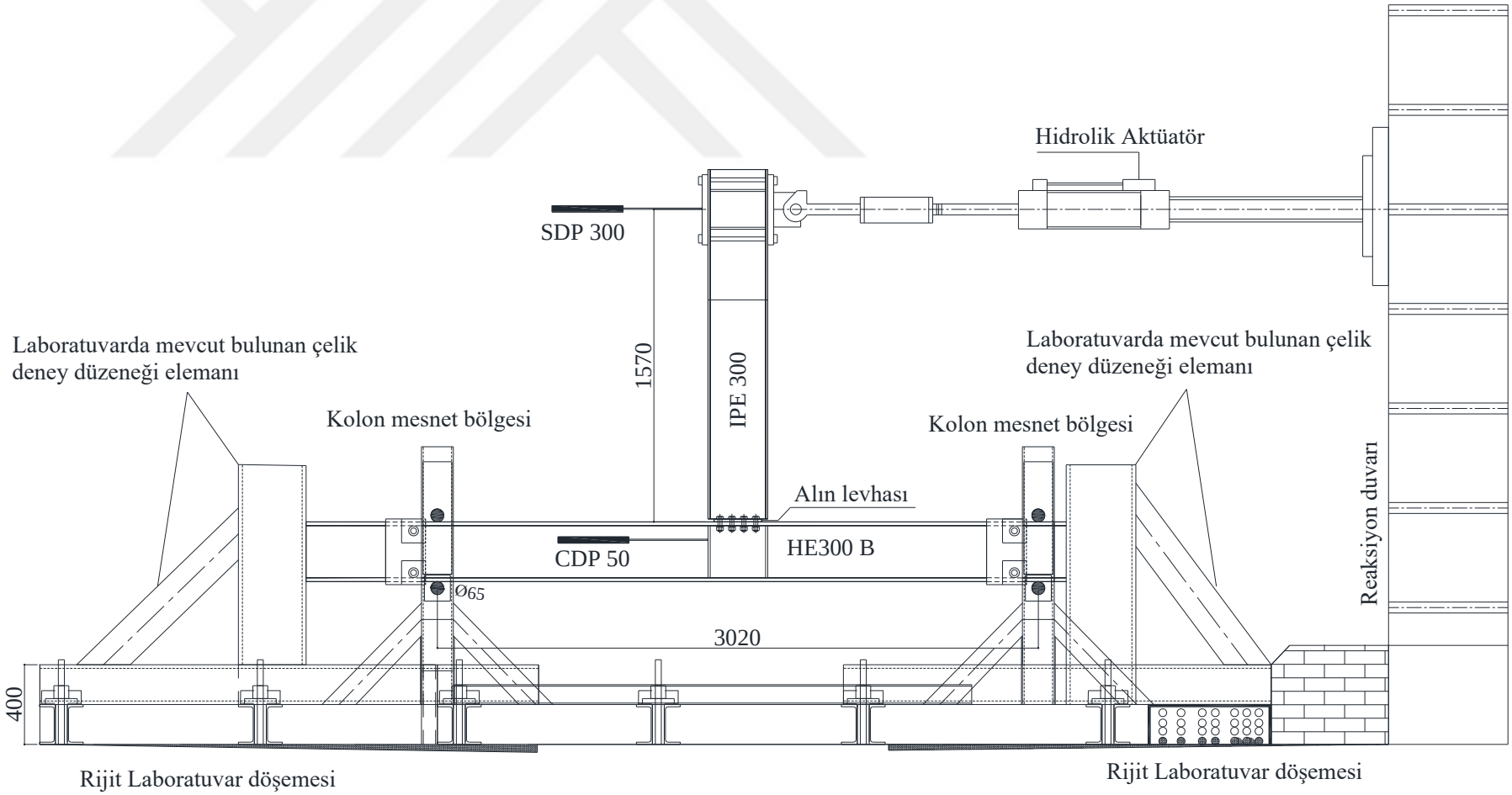
Çalışma kapsamında alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve birleşimde kullanılan bulon sıra sayısının, bu tür birleşimlerin doğrusal olmayan davranışına olan etkilerinin araştırılması planlanmaktadır. Bu tür parametrelerin etkilerini gözlemlemek amacı ile toplamda 15 adet deney numunesinin test edilmesi planlanmıştır. Üç farklı alın levhası kalınlığı ve beş farklı alın levhası detayı Şekil 2.1'de gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü üzere alın levhası yüksekliği 180 mm ile 240 mm arasında değişmektedir. Üç, dört ve beş sıra olmak üzere üç farklı bulon sıra sayısı tercih edilmiştir. Ayrıca alın levhası kalınlığının birleşimin davranışına olan etkisini gözlemek amacı ile kalınlıkları 10 mm, 15 mm ve 20 mm olmak üzere üç farklı kalınlık kullanılmıştır. Örnek olması açısından T3-20 numunesine ait birleşim detayı Şekil 2.2'de gösterilmektedir. Numune isimlerinin gösterimi TX-Y şeklinde ayarlanmıştır. Bu ifade içerisinde yer alan X değeri, kullanılan alın levhası detay numarasını, Y değeri ise alın levhası kalınlığını (mm) göstermektedir. Örnek olarak T3-20 numunesi, 20 mm kalınlıklı, T3 nolu alın levhası detayının kullanıldığı birleşim numunesini ifade etmektedir. Deneylerde IPE 300 (S275) kirişi ile HE300B(S275) kolonu arasında gösterilen farklı tip alın levhaları (S235) ile teşkil edilen birleşim numunelerinin moment-dönme ilişkilerinin incelenmesi planlanmıştır. Çevrimsel tekrarlı yükleme için planlanan deney düzeneğinin çizimi Şekil 2.3'te fotoğraf görünümü ise Şekil 2.4'te gösterilmektedir. Deneyler öncesinde bu tür birleşimlerin sonlu eleman modelleri hazırlanarak davranışlarının gözlemlenmesi, incelenecek olan parametrelerin etkinliğinin araştırılması ve gerek duyulması halinde farklı parametreler belirlenerek, bu tür parametreleri esas alan yeni sonlu eleman modellerinin oluşturulması bakımından son derece önemlidir.



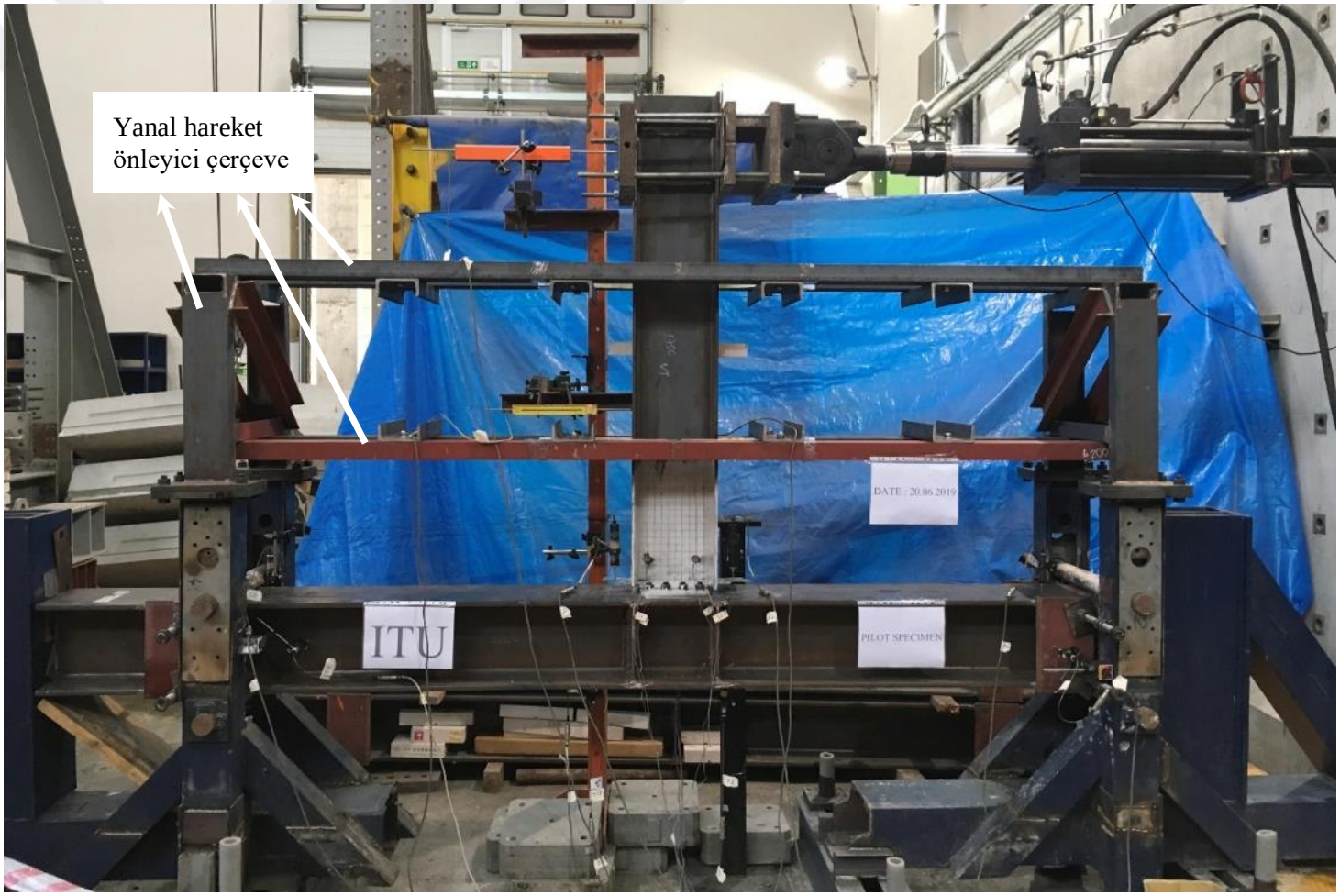
Şekil 2.1 : Test edilmesi planlan farklı alın levhası yükseklikleri ve bulon sayıları.



Şekil 2.2 : T3-20 numunesine ait birleşim detayı.



Şekil 2.3 : Çevrimsel tekrarlı yükleme için planlanan deney düzeneği.



Şekil 2.4 : Çevrimsel tekrarlı yükleme için planlanan deney düzeneği (fotoğraf görünümü).

Sonlu eleman analizleri ve analitik çalışmalar sonucunda deney numuneleri alın levhası kalınlıkları, 10, 15 ve 20 mm olarak belirlenmiştir. Sonlu eleman analizleri ile ilgili detaylar Bölüm 3'te detaylı olarak açıklanmıştır. Yapılan analizlerde, Şekil 2.3'te gösterilen deney düzeneği üzerinde yapılan gözlemler sonucu deneylerde kullanılacak olan kiriş ve kolon elemanlarının gerçek boyları kullanılmıştır. Analizler sırasında yerel burkulma durumlarının izlenebilmesi amacıyla, hazırlanan modellerin tümünde yükleme durumu ile uyumlu burkulma modları (Şekil 3.3) başlangıç kusuru olarak dikkate alınmıştır. Modellerin doğrusal olmayan analizleri sonucunda, birleşimlerde kullanılan alın levhaları için kritik kalınlık değerinin 15 mm olduğu düşünülmektedir. Çünkü, birleşimlerde 10 mm kalınlıklı alın levhası kullanılması durumunda plastik şekildeğiştirmeler alın levhasında yoğunlaşmakta iken, 20 mm kalınlıklı alın levhasının kullanılması durumunda plastik şekildeğiştirmeler kiriş gövdesinde yoğunlaşmaktadır. 15 mm kalınlıklı alın levhasının kullanılması durumunda ise plastik şekildeğiştirmeler hem kiriş gövdesi hem de alın levhasında görülmektedir.

Numune üretim çalışmaları Mega Çelik firması ile yürütülmektedir. İmalat çalışmaları için firma yetkilileri ile görüşmeler yapılarak, Ek A ve Ek C'de görülen imalat çizimleri hazırlanmıştır. Yapılan çalışmalar ile ilgili imalat fotoğrafları Ek B ve Ek D'de gösterilmektedir. Bu kapsamda numuneleri oluşturan çelik profil bilgileri Çizelge 2.1'de, çelik plaka bilgileri Çizelge 2.2'de gösterilmiştir. Yanal hareketin sınırlandırılması amacıyla hazırlanan çerçeve ile ilgili imalat fotoğrafları Ek D'de gösterilmektedir.

Çizelge 2.1 : Çelik profil bilgileri.

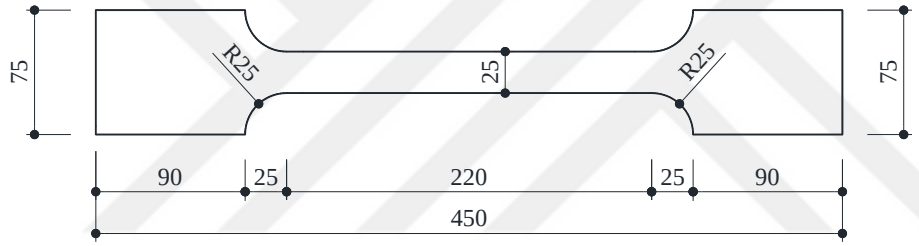
Eleman	Birim ağırlık kg/m	Eleman boyu (m)	Numune sayısı	Ağırlık (kg)
IPE 300	42.2	1.750	6	443.1
IPE 300	42.2	1.755	5	370.3
IPE 300	42.2	1.760	5	370.3
HE300B	117	3.79	3	1330.29
			Toplam	2514

Çizelge 2.2 : Çelik plaka bilgileri.

Eleman	Kalınlık (mm)	Numune sayısı	Ağırlık (kg)
71.5x278.6	10	64	99.37
144.5x262	10	12	35.43
200x180	45=10+15+20	1	12.64
200x210	45=10+15+20	1	14.74
200x240	65=10+15+20+20	1	24.34
330x200	15	12	92.66
		Toplam	279.2
		Genel Toplam	2793.2

2.2 Çelik Elemanların Malzeme Özellikleri İçin Çekme Deneyleri

TS EN ISO 6892-1 (2011) Tablo D2 referans alınarak çekme testi için kullanılacak numune ölçüleri Şekil 2.5'te gösterilmiştir. Planlanan çekme testi için numune adetleri Çizelge 2.3'te listelenmiştir.



Şekil 2.5 : Çekme testi numunelerinin boyutları.

Çizelge 2.3 : Çekme testi numuneleri.

Kesit	Kalınlık (mm)	Boy (mm)	Adet	Malzeme
IPE 300 gövde	7.1	12000	3	S275
IPE 300 gövde	7.1	12000	3	S275
IPE 300 gövde	7.1	12000	3	S275
HEB300 gövde	11	12000	3	S275
Kesit	Kalınlık (mm)		Adet	Malzeme
Plaka	10 (300x600)		3	S235
Plaka	15 (300x600)		3	S235
Plaka	20 (300x600)		3	S235

Deney numunelerinin çelik malzemesine ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ve karakteristik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla malzeme çekme testleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemeleri Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Üç farklı alın levhası, 1 adet kolon (HE 300 B) ve üç farklı kiriş numunesine (IPE 300) ait çekme testi sonuçları (malzemenin akma gerilmesi F_y, malzemenin çekme gerilmesi dayanımı F_u ve Elastisite modülü E) Çizelge 2.4'te özetlenmiştir. Çelik malzeme çekme testi

için hazırlanan numuneler ile ilgili test aşamasını gösteren fotoğraflar Ek B'de gösterilmiştir. Birleşimde kullanılanan kesitlere ait mühendislik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Ek E'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.4 : Çelik malzeme çekme testi sonuçları (ortalama değer).

Numune		F_y (N/mm^2)	F_u (N/mm^2)	E (N/mm^2)
Alın Levhası kalınlığı t=10mm T(1,2,3,4,5)-10	Alın levhası t=10 mm (S235)	287.08	419.88	203316.66
	Kiriş / IPE 300 (S275)	325.03	442.91	205392.00
	Kolon / HEB 300 (S275)	346.88	478.80	205568.00
Alın Levhası kalınlığı t=15mm T(1,2,3,4,5)-15	Alın levhası t=15 mm (S235)	280.35	392.09	194955.00
	Kiriş / IPE 300 (S275)	300.54	425.37	214514.00
	Kolon / HEB 300 (S275)	346.89	478.80	205568.00
Alın Levhası kalınlığı t=20mm T(1,2,3,4,5)-20	Alın levhası t=20 mm (S235)	278.29	415.03	198171.66
	Kiriş / IPE 300 (S275)	332.95	470.80	208492.00
	Kolon / HEB 300 (S275)	346.89	478.80	205568.00

Deney numunelerinin kiriş-kolon birleşimleri, yüksek dayanımlı bulonlar (M20-10.9) kullanılarak teşkil edilmiştir (F_{yb}= 900 N/mm^2, F_{ub}= 1000 N/mm^2). Tüm bulonlar As Civata firmasının desteği ile sağlanmıştır. Bulonların sıkılması aşamasında tam öngerme kuvveti uygulanması gerektiğinden, ilk olarak gerekli minimum öngerme kuvvetine karşılık gelen döndürme momenti (tork) değerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, tam öngerme değerine karşılık gelen tork değerleri, üç farklı boya sahip bulon tipi için, Skidmore Wilhelm cihazı (Şekil 2.6) kullanılarak ayrı ayrı belirlenmiştir. Kalibre edilmiş tork anahtarı ile uygulanan her bir tork değeri için ölçülen öngerme kuvvetleri, Çizelge 2.5'te gösterilmiştir. Her bir boy için 5 adet bulona verilmesi gerek tork miktarları belirlenmiştir. Gösterilen değerler, 5 adet bulona uygulanması gereken tork değerlerinin ortalaması alınarak elde edilmiştir. Bu işlemler bulonlara ÇYTHYE (2016) Tablo 13.6'da gösterilen minimum öngerme kuvvetlerinin verilmesi amacı ile gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 2.5 : Tork değerleri ve ölçülen öngerme kuvvetleri (kN).

N-m	Ort. (n=5) kN L=60 mm	Ort. (n=5) kN L=65 mm	Ort. (n=5) kN L=70 mm
200	52	54.2	49.4
400	108.5	116.6	112.2
500	142.5	154.8	155.4
550	156.5	170.4	172.6
600	170	189.2	191.8
650	179	202.2	208.2
700	-	220.6	226.2

Çizelgede "n" ifadesi, test edilen bulon sayısını göstermektedir. Uygulanması gereken öngerme kuvveti ÇYTHYE (2016) Tablo 13.6'da 172 kN olarak verilmektedir. Çizelge 2.5'e göre, 60 mm boyundaki bulonlara tam öngerme verilebilmesi için gerekli tork değerinin 650Nm, boyu 65mm ve 70mm olan bulonlar için ise, gerekli tork değerinin 600Nm olarak uygulanması öngörülmüştür.

Alın levhasının kiriş gövdesine, süreklilik levhalarının kolon ve kiriş gövdelerine bağlantısı köşe kaynak kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Burada elektrik ark yöntemi kullanılarak kaynaklama işlemleri yapılmıştır. Düşük hidrojen içeriği ile yumuşak elektrot tercih edilmiştir. Mega Çelik Firmasından alınan bilgilere göre kullanılan elektrotların akma dayanımı 480 N/mm^2, çekme dayanımı ise 550 N/mm^2 olarak belirtilmiştir.



Şekil 2.6 : Skidmore Wilhelm cihazı ile yapılan ölçümler.

Deneyler, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği laboratuvarında, 250 kN yükleme kapasiteli, 600 mm kontrollü yerdeğiştirme kapasitesi olan MTS hidrolik aktüatör kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.3'te görüldüğü üzere hidrolik aktüatörler 600 kN yükleme kapasiteli betonarme reaksiyon duvarına sabitlenmiş durumdadır. Reaksiyon duvarı ile kiriş başlık yüzeyi arasında

yaklaşık olarak 3210 mm yatay uzaklık bulunmaktadır. Yükleme yapılan nokta ile birleşim yüzeyi arasında 1570 mm düşey uzaklık bulunmaktadır. Dolayısı ile birleşimin eğilme momenti kapasitesi, kirişe uygulanan yerdeğiştirme karşılığında hidrolik aktüatörde okunan yük değerinin 1570 mm ile çarpılması ile hesaplanmaktadır. Piston, sistemin tam orta noktasında olacak şekilde (±300 mm yerdeğiştirme yapacak şekilde, mid-stroke position) ayarlanmıştır. Birleşimde kullanılan kirişin yanal (düzlem dışı) hareketini engellemek amacı ile ilave bir çerçeve kullanılmıştır.

Testler öncesinde vinç yardımı ile testlerde kullanılması planlanan kiriş ve kolon numunelerinin, laboratuvarın bodrum katından zemin katına çıkarılarak, burada bulunan deney düzeneğine yerleşimi sağlanmıştır. Testler sonucunda kolon enkesitlerinin elastik kalacağı düşünülmektedir. Bu nedenle her bir kolon numunesinin her bir başlığı aynı alın lehvası detayına ait farklı kalınlıklı alın levhalarının kullanıldığı 3 farklı numunenin testinde kullanılacaktır. Kolon enkesitlerinin alt ve üst başlık yüzeylerinde farklı alın levhası detayına sahip numunelerin test edilmesi planlanmıştır. İmalat aşamasında, Şekil 2.1'de gösterilen 5 farklı alın levhası detayı için üç adet kolondan ikisinin her iki başlığı da kullanılacak şekilde (1, 2, 3 ve 4 nolu alın levhası detayı), geriye kalan tek kolon numunesinde ise her iki başlıkta da 5 nolu alın levhası detayı kullanılacak şekilde bulon yerleşimi hazırlanmıştır. Yapılacak 16 adet testten bir tanesi (pilot numune) T5-20 numunesi ile aynı özelliklere sahiptir. Pilot numuneye (T5-20) ait testin yapılmasının ardından kolon ve kiriş enkesitleri çıkarılarak T1 nolu alın levhası detayına ait kiriş ve kolon enkesitleri yerleştirilmiştir. Ardından kolon numunesi sabit kalacak şekilde sırasıyla T1-10, T1-15 ve T1-20 testleri yapılırken her bir testin sonunda kiriş enkesiti değiştirilmiştir. Bu testlerin sonlandırılmasının ardından T2 nolu alın levhası detayına ait kiriş numunesi getirilmiştir. Mevcut kolon numunesi ise alt başlık ile üst başlık yer değiştirecek şekilde çıkarılıp tekrar yerleştirilmiştir. Benzer şekilde kalan kolonlardan biri T3 ve T4 nolu alın levhası detaylarına ait testler için, geriye kalan ve aynı zamanda pilot numunede kullanılan kolon ise T5 nolu alın levhası detayına ait testlerin yapılmasında kullanılmıştır. Kullanılan deney düzeneğinin geometrik özelliklerinden dolayı alın levhasında tip değişimi yapılırken, diğer bir ifade ile kolon numunelerinin değişeceği zamanlarda yanal hareket önleyici çerçevenin de sökülerek çıkartılması gerekmektedir. Diğer durumlarda ise yanal hareket önleyici çerçevelerde her iki katta

da boyuna doğrultuda yerleştirilen UPN profillerinden birinin YHÖÇ ile bulonlu bağlantısı sökülerek kiriş numunesi çıkartılmıştır.

Her bir test öncesinde yerleştirilen numunede plastikleşmenin öngörüldüğü bölgeler temizlenerek kireç-su karışımı boya ile boyanmıştır. Burada kireç-su karışımı boya kullanılarak, kirecin dökülmesi ile birlikte plastikleşmenin olduğu bölgelerin daha net gösterilmesi amaçlanmıştır. Şekil 2.7'de görüldüğü üzere plastik şekildeğiştirmelerin yerinin daha iyi belirlenebilmesi amacı ile kireç-su karışımı boyanın kurumasının ardından karelaj çalışması yapılmıştır.



Şekil 2.7 : Teste hazır birleşim bölgesi detayı.

Deney öncesinde numune üzerinde yerleri belirlenen noktaların temizlenmesinin ardından, bu noktalara yerdeğiştirme ölçerlerden veri alınması amacı ile alimünyum köşebentler sabitlenmiştir (Şekil 2.7). Bu işlemler sırasında yapıştırıcı katkı maddesi kullanılmıştır.

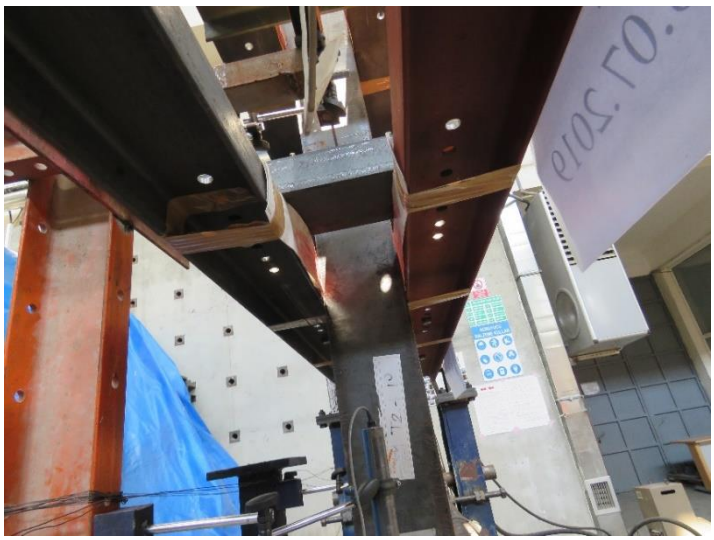
Yanal hareket önleyici çerçeve (Şekil 2.8) ile kiriş numunesi arasında yaklaşık olarak 2 mm boşluk bırakılmıştır. Bu 2 mm boşluk kısmına 1 mm kalınlıklı teflon yüzeyler yapıştırılarak temas kaynaklı olası bir kuvvet oluşmasının önüne geçilmiştir. Ayrıca teflonlar gres yağı ile yağlanarak yüzeyin sürtünmesi minimum seviyeye indirilmiştir (Şekil 2.9).

Son olarak belirtilen gerekli tork değerlerine göre, tork aleti kullanılarak civataların sıkılma işlemleri hassas bir şekilde yapılmıştır. Her bir test sonunda kiriş uç yükleme kısmına yerleştirilen ve aktüatör ile kiriş uç kısmı arasında bağlantının sağlandığı kiriş

başlık plakaları, ankraj demirlerinin sökülmesi ile çıkartılmıştır (Şekil 2.10). Ardından birleşim bölgesinde kullanılan somunların gevşetilerek çıkarılması ile birlikte testlerde kullanılan kiriş numunesinin çıkarılma işlemi başlamaktadır. Böylece bir sonraki test numunesinin hazırlanma süreci başlatılmıştır.



Şekil 2.8 : Yanal hareket önleyici çerçeve.



Şekil 2.9 : Yanal hareket önleyici çerçeve ve kullanılan teflon yüzeyler.



Şekil 2.10 : Deneyler sonunda hidrolik aktüatör başlıklarının sökülmesi.

2.3 Deney Düzeneği Mesnet Koşulları

Mevcut deney düzeneğine ait mesnet bölgelerinde bulunan 65 mm çapındaki millerin arası HE300B enkesitinin yüksekliğine eşit olacak şekilde ayarlanmıştır. Bu durumda miller arasında kolon enkesiti geçmekte, dolayısıyla kolon uç bölgelerinin davranışı mafsal olarak düşünülmektedir (Şekil 2.11). Bu sınır koşulların moment aktaran bir çerçevede kat ortalarında momentin sıfır olduğu noktalara ait olduğu düşünülmektedir. Ayrıca, kolon numunesinin yan yüzeylerine kaynaklanan 15 mm kalınlıklı plakaların, deney düzeneğinde mesnet bölgelerinin her iki tarafından kaynaklanan ilave aparatlar aracılığı ile Şekil 2.11'de görüldüğü gibi desteklenmesiyle, kolonun çerçeve düzlemi dışına yanal hareketi sınırlandırılmıştır. Numune seçimlerinde, kiriş boyunun, kiriş enkesit yüksekliğinin 5 katından daha büyük seçilmesi ile eğilme etkisinin davranışta belirleyici olması sağlanmıştır.



Şekil 2.11 : Kolon mesnet bölgeleri.

2.4 Verilerin Okunması ve Kaydedilmesi

Deneysel çalışmalar kapsamında yapılan testlerin doğruluğu açısından yeterli sayıda ölçüm aleti kullanılmıştır (Şekil 2.12 ve Şekil 2.13). Ölçüm cihazlarının doğru yerlere, düzgün ve hassas bir şekilde yerleştirilmesine dikkat edilmiştir. Bu amaç doğrultusunda;

- Düzlem dışı hareketin tespit edilmesi amacı ile kirişe ait düzlem dışı yerdeğiştirme ölçerler yerleştirilmiştir.
- Kolon mesnet bölgelerinin düşey yerdeğiştirmelerini ölçmek amacı ile yerdeğiştirme ölçerler yerleştirilmiştir.
- Kiriş yükleme noktasının (Yatay SDP 300, Şekil 2.12) ve birleşim bölgesinde kolonun (Yatay CDP 50, Şekil 2.12) yanal (düzlem içi) yerdeğiştirme değerleri ölçülerek, kirişin göreli yerdeğiştirme miktarı bulunan değerlerin farkları alınarak hesaplanmıştır. Birleşim bölgesinin kolon başlık yüzeyinde göreli yerdeğiştirme yapmadığı gözlemlenmiştir.
- Kiriş başlıklarına ait düşey yerdeğiştirmeler, ilgili yerdeğiştirme ölçerlerin (Düşey CDP 50, Şekil 2.12) Şekil 2.7'de gösterildiği gibi yerleştirilmesi durumunda belirlenerek, kirişte oluşan dönme değerleri ayrıca bu şekilde kontrol edilmiştir.

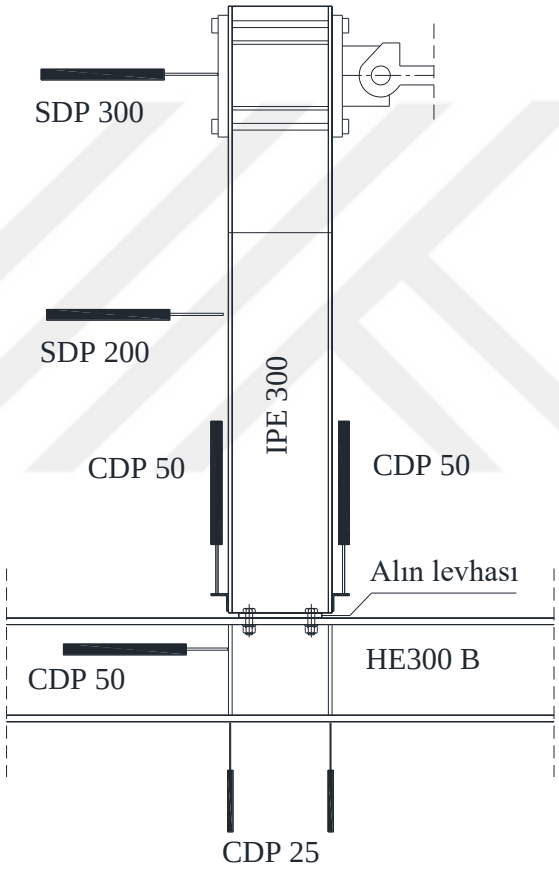
- Birleşim bölgesinde, kolon gövdesinde bulunan süreklilik levhalarının hizasında olacak şekilde kolonun alt kısımlarına düşey yerdeğiştirme ölçerler (Düşey CDP 25, Şekil 2.12) yerleştirilerek panel bölgesinin olası plastik şekildeğiştirme durumu kontrol edilmiştir. Analizler sonucunda öngörüldüğü gibi bu bölgelerde elastik şekildeğiştirmeler gözlemlenmiştir.

Deneysel çalışma kapsamında yapılan deneylerde YFLA-5-5L tipi şekildeğiştirme ölçerler kullanılmıştır. Bu tür şekildeğiştirme ölçerler malzemede akma sonrası şekildeğiştirmeyi tespit etmek amacı ile kullanılmaktadır. Tip kodunun yanında yazan 5 değeri şekildeğiştirme ölçerin boyunu (mm) göstermektedir. Ayrıca, 5L ifadesi ile kablo boyunun 5m olduğu anlaşılmaktadır. Testler öncesi yapılan sonlu eleman analizleri sonucunda akma meydana gelmesi beklenen bölgere şekildeğiştirme ölçerler yerleştirilerek, bu bölgelerin şekildeğiştirme değerleri kaydedilmiştir (Şekil 2.13). Bu amaç doğrultusunda ilk olarak profil üzerinde belirlenen yerlerin yüzey temizliği yapılmıştır. Matkap ucuna yerleştirilen dairesel yüzey temizleyici aparat ile profil yüzeyindeki pas ve kirler arındırılmıştır. Ardından pamuk üzerine aseton döküldükten sonra ilgili bölgeye hafif bir şekilde temas ettirilerek yüzey temizlenir. Kısa bir sürenin ardından asetonun uçması ile birlikte üretici firmadan alınan yapıştırıcı, şekildeğiştirme ölçer üzerinde, elektronik devrenin bulunmadığı (Düz yüzey) yüzeye sürülerek ilgili bölgeye yapıştırılır. Aynı şekilde yapıştırıcı ile birlikte verilen yapışmaz saydam kağıtlar ile gerinim pullarının üzerine basılarak iyice yapışması sağlanır. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, şekildeğiştirme ölçerlerin uzamanın olduğu doğrultuda yerleştirilmesidir. Aksi halde hatalı şekildeğiştirme değerleri kaydedilmektedir. Bu yüzden, Şekil 2.11'de SG1, SG2, SG3 ve SG4 alın levhasında oluşan enine şekildeğiştirmeleri ölçmek amacı ile yatay bir şekilde yerleştirilirken SG5, SG6, SG7 ve SG8 kiriş gövdesinde oluşan eksenel gerilmeleri ölçmek amacı ile düşey bir şekilde konumlandırılmıştır.

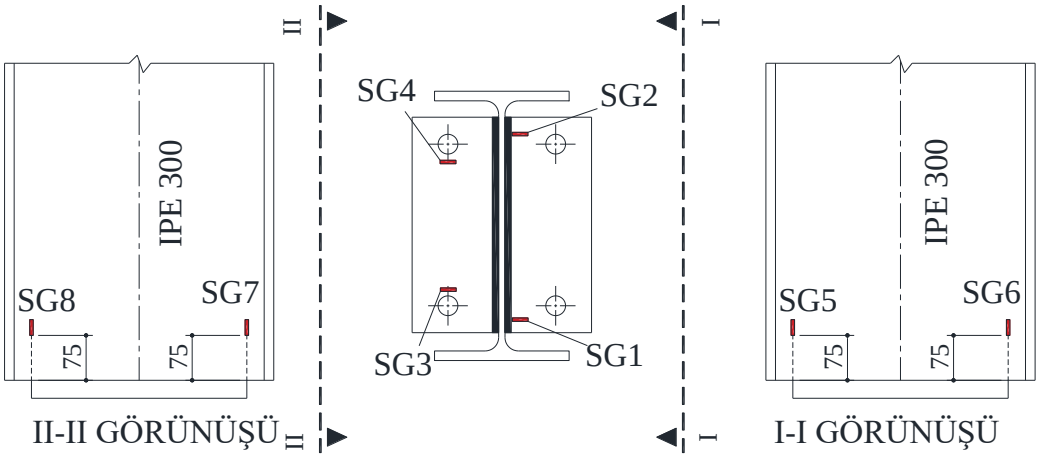
Yerdeğiştirme ölçerlerin testler başlamadan önce, Switchbox kutusundaki kanal numaraları kontrol edilmiştir. Bu kanal numaraları Visual Log TDS-7130 yazılımına tanımlanarak hangi ölçüm cihazının hangi kanala ait olduğu belirlenmiştir. Yerdeğiştirme ölçerlerin tanımlanmasının ardından, çevrimsel yükleme protokolünün uygulanmasından dolayı sırası ile tüm yerdeğiştme ölçerler

orta konumuna (Mid-stroke position) getirilmiştir. Aynı zamanda su terazisi yardımı ile yerdeğiştirme ölçerlerin doğrultuları kontrol edilmiştir.

Deneysel çalışmalarda, Windows işletim sistemi üzerinden MTS Station Manager yazılımı kullanılarak, MTS marka hidrolik aktüatör kontrol edilmektedir. Yükleme protokolüne uygun hedef yerdeğiştirme değerlerine ulaşılması yaklaşık olarak 10 adımda tamamlanmıştır. Çalışma kapsamında elde edilen tüm veriler anlık olarak kontrol odasında bulunan TML marka TDS-530 Datalogger cihazı ve Visual Log TDS-7130 yazılımı ile toplanmaktadır.



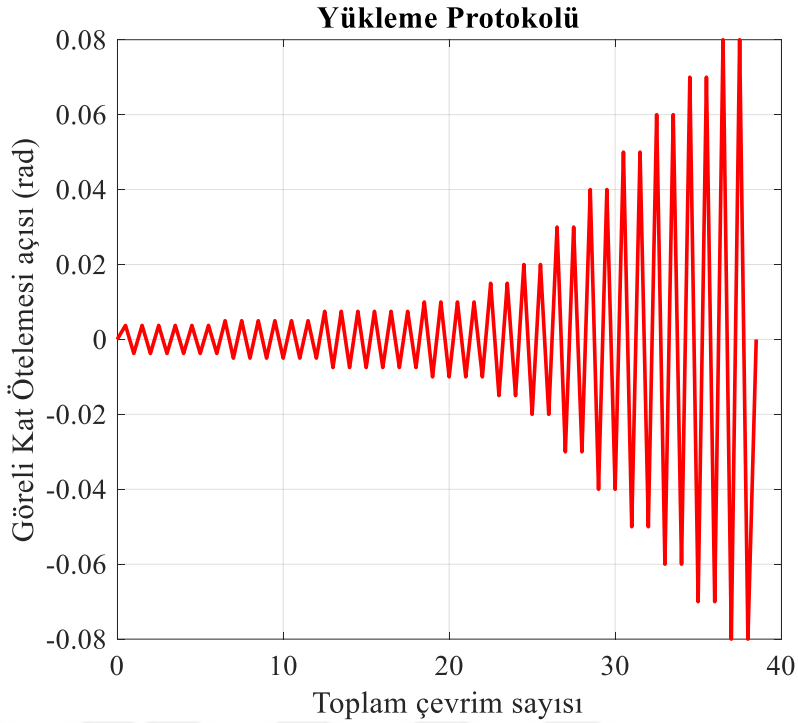
Şekil 2.12 : Yerdeğiştirme ölçerlerin yerleşimi.



Şekil 2.13 : Şekildeğiştirme ölçerlerin yerleşimi.

2.5 Yükleme Protokolü

Bu bölümde deneysel çalışma kapsamında yapılan testlerde kullanılan yükleme protokolü gösterilmiştir. Mevcut literatürde kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerine ait tekrarlı yükler altında test sonuçlarının bulunmaması bu çalışmayı motive edici bir durum olarak görülmektedir. Mevcut literatürde var olan bu eksikliği giderebilmek amacıyla testler sırasında çok adımlı artımsal çevrimler uygulanacaktır. Uygulanan yükleme protokolünde göreli kat öteleme açısına bağlı hedef deplesmanlar belirlenmiştir. Şekil 2.14'te görüldüğü gibi göreli kat öteleme açısı sırası ile 0.00375 (6 çevrim), 0.005 (6 çevrim), 0.0075 (6 çevrim), 0.01 (4 çevrim), 0.015 (2 çevrim), 0.02 (2 çevrim), 0.03 (2 çevrim), 0.04 (2 çevrim) ve sonrasında her θ_b=0.01 radyan artışına karşılık 2 çevrim yükleme yapılması uygun görülmüştür (AISC 341-16, 2016). Burada kiriş yükleme noktasına uygulanacak hedef yerdeğiştirme değeri belirtilen dönme değerinin, yükleme noktasından birleşim yüzeyine olan uzaklık ile (1570 mm) çarpılması sonucunda elde edilmiştir. Yüklemenin ilk kısımları elastik yüklemeleri temsil etmektedir. Aynı zamanda cihazların doğru bir şekilde çalışıp çalışmadığını kontrol etmemizi sağlamaktadır. Ayrıca deneylerde birleşimin eğilme momenti kapasitesinde %20 oranında bir dayanım kaybı gözlenene kadar testler devam ettirilmiştir. Deneyler sırasında her bir yükleme adımında, hedef yerdeğiştirme değeri deney düzeneği üzerinde bulunan beyaz tahtaya not alınarak deneyler ile ilgili resimler çekilmiştir.



Şekil 2.14 : Yükleme Protokolü.

2.6 Deneysel Çalışma ve Sonuçları

Bu bölümde, deneysel çalışmalar sırasında yapılan gözlemler açıklanmıştır. Toplamda 16 adet test yapılmıştır. T5-20 numunesinden 2 adet üretilmiştir. Cihazların doğru bir şekilde çalışıp çalışmadığını kontrol etmek amacı ile bu numunelerden biri pilot numune olarak test edilmiştir. Ayrıca maksimum eğilme momenti dayanımı beklenmesinden dolayı T5-20 numunesinin pilot numune olarak test edilmesi uygun görülmüştür. Ardından sırası ile Şekil 2.1'de gösterilen T1, T2, T3, T4 ve T5 tipi alın levhası detaylarının kullanıldığı numunelerin testi yapılmıştır. Yükleme sırasında, kolon enkesiti elastik kalacak şekilde boyutlandırılmıştır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin alın levhasında veya kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Ayrıca yüksek dayanımlı bulonlarda gevrek kırılma gözlemlenmeyecek şekilde bulon çapı ve kalitesi belirlenmiştir.

2.6.1 Pilot numune testi

Pilot numune testi ile, esas numunelerin testlerine başlamadan önce teknik ekipmanların doğru bir şekilde çalışıp çalışmadığı ve deney düzeneğinde herhangi bir sıkıntı olup olmadığı kontrol edilmiştir. Yapılan tüm testlerde kiriş ve kolon enkesitleri sırası ile IPE 300 ve HE300B olarak belirlenmiştir. İlk olarak Şekil 2.1'de gösterilen

20 mm kalınlıklı (kalın levha) T5 tipi alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi, pilot numune olarak test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında oluşması öngörülmektedir. Pilot numunenin test öncesi ve sonrası görünüşleri sırası ile Şekil 2.15 ve Şekil 2.16'da gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 47.1 mm (θ_b=0.03 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.17). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.18'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi, kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.02 radyan olarak belirlenmiştir.



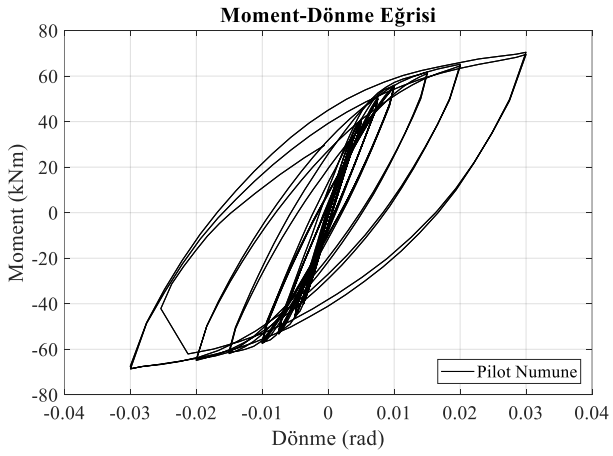
Şekil 2.15 : Pilot numune (test öncesi).



Şekil 2.16 : Pilot numune (test sonrası).



Şekil 2.17 : Kiriş gövdesi yırtılması.



Şekil 2.18 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.2 T1-10 numune testi

Test numunesi olarak, Şekil 2.1'de gösterilen T1 tipi 10 mm kalınlıklı (ince levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin büyük ölçüde alın levhasında oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uç birleşim bölgesinde oluşabileceği düşünülmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.19 ve Şekil 2.20'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 141.3 mm (θ_b=0.09 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.21). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.09 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.22'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler bu bölgede çok sınırlı kısımlarda malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı varsayılmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.09 radyan olarak belirlenmiştir.



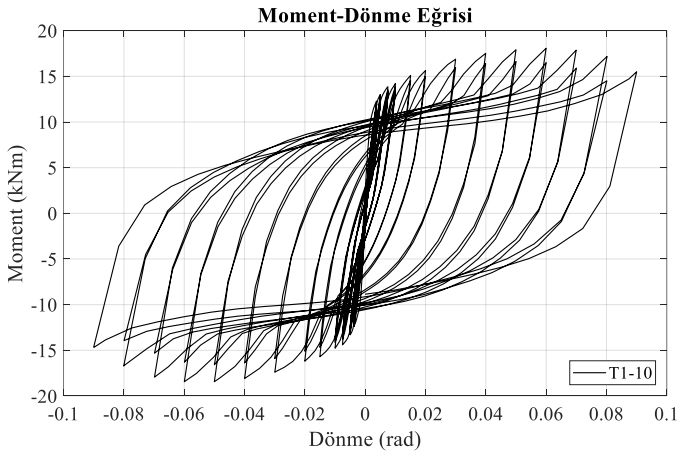
Şekil 2.19 : T1-10 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.20 : T1-10 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.21 : Alın levhası sünek yırtılması.



Şekil 2.22 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.3 T1-15 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T1 tipi 15 mm kalınlıklı (orta kalınlıklı levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında ve kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.23 ve Şekil 2.24'te gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 125.8 mm (θ_b=0.08 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar ve aynı zamanda kiriş gövdesi kaynak uç kısmında ani yırtılma gözlemlenmiştir (Şekil 2.25). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.08 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.26'da gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesi ve alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler malzemenin çekme dayanımına ulaşmıştır. Aynı zamanda alın levhasında oluşan enine doğrultulu gerilmeler levhada plastik eğilme deformasyonları oluşturmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.08 radyan olarak belirlenmiştir.



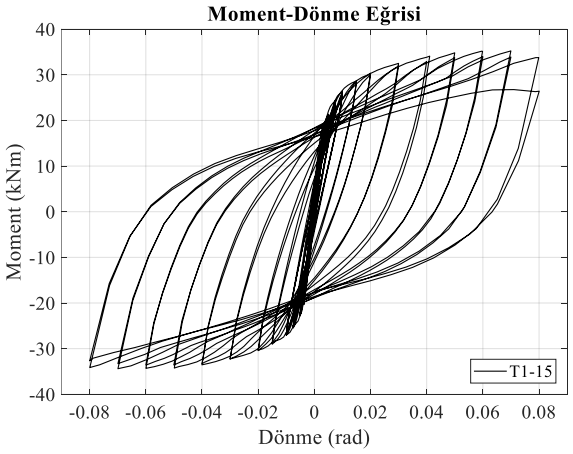
Şekil 2.23 : T1-15 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.24 : T1-15 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.25 : Alın levhası sünek yırtılması ve kiriş gövdesi ani yırtılması.



Şekil 2.26 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

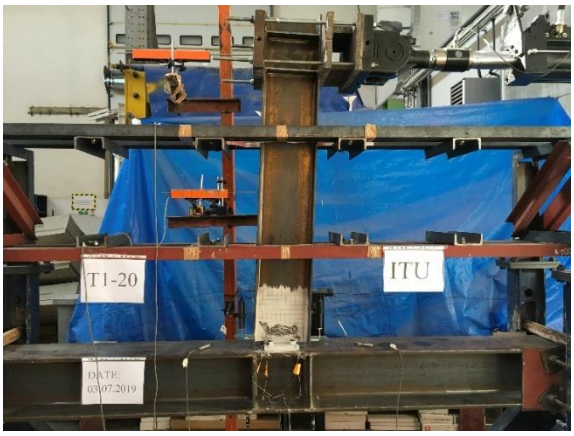
2.6.4 T1-20 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T1 tipi 20 mm kalınlıklı (kalın levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı miktarda alın levhasında, büyük ölçüde kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.27 ve Şekil 2.28'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 78.5 mm (θ_b=0.05 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.29). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.30'da gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.04 radyan olarak belirlenmiştir.



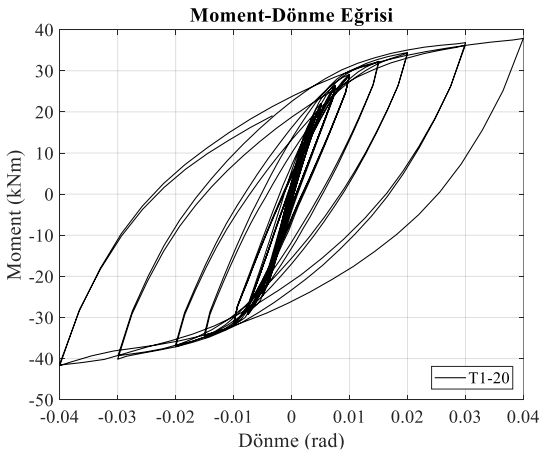
Şekil 2.27 : T1-20 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.28 : T1-20 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.29 : Kiriş gövdesi yırtılması.

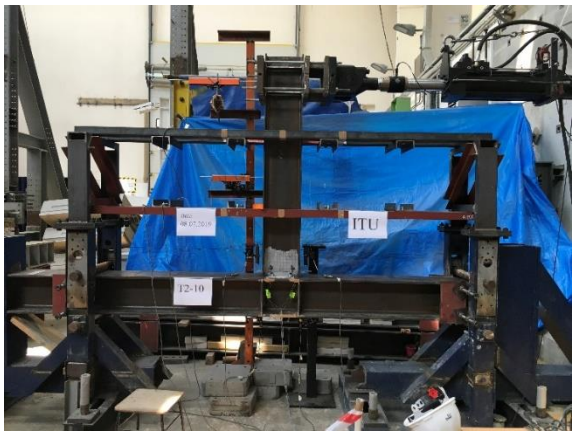


Şekil 2.30 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.5 T2-10 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T2 tipi 10 mm kalınlıklı (ince levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin büyük ölçüde alın levhasında oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uç birleşim bölgesinde oluşabileceği düşünülmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.31 ve Şekil 2.32'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 125.6 mm (θ_b=0.08 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.33). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.08 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.34'te gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler bu bölgede çok sınırlı kısımlarda malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı varsayılmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.08 radyan olarak belirlenmiştir.



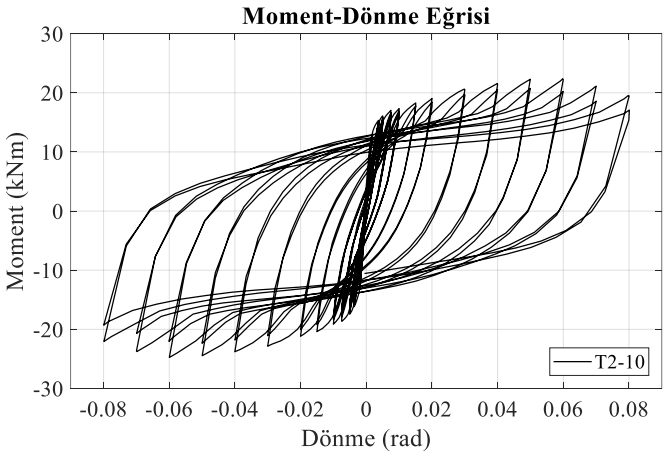
Şekil 2.31 : T2-10 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.32 : T2-10 numunesi alın levhası eğilme deformasyonu (test sonrası).



Şekil 2.33 : Alın levhası sünek yırtılması.



Şekil 2.34 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.6 T2-15 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T2 tipi 15 mm kalınlıklı (orta kalınlıklı levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında ve kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.35 ve Şekil 2.36'da gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 141.3 mm (θ_b=0.09 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.37). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.09 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.38'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesi ve alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Aynı zamanda alın levhasında oluşan enine doğrultulu gerilmeler levhada plastik eğilme deformasyonları oluşturmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.09 radyan olarak belirlenmiştir.



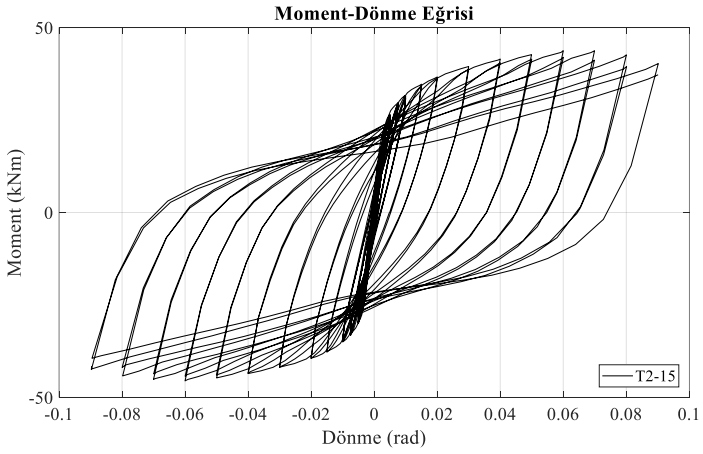
Şekil 2.35 : T2-15 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.36 : T2-15 numunesi alın levhası eğilme deformasyonu (test sonrası).



Şekil 2.37 : Alın levhası sünek yırtılması.



Şekil 2.38 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.7 T2-20 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T2 tipi 20 mm kalınlıklı (kalın levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı miktarda alın levhasında, büyük ölçüde kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.39 ve Şekil 2.40'ta gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 62.8 mm (θ_b=0.04 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.41). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.42'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.03 radyan olarak belirlenmiştir.



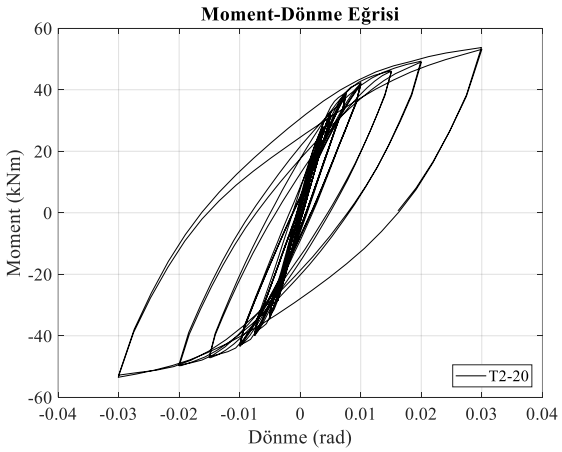
Şekil 2.39 : T2-20 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.40 : T2-20 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.41 : Kiriş gövdesi yırtılması.



Şekil 2.42 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.8 T3-10 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T3 tipi 10 mm kalınlıklı (ince levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin büyük ölçüde alın levhasında oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uç birleşim bölgesinde oluşabileceği düşünülmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.43 ve Şekil 2.44'te gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 109.9 mm (θ_b=0.07 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.45). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.07 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.46'da gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler bu bölgede çok sınırlı kısımlarda malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı varsayılmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.07 radyan olarak belirlenmiştir.



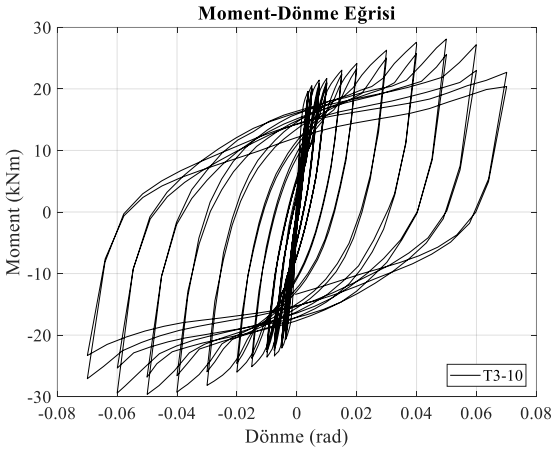
Şekil 2.43 : T3-10 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.44 : T3-10 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.45 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma.

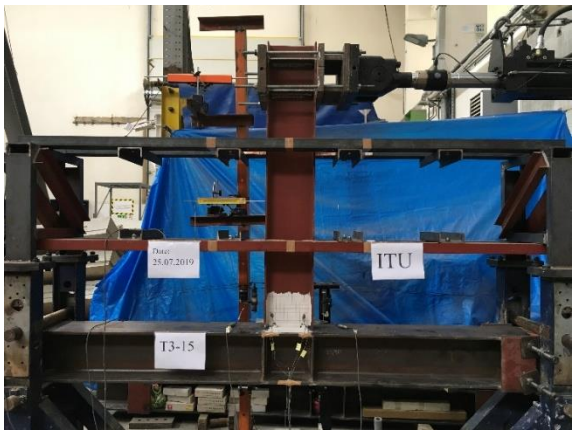


Şekil 2.46 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.9 T3-15 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T3 tipi 15 mm kalınlıklı (orta kalınlıklı levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında ve kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.47 ve Şekil 2.48'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 141.3 mm (θ_b=0.09 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.49). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.09 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.50'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesi ve alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Aynı zamanda alın levhasında oluşan enine doğrultulu gerilmeler levhada plastik eğilme deformasyonları oluşturmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.09 radyan olarak belirlenmiştir.



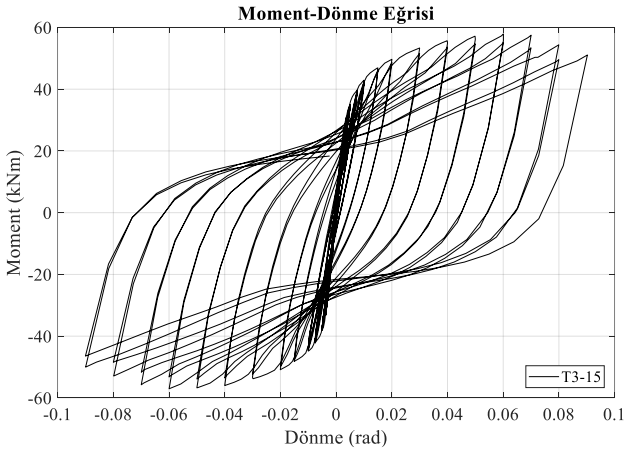
Şekil 2.47 : T3-15 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.48 : T3-15 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.49 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma.



Şekil 2.50 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

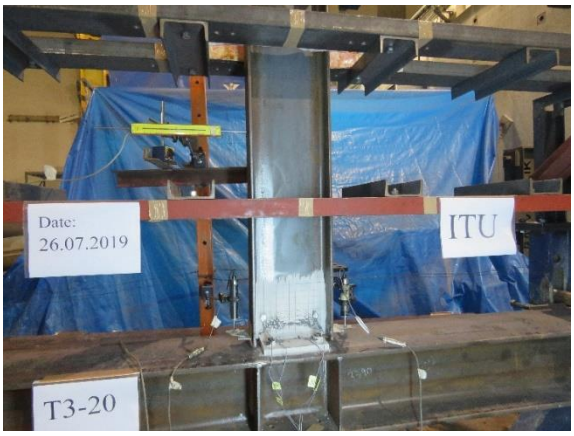
2.6.10 T3-20 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T3 tipi 20 mm kalınlıklı (kalın levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı miktarda alın levhasında, büyük ölçüde kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.51 ve Şekil 2.52'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 47.1 mm (θ_b=0.03 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.53). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.54'te gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.02 radyan olarak belirlenmiştir.



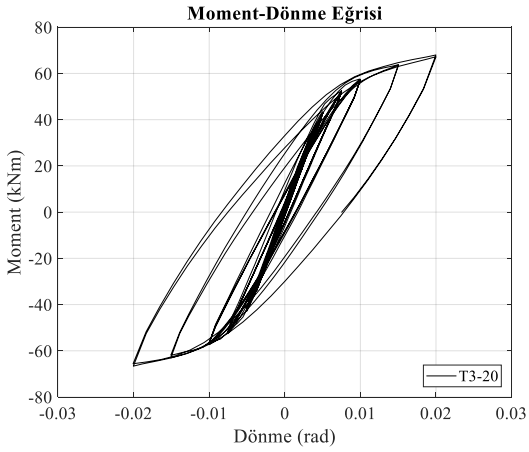
Şekil 2.51 : T3-20 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.52 : T3-20 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.53 : Kiriş gövdesi yırtılması.



Şekil 2.54 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.11 T4-10 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T4 tipi 10 mm kalınlıklı (ince levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin büyük ölçüde alın levhasında oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uç birleşim bölgesinde oluşabileceği düşünülmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.55 ve Şekil 2.56'da gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 125.6 mm (θ_b=0.08 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.57). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.08 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.58'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler bu bölgede çok sınırlı kısımlarda malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı varsayılmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.08 radyan olarak belirlenmiştir.



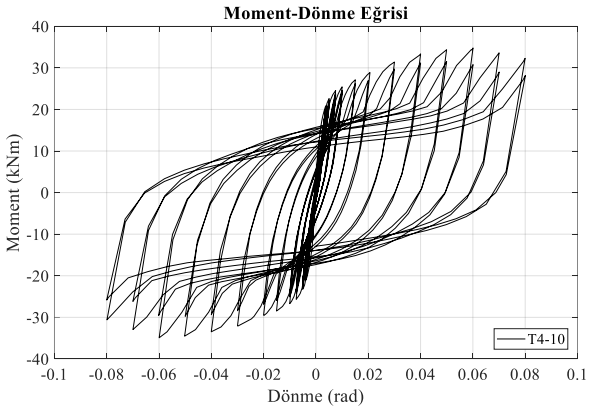
Şekil 2.55 : T4-10 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.56 : T4-10 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.57 : Alın levhası sünek yırtılması.



Şekil 2.58 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

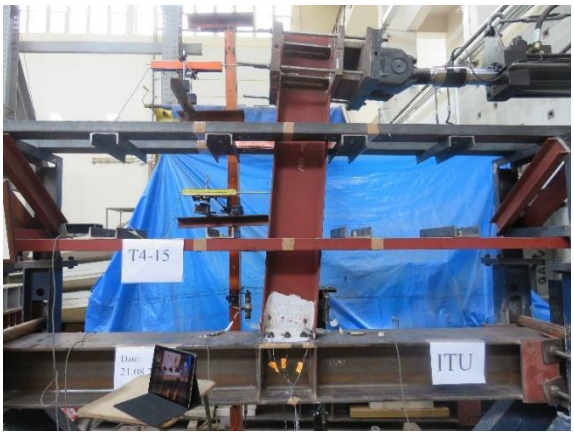
2.6.12 T4-15 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T4 tipi 15 mm kalınlıklı (orta kalınlıklı levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında ve kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.59 ve Şekil 2.60'ta gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 141.3 mm (θ_b=0.09 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.61). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.09 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.62'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesi ve alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Aynı zamanda alın levhasında oluşan enine doğrultulu gerilmeler levhada plastik eğilme deformasyonları oluşturmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.09 radyan olarak belirlenmiştir.



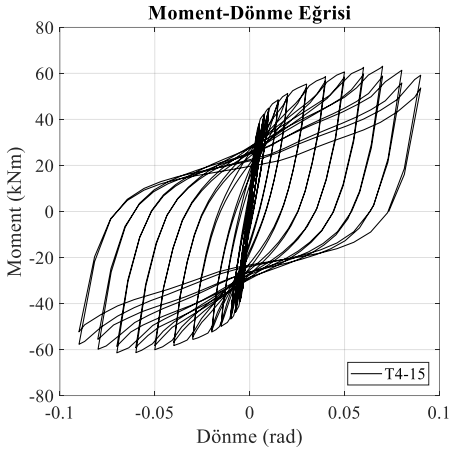
Şekil 2.59 : T4-15 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.60 : T4-15 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.61 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma.

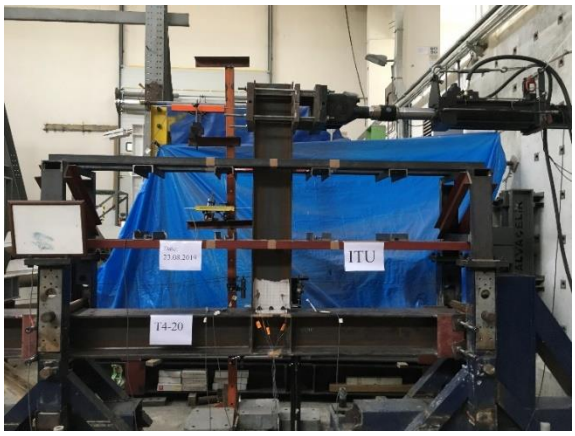


Şekil 2.62 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.13 T4-20 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T4 tipi 20 mm kalınlıklı (kalın levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı miktarda alın levhasında, büyük ölçüde kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.63 ve Şekil 2.64'te gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 62.8 mm (θ_b=0.04 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.65). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.66'da gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.03 radyan olarak belirlenmiştir.



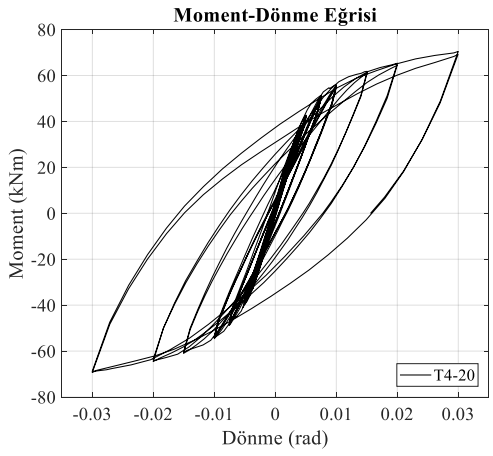
Şekil 2.63 : T4-20 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.64 : T4-20 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.65 : Kiriş gövdesi yırtılması.

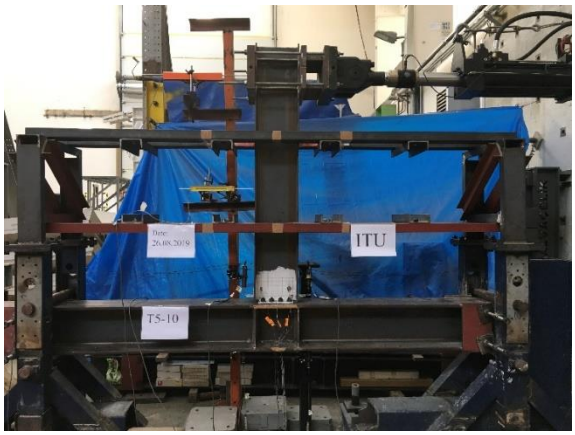


Şekil 2.66 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.14 T5-10 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T5 tipi 10 mm kalınlıklı (ince levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması ve plastik şekildeğiştirmelerin büyük ölçüde alın levhasında oluşması beklenmektedir. Sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uç birleşim bölgesinde oluşabileceği düşünülmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.67 ve Şekil 2.68'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 125.6 mm (θ_b=0.08 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar gözlemlenmiştir (Şekil 2.69). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.08 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.70'te gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler bu bölgede çok sınırlı kısımlarda malzemenin akma değerine ulaşmıştır. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı varsayılmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.08 radyan olarak belirlenmiştir.



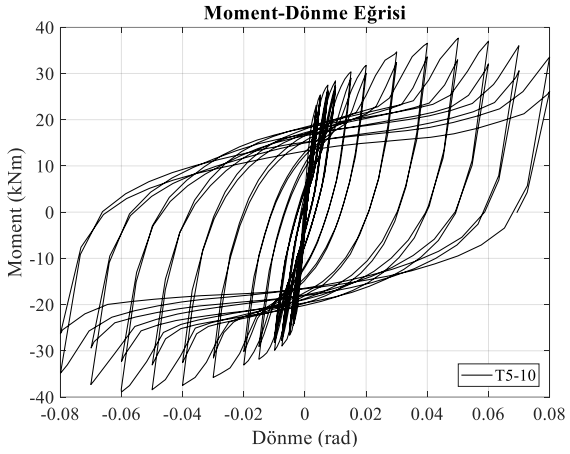
Şekil 2.67 : T5-10 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.68 : T5-10 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.69 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma.



Şekil 2.70 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.15 T5-15 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T5 tipi 15 mm kalınlıklı (orta kalınlıklı levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin alın levhasında ve kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.71 ve Şekil 2.72'de gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 125.6 mm (θ_b=0.08 rad) değerine yükleme yapılırken alın levhasında sünek (ani olmayan) yırtılmalar ve aynı zamanda kiriş gövdesi kaynak uç kısmında ani yırtılma gözlemlenmiştir (Şekil 2.73). Bu nedenle birleşimin eğilme momenti kapasitesinde azalmalar gözlemlenmiştir ve 0.08 radyan dönme değerine ulaşılması ile birlikte testler sonlandırılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.74'te gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesi ve alın levhası üzerinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmeler malzemenin çekme dayanımına ulaşmıştır. Aynı zamanda alın levhasında oluşan enine doğrultulu gerilmeler levhada plastik eğilme deformasyonları oluşturmaktadır. Birleşimin dönme kapasitesi 0.08 radyan olarak belirlenmiştir.



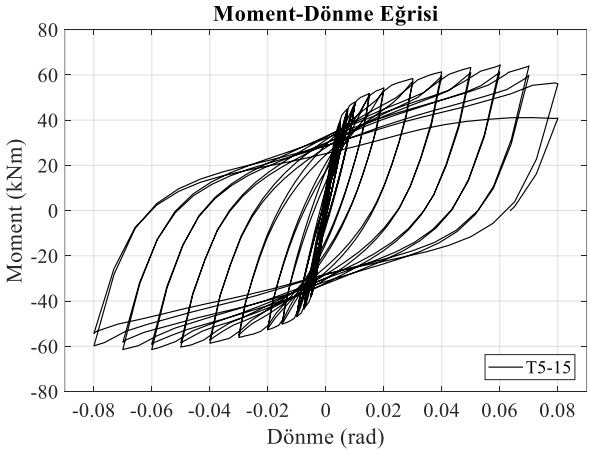
Şekil 2.71 : T5-15 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.72 : T5-15 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.73 : Alın levhası eğilme deformasyonu ve sünek yırtılma.

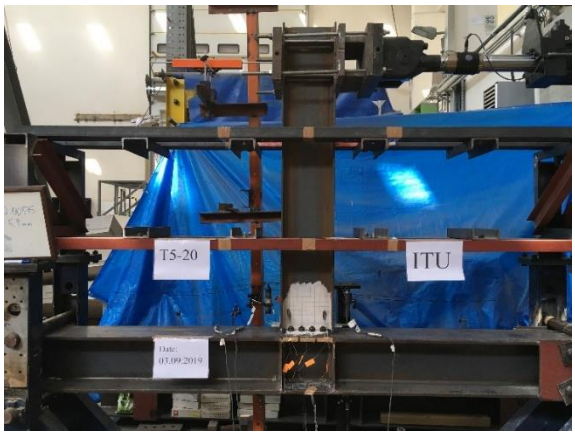


Şekil 2.74 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.6.16 T5-20 numune testi

Test numunesi olarak Şekil 2.1'de gösterilen T5 tipi 20 mm kalınlıklı (kalın levha) alın levhası detayının kullanıldığı kiriş-kolon birleşimi test edilmiştir. Bu test sırasında kolonun elastik kalması, plastik şekildeğiştirmelerin sınırlı miktarda alın levhasında, büyük ölçüde kiriş gövdesinde oluşması beklenmektedir. Test öncesi ve sonrası numune görünüşleri sırası ile Şekil 2.75 ve Şekil 2.76'da gösterilmektedir.

Test sırasında hedef yerdeğiştirme 47.1 mm (θ_b=0.03 rad) değerine yükleme yapılırken kiriş uç bölgesinde kaynakların bittiği kısımda görülen ani kırılmalar ile birlikte birleşimde ani güç kaybı görülmektedir (Şekil 2.77). Testler sonucunda elde edilen birleşime ait moment-dönme eğrisi Şekil 2.78'de gösterilmektedir. Şekillerde görüldüğü üzere kiriş gövdesinde görülen yoğun plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kireç-su karışımı boya bu kısımlarda dökülmüştür. Burada birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. Eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisinde, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşmasıyla birlikte gevrek kırılmalar gözlemlenmiştir. Birleşimin dönme kapasitesi 0.02 radyan olarak belirlenmiştir.



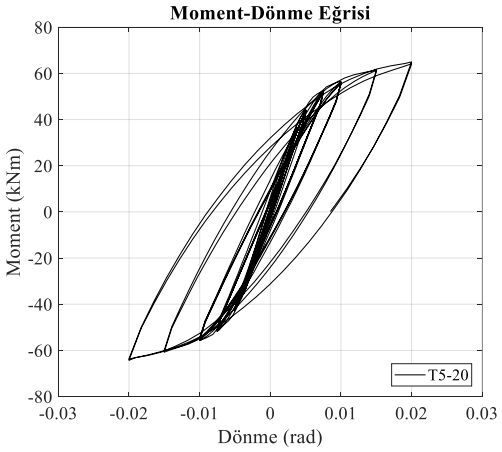
Şekil 2.75 : T5-20 numunesi (test öncesi).



Şekil 2.76 : T5-20 numunesi (test sonrası).



Şekil 2.77 : Kiriş gövdesi yırtılması.



Şekil 2.78 : Birleşimin moment-dönme eğrisi.

2.7 Deneysel Çalışma ile İlgili Genel Sonuçlar

Toplamda 16 adet test numunesi, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği laboratuvarında tekrarlı yükler altında test edilmiştir. Çalışma kapsamında alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve birleşimde kullanılan bulon sıra sayısının birleşimin davranışına olan etkisi araştırılmıştır. Çalışmalarda Avrupa profilleri kullanılmıştır. Sonlu eleman analiz sonuçlarına göre, deney düzeneğinde kritik görülen bölgelere şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme ölçerler yerleştirilerek, birleşimlerle ilgili detaylı bilgilere ulaşılmıştır.

Testler sırasında kesme kuvveti, alın levhası ve kolon başlık yüzeyi arasındaki sürtünmeli yüzey ile karşılanmıştır. Diğer bir ifade ile alın levhası ile kolon başlık yüzeyi arasında herhangi bir kayma deformasyonu görülmemiştir. Birleşimin eğilme momenti kapasitesi hidrolik aktuatörde okunan yük değeri ile yükleme noktası-kolon başlık yüzeyi arası uzaklığın çarpılması ile hesaplanmıştır. Benzer şekilde birleşimin dönme değeri uygulanan hedef yerdeğiştirme değerinin yükleme noktası-kolon başlık yüzeyi arası uzaklığa bölünmesi ile elde edilmiştir. Birleşimlerin eğilme momenti dayanımlarında ani bir düşüş veya önemli bir ölçüde azalma olması durumunda deneysel çalışmalar sonlandırılmıştır.

Çalışma kapsamında 3 farklı birleşim davranışı gözlemlenmiştir. İlk olarak ince levha davranışı görülmüştür. 10 mm kalınlıklı alın levhası kullanılması durumunda, kiriş gövdesinde çok sınırlı bölgelerde plastikleşme gözlemlenmiştir. Bu durumda kiriş gövdesinin elastik kaldığı düşünülmektedir. Birleşimin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının eğilme momenti kapasitesine eşittir. Alın levhası kalınlığının arttırılması ile birlikte orta kalınlıklı levha davranışı gözlemlenmiştir ve bu durumda hem kiriş gövdesinde hem de alın levhasında önemli ölçüde plastikleşme görülmektedir. Birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır. İdeal davranış orta kalınlıklı alın levhası kullanılması durumunda elde edilmiştir. Birleşimlerde azımsanmayacak miktarda eğilme momenti kapasitesi ve yeterli dönme kapasitesine orta kalınlıklı levha davranışında ulaşılmıştır. Son olarak kalın levha (t=20 mm) kullanılması durumunda, alın levhasında sınırlı miktarda plastik şekildeğiştirmeler gözlemlenmiştir. Fakat birleşim yeterli dönme

kapasitesine ulaşamamışken, gerilmelerin artması ile birlikte kiriş gövdesinde, alın levhasını kiriş gövdesine bağlayan kaynakların bittiği kısımlarda yüksek bir sesin duyulması ile birlikte gevrek (ani) kırılmalar gözlemlenmiştir. Benzer şekilde birleşimin eğilme momenti kapasitesi kiriş gövdesinde bulunan ve kalınlığı kiriş gövdesi kalınlığına, uzunluğu ise alın levhasına göre daha yüksek bir uzunluğa eşit olan bir dikdörtgen enkesitin plastik moment kapasitesi tarafından sınırlandırılmaktadır.

Yapılan deneyler sonucunda bu tür birleşimlerin davranışlarının tanımlanmasında alın levhası kalınlığının ve alın levhası yüksekliğinin belirleyici olduğu fakat bulon sırası sayısının birleşimlerin doğrusal olmayan davranışında belirleyici nitelikte olmadığı görülmüştür. Alın levhası kalınlığının arttırılmasının, birleşimin eğilme momenti kapasitesine arttırıcı etkisi gözlemlenirken, birleşimin başlangıç rijitliğine önemli bir etkisi olmamıştır. Çünkü bu tür birleşimlerin başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde kiriş uç bölgelerinde görülen eksenel çekme gerilmeleri etkin rol oynamaktadır. Alın levhası yüksekliğinin arttırılmasıyla birlikte birleşimin eğilme momenti kapasitesinde ve başlangıç rijitliğinde artış gözlemlenmiştir. Kullanılan bulon sıra sayısının arttırılmasının, özellikle 20 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerde, birleşimin eğilme momenti kapasitesine ve başlangıç rijitliğine önemli bir katkısı olmamıştır. Bu tip birleşimlerde deneyler, alın levhasını kiriş gövdelerine bağlayan köşe kaynakların uç kısmında kiriş gövdesinin gevrek yırtılması ile sonlandırılmıştır. Deneyler sırasında yapılan gözlemler sonucu her bir numuneye ait başlangıç rijitliği (R_i), Maksimum eğilme momenti değeri (M_{maks}), dönme kapasitesi (θ_{maks}) ve göçme modu Çizelge 2.6'da gösterilmektedir.

Testler sırasında T2-15, T3-15 ve T4-15 numunelerine ait dönme kapasitesinin Çizelge 2.6'da gösterilen değerlerden daha yüksek değerlere çıkabildiği gözlemlenmiştir. Ancak çevrimsel yükleme yapılmasından dolayı, deney süresini kısaltmak amacıyla 0.09 radyan dönme değerine karşılık gelen yükleme adımının tamamlanmasının ardından deneyler sonlandırılmıştır.

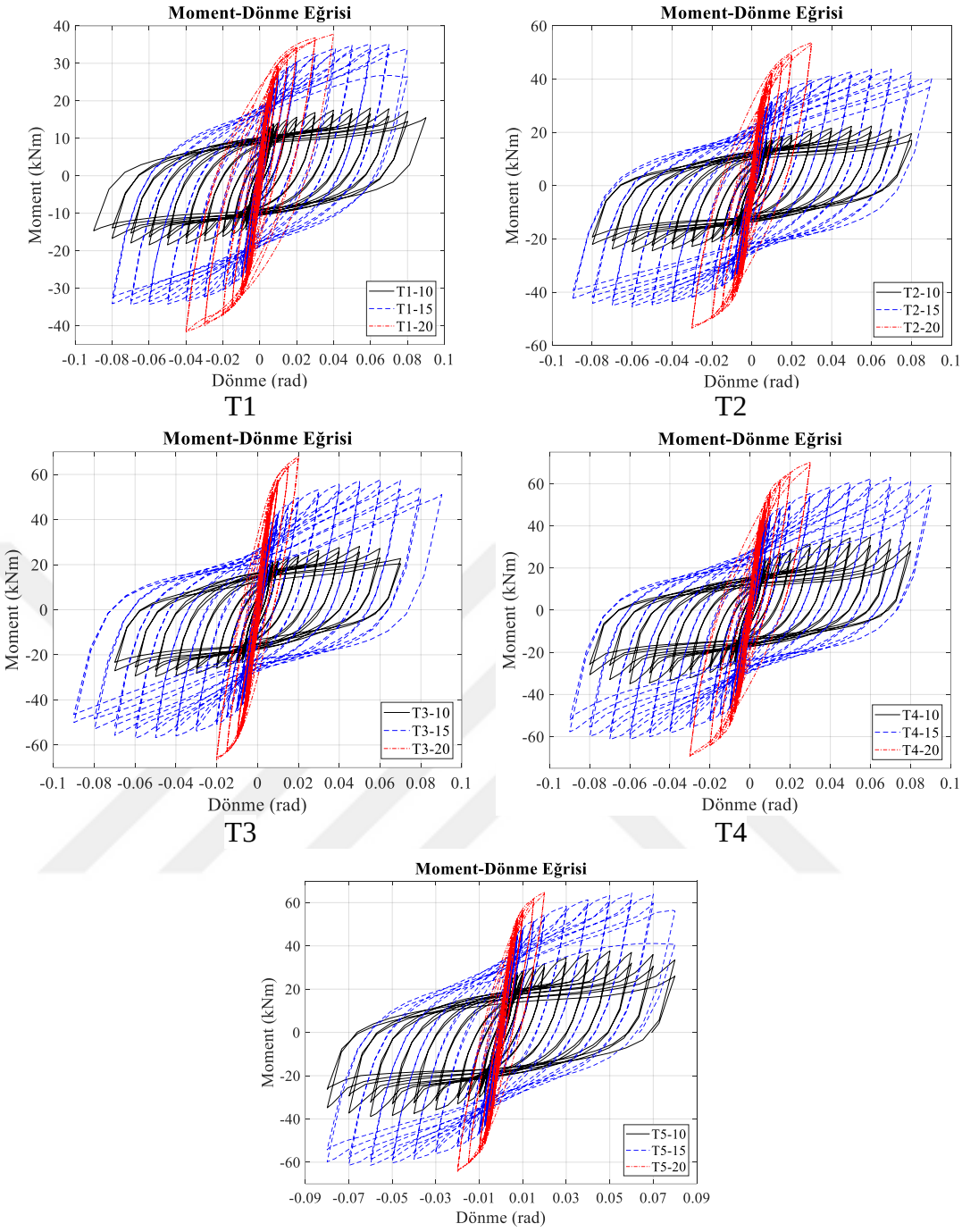
Çizelge 2.6 : Test sonuçları genel özeti.

	R_i (kNm/rad)	M_{maks} (kNm)	θ_{maks} (rad)	Göçme modu
T1-10	5494.0	18.44	0.09	Alın levhası yırtılması
T1-15	5471.1	35.51	0.08	Alın levhası yırtılması ve Kiriş gövdesi yırtılması
T1-20	6179.3	41.69	0.04	Kiriş gövdesi yırtılması
T2-10	7078.0	24.75	0.08	Alın levhası yırtılması
T2-15	7386.0	45.51	0.09	Alın levhası yırtılması
T2-20	8355.0	53.49	0.03	Kiriş gövdesi yırtılması
T3-10	9667.1	29.62	0.07	Alın levhası yırtılması
T3-15	9792.9	57.89	0.09	Alın levhası yırtılması
T3-20	9755.6	67.98	0.02	Kiriş gövdesi yırtılması
T4-10	9481.3	34.77	0.08	Alın levhası yırtılması
T4-15	10122	63.11	0.09	Alın levhası yırtılması
T4-20	9402.2	69.33	0.03	Kiriş gövdesi yırtılması
T5-10	8962.9	38.90	0.08	Alın levhası yırtılması
T5-15	9825.2	64.44	0.08	Alın levhası yırtılması ve Kiriş gövdesi yırtılması
T5-20	9708.5	64.98	0.02	Kiriş gövdesi yırtılması

Deney sonuçlarına göre alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve bulon sıra sayısının birleşimlerin davranışına olan etkileri alt bölümlerde detaylı bir şekilde açıklanmıştır.

2.7.1 Alın levhası kalınlığı

Alın levhası kalınlığının birleşimlerin davranışına olan etkisini gözlemlemek amacı ile her bir alın levhası detayına ait farklı kalınlıklı alın levhalarının kulanıldığı kiriş-kolon birleşimlerinin moment-dönme ilişkileri aynı grafik üzerinde Şekil 2.79'da gösterilmiştir. Şekillerde görüldüğü üzere 10 ve 15 mm kalınlıklı alın levhalarının kullanılması durumunda birleşimlerde sünek davranış görülmektedir. Bu tür birleşimlerde alın levhalarının eğilme deformasyonları ile enerji sönümlenmektedir. Alın levhası kalınlığının 10 mm'den 15 mm'ye çıkartılması durumunda birleşimin eğilme momenti kapasitesinde, yaklaşık olarak %70-100 oranında bir artış görülmektedir. Alın levhalarında görülen sünek yırtılmalardan dolayı, yüksek dönme değerlerinde dayanımda azalmalar görülmektedir. Alın levhası kalınlığının 15 mm'den 20 mm'ye çıkarılması durumunda birleşimlerin kapasitesinde ihmal edilebilir bir artış görülmektedir. Fakat 20 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda birleşimlerde yeterli dönme kapasitesi görülmemektedir. Birleşimlerin dönme kapasitesi kiriş gövdesinde görülen ani yırtılmalar ile sınırlandırılmaktadır (Kalın levha davranışı).



Şekil 2.79 : Alın levhası kalınlığının birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi.

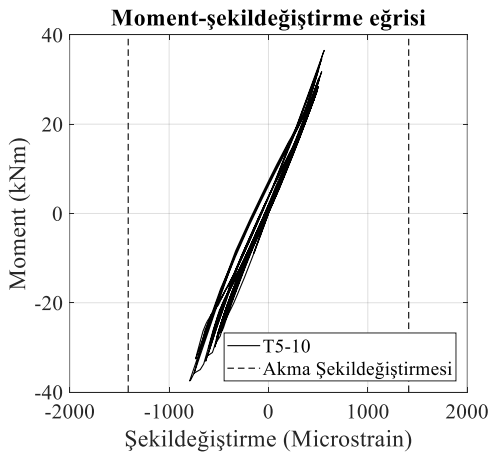
Grafiklerden anlaşılacağı üzere, yüklemenin ilk kısımlarında elastik bir davranış gözlemlenmektedir. Alın levhası kalınlığının arttırılmasının birleşimin başlangıç rijitliğine önemli bir etkisi görülmemektedir. Kiriş gövdesinde belirli bir bölge, eğilme momentinin çekme kuvveti bileşeni etkisindedir. Birleşimin başlangıç rijitliği bu bölgedeki çekme gerilmeleri tarafından belirlenmektedir. Numunelerden alınan şekildeğiştirme ölçer verileri de bu bilgiyi doğrulamaktadır.

Belirtildiği gibi genel olarak 10, 15 ve 20 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda sırası ile ince, orta kalınlıklı ve kalın levha davranışları görülmektedir. Farklı kalınlıklı T5 tipi alın levhası detayının kullanılması durumunda birleşimlere ait davranışlar Şekil 2.80'de gösterilmiştir. 15 ve 20 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda kiriş gövdelerinde kireç-su karışımı boya dökülmeleri gözlemlenmiştir. Bu durum aynı zamanda kiriş gövdelerinde konumlandırılan SG7 şekildeğiştirme ölçer (Şekil 2.13) verileri ile doğrulanmaktadır. Şekil 2.81'de gösterilen SG7 şekildeğiştirme ölçere ait moment- şekildeğiştirme (uzama oranı) eğrilerine bakıldığında, T5-10 numunesinde akma şekildeğiştirmelerine ulaşılmamışken, T5-15 ve T5-20 numunelerinde akma şekildeğiştirmelerine ulaşılmıştır. Çalışma kapsamında test edilen tüm numunelere ait moment-uzama oranı eğrileri Ek F'de gösterilmiştir.

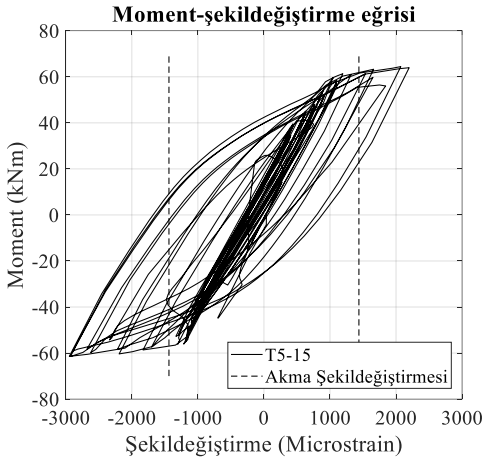


T5-10 (ince levha) T5-15 (orta kalınlıklı levha) T5-20 (kalın levha)

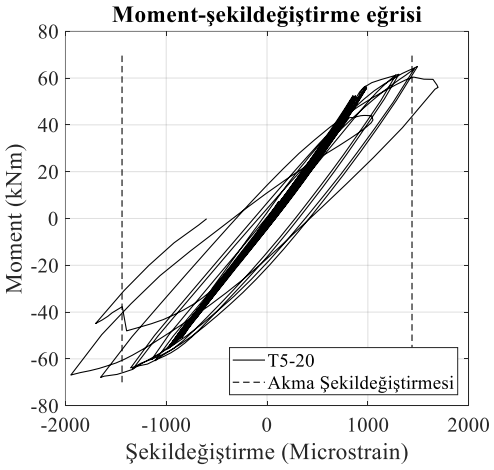
Şekil 2.80 : İnce-orta-kalın levha davranışı.



T5-10



T5-15



T5-20

Şekil 2.81 : Moment-şekildeğiştirme eğrileri (SG7).

Deneyler sonunda T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerinden çıkan kiriş-alın levhası birleşimlerine bakıldığında 10 ve 15 mm kalınlıklı alın levhalarında akma çizgileri gözlemlenirken 20 mm kalınlıklı alın levhasında akma çizgileri oluşmamıştır. Benzer şekilde T5-15 ve T5-20 numunelerinin kiriş gövdelerinde kireç-su karışımı boya dökülürken, T5-10 numunesinde kiriş gövdesinin elastik kalmasından dolayı bu bölgede kireç-su karışmı boya dökülmesi görülmemiştir (Şekil 2.82).



T5-10 T5-10 T5-10

Şekil 2.82 : Numunelere ait alın levhası ve kiriş gövdesi deformasyonları.

Deneyler sonucunda 20 mm kalınlık levhaların kullanıldığı numunelere ait bulonlarda ilave kaldırma kuvveti (Praying action) oluşmadığı, buna karşın 15 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı numunelere ait bulonlarda, levhalarda oluşan eğilme etkisi ile birlikte ilave kaldırma kuvveti oluşmaktadır. Bu durum testler sonucunda bulonların şekildeğiştirme durumu ile doğrulanmaktadır (Şekil 2.83).



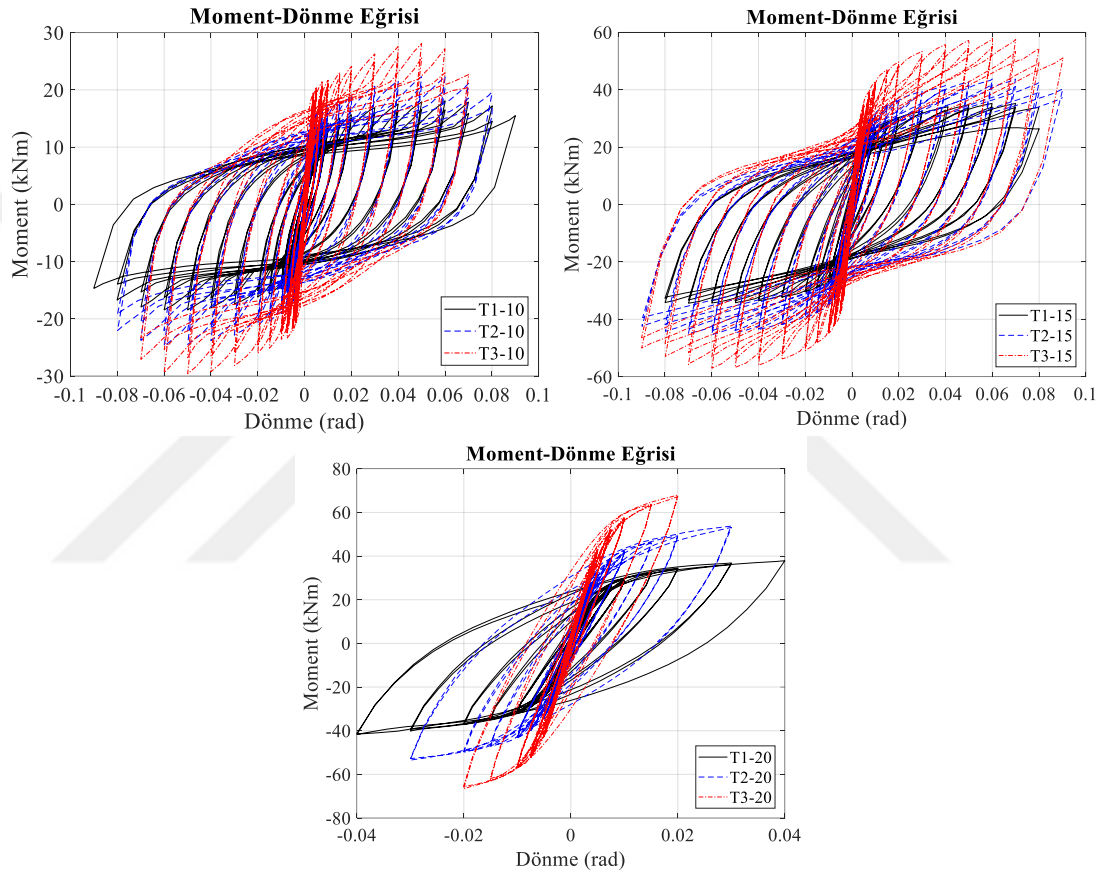
T3-15 T3-20

Şekil 2.83 : Testler sonucunda bulonların şekil değiştirme durumu.

2.7.2 Alın levhası yüksekliği

Alın levhası yüksekliğinin birleşimlerin davranışına olan etkisini gözlemlemek amacı ile 180, 210 ve 240 mm yüksekliğe sahip alın levhaları birleşim testlerinde kullanılmıştır. İnce, orta kalınlıklı veya kalın levha kullanılması durumunda, alın levhası yüksekliğinin 180 mm'den 240 mm'ye çıkarılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi yaklaşık olarak %60-65 oranında artış göstermiştir. Genel

olarak bu artışın sebebi, alın levhası yüksekliğinin artması birlikte eğilme momentinin kuvvet çiftleri arasındaki kuvvet kolu mesafesinin artması olarak düşünülmektedir. Ayrıca alın levhası yüksekliğinin artması ile birlikte daha büyük eğilme momenti kapasitesine bağlı olarak, birleşim davranışında görülen dayanım bozunumlarının etkisi ile birlikte birleşimin dönme kapasitesi azalmaktadır. Alın levhası yüksekliğinin birleşimlerin moment-dönme ilişkilerine etkileri aynı grafik üzerinde Şekil 2.84'te gösterilmiştir.

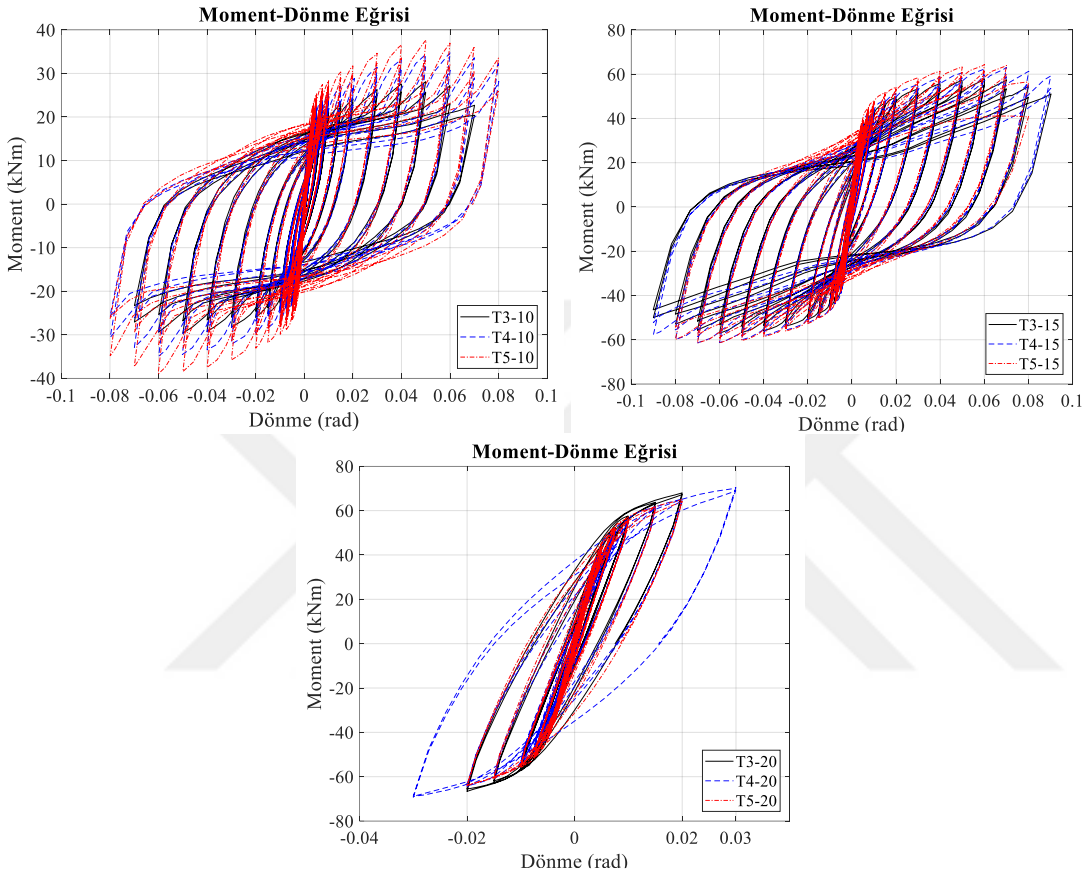


Şekil 2.84 : Alın levhası yüksekliğinin birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi.

2.7.3 Bulon sıra sayısı

Aynı alın levhası yüksekliğine sahip birleşimlerde kullanılan bulon sıra sayısının birleşimin davranışına olan etkisini gözlemlemek amacı ile üç, dört ve beş sıra olmak üzere üç farklı bulon sırasının kullanıldığı birleşimlerin moment-dönme eğrileri Şekil 2.85'te gösterilmiştir. 10 ve 15 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerde bulon sıra sayısının artması, birleşimlerin eğilme momenti kapasitesini az miktarda da olsa arttırmıştır. Kullanılan bulon sıra sayısına bağlı olarak alın levhasının kolon başlık yüzeyindeki sınır koşulları değişmekte ve bulon sıra sayısı arttıkça alın levhası

üzerinde tutulu nokta sayısı artmaktadır. Bu durumda oluşabilecek akma çizgileri artmakta ve buna bağlı olarak alın levhasının plastik moment kapasitesi artmaktadır. Fakat 20 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesinde alın levhasının belirleyici olmamasından dolayı, birleşimin eğilme momenti kapasitesinde önemli bir değişme olmamıştır.



Şekil 2.85 : Kullanılan bulon sıra sayısının birleşimlerin moment-dönme eğrilerine etkisi.

2.8 EN 1993-1-8 (2005) Standardına Göre Birleşimlerin Sınıflandırılması

EN 1993-1-8 (2005) standardına göre, birleşimler başlangıç rijitliklerine göre mafsallı (Nominally Pinned, NP), yarı-rijit (Semi-rigid, SR) veya rijit olarak sınıflandırılmaktadır. Burada birleşimlerin başlangıç rijitlikleri, birleşimde kullanılan kirişin eğilme rijitliği (EI_b/L_b) ile kıyas edilir. İfade içerisinde yer alan E, elastisite modülünü, I_b kirişin atalet momentini ve L_b ise kirişin boyunu göstermektedir. Bu ifade içerisinde yer alan kiriş boyu değeri (L_b), kirişin konsol çalıştığı varsayımı ile 3.14m alınmıştır. Aslında klasik bir düşey yük çerçevesinde kiriş açıklığının yaklaşık olarak 6m olduğu varsayıldığında, birleşimin başlangıç rijitliğinin, kirişin rijitliğine oranı

Çizelge 2.7'de elde edilen değerlerin yaklaşık olarak 2 katı olacağı düşünülmektedir. Ayrıca, 15 ve 20 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin eğilme momenti kapasitesinin, bağlandıkları kirişin plastik moment kapasitesine oranı %25 değerini aşabilmektedir. Bu durumda yönetmelik kurallarına göre bu tür birleşimler kısmi dayanımlı (Partial-Strength, PS) birleşimler olarak sınıflandırılmaktadır. 10 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda birleşimler yeterli dayanım göstermediğinden dolayı dayanım bakımından mafsallı (NP) olarak kabul edilmektedir. Genel olarak birleşimlerin başlangıç rijitliğinin, bağlandıkları kirişin rijitliğine oranı 0.5 ile 25 arasında değişmesinden dolayı bu tür birleşimler yarı-rijit (SR) olarak sınıflandırılmaktadır. Aynı zamanda bu tür birleşimlerin yeterli dönme kapasitelerinin olması beklenmektedir. Bu açıdan bakıldığında 20 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin kiriş gövdelerinde gözlemlenen ani yırtılmalardan dolayı yeterli dönme kapasitesi gösteremedikleri gözlemlenmiştir. Dolayısı ile yapılan testler sonucunda ideal davranış, 15 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerden elde edilmiştir. Test edilen birleşimlerin EN 1993-1-8 (2005) standardına göre sınıflandırılması Çizelge 2.7'de gösterilmiştir.

Sonuç olarak, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin uygun bir şekilde tasarlanması durumunda EN 1993-1-8 (2005) standardına göre kısmi dayanımlı ve yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılabileceği görülmektedir. Ayrıca 20 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin dönme kapasitelerinin, AISC 341-16 (2016) standardına göre, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için öngörülen minimum dönme kapasitesi değeri olan 0.04 radyan değerinden az olmasından dolayı kullanımı uygun görülmemektedir. Levha kalınlığının 10 mm seçilmesi durumunda birleşimlerin davranışının, dayanım açısından mafsal olarak idealize edilmesinin uygun olduğu görülmektedir. Bu nedenle, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin kullanıldığı düşey yük çerçevelerinin, deprem etkisi altında, moment aktaran çelik çerçeveli binaların yapı performansına olan katkılarının araştırılması açısından, bu tür birleşimlere ait en uygun davranış modeli, 15 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerden elde edilmiştir.

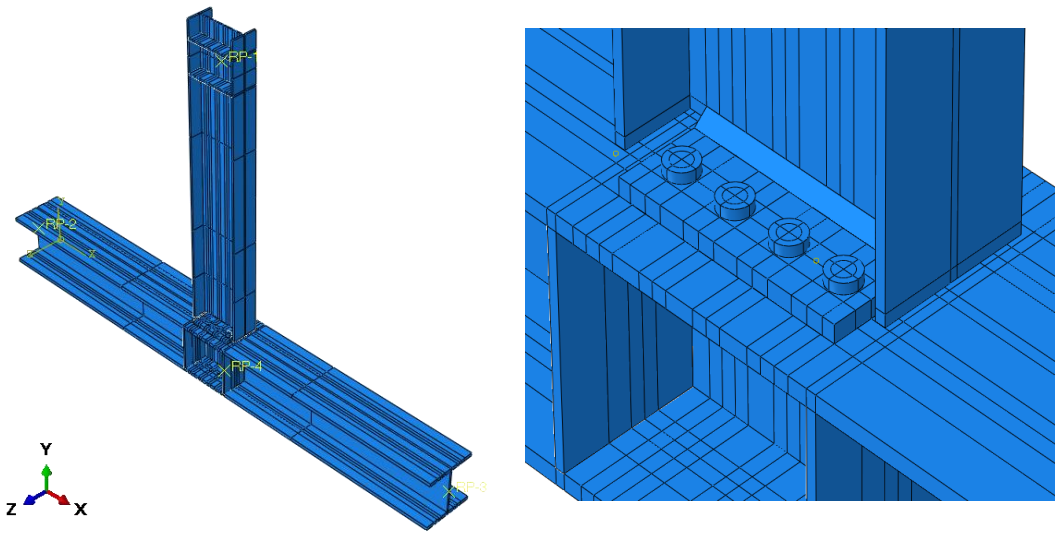
Çizelge 2.7 : EN 1993-1-8 (2005) standardına göre birleşimlerin sınıflandırılması.

	R_i (kNm/ rad)	$\frac{E_b I_b}{L_b}$ kNm^2/m	$\frac{R_i}{E_b I_b / L_b}$	M_{max} (kNm)	$M_{pl,IPE}$ (kNm)	$\frac{M_{maks}}{M_{pl,IPE}}$	EC3'e göre Sınıflandırma
T1-10	5494.0	5465.9	1.00	18.44	204.1	%9	SR/NP
T1-15	5471.1	5708.0	0.96	35.51	188.4	%19	SR/NP
T1-20	6179.3	5441.8	1.13	41.69	209.1	%20	SR/NP
T2-10	7078.0	5465.9	1.29	24.75	204.1	%12	SR/NP
T2-15	7386.0	5708.0	1.29	45.51	188.4	%24	SR/NP
T2-20	8355.0	5441.8	1.54	53.49	209.1	%26	SR/PS
T3-10	9667.1	5465.9	1.76	29.62	204.1	%15	SR/NP
T3-15	9792.9	5708.0	1.72	57.89	188.4	%31	SR/PS
T3-20	9755.6	5441.8	1.79	67.98	209.1	%33	SR/PS
T4-10	9481.3	5465.9	1.73	34.77	204.1	%17	SR/NP
T4-15	10122	5708.0	1.77	63.11	188.4	%34	SR/PS
T4-20	9402.2	5441.8	1.73	69.33	209.1	%33	SR/PS
T5-10	8962.9	5465.9	1.64	38.90	204.1	%19	SR/NP
T5-15	9825.2	5708.0	1.72	64.44	188.4	%34	SR/PS
T5-20	9708.5	5441.8	1.78	64.98	209.1	%31	SR/PS

3. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞLARININ NÜMERİK MODELLER YARDIMIYLA İNCELENMESİ

3.1 Sonlu Eleman Modelleri

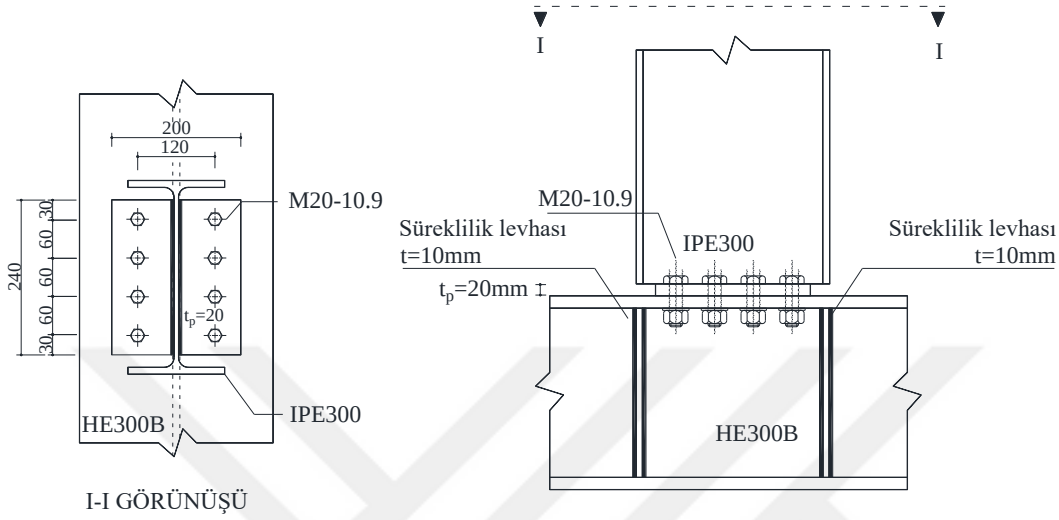
Deneysel çalışmalarda dikkate alınan kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin sonlu eleman modelleri, deneyler sırasında kullanılan düzenek, birleşimi oluşturan tüm elemanların gerçek boyutları ve bu elemanların malzeme özellikleri esas alınarak hazırlanmıştır. Pilot numuneye ait kiriş-kolon birleşiminin ABAQUS (2017) bilgisayar programı ile hazırlanan sonlu eleman modeli Şekil 3.1'de gösterilmektedir. Deneysel çalışma ile farklı parametrelerin birleşimlerin davranışına olan etkilerini gözlemlemek zor ve masraflı olmaktadır. Bu yüzden doğruluğu deneysel çalışmalar ile gösterilmiş sonlu eleman modelleri üzerinde ilgili parametrenin etkisini dikkate alacak şekilde değişiklikler yapılarak, farklı parametrelerin davranışa etkisi gözlemlenebilmektedir.



a) Üç boyutlu görünümü **b)** Birleşim bölgesi detayı

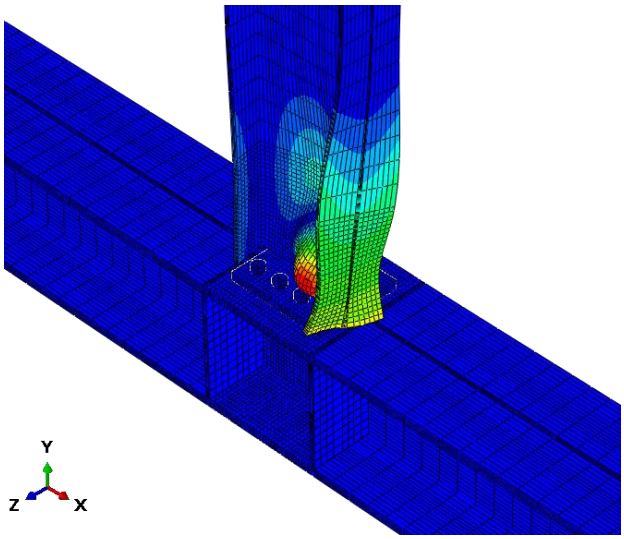
Şekil 3.1 : Pilot numune sonlu eleman modeli.

Deneyde kiriş enkesiti IPE300, kolon enkesiti ise HE300B olarak tercih edilmiştir. Şekil 3.2'de detayları verilen birleşim, 20 mm kalınlığında alın levhası ve bulon sınıfı 10.9 olan 20 mm çaplı yüksek dayanımlı bulonlar ile teşkil edilmiştir. Birleşimde kullanılan kesitlerin malzeme dayanımları Çizelge 2.4'te gösterilmektedir.



Şekil 3.2 : Pilot numune kiriş-kolon birleşim detayı.

Doğrusal olmayan üç boyutlu sonlu eleman analizlerinde dikkat edilmesi gereken konulardan biri yapısal elemanların boyutlarına bağlı olarak önkusur tanımlanması gerekliliğidir. Çünkü, bu tür birleşimlerde, kiriş gövdelerinde düzlem dışı hareket gözlemlenmesi, birleşime bir başlangıç önkusuru tanımlanarak mümkün kılınmıştır. Bu nedenle öncelikle kusursuz modeller üzerinde özdeğer (Eigen value) analizi yapılarak hakim mod bulunmuştur (Şekil 3.3). Doğrusal olmayan analizlerde hakim mod üzerinden bulunan yerdeğiştirmeler kiriş boyu ile orantılı (L/500-L/1000) bir ölçek katsayısı kullanılarak yapıya önkusur olarak tanımlanmıştır. Hazırlanan modellerin tümünde yükleme durumu ile uyumlu burkulma modu (Şekil 3.3) başlangıç kusuru olarak dikkate alınmıştır.



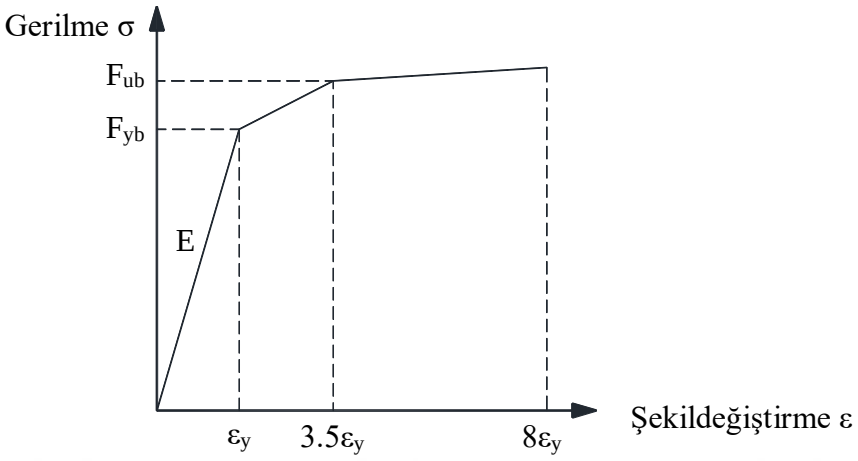
Şekil 3.3 : Doğrusal burkulma analizi, Pilot numune 1. mod şekli (şekil büyütme katsayısı: 100).

Sonlu eleman analiz sonuçlarına göre deney numuneleri için alın levhası kalınlıkları, 10, 15 ve 20 mm olarak belirlenmiştir. Bu kalınlıklar esas alınarak tüm birleşim tiplerinin sonlu eleman modelleri hazırlanmıştır. Yapılan analizlerde Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında bulunan deney düzeneği üzerinde yapılan gözlemler sonucu deneylerde kullanılacak olan kiriş ve kolon elemanlarının gerçek boyları kullanılmıştır. Doğrusal burkulma analizlerinde yüzeysel etkileşimin olduğu bölgelerde bulonlu bağlantıların tutulu olduğu varsayılırak analizler gerçekleştirilmiştir.

3.1.1 Malzeme modeli

Malzeme çekme testleri sonucunda, deney numunelerinde kullanılan malzemelerin karakteristik özellikleri (Elastisite modülü E, akma gerilmesi F_y ve çekme gerilmesi dayanımı F_u) belirlenmiştir (Çizelge 2.4). Ayrıca mühendislik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri malzeme çekme testleri ile elde edilmiştir. Birleşimde kullanılanan farklı malzemelere ait mühendislik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Ek E'de gösterilmiştir. Birleşimlerin elastisite modülü E, eğrilerin elastik bölgesinde bulunan bir kaç noktaya ait eğri fonksiyonunun regresyon analizleri ile elde edilmesi sonucunda hesaplanmıştır. Bulonlar için ayrıca çekme testi yapılmamıştır. Bulonların malzeme karakteristik özellikleri Baei ve diğ. (2012) tarafından yapılan çalışmalar referans alınarak pekleşme bölgesi sonunda görülen uzama oranı $\varepsilon_s=3.5\varepsilon_y$, kopma anında görülen uzama oranı ise $\varepsilon_u=8\varepsilon_y$ olarak dikkate alınmıştır. Bulon malzemesine ait

gerilme-plastik şekildeğiştirme eğrisi Şekil 3.4, gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri Çizelge 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4 : Bulon malzemesi mühendislik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi.

Çizelge 3.1 : Bulon malzemesi gerilme plastik şekildeğiştirme değerleri (F_{yb}=900 MPa, F_{ub}=1000 MPa).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
900	0
940	0.006995
960	0.008635
980	0.010612
1000	0.012988
1020	0.0158
1040	0.0192
1060	0.0233
1080	0.028
1100	0.0337
1110	0.0369

Tekrarlı yükler altında malzeme davranışının temsil edilebilmesi amacıyla Kaufmann ve diğ. (2001) tarafından önerilen yöntem kullanılmıştır. Bu doğrultuda, çelik profil ve plakaların kopma uzaması oranının (ε_u) mevcut çalışma (Baei ve diğ, 2012) ile uyumlu olarak $120\varepsilon_y$ olmasını ve akma gerilmesinin (Malzeme çekme testi sonuçları, Çizelge 2.4) aynı değerde kalmasını sağlayacak şekilde K ve n değerleri hesaplanarak, $\sigma=K\varepsilon^n$ ifadesi ile şekildeğiştirmeye bağlı gerilme değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca Denklem 3.1 kullanılarak mühendislik gerilme-şekildeğiştirme değerleri gerçek gerilme-şekildeğiştirme değerlerine dönüştürülmüştür. Denklemde belirtilen σ_{eng} ve

σ_{true} sırası ile mühendislik ve gerçek gerilme değerlerini, benzer şekilde ε_{eng} ve ε_{true} ise sırası ile mühendislik ve gerçek şekildeğiştirme değerlerini ifade etmektedir. Birleşimin doğrusal olmayan davranış bölgesinde çevrimsel yükleme etkisinde akma dayanımının değişmesini (artma veya azalma) temsil eden Baushinger etkisi ve test sonuçlarının temsil edilebilirliği, en iyi birleşik pekleşme tanımı (combined hardening) ile elde edilmiştir. Bu sonuçlar yapılan mevcut çalışma (Kumar ve diğ, 2015) ile uyumluluk göstermektedir. Bu amaçla malzemenin akma sonrası gerçek gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri modele tanımlanmıştır.

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng}(1+\varepsilon_{eng}); \qquad \varepsilon_{true} = \ln(1+\varepsilon_{eng}); \tag{3.1}$$

Birleşimlerde kullanılan her bir elemana ait gerçek gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri aşağıda çizelgelerde gösterilmiştir.

Çizelge 3.2 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=20 mm).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
278.6767	0.0000
294.0514	0.0012
309.7358	0.0033
325.9502	0.0068
343.0483	0.0126
361.5869	0.0218
382.4242	0.0363
406.8598	0.0583
436.8285	0.0910
475.1667	0.1381
480.3424	0.1447

Çizelge 3.3 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=15 mm).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
280.7552	0.0000
296.2631	0.0016
312.3292	0.0049
329.4890	0.0112
348.7245	0.0229
371.7891	0.0438
401.7338	0.0799
443.7474	0.1397
468.6541	0.1769

Çizelge 3.4 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (alın lehvası t=10 mm).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
287.4912	0.0000
302.9109	0.0013
318.7082	0.0037
335.1779	0.0079
352.8133	0.0150
372.4217	0.0267
395.2965	0.0458
423.4699	0.0756
460.0786	0.1210
501.4763	0.1762

Çizelge 3.5 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (HE300B).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
347.4718	0.0000
363.0173	0.0014
379.0136	0.0039
395.7901	0.0082
413.8886	0.0154
434.1838	0.0270
458.0624	0.0456
487.6883	0.0746
526.3870	0.1183
566.8706	0.1672

Çizelge 3.6 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=10 mm)).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
325.5501	0.0000
341.1271	0.0016
357.2774	0.0047
374.5049	0.0104
393.7049	0.0207
416.4315	0.0386
445.3254	0.0689
484.7867	0.1183
532.4579	0.1826

Çizelge 3.7 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=15 mm)).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
300.9601	0.0000
316.4168	0.0014
332.3077	0.0039
348.9937	0.0085
367.0974	0.0166
387.6683	0.0304
412.4374	0.0532
444.2042	0.0897
487.4131	0.1462
504.8467	0.1699

Çizelge 3.8 : Gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri (IPE300 (alın lev. t=20 mm)).

Gerilme	Plastik Şekildeğiştirme
σ_p (MPa)	ε_p
333.4784	0.0000
348.9435	0.0013
364.7666	0.0034
381.1893	0.0069
398.5958	0.0127
417.5856	0.0218
439.0791	0.0358
464.4667	0.0572
495.8189	0.0888
545.2144	0.1451

3.1.2 Eleman modeli

Tam integrasyon yönteminin kullanıldığı doğrusal elemanlarda görülen kayma kilitlenmesi (shear locking) probleminden dolayı, eğilme etkisinde eleman şekildeğiştirmelerinin daha uygun bir şekilde çözümlenebilmesi amacıyla ilave serbestlik derecelerinin tanımlandığı uyumsuz mod elemanları C3D8I (Incompatible mode elements) ile analizler yapılmıştır. Analizlerde bu tür elemanların (Incompatible mode elements) eleman biçim bozulma durumlarına karşı hassas olmasından dolayı özellikle paralel biçim bozulmalarının (element distortion) gözlemlenmediği mesh boyutları ve mesh şekilleri seçilmesine özen gösterilmiştir. Ayrıca, eğilmeye çalışan elemanlarda eleman kalınlığı boyunca minimum 4 parça mesh kullanılarak diğer bir ifade ile mesh boyutları küçük tutularak olası hata payı minimize edilmiştir.

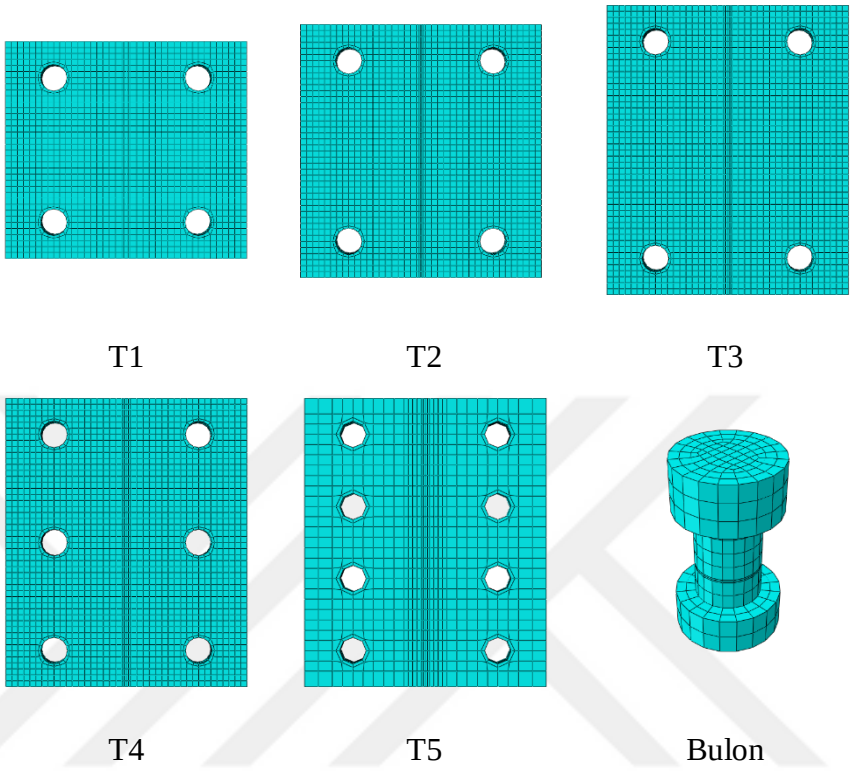
3.1.3 Yüzey etkileşimleri

Yapılan deneysel çalışmada kolon başlık yüzeyi ile alın levhası arasında, bulon başlığı ile kolon başlığı arasında ve somunlar ile alın levhası arasında yüzeysel etkileşimler bulunmaktadır. Yüzeyler arası etkileşim analiz sonuçlarının güvenirliği açısından modele doğru bir şekilde yansıtılmalıdır. Hazırlanan modellerde yüzeyler arası normal davranış ‘‘Hard Contact’’ ile sağlanmıştır. “Hard contact” ile yüzeyler arasındaki basınç gerilmelerinin sıfır veya negatif değerlere ulaşması ile birlikte yüzeylerin birbirinden ayrılmasına izin verilir. Analizler süresince yüzeylerin birbirine olan göreli yerdeğiştirmelerine izin veren “Small sliding” etkileri dikkate alınmıştır. Temas yüzeylerinin teğetsel davranışı için ise Coulomb sürtünme modelinden yararlanılmaktadır. Temas yüzeyleri arasında oluşması beklenen sürtünmenin formülasyonu ‘Penalty’olarak belirlenmiştir. Yüzeyler arası sürtünme katsayısı 0.30 olarak dikkate alınmıştır.

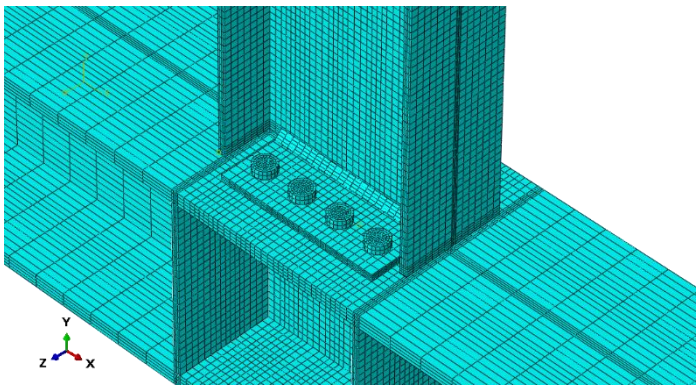
3.1.4 Sonlu eleman ağları

Birleşim elemanlarının modellenmesinde farklı sonlu eleman ağı sıklığı kullanılmıştır. En uygun çözüm olarak birleşim bölgesini oluşturan alın levhası ve kiriş uç bölgeleri gibi plastik şekildeğişmelerin yoğunlaştığı bölgelerde daha sık bir sonlu eleman ağı oluşturulmuştur. Analiz sonuçlarının güvenilir olması amacı ile eleman enkesit parçalarının, kalınlıkları boyunca minimum dört sonlu eleman parçasından oluşması sağlanmıştır. Eleman ve genel birleşim seviyesinde hazırlanan sonlu eleman ağına örnekler sırası ile Şekil 3.5 ve Şekil 3.6’da gösterilmektedir. Ayrıca altıgen bulon

başlıkları ve somunlar basitleştirme amacı ile dairesel şekilde ve tek bir parça olarak modellenmiştir. Pullar modellenmemiştir. Standart bulon delik çapı dikkate alınarak bulon delikleri bulon çapından 2 mm büyük açılmıştır.



Şekil 3.5 : Analizlerde kullanılan farklı tip alın levhaları ve bulonlar için sonlu eleman ağları.

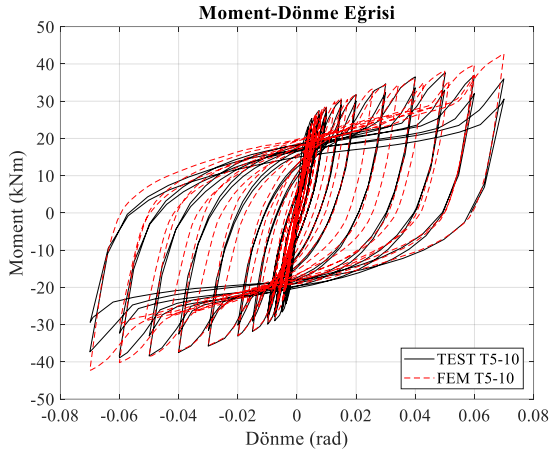


Şekil 3.6 : T5-10 numunesine ait sonlu eleman ağı.

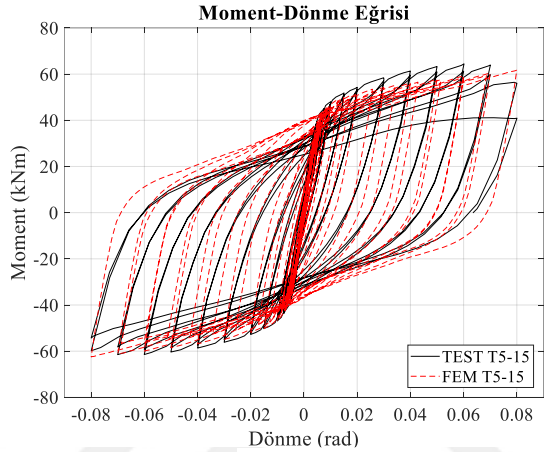
3.1.5 Tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan analiz

Sonlu eleman modellerinin doğrusal olmayan analizi iki farklı aşama esas alınarak gerçekleştirilmektedir. İlk aşama öncekme kuvvetinin bulonlara uygulanmasını içermektedir. Bulonların öncekme kuvveti etkisinde elastik kalacağı varsayımı ile M20-10.9 bulon için öngörülen öncekme kuvveti 172 kN'a ((ÇYTHYE, 2016), Tablo 13.6) karşılık gelen elastik yerdeğiştirme değeri ayrı ayrı bulon uçlarından yerdeğiştirme bazlı kuvvet olarak uygulanmıştır. Bulonlara her iki ucundan uygulanan yerdeğiştirmelerin toplam değeri belirtilen elastik yerdeğiştirme değerine eşit olmalı ve doğrultuları bulonlarda basınç gerilmeleri oluşturacak şekilde ayarlanmalıdır. İkinci aşamada ise önkusuru tanımlanmış kiriş ucunda tekil noktadan (X^{RP-1}, Şekil 3.1a) etkiyen ve Şekil 2.14'te gösterilen yükleme protokolü referans alınarak tekrarlı yükler altında yerdeğiştirme kontrollü bir analiz için yerdeğiştirme adımları tanımlanmıştır. Deney düzeneğine ait mesnet koşulları aynı şekilde sonlu eleman modellerine tanımlanmıştır. Bu amaçla, yükleme yapılırken kiriş ve kolon enkesitlerinin düzlem dışı hareketleri sınırlandırılmıştır. Dolayısıyla yanal burulmalı burkulma oluşma olasılığının önüne geçilmiştir. Birleşimin eğilme momenti kapasitesi ve eğilme deformasyonlarına bakıldığında analiz sonuçlarının deney sonuçlarını önemli bir ölçüde temsil ettiği düşünülmektedir. Analiz sonuçları ve deney verileri aynı grafik üzerindeki Şekil 3.7'de gösterilmiştir.

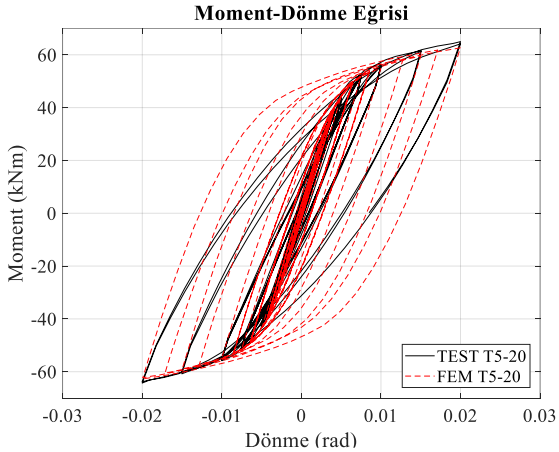
Doğrusal olmayan analizler sonucunda alın levhası kritik kalınlık değerinin 15 mm olduğu anlaşılmaktadır. Bu durumda 10 mm kalınlıklı alın levhasına sahip birleşimlerde kiriş gövdesinde gözlenen plastik şekildeğiştirmeler oldukça sınırlı iken, 20 mm kalınlıklı alın levhasına sahip birleşimlerde alın levhasındaki plastik şekildeğiştirmeler sınırlı olmakta ve kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaştığı görülmektedir.



T5-10



T5-15



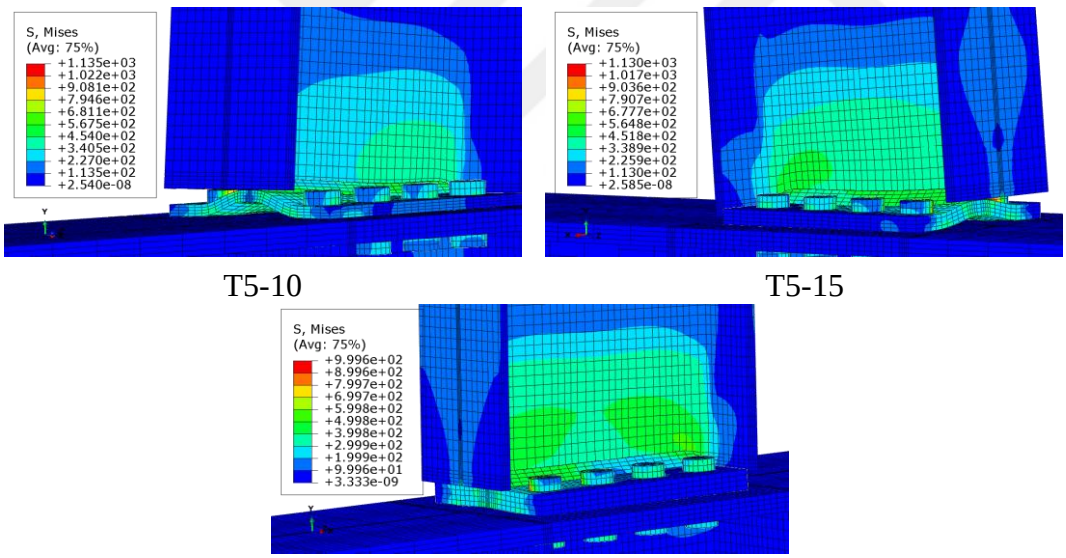
T5-20

Şekil 3.7 : Analiz sonuçları ile deney sonuçlarının karşılaştırılması.

Analizler sonucu elde edilen moment-dönme eğrileri, deneysel olarak elde edilen eğriler ile karşılaştırıldığında, alın levhası kalınlıkları; t = 10 mm ve t = 15 mm olan numunelerin sonlu eleman modellerinin, bu tür birleşimlerin davranışını oldukça iyi bir yaklaşıklıkla temsil ettiği gözlemlenmiştir (Şekil 3.7). Fakat 20 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı numunelerde, tekrarlı yükler altında kiriş gövdesinde gözlenen

plastik şekildeğiştirmelere bağlı olarak kiriş gövdesi kalınlığının azalmasından dolayı oluşan rijitlik bozunumları modele yansıtılamamıştır.

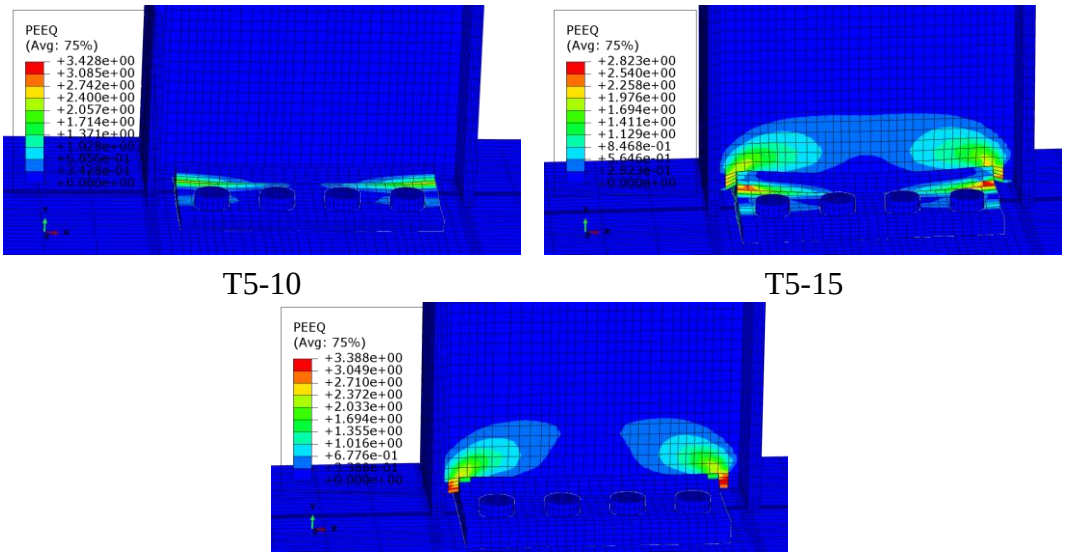
Yukarıdaki paragraflarda bahsedilen analizler ile test sonuçları karşılaştırıldığında, kaynak malzemesinin modele yansıtılması gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Çünkü kiriş gövdesi-alın levhası birleşiminin her iki tarafında bulunan minimum a_{min}=8 mm kalınlıklı köşe kaynaklar, birleşime ilave bir dayanım ve rijitlik sağlamaktadır. Bu nedenle, tasarımda kullanılan kaynak malzemesinin modele yansıtılması, bu tür birleşimlerin sonuçlarının doğruluğu açısından gereklidir. Şekil 3.8, T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerine sırası ile 0.07, 0.08 ve 0.02 radyan dönme değerine karşılık gelen hedef yerdeğiştirmelerin uygulanması durumunda numunelerin şekil değiştirme durumu ile birlikte von-Mises gerilmelerini, Şekil 3.9 ise, yapılan analizler sonunda modellerin eşdeğer plastik şekildeğiştirme dağılımlarını göstermektedir. Burada PEEQ indeksi, eşdeğer plastik şekildeğiştirme değerinin malzemenin akma şekildeğiştirmesi değerine oranı olarak tanımlanmaktadır.



T5-10 T5-15

T5-20

Şekil 3.8 : T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerine ait von-Mises gerilmeleri ve şekil değiştirme durumları.



T5-10 T5-15

T5-20

Şekil 3.9 : T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerine ait eşdeğer plastik şekildeğiştirme dağılımları.

Tekrarlı yük etkisinde birleşimi oluşturan elemanlara ait plastik şekildeğiştirmelerin birikmesi ile birlikte elemanların PEEQ indeksi artmaktadır. PEEQ indekslerine bakıldığı zaman plastik şekildeğiştirmelerin, T5-10 numunesi için alın levhasında, T5-15 numunesi için alın levhası ve kiriş gövdesinde ve T5-20 numunesi için kiriş gövdesinde yoğunlaştığı görülmektedir. T5-20 numunesine ait alın levhasının PEEQ indeksi, T5-15 numunesine ait alın levhasının PEEQ indeksine kıyasla çok küçük seviyelerde kalmaktadır. Bu durum, plastik mafsalın alın levhasında oluştuğu ince ve orta kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerde sünek davranış potansiyelinin kalın levhalı birleşimlere kıyasla daha yüksek olduğunu, doğrulamaktadır. Çünkü, kalın levha davranışında, alın levhasında yüksek plastik şekildeğiştirme değerlerine ulaşılmadan, gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşması ile birlikte kiriş gövdesinde ani yırtılmalar gözlemlenmektedir. Bu durumda birleşimde yeterli dönme kapasitesine ulaşılmamaktadır.

3.2 Virtüel İş Teoremi

Çalışmanın bu bölümünde, ince alın levhalı birleşimlerin eğilme momenti dayanımlarının elde edilmesi amacı ile Virtüel İş Teoreminden (Bruneau ve diğ, 2011) yararlanılmıştır. Bu teoremin temel alındığı akma çizgileri yöntemine göre, levha davranışının belirleyici olduğu birleşimlerde (t=10 mm), akma çizgileri boyunca iç kuvvetler tarafından yapılan toplam iş, eğilme etkisinde dış kuvvetlerin yaptığı toplam

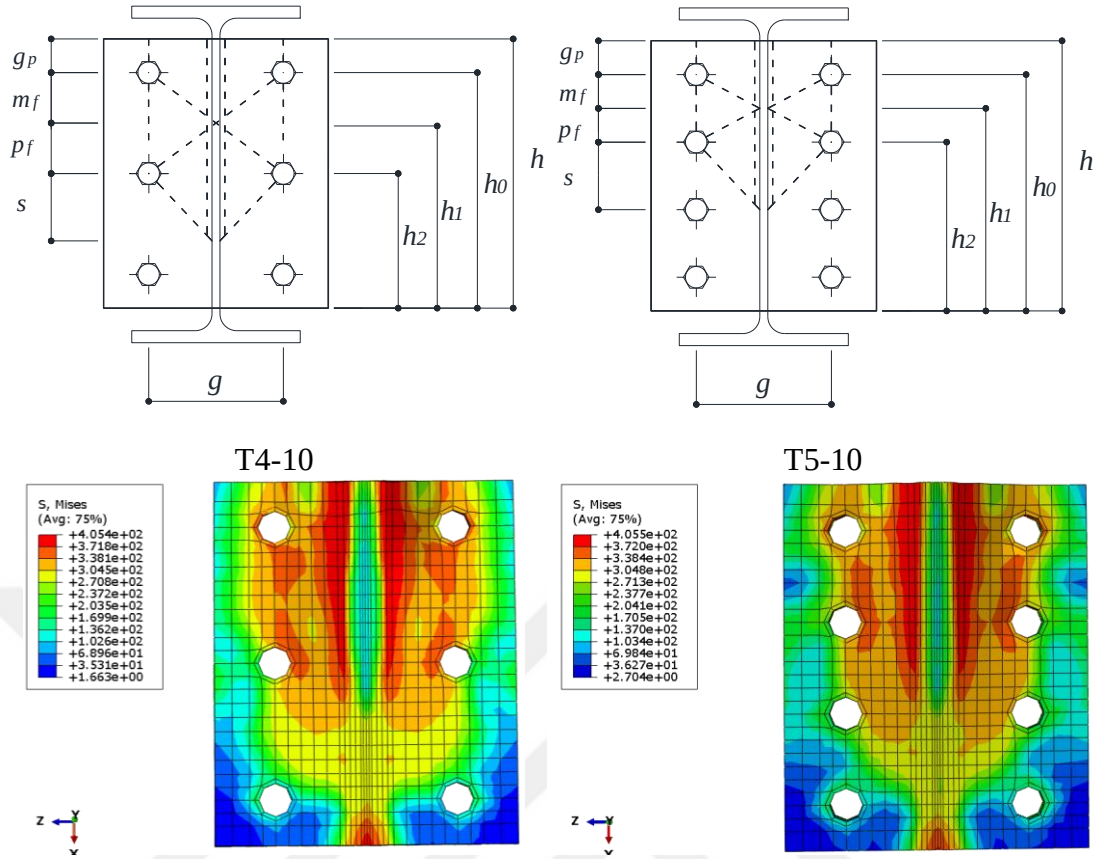
işe eşitlenerek birleşimlerin eğilme momenti dayanımı hesaplanabilmektedir. Akma çizgileri arasında kalan plakaların rijit bir davranış gösterdiği varsayımı yapılarak ilgili denklem takımları oluşturulmaktadır.

Akma çizgilerinde iç kuvvetlerin yapmış olduğu toplam iş aşağıda gösterilen denklemler yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$W_I = \sum_{n=1}^{N} (m_p \theta_{nx} l_{nx} + m_p \theta_{ny} l_{ny}) \tag{3.2}$$

$$m_p = F_y \frac{t^2}{4} \tag{3.3}$$

Denklemlerde gösterilen θ_{nx} and θ_{ny} akma çizgileri arasındaki rijit plakaların rölatif dönmelerinin x ve y koordinatlarına göre bileşenlerini, l_{nx} ve l_{ny}, akma çizgilerinin uzunluklarının x ve y koordinatlarına göre bileşenlerini, m_p birim uzunluk için alın levhası enkesitinin plastik moment kapasitesini, F_y malzeme akma dayanımı (Testler sonucunda elde edilen gerçek akma dayanımı, Çizelge 2.4) ve t alın levhası kalınlığını göstermektedir. İnce alın levhalı birleşimlerin doğrusal olmayan davranışlarında, alın levhasının akma dayanımına ulaşmasının belirleyici olduğu görülmektedir. Bu tür birleşimlerde, alın levhasının akma dayanımına ulaşması durumunda, kiriş gövdesinin esas itibariyle elastik kaldığı düşünülmektedir. Ancak, yapı sistemine rijitlik ve dayanım bakımından daha büyük bir katkının sağlanması, orta kalınlıklı bir alın levhası kullanılmasını ve buna bağlı olarak, kiriş gövdesinde sınırlı düzeyde plastik şekildeğiştirmelere izin verilmesini gerektirmektedir. Deneysel çalışmalar ve sonlu eleman analizleri sonucunda T4 ve T5 tipi alın levhalarında gözlemlenen akma çizgileri sırası ile Şekil 3.10'da gösterildiği gibi dikkate alınarak, ince levha kullanılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi hesaplanmıştır.



T4-10 (SEY analiz sonucu) T5-10 (SEY analiz sonucu)

Şekil 3.10 : Deneysel çalışmalar ve SEY analizleri sonucu elde edilen akma çizgileri ve gerilme konturu (von-Mises).

Bu durumda, ince alın levhalı birleşimlerin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi amacı ile iç ve dış kuvvetlerin yaptığı iş (W_I, W_E) sırası ile Denklem 3.4 ve 3.5'te gösterildiği gibi elde edilmektedir. Denklemlerin eşitliği gösterilerek bu tür birleşimlerin eğilme momenti dayanımı hesaplanmaktadır.

$$W_I = m_p \times g \times [\frac{h_1}{m_f} + \frac{h_2}{p_f} + \frac{h_2}{s}] \times \theta^\circ + \ldots$$
$$\ldots + 8 \times m_p \times [(g_p + m_f) \times \frac{h_0}{g} + (p_f + s) \times \frac{h_2}{g} + 0.5(p_f + m_f) \frac{h_0 + h_2}{2g}] \times \theta^\circ \quad (3.4)$$

$$W_E = \frac{M_{pl}}{h} \theta h \rightarrow W_I = W_E \quad (3.5)$$

Denklemlerde gösterilen M_{pl} alın lehvası eğilme momenti kapasitesini, θ hayali olarak levhanın uç kısımına uygulanan dönme değerini, (Değeri 1/h, h alın levhası yüksekliği)

ve g, h_0, h_1, h_2, p_f, g_p, m_f, s değerleri Şekil 3.10 ve Şekil 3.11'de gösterildiği üzere alın levhasının geometrik özelliklerini belirtmektedir.

Akma çizgileri yönteminde, malzeme pekleşme etkileri dikkate alınmamaktadır. Ancak bu tür etkilerin gerçekte var olmasından dolayı Şekil 3.12'de görüldüğü üzere, akma çizgileri yöntemine göre hesaplanan eğilme momenti kapasiteleri (YL), deneysel çalışmalar sonucu elde edilen moment-dönme eğrilerinde birleşimlerin yaklaşık olarak akma dayanımlarını göstermektedir.

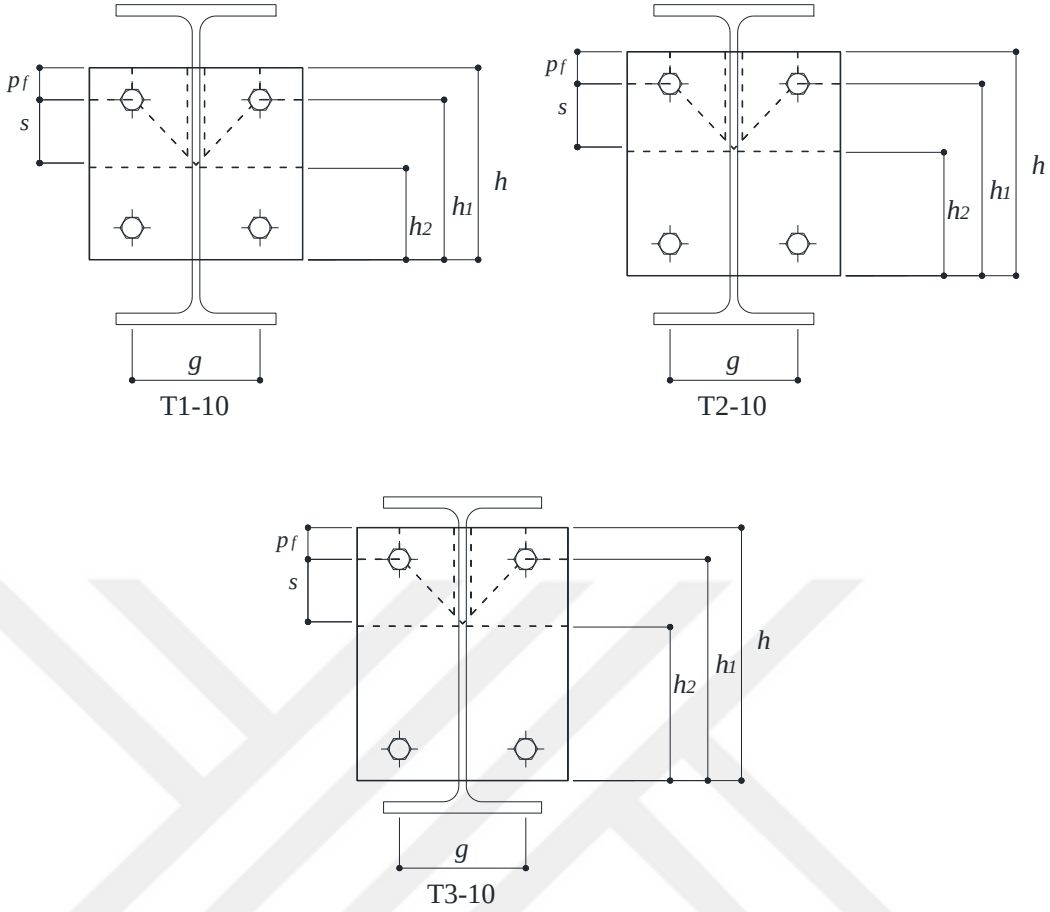
Bu tür ince alın levhalı birleşimlerde eğilme momenti kapasitesi M_{pl} ve belirlenen akma çizgileri parametresi Y_p aşağıda belirtilen denklem takımları ile hesaplanmaktadır.

$$M_{pl} = F_y \times t^2 \times Y_p \tag{3.6}$$

$$Y_P = \frac{g}{4}[\frac{h_1}{m_f} + \frac{h_2}{p_f} + \frac{h_2}{s}] + 2[(g_p + m_f) \times \frac{h_0}{g} + (p_f + s) \times \frac{h_2}{g} + \ldots$$
$$\ldots + 0.5(p_f + m_f)\frac{h_0 + h_2}{2g}] \tag{3.7}$$

$$\frac{\partial W_I}{\partial s} = 0 \rightarrow s = \frac{g}{2\sqrt{2}} \tag{3.8}$$

Benzer şekilde, deneysel çalışmalar sonucunda T1, T2 ve T3 tipi alın levhalarında gözlemlenen akma çizgileri Şekil 3.11'de gösterildiği gibi dikkate alınarak, ince levha kullanılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi hesaplanmıştır.



Şekil 3.11 : T1, T2 ve T3 tipi alın levhası detaylarında görülen akma çizgileri.

T1, T2 ve T3 tipi alın levhası detaylarının kullanıldığı birleşimlerde ince alın levhası kullanılması durumunda, birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi Denklem 3.9'da belirtildiği gibi, iş kuvvetlerin yaptığı iş W_I, dış kuvvetlerin yaptığı işe W_E eşitlenerek denklemleştirilmiştir. Bu tür birleşimlerin eğilme momenti dayanımının belirlenmesi amacı ile ilgili denklem takımlarının çözümlenmesi Denklem 3.10 ve 3.11'de belirtildiği şekilde gerçekleştirilmiştir.

$$W_I = (m_p \times g \times \frac{h_2}{s} + m_p \times (2b_f - g) \times \frac{h_1}{s} + 8 \times m_p \times [(p_f + s) \times \frac{h_1}{g}]) \times \theta^\circ = \ldots$$

$$\ldots W_E = \frac{M_{pl}}{h} \times h\theta^\circ = M_{pl} = \ldots$$

$$\ldots = m_p \times g \times \frac{h_2}{s} + m_p \times (2b_f - g) \times \frac{h_1}{s} + 8 \times m_p \times [(p_f + s) \times \frac{h_1}{g}] \tag{3.9}$$

$$m_p = \frac{F_y \times t^2}{4} = \frac{287 \times 10^2}{4} = 7175 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{pl} = F_y \times t^2 \times Y_P \rightarrow Y_P = g \times \frac{h_2}{4s} + (2b_f - g) \times \frac{h_1}{4s} + 2\frac{h_1}{g}(p_f + s)$$

$$\frac{\partial W_I}{\partial s} = 0 \rightarrow m_p(-g\frac{h_2}{s^2} - (2b_f - g)\frac{h_1}{s^2}) + m_p(8 \times \frac{h_1}{g}) \rightarrow \ldots$$

$$\ldots \rightarrow m_p[(8 \times \frac{h_1}{g} - g\frac{h_2}{s^2} - (2b_f - g)\frac{h_1}{s^2})] = 0 \tag{3.10}$$

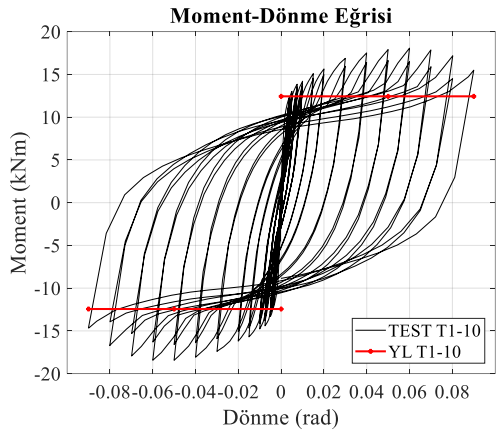
$$T1-10 \rightarrow b_f = 200, g = 120, h_1 = 150 \text{ mm, s=71.4, } h_2 = 78.6$$
$$T2-10 \rightarrow b_f = 200, g = 120, h_1 = 180 \text{ mm, s=72.5, } h_2 = 107.5 \tag{3.11}$$
$$T3-10 \rightarrow b_f = 200, g = 120, h_1 = 210 \text{ mm, s=73, } h_2 = 137$$

Denklemler yardımı ile hesaplanan T1-10, T2-10, T3-10, T4-10 ve T5-10 numunelerine ait eğilme momenti kapasitesi ve akma çizgisi parametresi değerleri Çizelge 3.9'da gösterilmektedir.

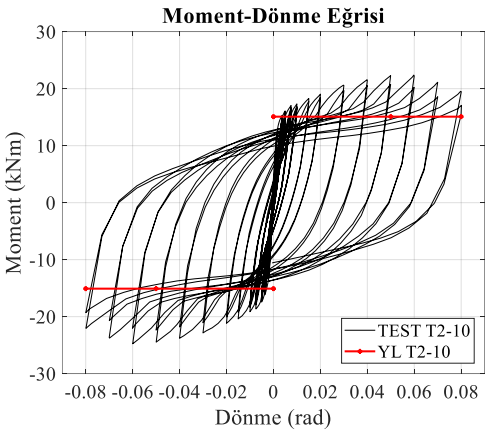
Çizelge 3.9 : Akma çizgileri yöntemine göre 10 mm kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi.

Numune	t (mm)	Y_p	F_y (N/mm^2) (Çizelge 2.4)	M_{pl} (kNm)
T1-10	10	433.58	287	12.44
T2-10	10	525.77	287	15.09
T3-10	10	618.17	287	17.74
T4-10	10	835.96	287	23.98
T5-10	10	917.13	287	26.31

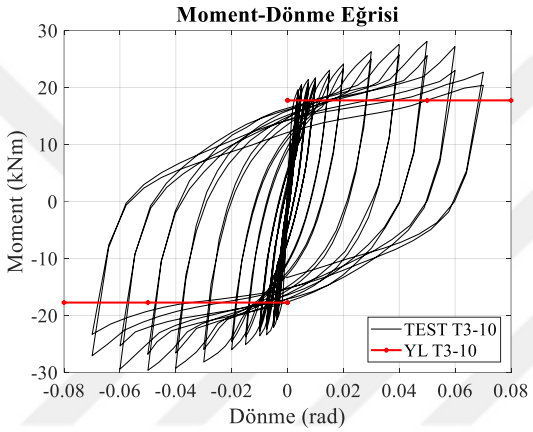
Denklem takımlarının çıkarılmasında Murray and Sumner (2003) tarafından yapılan çalışmalarda olduğu gibi, bulon deliklerinden dolayı plakalarda oluşan malzeme kaybı ihmal edilmiştir. Aynı zamanda kiriş gövdesi kalınlığı ihmal edilerek (t_{bw}=0 mm) işlemler yapılmıştır.



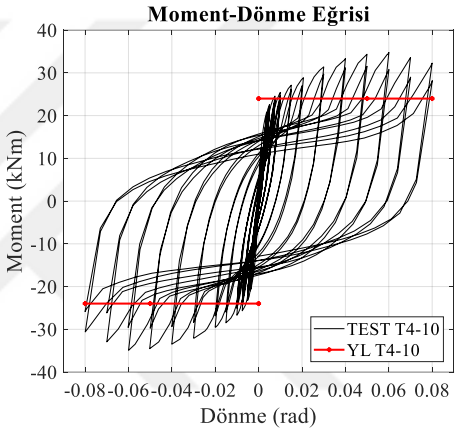
T1



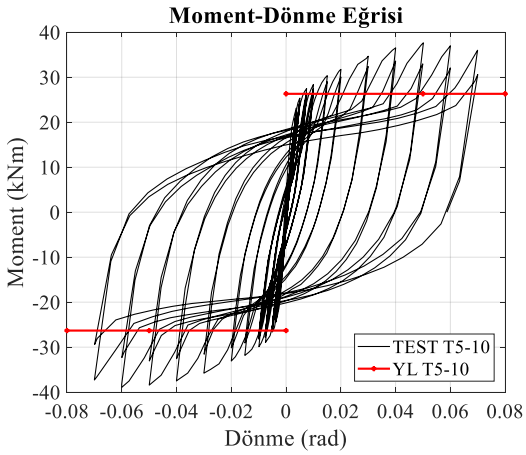
T2



T3



T4



T5

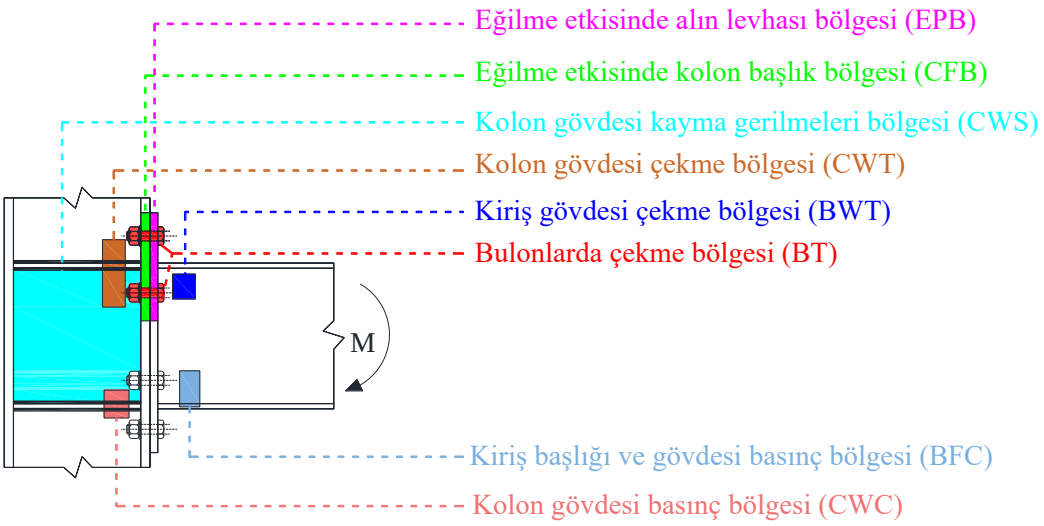
Şekil 3.12 : Akma çizgileri yöntemi ile hesaplanan eğilme momenti kapasitelerinin deney sonuçları ile karşılaştırılması (t=10 mm).

3.3 Başlangıç Rijitliğinin Mekanik Model ile Hesaplanması

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin davranışları birleşimi oluşturan çok sayıda elemana bağlıdır. Mekanik modeller kiriş-kolon birleşimini oluşturan elastik ve rijit şekil değiştirebilen parça takımlarının tek bir eleman gibi davrandığı modellerdir. Mekanik model, Eurocode EN 1993-1-8 (2005) standardında bileşen yöntemi (component method) olarak ayrıntılı bir şekilde anlatılmıştır. Bu yönteme göre birleşimin her bir parçasının rijitliği yay elemanları ile dikkate alınır. Bu yöntem alın levhalı bulonlu birleşimlerin başlangıç rijitliği ve eğilme momenti kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılabilinmektedir. Çalışmanın bu kısmında, çalışma kapsamında test edilen birleşimlerin başlangıç rijitliği bileşen yöntemi (Component method) kullanılarak hesaplanmıştır. Alın levhalı bulonlu birleşimlerin davranışı genel olarak aşağıda gösterilen 8 eleman tarafından yönetilmektedir (Şekil 3.13).

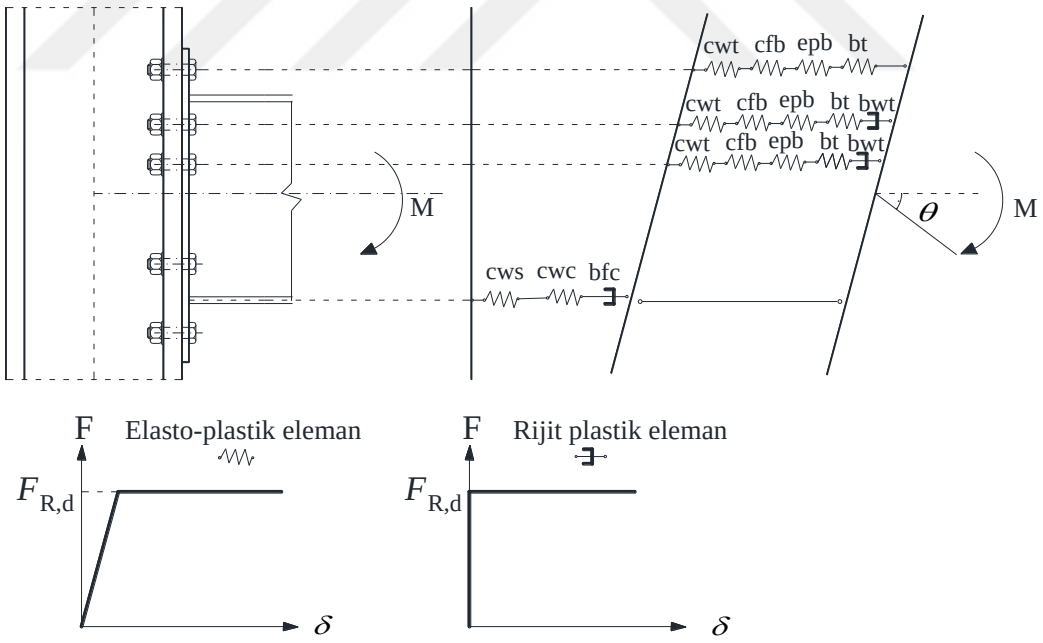
- CWS: Kolon gövdesinde kayma gerilmeleri bölgesi,
- CWT: Kolon gövdesinde çekme bölgesi,
- CFB: Eğilme etkisinde kolon başlık bölgesi,
- EPB: Eğilme etkisinde alın levhası bölgesi,
- BT: Bulonlarda çekme etkisi,
- CWC: Kolon gövdesi basınç bölgesi,
- BWT: Kiriş gövdesi çekme bölgesi,
- BFC: Kiriş başlığı ve gövdesi basınç bölgesi.

Bu elemanlardan ilk altısı birleşimin başlangıç rijitliği ve eğilme momenti kapasitesi hesabında kullanılırken, son ikisi sadece eğilme momenti kapasitesi hesabında kullanılmaktadır (Faella ve diğ, 2000). Bazı elemanların birleşimin başlangıç rijitliğine olan katkısı, birleşimin çekme bölgesinde yer alan bulon sırasına bağlıdır. Bu elemanlar çekme etkisindeki kolon gövdesi CWT, eğilme etkisindeki kolon başlığı CFB, eğilme etkisindeki alın levhası EPB ve çekme etkisindeki bulonlar BT olarak belirlenmiştir. Bu elemanların birleşim davranışına olan katkısı her bir bulon sırası için ayrı ayrı diğer bulon sıralarından bağımsız olarak, sonrasında ise beraber etkileşimleri değerlendirilerek hesaplanır.



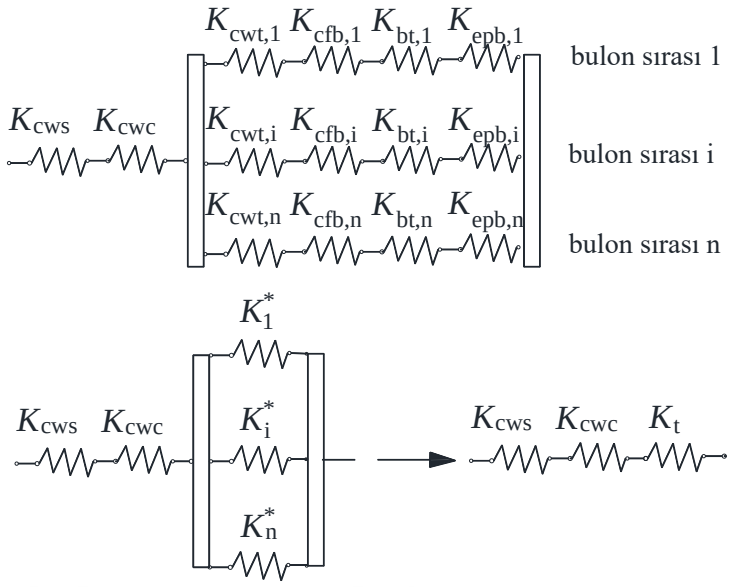
Şekil 3.13 : Bileşen yöntemine göre alın levhalı birleşimlerin davranışını etkileyen elemanlar.

Model üzerinde hem eğilme momenti kapasitesini hemde başlangıç rijitliğini etkileyen elemanlar Şekil 3.14'te görüldüğü üzere elasto-plastik yaylar ile sadece sadece eğilme momenti kapasitesini etkileyen elemanlar ise rijit plastik yaylar ile temsil edilmiştir.



Şekil 3.14 : Alın levhalı birleşimler için önerilen Mekanik model.

Birleşimin başlangıç rijitliği Şekil 3.15'te görüldüğü üzere eleman uzama rijitliklerinin birleştirilmesi ile elde edilmektedir.



Şekil 3.15 : Birleşimin dönme rijitliğinin hesaplanma şeması.

Bu metodun tercih edilmesi durumunda öncelikle her bir bulon sırasının başlangıç rijitliği K_i^* hesaplanmaktadır.

$$\frac{1}{K_i^*} = \frac{1}{K_{cwt,i}} + \frac{1}{K_{cfb,i}} + \frac{1}{K_{epb,i}} + \frac{1}{K_{bt,i}} \tag{3.12}$$

Bu durumda ilk bulon sırası, basınç merkezine en uzak bulon sırası olarak seçilir. İkinci adım olarak çekme bölgesinde kullanılan bulonların rijit bir şekilde döndüğü varsayımı ile bulonların eşdeğer toplam rijitliği (K_t) hesaplanır.

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i^* h_i}{h_t} \tag{3.13}$$

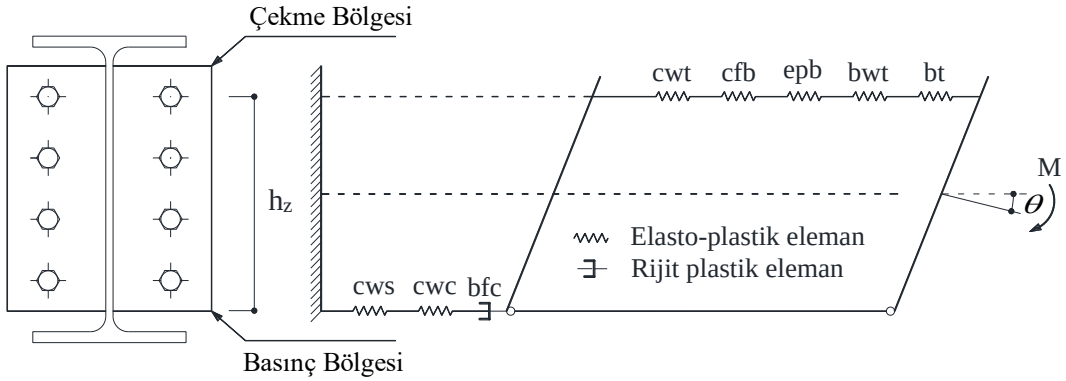
Denklemde belirtilen h_t aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır;

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^{n} K_i^* h_i} \tag{3.14}$$

Son olarak bağımsız eleman rijitlikleri ile bulonların eşdeğer toplam rijitliği (K_t) birleştirilerek birleşimin başlangıç rijitliği hesaplanır.

$$K_{\phi} = \frac{h_t^{\,2}}{\dfrac{1}{K_{cws}} + \dfrac{1}{K_{cwc}} + \dfrac{1}{K_t}} \tag{3.15}$$

Gösterilen hesap adımları alın levhası yüksekliğinin kiriş enkesiti yüksekliğine eşit (Flush end-plate) veya kiriş enkesitinden daha yüksek olması (Extended end-plate) durumunda kullanılmaktadır. Fakat alın levhası yüksekliğinin kiriş enkesitinden küçük (header end-plate) olması durumunda, birleşimin başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde kiriş gövdesinde görülen çekme gerilmeleri etkin olmaktadır. Deneysel çalışmalar kapsamında yapılan testlere ait şekildeğiştirme ölçer verileri, tüm levha kalınlıkları için bu sonucu doğrulamaktadır. Bu nedenle diğer alın levhalı birleşim türlerinden farklı olarak, bu tür birleşimlerde kiriş gövdesi çekme bölgesi kısmı elasto-plastik yay ile modellenmelidir. Çünkü diğer alın levhalı birleşim türlerinde (Flush end-plate, Extended end-plate) kiriş gövdesinde düzgün yayılı bir çekme gerilmesi mevcut iken, kısa alın levhalı birleşimlerde, alın levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynakların uç kısmında belirli bir bölgede çekme gerilmeleri yoğunlaşmaktadır. Diğer alın levhalı birleşim türlerine (Flush end-plate, Extended end-plate) benzer şekilde kiriş başlığı ve gövdesine ait basınç bölgesi (BFC) başlangıç rijitliği hesabında dikkate alınmamaktadır. Bu durumda kısa alın levhalı birleşimler için önerilen mekanik model Şekil 3.16'da gösterilmektedir.



Şekil 3.16 : Kısa alın levhalı birleşimler için Mekanik model.

Başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde sadece ilk bulon sırası dikkate alınmıştır. Diğer bulon sıralarının başlangıç rijitliğine olan katkıları ihmal edilebilir seviyededir. Bu durumda bulonların eşdeğer toplam rijitliği K_t, kiriş gövdesi çekme rijitliğinin de dikkate alındığı ilgili bulon sırasının rijitliğine (K_1^*) eşit olmaktadır.

$$\frac{1}{K_1^*} = \frac{1}{K_{cwt,1}} + \frac{1}{K_{cfb,1}} + \frac{1}{K_{epb,1}} + \frac{1}{K_{bt,1}} + \frac{1}{K_{bwt,1}} \rightarrow K_1^* = K_t \tag{3.16}$$

Bağımsız eleman rijitlikleri ile bulonların eşdeğer toplam rijitliğinin (K_t) birleştirilmesi sonucunda, birleşimin başlangıç rijitliği hesaplanır.

$$K_\phi = \frac{h_z^{\,2}}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_t}} \rightarrow \ldots$$

$$\ldots \rightarrow K_\phi = \frac{h_z^{\,2}}{\frac{1}{K_{cws}} + \frac{1}{K_{cwc}} + \frac{1}{K_{cwt,1}} + \frac{1}{K_{cfb,1}} + \frac{1}{K_{epb,1}} + \frac{1}{K_{bt,1}} + \frac{1}{K_{bwt,1}}} \tag{3.17}$$

Detayları Ek G'de gösterilen hesap adımlarına göre (T5-20 numunesine ait hesap adımları), T5-10, T5-15 ve T5-20 numunelerinin başlangıç rijitlikleri sırası ile 9122 kNm/rad, 9780 kNm/rad ve 9983 kNm/rad olarak belirlenmiştir. Bu değerlerin testler sonucunda elde edilen değerleri sırası ile 8962.9 kNm/rad, 9825.2 kNm/rad ve 9708.5 kNm/rad olarak hesaplanmıştır. Bu yüzden önerilen mekanik modelin kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin başlangıç rijitliğini yeteri yaklaşıklıkla hesapladığı düşünülmektedir.

3.4 Kısa Alın Levhalı Birleşimler İçin Kritik Kalınlığın Belirlenmesi

Deneysel çalışmalar ve sonlu eleman analizleri ile yapılan gözlemler sonucunda bu tür birleşimlerde alın levhası kalınlığına bağlı olarak iki farklı güç tükenme durumu gözlenmektedir. Birleşimlerin yeterli dönme kapasitesi göstermesinin ardından alın levhasının sünek yırtılması (ince levha davranışı) veya kiriş gövdesinin yeterli dönme kapasitesine ulaşamadan aniden gevrek yırtılması (kalın levha davranışı), bu tür birleşimlerde görülen başlıca göçme modlarıdır. İkinci durum yapısal birleşimlerde, özellikle tekrarlı yükler altında istenmeyen bir davranış türüdür. Bu nedenle, çalışmanın bu kısmında kiriş gövdesinde ani yırtılmaların olduğu göçme modunun oluşmasını engellemek amacı ile alın levhası için kritik kalınlık değerinin belirlenmesi planlanmıştır. Bu amaçla, deneysel çalışma ve sonlu eleman analiz sonuçları dikkate alınarak, kiriş gövdesinde etkin bir şekilde çalıştığı varsayılan bölgenin yüksekliği h_{eff}, alın levhası yüksekliği h_p'ye bağlı olarak tanımlanmıştır. Ardından, dikdörtgen enkesit olarak dikkate alınan bu bölgenin (h_{eff} x t_w) eğilme momenti kapasitesinin, alın levhası

eğilme momenti kapasitesinden yüksek olması sağlanarak kiriş gövdesinde oluşması muhtemel plastik şekildeğiştirmelerin sınırlandırılması amaçlanmıştır. Buna göre kritik alın levhası kalınlığı aşağıda gösterilen bağıntılar yardımı ile hesaplanabilmektedir.

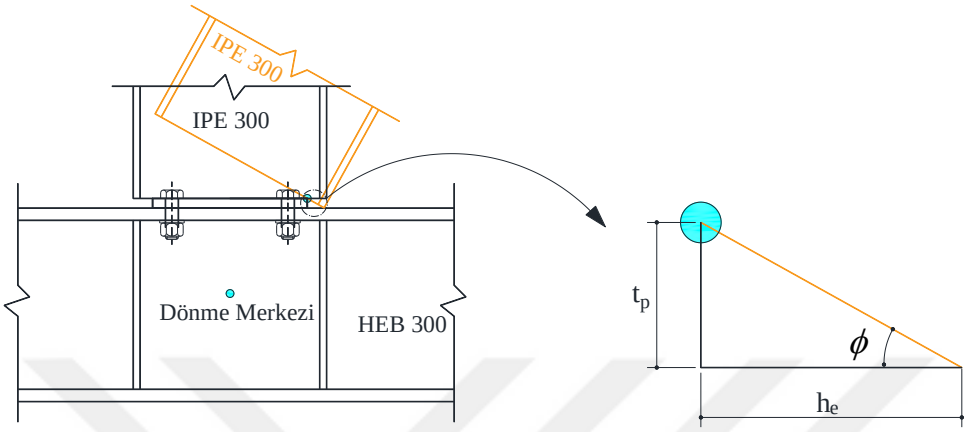
$$F_y \times t^2 \times Y_P \le F_{ybw} \times \frac{t_w \times h_{eff}^{\ 2}}{4} \qquad h_{eff} \cong 1.23 \times h \le d_b \tag{3.18}$$

$$t \le \sqrt{\frac{0.38 \times h^2 \times F_{ybw} \times t_w}{F_y \times Y_P}} \tag{3.19}$$

Denklemlerde gösterilen h_{eff} eğilme etkisinde kiriş gövdesinde etkin olarak çalıştığı varsayılan dikdörtgen enkesitin yüksekliğini, F_y ve F_{ybw} sırası ile alın levhası ve kiriş gövdesinin çekme testleri sonucu elde edilen gerçek akma dayanımlarını (Çizelge 2.4) ifade etmektedir. Son olarak t ve t_w değerleri sırası ile alın levhası ve kiriş gövdesi kalınlığını göstermektedir.

Ayrıca, güvenli yaklaşımla kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerine ait davranışın mafsal olarak idealize edilmesi durumunda, birleşimin yeterli dönme kapasitesi ve süneklik özelliğine sahip olması gerekmektedir. Diğer bir ifade ile birleşimde gevrek kırılmalar veya burkulma türü davranışlar gözlemlenmemelidir. T4-10 numunesine ait birleşimin mafsal olarak idealize edilmesi durumunda, EN 1993-1-1 (2005) ve EN 1993-1-8 (2005) standartları referans alınarak yapılan tasarımda kontrol edilmesi gereken işlem adımları sırası ile Ek H'de gösterilmiştir. Bu tür birleşimlerde kiriş alt başlık ile kolon başlık yüzeyi arasında temas oluşmayacak şekilde geometrik özellikler seçilmelidir (Şekil 3.17). Temas olması durumunda birleşimin eğilme momenti kapasitesinde görülen yüksek artış ile birlikte, bulonlarda veya kaynakta istenmeyen gevrek kırılmalar gözlemlenerek, birleşimin yeterli dönme kapasitesine ulaşması engellenmektedir. Alın levhası ucunun dönme merkezi alınması durumunda, birleşimin temas anı dönme değeri Denklem 3.20'de belirtildiği gibi hesaplanmaktadır. Yüzeyler arasında temasın oluşmaması için birleşimde talep edilen gerekli dönme değeri $\phi_{gerekli}$, temas anı dönme değerinden ϕ_{temas} küçük olmalıdır. Çalışma kapsamında incelenen kiriş-kolon birleşim testlerinde bu türde bir temas oluşmayacak şekilde geometrik ölçüler ayarlanmıştır. Denklemde gösterilen t_p alın levhası kalınlığını, h_e ise alın levhası uç noktası ile kiriş başlık uç noktası arasındaki

yatay uzaklığı göstermektedir. Süneklik önlemlerine ilave olarak, alın levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak kalınlığı, kaynakların dayanımı alın levhası ve kiriş gövdesi kesme dayanımlarından yüksek olacak şekilde, belirlenerek kaynaklarda olası gevrek kırılmaların önüne geçilmelidir.



Şekil 3.17 : Kiriş başlığı ile kolon başlık yüzeyinin teması.

$$\phi_{gerekli} < \phi_{temas} = \frac{t_p}{h_e} \tag{3.20}$$

Süneklik önlemleri kapsamında, EN 1993-1-8 (2005) standardı Bölüm 6.4.2'de, bu tür birleşimlerde kullanılan bulonlarda gevrek kırılmanın önlenebilmesinin, bulon kapasitelerine ulaşılmadan alın levhasında akma çizgileri mekanizmasının oluşması sağlanarak mümkün olabileceği belirtilmiştir. Bu durumda alın levhası kalınlığı aşağıda gösterilen denkleme uygun olacak şekilde seçilmelidir.

$$\frac{d}{t_p} \geq 2.8\sqrt{\frac{f_{yp}}{f_{ub}}} \rightarrow \frac{20}{t_p} \geq 2.8\sqrt{\frac{280}{1.1\times 1000}} \rightarrow \frac{20}{t_p} \geq 1.41 \rightarrow t_p \leq 14.15 \text{ mm} \tag{3.21}$$

Denklemde belirtilen d bulon çapını, t_p alın levhası kalınlığını, f_{yp} alın levhası malzeme akma dayanımını ve f_{ub} bulon çekme dayanımını belirtmektedir. Yeterli süneklik özelliklerinin sağlanması amacı ile çalışma kapsamında önerilen kritik kalınlık değeri Denklem 3.19'a göre yaklaşık olarak 13.90 mm, benzer şekilde EN 1993-1-8 (2005) standardına göre ise 14.15 mm olarak belirlenmiştir. Dolayısı ile deneysel çalışma kapsamında incelenen t=15 mm kalınlıklı levha davranışın kritik kalınlığa ait davranışı temsil ettiği düşünülmektedir. Ayrıca, t=20 mm kalınlıklı levha davranışlarında yeterli dönme kapasitesine ulaşılamaması önerilen denklemleri doğrulamaktadır.

4. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ VE YAPI SİSTEMİNE ENTEGRE EDİLMESİ

Taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan bina türü yapıların tasarımında, düşey yüklerin yapının iç bölgesine yerleştirilen ve sadece düşey yük aktardığı varsayılan çerçeve sistemleri (Gravity Frame) ile aktarıldığı varsayılmaktadır. Bu tür çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin basit bir birleşim olarak teşkil edildiği görülmektedir. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri bu tür çerçevelerde kullanılan ve davranışı mafsal olarak idealize edilen bir birleşim türüdür. Fakat yapılan deneysel çalışmalar sonucunda kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin uygun bir biçimde tasarlandığında, dikkate alınması gereken eğilme momenti ve dönme kapasitelerinin olduğu görülmektedir. Binalarda kullanılan bu tür birleşimlerin sayısının, moment aktaran çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin sayısından çok daha fazla olmasından dolayı, yanlızca düşey yük taşıyan çelik çerçevelerin yapıda ikinci bir yanal yük taşıyıcı sistem olarak çalıştığı düşünülmektedir. Ayrıca düşey yük çerçevelerinin etkin olduğu modellerde moment aktaran çerçevelerin aktaracağı deprem yükü, düşey yük çerçevelerinin etkin olmadığı modellere kıyasla azalmaktadır. Dolayısı ile düşey yük çerçevelerinin detaylı yapı modellerine tanımlanması yapı davranışının doğruluğu açısından son derece önemlidir. Chisari ve diğ. (2017) tarafından yapılan çalışmada, yalnızca tekrarlı yükler etkisi altında elde edilen davranış modelinin, kusursuz bir davranış modeli olmadığı, farklı yükleme koşulları altında doğruluğunun sorgulanabilir olduğu gösterilmiştir. Yine de genel seviyede yapı davranışı hakkında bilgi edinmek için, tekrarlı yükler etkisi altında elde edilen davranış modelinin yapıya tanımlanması gerekmektedir. İlerleyen dönemlerde farklı yükleme koşulları altında elde edilen davranış modelleri ile benzer çalışmaların yapılması planlanmaktadır.

4.1 Literatür Araştırması

Genel tasarım felsefesi olarak moment aktaran çelik çerçeveli binaların yanal yük taşıyıcı sistemleri bina çevrelerine yerleştirilmektedir. Binanın orta bölgesinde sadece düşey yüklerin aktarımında görev aldığı varsayılan çerçeveler mevcuttur. Bu tür çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin davranışı, eğilme momenti kapasitelerinin düşük olmasından dolayı mafsal olarak idealize edilmektedir. Türkiye ve Amerika'da kullanılan mevcut yönetmeliklere göre ((TBDY, 2018), (ASCE, 2017)), düşey yük çerçevelerinin binanın yanal yük taşıyıcı sistemine olan katkısı dikkate alınmamaktadır. Fakat düşey yük çerçevelerine ait kolonların sürekli olması ve bu tür çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin azımsanmayacak oranda eğilme momenti kapasitesine sahip olmasından dolayı, düşey yük çerçeveleri yapıda ilave bir yanal yük taşıyıcı sistem olarak çalışabilmektedir. Buna paralel olarak Northridge depremi sonrasında moment aktaran çerçevelerde birleşim seviyesinde göçme olmasına rağmen, yapılarda genel manada göçme gözlemlenmemesinin nedeni düşey yük çerçevelerinden gelen katkılar olarak belirtilmiştir (Leon, 1999).

Bu bölümde düşey yük çerçevelerinde kullanılan birleşim türlerinin tekrarlı yükler altındaki davranışı ile ilgili yapılan çalışmalar özetlenecektir. İlave olarak bu tür çerçevelerin yapı davranışına olan katkılarının araştırılmasına yönelik, yapısal sistem düzeyinde yapılan analitik ve deneysel çalışmalar açıklanacaktır.

Mevcut çalışmalar sonucunda, bu tür çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerin ihmal edilemeyecek boyutta eğilme momenti kapasitesi ve dönme kapasitesinin olduğu gözlemlenmiştir. Kayma levhalı, çift korniyerli ve kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimleri, bu tür çerçevelerde tercih edilen başlıca kiriş-kolon birleşimleridir. AISC 360-16 (2016) standardına göre bu tür birleşimler belirli kriterlerin sağlanmaması durumunda basit kayma birleşimleri olarak düşünülmektedir.

Liu ve Astaneh-Asl (2000) tarafından yürütülen deneysel çalışmalar, kompozit döşeme etkilerini de içermesinden dolayı, deney sonuçlarının kalibre edilmesi amacı ile düşey yük çerçeveleri ile ilgili birçok sonlu eleman veya analitik sistem davranışı çalışmalarında kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında 8 adet tam ölçekli kayma levhalı kiriş-kolon birleşimi deneysel olarak test edilmiştir. Yapılan testler, kompozit döşeme olması veya olmaması (bare beam) durumunda, kayma levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin eğilme momenti kapasitesi ve başlangıç rijitliği hakkında detaylı

bilgiler içermektedir. Yapılan testler sonucunda kompozit etkiler ile birlikte bu tür birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi, birleşimde kullanılan kiriş enkesitine ait plastik moment kapasitesinin %45'ine ulaşabilmektedir. Birleşimdeki dönme değerleri 0.04 radyan değerlerine ulaştığında döşeme sisteminde betonun ezilmesi ile birlikte kompozitlik etkisi ortadan kalkmaktadır. Bu durum, birleşimin moment-dönme eğrilerinde, eğilme momentinin aniden düşmesi olarak gözlemlenmektedir. Bu adımdan sonraki yüklemelerde, kiriş kompozit olmayan normal bir kiriş (bare beam) gibi davranmaktadır. Ayrıca bu tür birleşimler, eğilme momenti kapasitelerinde önemli bir düşüş olmadan 0.09 radyan dönme değerlerine ulaşabilmektedir. Liu ve Astaneh-Asl (2004) yapmış oldukları çalışma kapsamında deneysel olarak araştırmış oldukları kayma levhalı birleşimlerin tekrarlı yükler altındaki davranışına iskelet eğrisi (backbone curve) modeli önermişlerdir. Önerilen davranış modeli, tekrarlı yükler altında oluşması beklenen rijitlik ve dayanım kayıplarını yansıtmamaktadır. Ayrıca kiriş alt başlığının kolon başlık yüzeyine teması (Beam binding) ile görülen rijitlik ve dayanım artışı modele yansıtılmamıştır. Bu tür birleşimlerde güç tükenmesi kiriş alt başlığının kolon başlık yüzeyine teması (Beam binding) ile oluşmaktadır. Son olarak yapılan çalışmada döşeme sisteminde kullanılan betonun kalitesi ve döşeme donatısı miktarının, kompozit kiriş eğilme momenti kapasitesine olan etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu gösterilmiştir.

Crocker ve Chambers (2004) yapmış oldukları çalışmalarda, üç adet tam ölçekli kayma levhalı kiriş-kolon birleşimlerini test ederek kayma levhasının dönmesi ile birlikte bulonlarda oluşan deformasyon taleplerini gözlemlemişlerdir. Çalışmanın sonunda, bulonların güç tükenimi ile birleşimin kapasitesine ulaşıldığı kayma levhalı bir birleşimde, dönme kapasitesini bulmaya yönelik denklem takımları oluşturulmuştur.

Green ve diğ. (2004) tam ölçekli kompozit-kayma levhalı birleşimlerin testlerini yapmışlardır. Öncekilerden farklı olarak, kiriş alt başlığının T kesit ile kolon başlık yüzeyine bağlantısı sağlanmıştır. Birleşim tekrarlı yükler altında çift yönlü yanal yüke maruz bırakılmıştır. Testler sonucunda 0.01 radyan dönme değerine kadar birleşim elastik kalmıştır. 0.02 radyan dönme değerine ulaşıldığında kompozitlik etkisi kalmamıştır. Çünkü kiriş alt başlık bölgesinin rijitleştirilmesi ile birleşimin eğilme momenti kapasitesi normal kayma levhalı birleşimlere göre artış göstermiştir. Bu durumda betonarme döşeme üzerinde etkin olan basınç-çekme kuvvet çiftlerinin artmasına bağlı olarak, beton üzerindeki gerilmelerin normal kayma levhalı

birleşimlere göre daha küçük dönme değerlerinde ezilme dayanımına ulaşması ile birlikte birleşimin kompozitlik etkisi kaybolmuştur.

Son olarak, Weigan ve Berman (2015) düşey yük çerçevelerinde kullanılan diğer bir birleşim türü olan çift korniyerli kiriş-kolon birleşimleri üzerinde deneysel çalışma yapmışlardır. Yapılan testler sonucunda bu tür birleşimlerde, kayma levhalı birleşimlere göre daha büyük dönme talepleri oluşmaktadır. Diğer bir ifade ile birleşimin güç tükenmesi anına karşılık gelen deformasyon değerleri kayma levhalı birleşimlere göre daha yüksek çıkmaktadır. Fakat çalışma sonunda, kayma levhalı birleşimlerde kesme kuvveti/kesme kapasitesi oranının daha yüksek olduğu belirtilmektedir.

Gösterilen çalışmalar birleşim seviyesinde eleman davranışının incelendiği çalışmaları kapsamaktadır. Bu tür birleşimlerin kullanıldığı düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına katkıları 2000'li yılların başında çalışılmaya başlanmıştır. İlk olarak Gupta ve Krawinkler (1999, 2000), düşey yük çerçevelerinin çelik binaların performansına etkisini incelemişlerdir. Yapılan çalışmalarda değerlendirmeler iki boyutlu detaylı olarak hazırlanmış analitik modeller üzerinden yapılmıştır. Düşey yük çerçeveleri bu bölümün ilerleyen kısımlarda anlatıldığı üzere eşdeğer tek açıklıklı çerçeveye dönüştürülerek modellere yansıtılmıştır. Düşey yük çerçevelerinde kullanılan birleşimlerin davranışı basit bir şekilde çift doğrulu davranış modeli üzerinden tanımlanmıştır. Davranış modellerinde dayanım ve rijitlik bozunumları dikkate alınmamıştır. Çalışma sonucunda özellikle yapının negatif eğim bölgesinde (Doğrusal olmayan statik itme (PO) analizinde kapasiteye ulaşılmasının ardından PO eğrisinin aşağı yönlü negatif eğim ile ilerlediği bölge) düşey yük çerçevelerinin azımsanmayacak derecede katkıları görülmektedir. Ayrıca düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına etkisi dikkate alındığında, yapıda hasarların daha geç ortaya çıktığı görülmektedir. Lignos ve diğ. (2013b) tarafından yapılan çalışmada benzer şekilde eşdeğer tek açıklıklı çerçeve tanımı kullanılarak, moment aktaran çelik çerçeveli binaların deprem performansı, iki boyutlu detaylı bir şekilde hazırlanan analitik modeller ile incelenmiştir.

Lee ve Foutch (2002) çalışmalarında Northridge depremi sonrası tasarlanan, sünek birleşim detaylarının kullanıldığı yapıların deprem performanslarını araştırmışlardır. Analizler sonucunda, bu tür yapılarda, göçme engellenmesi ve hemen kullanım performans kriterlerinin yeteri güvenlikle sağlandığı gösterilmiştir.

Foutch ve Yun (2002) yapmış oldukları çalışmada 1997 NEHRP (BSSC, 1997)'ye göre tasarımı yapılmış 9 ve 20 katlı yapıların dinamik tepkilerini gözlemlemişlerdir. Aşamalı olacak şekilde eğilme momenti dayanımının tekrarlı yükler altında bozunumu modellere yansıtılmıştır. Bu işlem her bir yükleme döngüsünde bir önceki döngüde elde edilen eğilme momenti kapasitesinin belirli oranda azaltılması ile modele yansıtılmıştır. Analizler sonucunda, düşey yük çerçevelerinin yapı modellerinde dikkate alınması durumunda yapının göreli kat ötelemesi taleplerinde azalmalar olduğu görülmüştür. Ayrıca çalışma sonucunda farklı analitik modellerin sonuçları karşılaştırıldığında, yapı davranışına katkıları açısından düşey yük çerçeve kolonlarının sürekliliği, düşey yük çerçevelerinde kullanılan birleşimlerin eğilme momenti kapasitesine göre daha etkili olduğu sonucuna varılmıştır. Deprem yer hareketinin henüz başında iken, bu tür çerçevelerde kullanılan birleşimlerin eğilme momenti kapasitesine ulaştığı gösterilmiştir.

Ji ve diğ. (2009) Japon bina yönetmeliğine (BCJ, 1997) göre tasarlanmış 3 katlı merkezi çaprazlı çelik çerçeveli binanın dinamik tepkilerini gözlemlemişlerdir. Çalışma kapsamında hazırlanan nümerik model düşey yük çerçevelerini içermektedir. Çalışma sonucunda Ji ve diğ. (2009), düşey yük çerçevelerine ait kolonların merkezi çaprazlı çelik çerçevelere ilave bir dayanım ve rijitlik kazandırdığı sonucuna ulaşmışlardır. Ayrıca, düşey yük çerçevelerinin katkısı ile birinci katta görülen deplasman yığılmalarının azaldığı ve zayıf kat mekanizması oluşmasının engellendiği veya geciktirildiği sonucu ortaya çıkarılmıştır. Farklı modellerin analiz sonuçları karşılaştırıldığında, düşey yük çerçeve kolonlarının temele bağlantısının ankastre olması durumunda bu tür deplasman yığılmalarının, düşey yük çerçeve kolonlarının temele bağlantısının mafsallı olması durumuna göre daha etkin bir şekilde azaldığı gösterilmiştir.

Wen ve diğ. (2013) yapmış oldukları çalışmada 3 katlı sünek olmayan merkezi çaprazlı çelik çerçevenin dinamik etkiler altında davranışını, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkısını dikkate alacak şekilde incelemişlerdir. Bu bağlamda iki boyutlu analitik modeller hazırlanmıştır. Liu ve Astaneh-Asl (2000) tarafından yapılan testler sonucunda elde edilen kompozit kayma levhalı birleşimlerin davranışı düşey yük çerçevelerinin kiriş-kolon birleşimlerinde davranış modeli olarak kullanılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda düşey yük çerçevelerinin, sünek olmayan merkezi

çaprazlı çelik çerçevelerin stabilitesini güçlendirdiği ve bu tür yapılarda zayıf kat oluşumunu engellediği veya geciktirdiği sonucuna varmışlardır.

MacRae ve diğ. (2004) tarafından yapılan çalışmada, düşey yük çerçevelerinde kullanılan kolonların sürekliliğinin sağlanması durumunda, çaprazlı çelik çerçeveli binalarda, deformasyonların yapının belirli bir bölgesine yoğunlaşması engellenerek, yumuşak kat mekanizması oluşumunun engellendiği veya geciktirildiği gösterilmiştir.

Elkady ve Lignos (2015) yapmış oldukları çalışma kapsamında, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların detaylı analizlerini yapmışlardır. Analizler sonucunda, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınması durumunda, yapı taban kesme kuvveti dayanımında %50 oranında artış görüldüğü belirtilmiştir. Bu artışın sebebi, düşey yük çerçevelerinden gelen katkı ile birlikte kompozit etkilerin dikkate alınması sonucu kazanılan ilave dayanım olarak gösterilmiştir.

Del Carpio Ramos ve diğ. (2016) yapmış oldukları çalışmada 2 adet Amerikan standartlarına göre tasarlanmış ½ ölçekli moment aktaran çelik çerçevenin göçme anına kadar davranışını test etmişlerdir. Bu çalışma deneysel bazda göçme anına kadar yapı davranışının test edildiği ilk çalışmalardan bir tanesidir. Aynı zamanda düşey yük çerçevelerinin katkısı da çalışma kapsamında araştırılmıştır. Yapının belirli bir bölümünün test edilmesi ile elde edilen sınır uç değerleri binanın 3 boyutlu analitik modellerine tanımlanarak, düşey yük çerçeveleri ile birlikte kompozit etkileri de kapsayacak şekilde yapı davranışı göçme anına kadar takip edilmiştir. Analizler sonucunda, düşey yük çerçeveleri ve kompozit etkilerin tanımlanması ile birlikte 4 katlı yapının göçmeye olan oransal uzaklık değerinde (Collapse margin ratio), yaklaşık olarak %40 oranında artış gözlemlenmiştir.

Flores ve diğ. (2014) yapmış oldukları analitik çalışmalarda, düşey yük çerçevelerinin dikkate alındığı ve alınmadığı detaylı yapı modelleri hazırlayarak iki, dört ve sekiz katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların göçme kapasitelerini araştırmışlardır. Çalışma kapsamında, kiriş-kolon birleşimlerinin moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik bozunumları birleşim modellerine yansıtılmıştır. Çalışma sonucunda Flores ve diğ. (2014) düşey yük çerçevelerinde kullanılan kolonların sürekli olmasının, yapının birinci mod şekline uygun deformasyonlar yaparak deplasman yığılmalarını engellediğini ve düşey yük

çerçevelerinin tanımlanmadığı modellere göre yapının göçme olasılığını iki, dört ve sekiz katlı binalar için sırasıyla %40, %33 ve %66 oranında azalttığını göstermişlerdir. Ayrıca, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınmasının binaların göçme kapasitesini arttırdığını göstermişlerdir.

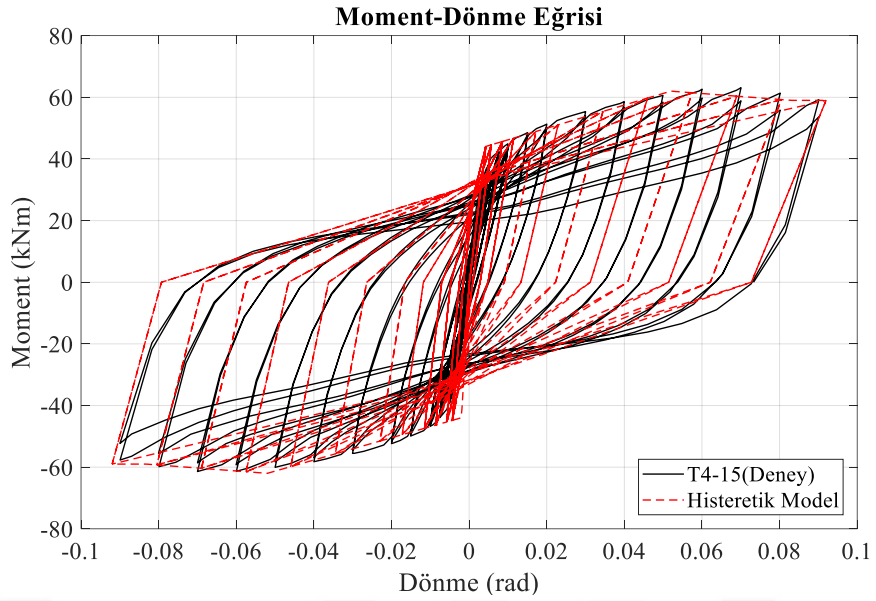
Sizemore ve diğ. (2014) süneklik düzeyi düşük merkezi çaprazlı çelik çerçeveli binaların rezerve enerji sönümleme kapasitelerini araştırmışlardır. Çalışma sonucunda bu tür yapılarda düşey yük çerçevelerinin yapının rezerve kapasitelerini etkin bir şekilde arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır. Ayrıca düşey yük çerçeve kolonlarının temele bağlantısının ankastre olması durumunda düşey yük çerçevelerinin yapıya sağlamış oldukları rezerve kapasitesinde önemli derecede artış olduğu gösterilmiştir.

Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin, düşey yük çerçevelerinde kiriş-kolon birleşimleri olarak kullanıldığı mevcut bir çalışmanın olmaması, bu çalışma kapsamında araştırmacılara motivasyon kaynağı olmuştur. Bu yüzden çalışma kapsamında düşey yük çerçevelerinin kiriş-kolon birleşimlerinde kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin kullanıldığı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların deprem etkisi altında yapı davranışı araştırılmıştır. Düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına katkısını gözlemlemek amacı ile yapı modellerinin detaylı bir şekilde hazırlanan iki boyutlu analitik modelleri oluşturularak (Şekil 5.6), yapının göçme anına kadar olan tepkisi takip edilmiştir. Bu amaç doğrultusunda ilk olarak bu tür birleşimlerin deneysel çalışmalar ile elde edilen tekrarlı yükler altındaki moment-dönme ilişkilerini yansıtabilecek ve aynı zamanda Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees, 2009) programında kullanılabilecek malzeme modelinin oluşturulması planlanmıştır. Ardından düşey yük çerçevelerinin iki boyutlu hazırlanan OpenSees modellerine entegre edilmesi planlanmıştır.

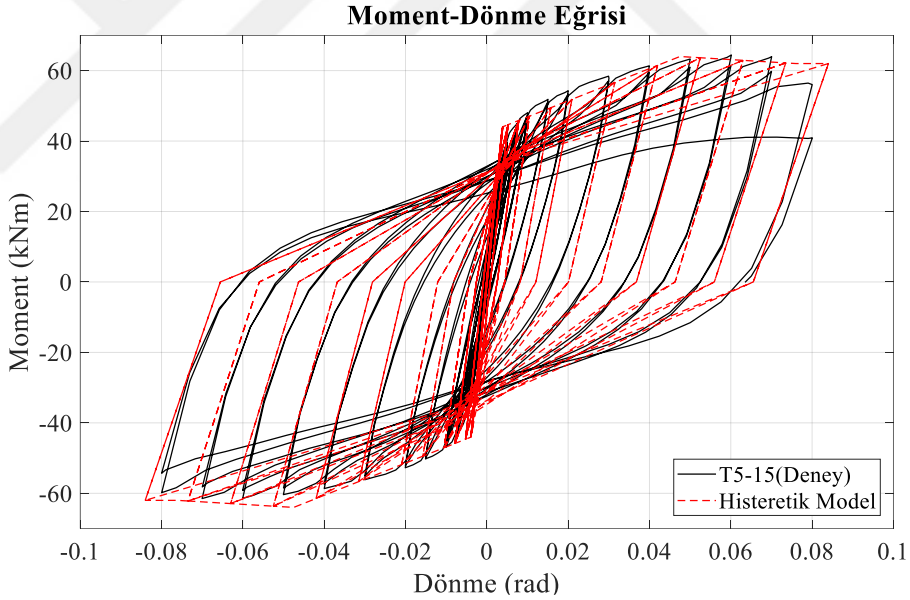
4.2 Birleşimin Histeretik Davranış Modelinin Oluşturulması

Bina türü yapıların deprem etkisi altındaki yapısal davranışlarının gerçeğe yakın bir şekilde belirlenebilmesi için kiriş-kolon birleşim bölgeleri gibi kritik bölgelerinin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının yapı modellerine uygun bir biçimde tanımlanması gerekmektedir. Bu tür davranış modellerinin birleşimin moment-dönme ilişkilerinde görülen dayanım ve rijitlik bozunumlarını yansıtabilmesi, yapı modellerinin doğruluğu açısından son derece önemlidir. Çalışma kapsamında sadece düşey yük etkisi altında çalıştığı varsayılan çerçevelerin yapı davranışına katkılarının

araştırılması amacıyla T4-15 numunesine ait deney sonuçları referans alınarak hazırlanan histeretik malzeme modeli yapı modellerine tanımlanacaktır. Sünek davranış göstermesine ilave olarak aynı zamanda birleşimde bağlantılı olduğu kirişe göre azımsanmayacak oranda eğilme momenti kapasitesine sahip olması, T4-15 numunesinin referans numune olarak seçilmesinde belirleyici olmuştur. Bu tür birleşimlerde, eğilme momenti kapasitesinde önemli ölçüde bir azalma olmadan, alın levhasının eğilme deformasyonları ile birlikte yüksek dönme değerlerine ulaşılmaktadır. Alın levhasının sünek bir şekilde yırtılması ile birlikte birleşimin dönme kapasitesi belirlenmektedir. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin moment-dönme davranış modeli, deneysel sonuçlar esas alınarak geliştirilmiştir. Moment-dönme davranış modeli; "UniaxialMaterial Hysteretic" modelini oluşturan parametrelerin deneysel çalışmalar ile elde edilen moment-dönme eğrilerine dayalı olarak kalibre edilmesi suretiyle oluşturulmuştur. Bu doğrultuda, yapılan testler sonucunda T4-15 ve T5-15 numunelerine ait tekrarlı yük etkisi altında elde edilen moment dönme eğrileri ve "UniaxialMaterial Hysteretic" malzeme modeli parametrelerinin kalibrasyonu ile elde edilen eğriler sırasıyla Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de gösterilmektedir. Malzeme modeli parametreleri ise Çizelge 4.1'de gösterilmektedir. Bu tür malzeme modellerinde, birleşimlerin moment-dönme eğriliklerinde görülen dayanım ve rijitlik bozunumları, modellere tanımlanabilinmektedir. Tekrarlı yükler altında malzemenin geri gönüş eğrilerinde (unloading stiffness) görülen rijitlik bozunumları beta değeri ile dikkate alınmaktadır. Yük (moment) – yerdeğiştirme (dönme) değerlerinde görülen daralma etkileri (Pinching) sırası ile pinchY ve pinchX parametreleri ile modele tanımlanmaktadır. Süneklik ve enerji nedenli hasarlar ise modele sırası ile damage1 ve damage2 parametreleri ile tanımlanmıştır.



Şekil 4.1 : Histeretik davranış modeli ile T4-15 numunesine ait deney sonuçlarının karşılaştırılması.



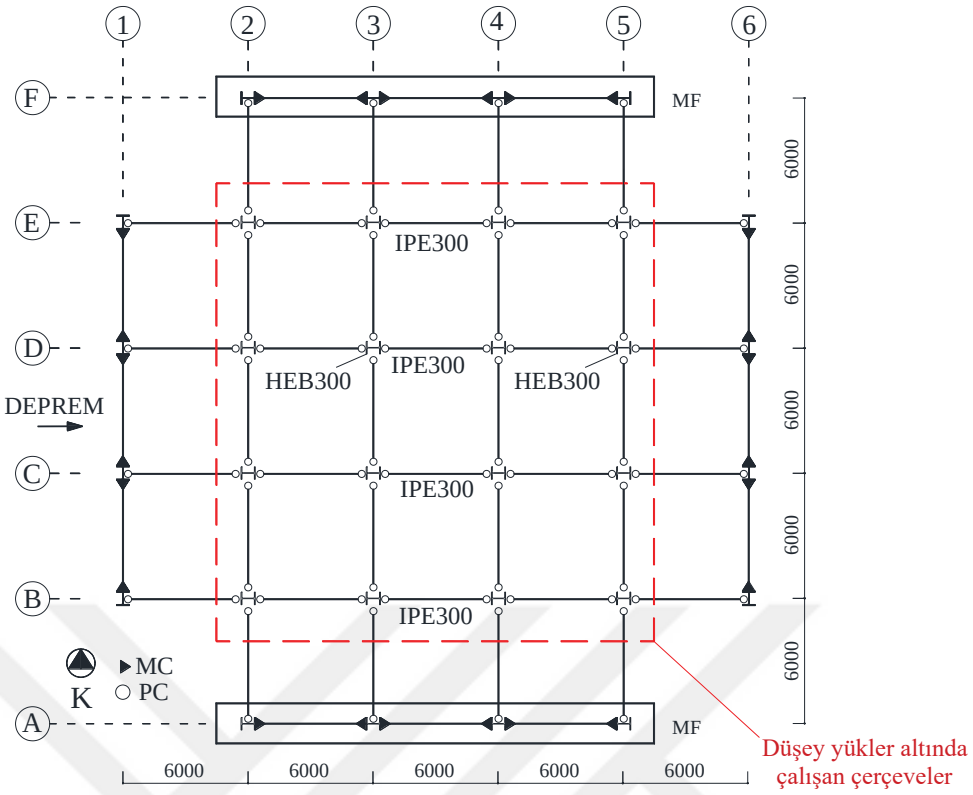
Şekil 4.2 : Histeretik davranış modeli ile T5-15 numunesine ait deney sonuçlarının karşılaştırılması.

Çizelge 4.1 : Histeretik malzeme modeli parametreleri.

	pinchX	pinchY	damage1	damage2	beta
T4-15 T5-15	0.55	0.60	0	0	0.4

4.3 Sadece Düşey Yükler Altında Çalışan Çerçevelerin Modellenmesi

Genel tasarım felsefesi olarak, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların taşıyıcı sistemi; taşıyıcı sistem planının orta bölümünde oluşturulan sadece düşey yük taşıyan çerçeve sistemi ile bina çevresinde teşkil edilen moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Şekil 4.3'te gösterilen normal kat planında, kesikli çizgiler ile sınırlandırılan bölge sadece düşey yük taşıyan çerçeve sistemini (Gravity Frame, GF) göstermektedir. Bu bölgedeki çerçevelerin kiriş-kolon bağlantıları, başlangıçta mafsallı bir birleşim (Pin connection PC) olduğu varsayılan kısa alın levhalı birleşimlerden oluşmaktadır. Çalışmalarda, düşey yük çerçevelerinin yapı performansına katkılarını etkin bir şekilde gösterebilmek ve modelleme kolaylığı sağlamak amacı ile bu şekilde bir kat planı tercih edilmiştir. Planda görülen çıkıntıların uzunluğu, TBDY (2018)'de tanımlanan A3-Planda çıkıntılar bulunması düzensizlik durumu sınırlarını aşmayacak şekilde belirlenmiştir. Deneysel çalışmaların temsil edilebilmesi amacıyla, 4- ve 8-katlı binaların düşey yük çerçevelerinde kiriş ve kolon enkesitleri sırasıyla IPE300 ve HE300B olarak belirlenmiştir. Tasarım aşamasında, seçilen enkesitlerin dayanım açısından yeterli olduğu gözlemlenmiştir. Yatay deprem kuvvetleri, bina çevresi akslarında teşkil edilen moment aktaran çelik çerçeveler (MF) ile karşılanmaktadır. Bu çerçevelerin kiriş-kolon birleşimleri (Moment Connection MC), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde (TBDY, 2018) tanımlanan ve önyeterliliği gösterilen, kaynaklı zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimi olarak boyutlandırılacaktır. Bina taşıyıcı sisteminin deprem etkileri altında davranışı iki durum esas alınarak incelenecektir. Birinci durumda sadece moment aktaran çelik çerçeveler esas alınırken, ikinci durumda moment aktaran çelik çerçevelerle birlikte, yalnızca düşey yük taşıyan çerçeve sistemlerinin davranışı da dikkate alınacaktır. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin davranış modeli, T4-15 numunesinin deney sonuçlarına göre kalibre edilen moment-dönme eğrileri kullanılarak oluşturulmaktadır. Böylece, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin kullanıldığı düşey yük çerçevelerinin, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların yapı davranışına sağladığı rijitlik ve dayanım katkıları araştırılacaktır.



Şekil 4.3 : Normal kat sistem planı.

Mevcut çalışmalara ((Gupta ve Krawinkler, 1999), (Elkady, 2016)) göre, döşemelerin düzlem içinde rijit diyafram olarak çalıştığı varsayıldığında, sadece düşey yükler altında çalışan çerçeveler (GF), Şekil 4.4'te görüldüğü gibi, tek açıklıklı bir çerçeve (Equivalent gravity frame, EGF) olarak temsil edilebilmektedir. Ancak bu durumda tek açıklıklı çerçevede kullanılan kiriş ve kolon enkesiti özellikleri sırasıyla Denklem 4.1 ve Denklem 4.2'de gösterildiği şekilde belirlenmelidir.

$$\sum EI_i / L_i = EI_{eqv} / L_{eqv}$$
$$\sum M_{p,i} = M_{p,eqv} \tag{4.1}$$

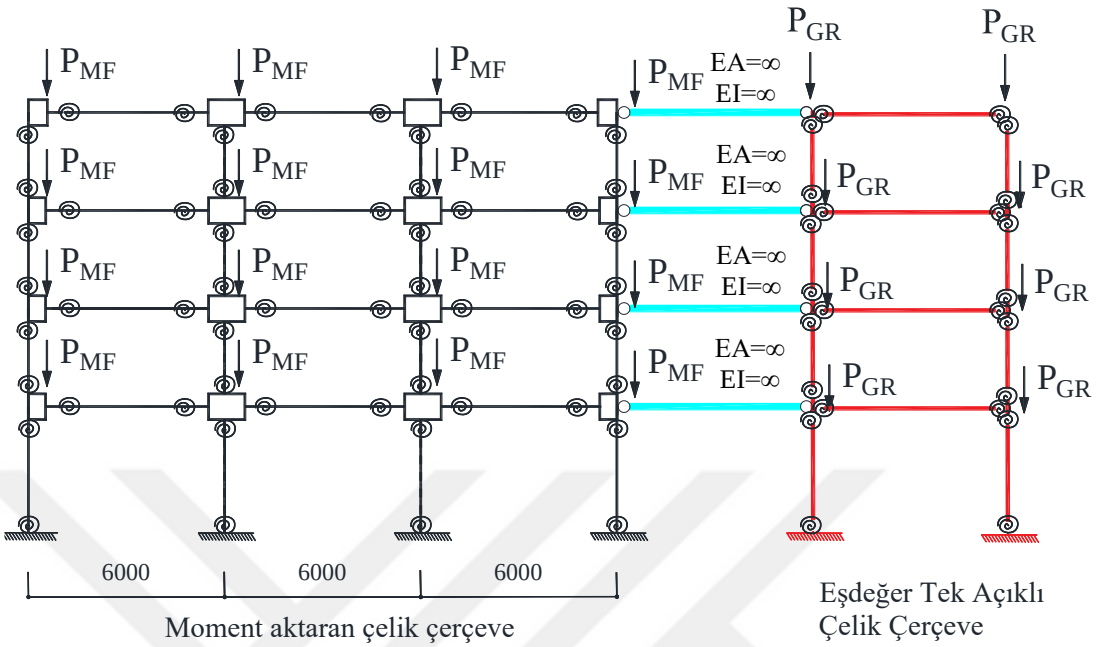
Denklem 4.1'deki I_i, L_i ve $M_{p,i}$ sırası ile ilgili katta kullanılan kiriş enkesitlerinin atalet momenti, uzunluğu ve plastik moment kapasitesini göstermektedir. I_{eqv}, L_{eqv} ve $M_{p,eqv}$ değerleri ise eşdeğer tek açıklıklı çerçevede kullanılan kiriş enkesitinin atalet momenti, uzunluğu ve plastik moment kapasitesini göstermektedir.

$$\sum EI_{ci} = 2 \times EI_{c,eqv}$$
$$\sum M_{pc,i} = 2 \times M_{pc,eqv} \tag{4.2}$$

Denklem 4.2'deki I_{ci}, ve $M_{pc,i}$ sırası ile ilgili katta kullanılan kolon enkesitlerinin atalet momenti ve plastik moment kapasitesini göstermektedir. $I_{c,eqv}$, ve $M_{pc,eqv}$ değerleri ise sırası ile eşdeğer tek açıklıklı çerçeveye ait kolon enkesitlerinin atalet momenti ve plastik moment kapasitesini göstermektedir.

Şekil 4.3'te görüldüğü üzere bina taşıyıcı sistemi her bir doğrultuda 2 adet olmak üzere toplam 4 adet moment aktaran çelik çerçeve içermektedir (Batı-doğu doğrultusunda A ve F, kuzey-güney doğrultusunda 1 ve 6 akslarında bulunan moment aktaran çelik çerçeveler (MF)). Binanın orta bölümünde bulunan ve sadece düşey yük aktaran çelik çerçeve grubu ise 16 adet kolon, ve her bir doğrultuda 20 adet kiriş ve 40 adet kiriş-kolon birleşimi içermektedir. Analitik modellerde, eşdeğer tek açıklıklı çerçevenin yapının batı-doğu doğrultulu deprem etkisinde çalıştığı varsayılan moment aktaran çerçeveye (Şekil 4.3, MF) bağlantısı eksenel ve eğilme rijitliği yüksek elemanlar ile sağlanmıştır. Şekil 4.4'te görüldüğü üzere hazırlanan eşdeğer tek açıklıklı çelik çerçeve modeli ile sadece düşey yük aktaran çerçeve sisteminin yapı davranışına olan katkılarının araştırılması amaçlanmıştır. Yapıda her iki doğrultuda, 2 adet süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve olmasından dolayı, eşdeğer tek açıklıklı çelik çerçeveye ait kiriş ve kolon enkesitleri, Denklem 4.1 ve Denklem 4.2'de belirtildiği üzere, sırasıyla düşey yük çerçevelerinde kullanılan 10 adet kiriş ve 8 adet kolon enkesitinin özelliklerini yansıtacak şekilde, detaylı bir şekilde hazırlanan iki boyutlu analitik modellere tanımlanmıştır. Tek açıklıklı çerçevede kiriş uç bölgelerine yerleştirilen yay elemanlarına, T4-15 numunesine ait deney sonuçları referans alınarak hazırlanan histeretik malzeme modeli tanımlanmıştır. Kolon uç bölgelerine yerleştirilen yay elemanları ise, Ibarra ve diğ. (2005) tarafından hazırlanan ve Lignos ve Krawinkler, (2011) tarafından geliştirilen, düzeltilmiş Ibarra-Medina-Krawinkler (Modified IMK Model) modeli ile temsil edilmiştir. Kolonlarda oluşabilecek olası plastik mafsallar bu yaylar ile yapı modeline tanımlanmıştır. Düzeltilmiş IMK modeline ait model parametreleri, deneysel çalışmalar baz alınarak elde edilen çok değişkenli regresyon denklemleri ile elde edilmiştir (Lignos ve Krawinkler, 2011, Lignos ve diğ, 2019). Düşey yük çerçevelerinin temele bağlantısı mafsallı olarak tasarlanmaktadır. Bu durumda eşdeğer tek açıklıklı çerçeve modeline ait zemin kat kolonlarının alt kısmında bulunan yayların eğilme momenti kapasitesi, deprem doğrultusuna dik olarak yerleştirilen ve deprem doğrultusunda moment aktarmadığı

varsayılan moment aktaran çerçeve kolonlarının zayıf eksenindeki plastik moment kapasitelerinin toplamının yarısını temsil edecek şekilde ayarlanmıştır.



Şekil 4.4 : Eşdeğer tek açıklıklı çerçeve modeli.

5. KISA ALIN LEVHALI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ YAPISAL DAVRANIŞA KATKILARININ ARAŞTIRILMASI

Çalışma kapsamında performans değerlendirilmesi yapılan binaların yanal yük taşıyıcı sistemleri bina dış çerçevelerine yerleştirilen süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Bu tür yapılarda enerji sönümlemeleri kiriş uç bölgelerinde, sınırlı düzeyde panel bölgesinde ve zemin kat kolonlarının alt bölgelerinde gözlemlenmektedir. Özellikle 1994 Northridge depremi öncesi inşa edilen binaların kiriş-kolon birleşimleri moment aktaran kaynaklı kiriş-kolon birleşimleri olarak tasarlanmıştır. Fakat Northridge depremi sonrasında kiriş alt başlığını kolon başlık yüzeyine bağlayan kaynaklarda görülen gevrek kırılmalar ile birlikte yapılarda yerel hasarlar oluşmaktadır. Bu tür yerel hasarların oluşması ile birlikte, modern deprem yönetmeliklerinde bir takım önlemler alınarak, yapılarda kullanılan kaynaklı kiriş-kolon birleşimleri yerine yeterliliği deneysel olarak tespit edilmiş yeterli süneklik, rijitlik ve eğilme momenti kapasitesi özelliklerine sahip bulonlu yarı-rijit kiriş-kolon birleşimleri tercih edilmeye başlanmıştır. Bu tür birleşimler ile birlikte deprem etkileri altında yapının göçme anına kadar yapısal davranışları izlenerek yapı performansı incelendiğinde, bulonlu yarı-rijit kiriş-kolon birleşimleri içeren moment aktaran çelik çerçeveli binalarda, kaynaklı birleşimler içeren moment aktaran çelik çerçeveli binalara göre, mühendislik taleplerine daha uygun bir yapı davranışı görülmektedir.

Son yıllarda performansa dayalı tasarım ile birlikte yapının göçme anına kadar sergileyeceği davranış yapının performans değerlendirmesi açısından büyük önem taşımaktadır. Bu doğrultuda şiddetli deprem yer hareketleri altında yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan artımsal dinamik analizleri yapılarak yapının göçme anına kadar olan tepkisi incelenmektedir. Burada göçme anı olarak belirtilen ifade, yapının deprem etkisi altında düşey yük taşıyıcı özelliğini kaybetmesi olarak tanımlanmaktadır.

Mevcut yönetmekliklerin birçoğunda (TBDY 2018, ASCE 2017) düşey yük çerçevelerinin yapısal davranışa katkısı ihmal edilerek güvenli bir tasarım yaklaşımı yapılmaktadır. Fakat mevcut çalışmalar düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının ihmal edilemeyecek boyutlara ulaşabildiğini göstermektedir. İlgili çalışmalar Bölüm 4'te özetlenmiştir.

5.1 Literatür Araştırması

Roeder ve diğ. (1993) çalışmalarında, UBC (1988) yönetmeliğine göre, kat sayısı 3 ile 20 arasında değişen, 3 açıklıklı moment aktaran çelik çerçeveli binalar tasarlamışlardır. Çalışmanın genel olarak amacı güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi ile tasarlanan binalar ile zayıf kolon-güçlü kiriş prensibi ile tasarlanan binaların deprem etkisi altında yapı performanslarının karşılaştırılması olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında panel bölgesinin plastik şekildeğiştirmeleri ve kirişler ile döşeme sistemi arasındaki kompozitlik etkisi ihmal edilmiştir. Analizler sonucunda zayıf kolon-güçlü kiriş prensibi ile tasarlanan binalarda daha büyük gereli kat ötelemesi açısına ulaşıldığı ve bu tür yapılarda plastik deformasyonların, kolonların eğilme momenti kapasitesine ulaşılması ile birlikte daha çok alt katlarda yığıldığı gözlemlenmiştir. Buna karşın güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi ile tasarlanan binalarda plastik deformasyonların daha fazla sayıda kiriş elemanlarında oluştuğu ve sadece belirli bir kata yığılmadığı gözlemlenmiştir.

Astaneh-Asl ve diğ. (1998) yapmış oldukları çalışmada Northridge depremi sırasında hasar gören binaların deprem performanslarını araştırmışlardır. Binaların doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Çalışma kapsamında incelen binaların Northridge-Newhall deprem ivme kaydı altında davranışı izlendiğinde hasarlı binaların çatı katı öteleme oranı ve taban kesme kuvveti dayanımı, hasarsız rijit bağlantıların olduğu binalara göre daha düşük seviyede kaldığı gözlemlenmiştir.

Huang ve Foutch (2009) yapmış oldukları çalışmada, yapıda tanımlanan 5 farklı histeretik model üzerinden yapılan analizlerin sonucunda, 3, 9 ve 20 katlı moment aktaran çerçeveli binaların deprem etkileri altında davranışını, göçme anı göreli kat ötelemesi değeri (global collapse drift limit), deprem talepleri ve talep/kapasite oranları üzerinden karşılaştırmalı olarak değerlendirmişlerdir. Çalışmalarında düşey yük çerçevelerinin katkısı dikkate alınmamıştır. Analizler sonucunda, göreli kat ötelemesi ve dayanım açısından yapının göçme kapasitesinin, dayanım

bozunumlarının etkitildiği modellerde rijitlik bozunumlarının olduğu modellere kıyasla daha etkin bir şekilde azaldığı gözlemlenmiştir.

Gupta ve Krawinkler (1999, 2000) çalışmalarında 3, 9 ve 20 katlı moment aktaran çelik çerçeveli binaların davranışını doğrusal olmayan statik itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yardımı ile araştırmışlardır. Çalışma kapsamında incelen binalar FEMA 267 (FEMA, 1995) standardına uygun bir şekilde tasarlanmıştır. İki boyutlu analitik modeller hazırlanarak düşey yük çerçevelerinin davranışı yapı modellerine entegre edilmiştir. Fakat düşey yük çerçevelerinde kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin davranışı basit bir şekilde çift doğrulu davranış modeli üzerinden tanımlanmıştır. Davranış modellerinde dayanım ve rijitlik bozunumları dikkate alınmamıştır. Bu çalışma ile birlikte özellikle büyük deprem etkileri altında, birleşimlerin davranış modellerinin doğruluğunun önemi vurgulanmıştır. Ayrıca düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına etkisi dikkate alındığında, yapıda ikinci bir yanal yük taşıyıcı sistem olarak çalıştığı sonucuna ulaşılmıştır. İlave olarak çalışma kapsamında güçlü kolon-zayıf kiriş prensibine uygun tasarlanmış yapılarda da kolonlarda plastik mafsal oluşabileceği gösterilmiştir. Dolayısı ile kiriş-kolon enkesitlerinin tekrarlı yükler altındaki davranışının detaylı bir şekilde araştırılması gerekliliği vurgulanmıştır.

Gupta ve Krawinkler (1999) tarafından yapılan çalışmalara benzer şekilde Luco ve Cornell (2000) de özellikle büyük depremler etkisinde düşey yük çerçevelerinin çelik binalarda göreli kat ötelemesi oranını önemli ölçüde azalttığını göstermişlerdir. Ayrıca, çalışmada Northridge depremi öncesi çelik binalarda kullanılan kaynaklı birleşimlerin davranışını yansıtabilmek amacı ile kırılgan (düşük dönme kapasiteli) birleşim davranış modeli hazırlanmıştır. Aynı şekilde Northridge depremi sonrası kullanılan yüksek dönme kapasiteli birleşim davranış modelleri oluşturularak, kırılgan birleşim modelleri ile karşılaştırılmalı olarak yapı davranışına katkıları açıklanmıştır. Araştırma sonucunda kiriş-kolon birleşimlerinin dönme kapasitelerinin etkisi tasarım depremlerine nispeten, daha çok şiddetli deprem etkileri altında belirgin bir şekilde ortaya çıktığı sonucuna ulaşılmıştır.

Foutch ve Yun (2002) yapmış oldukları çalışmada 1997 NEHRP (BSSC 1997)'ye göre tasarlanmış 9 ve 20 katlı yapıların dinamik tepkilerini gözlemlemişlerdir. Çalışmalarında birleşim ve yapı sistemi bazında araştırmalar yapılmıştır. Çalışma sonunda, düğüm noktaları arası mesafeleri dikkate alarak analizleri yapılan yapı

modellerinin, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına entegre edildiği temiz açıklık ile çalışılan modellere göre daha zayıf ve esnek olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Çalışmadan çıkarılan diğer bir sonuç ise, düşey yük çerçevelerine ait kirişlerdeki kompozit etkilerin moment aktaran çerçeveli binaların davranışına olan etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğudur. Son olarak çalışmada 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem olması durumunda Northridge depremi öncesi birleşim tipinin kullanıldığı binaların (düşey yük çerçevelerinin etkin olmadığı) göçebileceği gösterilmiştir. Bu yüzden Northridge depremi öncesi tasarlanan yapıların değerlendirme aşamasında düşey yük çerçevelerinin katkısının ihmal edilmemesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Medina ve Krawinkler (2003) çalışmalarında kat sayısı 3 ile 18 arasında değişen iki boyutlu jenerik tek açıklıklı çerçeve modelleri üzerinden ilerlemişlerdir. Çalışmalarında büyük şekildeğiştirmeler altında yapısal elemanlardaki dayanım ve rijitlik bozunumları dikkate alınmamıştır. Çalışma kapsamında kolonların sonsuz rijit olduğu varsayımı ile plastik mafsalların kirişlerde olduğu öngörülmüştür. Yapılan çalışmalarda yapı yüksekliği arttıkça yapıda P-Delta etkilerinin arttığı ve alt katlarda plastik şekildeğiştirme oranlarının artması ile birlikte yapı stabilitesinin bozulduğu sonucuna ulaşılmıştır. Analizler sonucunda, Gupta ve Krawinkler (1999) tarafından elde edilen sonuçlara benzer şekilde düşey yük çerçeveleri gibi ilave yanal yük taşıyıcı sistemlerin yapının PO eğrilerinde maksimum kapasitenin ardından oluşan negatif eğim bölgesinin oluşumunu geciktirdiği gösterilmiştir.

Ibarra ve Krawinkler (2005) çalışmalarında benzer şekilde iki boyutlu jenerik tek açıklıklı çerçeve modellerinin göçme kapasitelerini hesaplamışlardır. Bu çalışmada, Medina ve Krawinkler (2003) tarafından yapılan çalışmadan farklı olarak, büyük şekildeğiştirmeler altında yapısal elemanlardaki rijitlik ve dayanım bozunumlarını dikkate alabilecek şekilde davranış modelleri hazırlanmıştır. Bu tür bozunumlar Medina ve Krawinkler tarafından yapılan çalışmada ihmal edilmiştir. Davranış modelinin parametreleri yapılan sınırlı miktarda çelik, ahşap ve beton numunelere ait deneysel sonuçların kalibrasyonunun sağlanması ile belirlenmiştir (Ibarra ve diğ, 2005). Çalışma kapsamında, büyük deprem etkileri altında güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.0'dan büyük seçilmesine rağmen kolonlarda plastik mafsal oluşabileceği gösterilmiştir. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.2 ve 2.4 seçilmesi durumunda, bu oranın 1.0 olduğu yapılara göre, yapının göçme kapasitesinin yaklaşık olarak %25 ve %50 oranında arttığı gösterilmiştir.

ATC-76-1 projesinin (NIST 2010) bir parçası olarak, Zareian ve diğ. (2009,2010) kat sayıları 1 ile 20 arasında değişen çok sayıda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binalar tasarlamışlardır. Binalar IBC (2006) yönetmeliği ile AISC 360-05 (2005) ve AISC 341-05 (2005) standartları baz alınarak tasarlanmıştır. Moment aktaran çerçevelerin kiriş uç bölgelerinde AISC 358-05 (2005) standardına uygun olacak şekilde tasarlanmış zayıflatılmış kiriş bölgeleri oluşturulmuştur. Çelik binaların göçme anına kadar zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Bu çalışmanın genel olarak amacı deprem performans parametrelerini (Seismic performance factors) belirlemek amacı ile çelik binaların FEMA P695 (FEMA 2009) raporuna göre performans değerlendirme kriterlerini sağlayıp sağlamadığını kontrol etmektir. Çalışma kapsamında incelen binalarda, düşey yük çerçevelerinin katkıları ve kirişler ile döşeme sistemi arasında kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Fakat çalışma sonunda, sonraki çalışmalar için bu tür katkıların dikkate alınması gerekliliği belirtilmiştir. Analizler sonucunda, 12 ve 20 katlı binaların FEMA P695 raporuna göre performans değerlendirme kriterlerini sağlamadığı gösterilmiştir. Ayrıca, çalışma sonunda binalarda taban kesme kuvveti dayanımı artışı ile orantılı bir göçme kapasitesi artışının olmadığı gösterilmiştir. Bu sonuçlar ile birlikte yapının göçme kapasitesinin yalnızca binanın taban kesme kuvveti dayanımına bağlı olmadığı sonucuna ulaşılmıştır. Çalışmanın son kısmında yapıda kullanılan kolon enkesitinin büyütülmesine bağlı olarak güçlü kolon-zayıf kiriş oranının arttırılmasının, yapıların göçme kapasitelerini arttırmada etkili bir yol olduğu gösterilmiştir.

NIST (2012) kapsamında yapılan çalışmada, tüm yapıların tek tip göçme riski seviyesi taşıması için sistem davranış katsayısı R'nin tekrar değerlendirilmesi ve tekrar formülize edilmesi gerekliliği belirtilmiştir. Yapılan değerlendirmelerin bir kısmı NIST (2010)'un sonuçları üzerinden yapılmıştır. Dayanım fazlalığı katsayısı D, araştırma konuları arasında öncelik verilmesi gereken bir konu olarak ön plana çıkartılmıştır. Çünkü bu katsayının aynı zamanda ASCE (2010)'da tartışıldığı üzere taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, ile ilişkili olduğu düşünülmektedir. NIST (2010) projesi kapsamında yapılan çalışmalarda, hakim mod üzerinden yapılan doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçlarına bağlı olarak elde edilen dayanım fazlalığı katsayılarının ASCE/SEI 7-10 (ASCE 2010)'da belirtilen değerlerden önemli ölçüde farklı olduğu gösterilmiştir. Ayrıca çalışma kapsamında dayanım fazlalığı katsayısının, yapının sadece 1. mod şeklinin dikkate alındığı doğrusal olmayan statik

itme analizleri üzerinden tanımlanmasının yeterli olmadığı belirtilmiştir. Çünkü yapının yüksek modları etkisinde oluşabilecek dinamik etkiler, bu tür analizlerde dikkate alınmamaktadır. Dolayısı ile bu tür problemler özellikle yüksek katlı veya yüksek periyoda sahip binalarda görülmektedir.

Lignos (2008) çalışmalarında 1/8 ölçekli 4 katlı moment aktaran çelik çerçeve modeli üzerinde iki adet sarsma tablası deneyi gerçekleştirmiştir. Sarsma tablası deneyleri sonucunda az katlı yapılarda, düşük olasılıklı deprem etkileri altında 3 katlı göçme mekanizması oluşabileceği gösterilmiştir. Burada 3 katlı göçme mekanizması ifadesi, 3. kat kolonlarının üst kısmında plastik mafsalların oluşması ile göçme mekanizmasının oluştuğunun göstergesidir. Kompozit kiriş etkileri ve kolonlarda eksenel yük etkisinde kısalma çalışma kapsamında ihmal edilmiştir. Bu testler analitik modellerin dinamik etkiler altında yapının davranışını göçme anına kadar doğru bir şekilde yansıttığını göstermek amacı ile yapılmıştır.

Lignos ve Krawinkler (2011), orijinal olarak Ibarra ve diğ. (2005) tarafından oluşturulan, yapısal elemanlarda tekrarlı yükler etkisinde dayanım ve rijitlik bozunumlarını yansıtabilen model üzerinde iyileştirme yaparak, kompozit etkiler altında simetrik olmayan davranışı, artık gerilmeleri ve sünek yırtılmaları yansıtacak şekilde mevcut modeli geliştirmişlerdir. Yaklaşık olarak 300 adet deneysel verinin değerlendirilmesinin ardından, modelin girdi parametrelerini (plastik dönme, referans kümülatif dönme kapasitesi vb.) kiriş enkesitinin geometrik ve malzeme özellikleriyle ilişkilendiren çok değişkenli regresyon denklemleri elde edilmiştir.

Lignos ve diğ. (2011a) yapmış oldukları çalışmada detaylı analitik modeller hazırlayarak, analizler sonucunda yapıların göçme anına kadar olan davranışlarının doğru bir şekilde yansıtılmasının mümkün olabileceğini göstermişlerdir. Özellikle kiriş-kolon birleşim bölgeleri gibi kritik bölgelerin davranış eğrilerinde görülen rijitlik ve dayanım bozunumlarının, hazırlanan detaylı analitik modellere doğru bir şekilde aktarılması gerekliliğini belirtmişlerdir. Mevcut çalışmalarda kolon enkesitleri ile yeterli sayıda deneysel çalışma olmamasından dolayı, kolon enkesitlerinin eğilme momenti kapasitesi, eksenel kuvvet-eğilme momenti eğrilerine bağlı bir oransal ifade ile çarpılarak hesaplanmıştır.

Suita ve diğ. (2008) ve Yamada ve diğ. (2008) çalışmalarında tam ölçekli sarsma tablası deneyleri ile moment aktaran çelik çerçeveli binaların göçme anına kadar

dinamik davranışlarını izlemişlerdir. Çalışma kapsamında dikkate alınan moment aktaran çelik çerçeveler AIJ (2006) raporuna göre tasarlanmıştır. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.5 olacak şekilde kiriş-kolon enkesitleri belirlenmiştir. Ölçeklenmemiş 1995 Kobe depremine ait JR Takatori kaydı altında 4. katlı binada tek katlı (alt kat) göçme mekanizması oluşmaktadır. Bu sonuçlar doğrultusunda güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0'dan büyük olmasına rağmen şiddetli deprem etkileri altında kolonlarda plastik mafsal oluşması deneysel olarak ispatlanmıştır. Bu durumun en önemli nedenlerinden biri olarak güçlü kolon-zayıf kiriş oranı hesabında kompozit etkilerin ihmal edilmesi olarak gösterilmiştir. Ek olarak, tekrarlı yükler altında malzemenin pekleşmesi ve malzeme dayanımındaki değişkenlikler bu durumun başlıca nedenleri arasında gösterilmiştir. Lignos ve diğ. (2011b) yapmış oldukları analitik çalışmada aynı binada kompozit etkilerin ihmal edilmesi durumunda farklı bir göçme mekanizması oluştuğunu göstermişlerdir. Ayrıca, Lignos ve diğ. (2013a) yapmış oldukları analitik çalışmada güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 2.0 olarak belirlenmesi durumunda, deneysel çalışmada göçmeye neden olan yükleme altında moment aktaran çelik çerçeveli binaların sadece kiriş uçlarında plastik mafsal oluştuğunu göstermişlerdir. Araştırmacılar son olarak, yönetmeliklerde güçlü kolon-zayıf kiriş oranı olarak gösterilen "1.0" sınır değerinin revize edilmesi gerektiği konusunda görüşlerini belirtmişlerdir.

Zareian ve Kanvinde (2013) yapmış oldukları çalışma kapsamında, kolon temel birleşimleri esnekliğinin, kat sayısı 2 ile 12 arasında değişen moment aktaran çelik çerçeveli binaların davranışına olan etkisini dinamik etkiler altında araştırmışlardır. Analitik modellerde kompozit etkiler ve düşey yük çerçeveleri tanımlanmamıştır. Analizler sonucunda kolonların temele bağlantısındaki esnekliğin dikkate alınması durumunda, dinamik etkiler altında yapı davranışının ankastre varsayımı ile hazırlanan modellere göre mühendislik açısından kötüleştiği belirtilmektedir. Örneğin, tek modlu statik itme analizleri üzerinden yapılan çalışma sonucunda dayanım fazlalığı katsayısının %50 oranında azaldığı gösterilmiştir. Aynı zamanda süneklik kapasitesinin de azaldığı gözlemlenmiştir. Ayrıca zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan dinamik analizler sonucunda esnek kolon-temel bağlantıları ile hazırlanan modellerin göreli kat ötelemesi değerleri ASCE (2006) standardına göre izin verilebilen maksimum değeri (%2.5) aşmaktadır. Zareian ve Kanvinde (2013) kolon temel birleşimindeki esnekliğin dikkate alınması durumunda, ankastre

varsayımlı modellere göre yapının tek katlı göçme mekanizması oluşturma eğiliminin daha yüksek olduğunu göstermişlerdir. Çalışmalarında son olarak, esnek kolon ayaklı moment aktaran çelik çerçevelerinin FEMA (2009) raporuna göre göçme performansı kriterlerini yeterince sağlayamadıkları gösterilmiştir. Bu durumda güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yüksek seçilmesine bağlı olarak tasarlanan çelik binaların daha iyi bir deprem performansı sağlayacağı belirtilmiştir.

Atlayan ve Charney (2014) hazırlamış oldukları çalışmada 3, 6 ve 10 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların doğrusal olmayan statik itme ve dinamik analizlerini yaparak göçme anına kadar yapı davranışını gözlemlemişlerdir. Yapılan analizler sonucunda güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.0'dan 1.5'e çıkarılması durumunda kat göçme mekanizmasının oluşumu geciktirilerek yapı performansının arttığı gösterilmiştir. Ayrıca analiz sonuçlarına göre güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.5'ten 2.0'a yükseltilmesinin yapı performansında ilave bir katkı sağlamadığı düşünülmektedir. Fakat çalışmada bu oranlar belirlenirken kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Ayrıca Atlayan ve Charney (2014) kolon enkesitleri olarak kompakt yerine narin elemanlar kullanılmasının, çelik binaların göçme kapasitesine ihmal edilebilir düzeyde etkisinin olduğunu göstermişlerdir. Çünkü bu sonuçlar yanal burulmalı burkulmanın engellendiği modellerin analiz sonuçları üzerinden elde edilmiştir. Burada kritik nokta bu tür kolon enkesitlerinin tekrarlı yükler altındaki davranışıdır. Dolayısı ile yanal burulmalı burkulmanın oluşması engellendiği takdirde tekrar yükler altında narin ve kompakt enkesitlerde benzer davranış gözlemlenmiştir.

Aksoylar (2009) tez çalışması kapsamında farklı oranlarda eğilme momenti kapasitesine sahip olan alın levhalı yarı-rijit birleşimlerin moment aktaran çelik çerçeveli binalarda kiriş-kolon birleşimleri olarak kullanılması durumunda bu tür birleşimlerin yapı performansına etkilerini araştırmıştır. Analizler sonucunda yapılarda yarı-rijit birleşimler kullanılarak güvenilir performans kriterlerinin sağlandığı gösterilmiştir. Ayrıca, çalışma kapsamında enerji sönümlemenin birleşim elemanlarında olması sağlanarak güçlü kolon-zayıf kiriş ilkesinin gerekliliği ortadan kaldırılmıştır. Bu durumda seçilen kiriş-kolon enkesitleri küçültülerek daha ekonomik yapı sistemlerinin oluşturulabileceği gösterilmiştir.

Bu çalışma kapsamında TBDY (2018)'e göre tasarlanmış süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların doğrusal olmayan statik itme ve dinamik

analizleri yapılarak, göçme anına kadar yapı davranışlarının gözlemlenmesi amaçlanmıştır. Araştırma kapsamında kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Düşey yük çerçevelerinin yapısal modellere entegre olduğu ve olmadığı modeller hazırlanarak, modeller arasındaki yapısal davranış farklılıkları araştırılmıştır.

5.2 Bina ile İlgili Genel Bilgiler

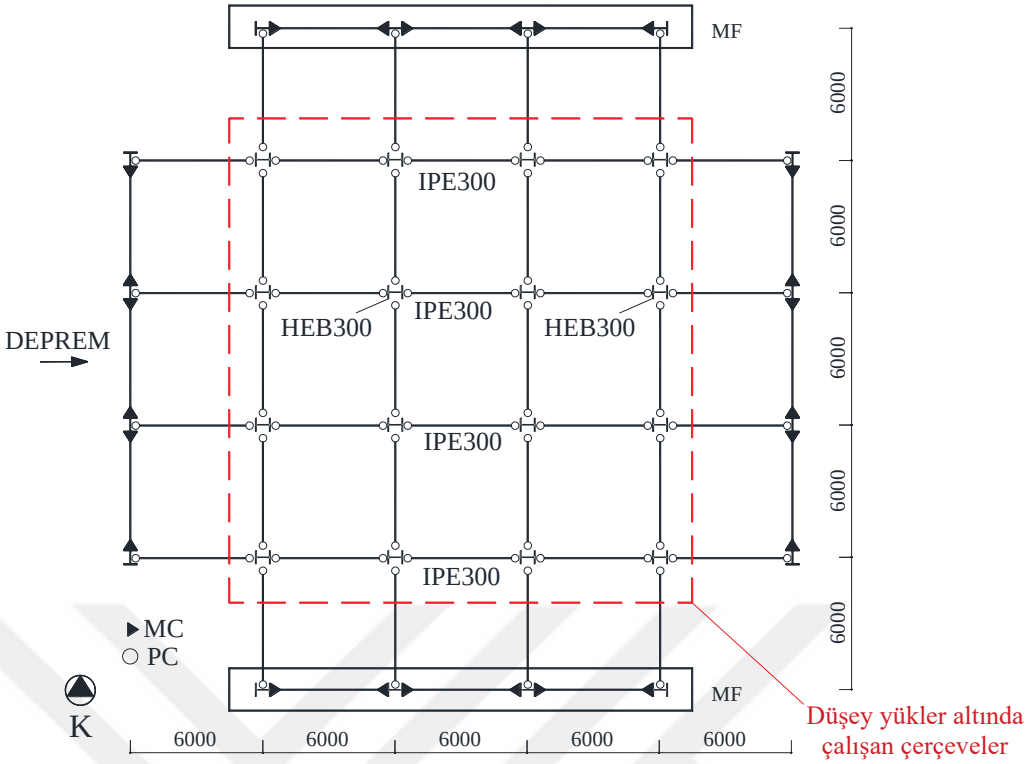
Çalışma kapsamında TBDY (2018)'e göre tasarlanmış, deprem yüklerinin süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeler ile karşılandığı farklı yükseklikteki çelik ofis binalarının, doğrusal olmayan statik itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılarak, düşey yük çerçevelerinin (GF) dikkat alındığı ve alınmadığı detaylı bir şekilde hazırlanan iki boyutlu analitik modellerin analiz sonuçları karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Karşılaştırmalar artımsal dinamik analiz sonuçlarına bağlı olarak elde edilen göçme kapasiteleri üzerinden ve yapıların göçme olasılıkları üzerinden yapılmıştır. Ayrıca TBDY (2018)'de Tablo 4.1'de belirtilen süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için öngörülen dayanım fazlalığı katsayısı (D) ile doğrusal olmayan statik itme analizinden elde edilen dayanım fazlalığı katsayısı karşılaştırılmalı olarak gösterilmiştir.

Deneysel çalışmaların tamamlanmasının ardından, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin düşey yük çerçevelerinde kiriş-kolon birleşimi olarak kullanıldığı dört ve sekiz katlı tipik ofis binalarının taşıyıcı sistemlerinin ön boyutlandırma aşaması gerçekleştirilmiştir. Tasarımı yapılan bu binaların normal kat yüksekliği 3m, zemin kat yüksekliği 4m'dir. Kiriş açıklığı 6m olarak tasarlanmıştır. Binaların işyeri olarak hizmet vermesi planlanmaktadır. Bu durumda TBDY (2018) Tablo 3.1'e göre bina kullanım sınıfı 3, bina önem katsayısı 1.0 olarak tanımlanmıştır. Ön tasarımı tamamlanan binaların, coğrafi konumu İstanbul Maslak bölgesi içinde olmak üzere, ZD yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edileceği varsayılmaktadır. Türkiye Deprem Tehlike Haritalarından faydalınarak (*https://tdth.afad.gov.tr/*) bölgeye ait kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı S_{DS}=0.873g ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı S_{D1}=0.451g olarak elde edilmiştir. Bu durumda TBDY (2018) Tablo 3.2'ye göre deprem tasarım sınıfı DTS=1 olarak dikkate alınmıştır. Sabit yük, normal katlar için 4.9 kN/m^2, çatı katında ise 4.0 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. Hareketli yük tüm katlar için 2.0 kN/m^2 olarak dikkate alınmıştır. Ön tasarımı yapılan binalarda deprem yükü, eşdeğer deprem yükü metodu kullanılarak yapıya etkitilmiştir. Binanın

tipik kat planı ise Şekil 5.1'de gösterilmektedir. 1.5m aralıklarla yerleştirilen ikincil ara kirişler düşey yük çerçevelerine her iki uçtan mafsallı olarak bağlanmıştır. Görüntü sadeliği açısından ikincil ara kirişler Şekil 5.1'de gösterilmemiştir. Moment aktaran çelik çerçevelere ait kiriş-kolon birleşimlerinin rijit bağlantılı (moment aktaran, sürekli bir birleşim (MC, Şekil 5.1)) olduğu dikkate alınmıştır. Kolonların temele bağlantısı, kolonların güçlü eksenlerine dik doğrultuda ankastre, zayıf eksenlerine dik doğrultuda mafsallı olarak kabul edilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen eleman enkesitleri 4 ve 8 katlı yapılar için sırası ile Şekil 5.2 ve Şekil 5.3'te gösterilmiştir. Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon enkesitleri, enkesitlerin başlık genişliği/başlık kalınlığı ve gövde yüksekliği/gövde kalınlığı oranları TBDY (2018) Tablo 9.3'te süneklik düzeyi yüksek elemanlar için öngörülen sınır değeri (λ_{hd}) aşmayacak şekilde seçilmiştir. İlgili enkesit koşulları aşağıda denklemler ile belirtilmiştir.

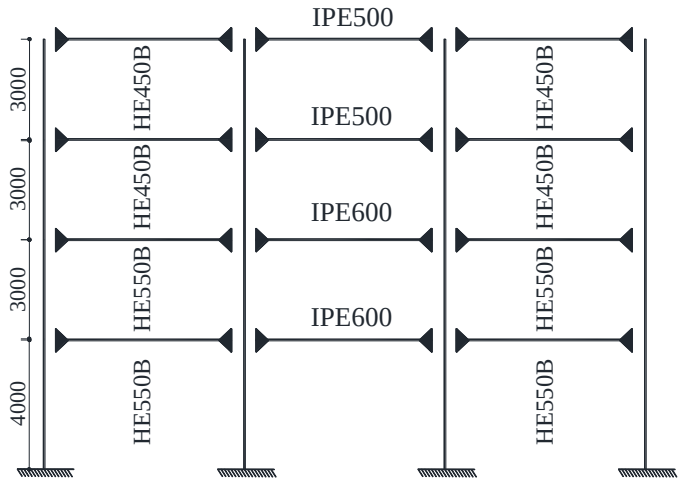
$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a) \rightarrow C_a \le 0.125 \qquad (5.1)$$
$$\frac{h}{t_w} \le 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \rightarrow C_a > 0.125$$

Denklemlerde gösterilen E elastisite modülünü, F_y malzeme akma dayanımını, C_a eleman üzerindeki gerekli eksenel kuvvet dayanımının, elemanın tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranını belirtmektedir.

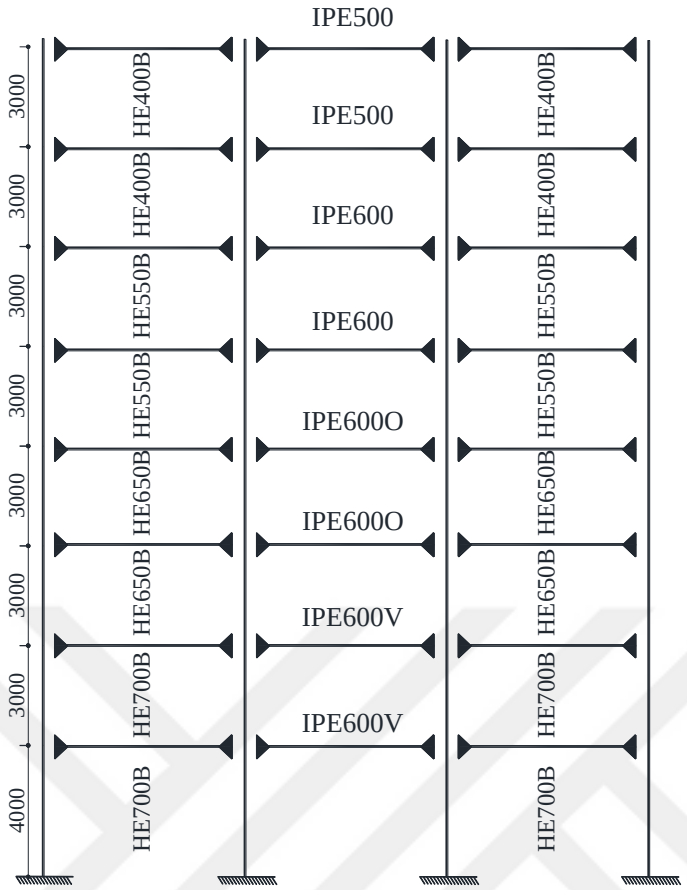


Şekil 5.1 : Normal kat planı.

Tüm binalarda düşey yük çerçevelerine ait kiriş ve kolon enkesitleri sırası ile IPE300 ve HEB300 olarak seçilmiştir.



Şekil 5.2 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri (4-katlı yapı).



Şekil 5.3 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri (8-katlı yapı).

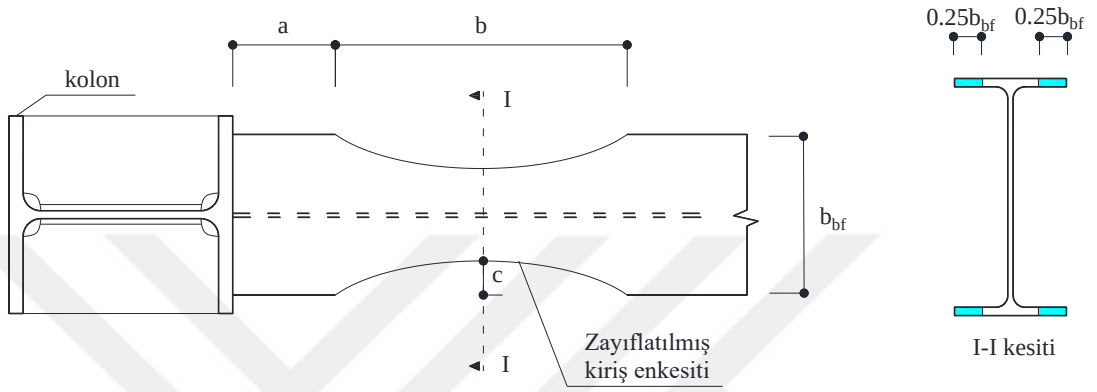
Farklı kat yüksekliğindeki binalar için kullanılan kiriş-kolon enkesitleri Çizelge 5.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : 4 ve 8 katlı binalarda kullanılan eleman enkesit bilgileri.

Kat no	Kiriş enkesiti		Kolon enkesiti	
	4-katlı	8-katlı	4-katlı	8-katlı
1-2	IPE600	IPE600V	HEB550	HEB700
3-4	IPE500	IPE600O	HEB450	HEB650
5-6	-	IPE600	-	HEB550
7-8	-	IPE500	-	HEB400

Bina taşıyıcı sistemi; taşıyıcı sistem planının orta bölümünde oluşturulan sadece düşey yük taşıyan çerçeve sistemi ile bina çevresinde teşkil edilen moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Yatay deprem kuvvetleri, bina çevresi akslarında teşkil edilen moment aktaran çelik çerçeveler (MF) ile karşılanmaktadır. Bu çerçevelerin kiriş-kolon birleşimleri, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018)'de tanımlanan ve önyeterliliği gösterilen, kaynaklı zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimi olarak boyutlandırılmıştır. Zayıflatılmış kiriş enkesit bölgesinin detayı Şekil

5.4'te gösterilmiştir. Şekil 5.4'te gösterildiği üzere plastik mafsal bölgelerinin merkezi olarak varsayılan kritik enkesitin (I-I kesiti) plastik moment kapasitesi ve atalet momenti, profil başlığının her iki tarafından başlık genişliğinin %25 oranında azaltılmış olma durumuna göre hesaplanmıştır. Binanın orta bölümünde bulunan ve sadece düşey yük aktaran çelik çerçeve grubu 16 adet kolon ile birlikte her bir doğrultuda 20 adet kiriş ve 40 adet kiriş-kolon birleşimi içermektedir.



Şekil 5.4 : Zayıflatılmış kiriş enkesiti bölümü.

Şekilde gösterilen a,b ve c değerleri ile zayıflatılmış kiriş bölgesinin kesim yarıçapı R, TBDY (2018)'e uygun olacak şekilde seçilmiştir (Denklem 5.2). Denklem takımında gösterilen b_{bf} kiriş enkesitinin başlık genişliğini, d_b kiriş enkesitinin yüksekliğini göstermektedir.

$$\begin{aligned} 0.50b_{bf} &\le a \le 0.75b_{bf} \\ 0.65d_b &\le b \le 0.85d_b \\ 0.10b_{bf} &\le c \le 0.25b_{bf} \\ R &= \frac{4c^2 + b^2}{8c} \end{aligned} \tag{5.2}$$

Boyutlandırma aşamasında bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri ve detayları, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE, 2016) Bölüm 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Buna göre, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri göz önünde tutularak elde edilmiştir. Göreli kat ötelemeleri ve sehim kontrollerinde ise azaltılmamış eleman rijitlikleri esas alınmıştır.

Boyutlandırma hesaplarında, ayrıntıları yönetmelik (ÇYTHYE, 2016) Bölüm 5.3.1'de açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım yöntemi (YDKT) kullanılmıştır. Sap 2000 bilgisayar programının detaylı birleşim davranış modelleri (Moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik kayıplarını yansıtabilen) içermemesinden dolayı binaların doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde yetersiz kaldığı düşünülmektedir. Bu nedenle bina taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan statik itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, 2009) bilgisayar yazılımı ile yapılmıştır. Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların yapısal çelik sınıfı S275 olarak belirlenmiştir.

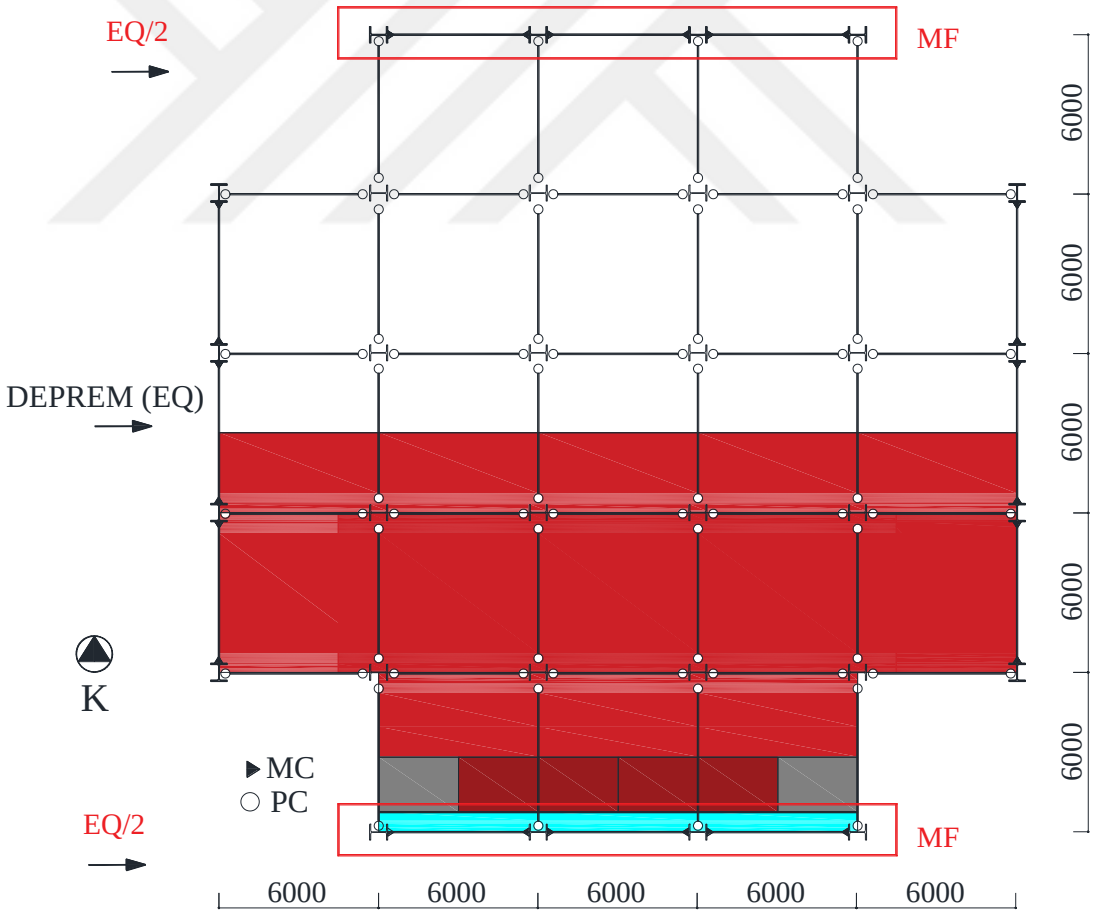
Kat döşemeleri, trapez saçları üzerinde bulunan yerinde dökme betonarme döşeme sisteminin çelik kirişlere mesnetlenmesi ile oluşturulmuştur. Burada çelik kirişler ile trapez saç arasındaki bağlantı için boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen başlıklı çelik ankrajlardan faydalanılmıştır. Bu durumda döşeme sisteminin düzlemi içinde rijit diyafram olarak çalıştığı, fakat çelik kirişlerin kompozit çalışmadığı varsayılmıştır. Tasarımı yapılan bina türü yapıda sünek davranışın sağlanması amacıyla Denklem 5.3 ile belirtilen güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi uygulanmıştır. Örnek teşkil etmesi amacıyla, çalışma kapsamında incelenen 4 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevede kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun kontrolleri Ek I'da gösterilmiştir. Mevcut yönetmeliklerde, bu oranın hesabında kompozitlik etkisi dikkate alınmadan yalnızca kullanılan kirişin plastik moment kapasitesi dikkate alınmaktadır. Ancak, çelik kirişlerin betonarme döşeme sistemi ile kompozit olarak çalışması durumunda, kompozitlik etkisi ile birlikte arttırılmış kiriş plastik momenti kapasitesi dikkate alınmalıdır. Aksi halde belirtilen oranın 1.0'dan yüksek olmasına rağmen kolonlarda plastik mafsal oluşması beklenir. Bu durum ise yapıda zayıf kat mekanizması gibi istenmeyen yapı davranışlarına neden olmaktadır.

$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} > 1.0 \qquad (5.3)$$

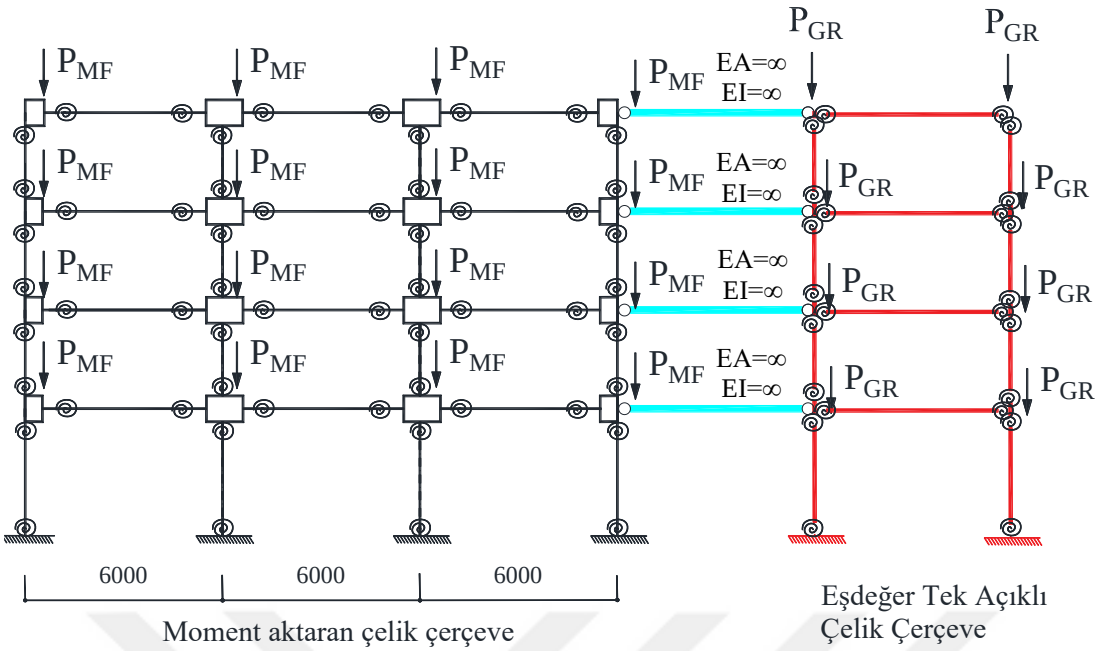
Denklemde ifade edilen M^{*}_{pb} kiriş eğilme momenti kapasitelerini, M^{*}_{pc} ise kolon eğilme momenti kapasitelerini göstermektedir.

Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan statik itme analizleri ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri için binanın çevrelerine yerleştirilen moment

aktaran çerçevenin iki boyutlu analitik modeli hazırlanmıştır. Şekil 5.5'te kırmızı renk ile gösterilen bölgelere ait düşey yüklerin (P_{GR}) tamamı, eşit olacak şekilde tek açıklıklı EGF çerçevesinin kolonlarına paylaştırılmıştır. Gri ve bordo renkler ile gösterilen bölgelere ait düşey yükler (P_{MF}) ise ilgili kolonlara etkitilmiştir. Sadece düşey yük aktaran çerçeveleri (GF) temsil etmek amacıyla, kırmızı renk ile gösterilen kolonlar kullanılmıştır (Şekil 5.6). Tek açıklıklı çerçeve elemanları olarak modellenen kolonların ve kolonlar arasında teşkil edilen yatay kiriş elemanlarının eğilme rijitliği ve eğilme momenti kapasiteleri her bir kat için ayrı ayrı Bölüm 4'te belirtildiği şekilde hesaplanmıştır. Analitik modellerde, eşdeğer tek açıklıklı çerçevenin moment aktaran çelik çerçeveye bağlantısı eksenel ve eğilme rijitliği yüksek çubuk elemanlar (truss) ile sağlanmıştır. Böylece, sadece düşey yük aktaran çerçevelerde sistem yerdeğiştirmesi bakımından oluşan ikinci mertebe etkiler bina taşıyıcı sisteminin davranışında dikkate alınmaktadır.



Şekil 5.5 : Normal kat planı düşey yük dağılımları.



Şekil 5.6 : Moment aktaran çerçeve ile eşdeğer tek açıklıklı çerçeveye ait detaylı hazırlanan iki boyutlu analitik model.

Düşey yük çerçevelerine ait sabit ve hareketli yükler (P-Delta yükleri) eşdeğer tek açıklıklı çelik çerçeve modeline ait kolonlara etkitilerek ikinci mertebe etkileri detaylı modellerde dikkate alınmaktadır. Bu nedenle, yapısal analizlerde şekil değiştirmiş sistem üzerinde denge denklemlerinin yazılmasını sağlayan P-Delta dönüşümü (geomTransfPDelta) kullanılarak, geometri kaynaklı doğrusal olmayan davranış (Geometric Nonlinearity) yapısal modellere tanımlanmıştır. Ayrıca, P-Delta dönüşümü kullanılarak lokal eksendeki eleman rijitlik matrisi global eksene dönüştürülmüştür.

Yalnızca düşey yük aktaran çelik çerçevelerin yapı modellerine entegrasyonu Bölüm 4'te detaylı olarak gösterilmiştir. Ayrıca görsel olarak Şekil 5.6'da gösterilmektedir. Yapı üzerinde düşey yük çerçevelerine gelen sabit ve hareketli yükler eşdeğer tek açıklı çelik çerçeve modelinin kolonlarına eşit olarak dağıtılmıştır. Bu kısımda bir adet eşdeğer tek açıklıklı çerçeve modeline gelen P-Delta yükü, bina normal kat planı alanının yarısından çerçevenin kolonlarına doğrudan aktarılan bölgelerin (bordo, gri ve turkuaz bölge, Şekil 5.5) çıkarılması ile elde edilen kısımlara (Kırmızı renkli bölgeler Şekil 5.5) ait yükü göstermektedir. Doğrusal olmayan statik itme ve dinamik analizlerde dikkate alınan düşey yük değerleri FEMA (2009) raporuna uygun bir şekilde Denklem 5.4'te gösterilen yük birleşimi altında hesaplanmıştır. Denklemde belirtilen G sabit yükleri, Q ise hareketli yükleri ifade etmektedir.

$$1.05G + 0.25Q \tag{5.4}$$

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik binaların doğrusal olmayan yapı davranışlarının analiz edildiği iki boyutlu analitik yapı modelleri Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) platformunda oluşturulmuştur. Yapının batı-doğu doğrultulu deprem yükleri altında davranışını gözlemlemek amacı ile bu doğrultuda çalışan moment aktaran çelik çerçevelerin analitik modeli oluşturulmuştur. Binanın orta bölümünde bulunan ve sadece düşey yük aktardığı varsayılan çelik çerçevelerin (Gravity Frame) yapı davranışına olan katkılarını araştırmak amacı ile bu tür çerçevelerin yapı modellerine tanımlandığı (Model GF) ve tanımlanmadığı (Model BF) iki boyutlu analitik yapı modelleri farklı yükseklikteki binalar için hazırlanmıştır.

Yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışının modellere yansıtılmasında yığılı plastisite yaklaşımı tercih edilmiştir. Yığılı plastisite (Concentrated Plasiticity) yaklaşımında, yapısal elemanlara ait doğrusal olmayan deformasyonların, elemanın bazı bölgelerinde, örneğin kirişlerde zayıflatılmış kiriş enkesitinde yoğunlaştığı düşünülmektedir. Bu nedenle bu bölgede plastik mafsal oluşması beklenmektedir. Dolayısı ile zayıflatılmış kiriş bölgesinin doğrusal olmayan davranışını yansıtabilen histeretik davranış modelleri yay elemanlarına atanarak yapı modellerine tanımlanmıştır. Bu durumda plastik mafsal bölgeleri arasında kalan kiriş bölümünün elastik kaldığı düşünülmektedir. Orjinal kiriş elemanı, iki ucunda yay elemanı ve yay elemanları arasında elastik kaldığı varsayılan kiriş-kolon elemanının tümü olarak modellenmesi durumunda, modelde kullanılan elastik kiriş-kolon elemanı rijitlik matrisinin, detayları Bölüm 5.4'te açıklandığı üzere düzeltilmesi gerekmektedir. Bu nedenle moment aktaran çerçevede yay elemanları arasında kalan kiriş-kolon elemanları, rijitlik matrisi düzeltilmiş elastik kiriş-kolon elemanları (element ModElasticBeam2d) olarak yapı modellerinde tanımlanmıştır. Hazırlanan çalışma kapsamında, düzeltilmiş IMK model, (Modified IMK Model) olası plastik mafsal bölgelerine ait davranışın yapı modellerine yansıtılabilmesi amacı ile analitik modellerde kiriş ve kolon uç bölgelerinde tanımlanan yay elemanlarına atanmıştır. Düzeltilmiş IMK davranış modeli, tekrarlı yükler altında plastik mafsal bölgesinin moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik bozunumlarını yansıtabilmektedir. Özellikle çok büyük deprem etkileri altında, yapı göçme

kapasitesine yaklaşırken, yapısal elemanların moment-dönme eğrilerinde görülen rijitlik ve dayanım bozunumlarının modellere yansıtılabilmesi yapıların doğrusal olmayan davranışın doğru bir şekilde tahmin edilmesi açısından son derece önemlidir. Düzeltilmiş IMK modelini oluşturan parametreler yapılan test sonuçlarını referans alarak hazırlanan çok değişkenli regresyon denklemleri ile elde edilmiştir. Bu denklemlerin hazırlanmasında plaka burkulma teorilerinden faydalanılmıştır. Moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım bozunumları aslında elemanlarda yerel burkulmanın başladığını göstermektedir. Ayrıca, yığılı plastisite kullanmanın faydalarından biri de bu tür burkulma problemlerinin davranışa yansıtılabilinmesidir. Bu tür problemlerin diğer bir yaklaşım olan yayılı plastisite (Distributed Plasiticity) ile yansıtılması mümkün değildir. Yayılı plastisite yaklaşımında kullanılan malzeme modelleri, davranışta görülen dayanım ve rijitlik bozunumlarını yansıtmakta yetersiz kalmaktadır.

Yapısal elemanlarda olası plastik mafsal bölgelerinin doğrusal olmayan davranışının yansıtılmasında kullanılan düzeltilmiş IMK modeli (Lignos ve Krawinkler, 2011), elemanlarda eksenel yük etkisinde kısalma veya yanal burulmalı burkulma gibi davranış bozunumlarını yansıtmamaktadır. Tasarlanan binalarda, mevcut eksenel yük etkisinde eksenel kısalma oluşmadığı ve ilave ara kirişler aracılığı ile yanal burulmalı burkulma problemlerinin önüne geçildiği varsayılmıştır. Bu yüzden analitik modellerde düzeltilmiş IMK modelinin kullanılması durumunda herhangi bir problem veya eksiklik oluşmamaktadır.

5.3 Panel Bölgesinin Modellenmesi

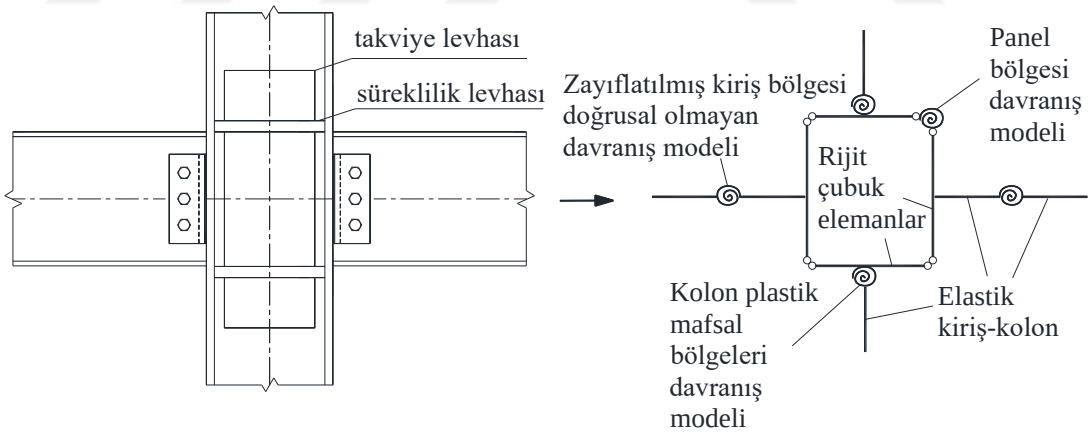
Analitik modellerde, plastik mafsal bölgelerinin davranışı, deneysel çalışmaların sonuçlarını esas alan regresyon analizleri ile geliştirilen bağıntılar kullanılarak tanımlanmıştır. Bu bağıntılar ile hazırlanan davranış modelinin, malzemede büyük şekildeğiştirmeler etkisinde birleşimin moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik kayıplarını dikkate alması nedeniyle, analizler sonucunda yapı davranışının göçme anına kadar doğru bir şekilde tahmin edildiği düşünülmektedir (Modified IMK Model, OpenSees). Eşdeğer tek açıklıklı çerçevenin (EGF) kiriş uç bölgelerine yerleştirilen yay elemanlar ile, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin deneysel çalışmalara dayalı davranışları modellenmektedir. Analiz sonuçlarının güvenilirliği açısından plastik mafsal bölgelerine ilave olarak takviye ve süreklilik levhaları ile

güçlendirilmiş panel bölgesi davranışının modellere yansıtılması gerekmektedir. Yapının moment aktaran çerçevelerinin kenar ve orta bölge düğüm noktalarında kullanılan takviye levhası kalınlıkları Çizelge 5.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.2 : Çerçevenin kenar ve orta bölgelerinde bulunan panel bölgelerinde kullanılan ilave takviye levhası kalınlık bilgileri.

Kat no	4-katlı		8-katlı	
	Kenar Bölge	Orta Bölge	Kenar Bölge	Orta Bölge
1-2	-	20 mm	10 mm	24 mm
3-4	-	14 mm	-	16 mm
5-6	-	-	-	14 mm
7-8	-	-	-	14 mm

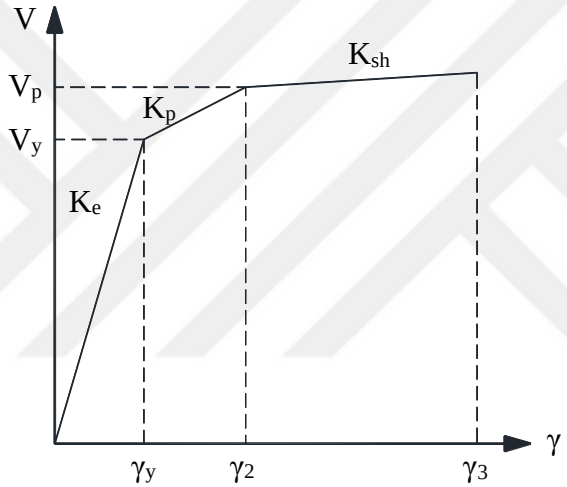
Kiriş ve kolonlardaki olası plastik mafsal bölgelerine ilave olarak, Şekil 5.7'de gösterildiği üzere eksenel ve eğilme rijitliği yüksek çubuk elemanların mafsallı bağlantısı ile oluşturulan detayın bir köşesinde panel bölgesinin kesme kuvveti etkisinde moment-kayma şekildeğiştirmesi eğrisini temsil edebilecek yay modeli tanımlanmıştır. Panel bölgesinin kesme kuvveti etkisinde davranışı Gupta ve Krawinkler (1999) tarafından önerilen parallelogram model ile yapı modellerine tanımlanmıştır.



Şekil 5.7 : Panel bölgesi detayı (Parallelogram model).

Kesme kuvveti etkisi altında panel bölgesinin kesme kuvveti-kayma şekildeğiştirmesi ilişkileri Krawinkler (1978) tarafından önerilen üç doğrulu (tri-linear) davranış modeli dikkate alınarak yapı modellerine aktarılmıştır. Bu davranış modelinin ilk kısmı kesme kuvveti etkisinde davranışın elastik kaldığı kısmı temsil etmektedir. Şekil 5.8'de gösterilen elastik bölgeye ait başlangıç rijitliği K_e ve kayma şekildeğiştirmeleri γ bu bölgenin iki önemli mühendislik parametresidir. Kesme kuvveti etkisinde akma anı

kayma şekildeğiştirmelerine ($\gamma_y = V_y / K_e$) ulaşılmasının ardından, davranış modelinin ikinci kısmı olan akma sonrası rijitlik (K_p) bölgesinde, kolon başlık bölgeleri ve süreklilik levhalarının katkıları ile birlikte ilave bir dayanım oluşmaktadır. Akma sonrası kayma şekildeğiştirmesi değerinin $\gamma_2 = 4 \times \gamma_y$ değerine ulaşması ile birlikte panel bölgesinde plastik kesme kuvveti kapasitesine ulaşıldığı varsayılmaktadır. Son olarak davranış modelinin üçüncü bölgesinde, büyük şekildeğiştirmelerin temsil edilebilmesi amacı ile γ_3 değerinin, $\gamma_3 = 100 \times \gamma_y$ olarak alınması uygun görülmektedir. Modelde panel bölgesinin başlangıç rijitliği K_e, kesme etkisinde akma dayanımı V_y ve plastik kesme kuvveti kapasitesi V_p aşağıda gösterilen denklemler yardımı ile hesaplanmaktadır.



Şekil 5.8 : Panel bölgelerinde kesme kuvveti-kayma şekildeğiştirmesi eğrileri için önerilen model (Gupta ve Krawinkler, 1999).

$$K_e = 0.95 \times G \times d_c \times t_{pz} \tag{5.5}$$

$$V_y = 0.55 \times F_y \times d_c \times t_{pz} \tag{5.6}$$

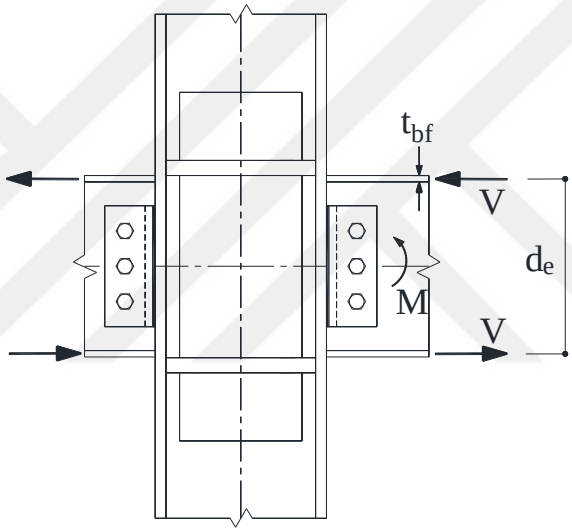
$$V_p = V_y(1 + \frac{3K_p}{K_e}) = V_y(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_{pz}}) \tag{5.7}$$

Denklemlerde gösterilen F_y malzeme akma dayanımını, G kayma modülünü, d_c kolon enkesit yüksekliğini, t_{pz} panel bölgesi kalınlığını (takviye levhaları ile birlikte kolon gövdesi toplam kalınlığı), b_c kolon başlık genişliğini ve d_b kiriş enkesit yüksekliğini belirtmektedir.

Kompozitlik etkisinin ihmal edilmesi durumunda eğilme momenti etkisinde kesme kuvveti çiftleri arasındaki uzaklık d_e, kiriş başlıklarının merkezleri arasındaki uzaklık olarak dikkate alınmaktadır (Şekil 5.9). Bu durumda panel bölgesinin kesme kuvveti etkisinde, akma sınır durumuna karşılık gelen eğilme momenti dayanımı M_y ve plastik kesme kuvveti dayanımına ulaşıldığı ana karşılık gelen eğilme momenti dayanımı M_p verilen denklemler yardımı ile hesaplanabilinmektedir. Denklemde gösterilen t_{bf} kiriş başlık kalınlığını göstermektedir.

$$M_y = V_y \times d_e = V_y \times (d_b - t_{bf}) \tag{5.8}$$

$$M_p = V_p \times d_e = [V_y + K_p \times (\gamma_2 - \gamma_y)](d_b - t_{bf}) \tag{5.9}$$



Şekil 5.9 : Panel bölgesi kuvvet çiftleri gösterimi.

5.4 Yapı Modelinde Sönümün Tanımlanması

Yapıda sönüm kuvvetlerinin uygun bir şekilde tanımlanması doğrusal olmayan dinamik analizlerin doğruluğu açısından son derece önemli bir konudur. Burada sönüm, taşıyıcı veya taşıyıcı olmayan yapı elemanlarında görülen sürtünme, kayma veya çatlakların açılıp kapanması vb. nedenlerle sönümlenen enerjiyi ifade etmektedir. Yapılar için öngörülen sönüm oranını veya sönüm matrisi birleşenlerini yapı eleman boyutlarından veya kullanılan malzemenin sönüm özelliklerinden doğrudan hesaplamak mümkün değildir. Yapılarda gerçek depremlerin ardından alınan kayıtlar ve yapılan gözlemler sonucunda kullanılan malzeme ve yapı türüne bağlı klasik bir sönüm oranı belirlenebilmektedir. Yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları

ile sönümlenen enerji, burada ifade edilen sönüm ile karıştırılmamalıdır. Klasik sönüm oranının belirlenebilmesi için seçilen en uygun kayıtlar, şiddetli deprem hareketi altında elastik ötesi davranış göstermeyen yapılardır. Çünkü yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranış gösterdiği bir yapı türüne ait kayıtlar, yapı elemanlarının akması ile (doğrusal olmayan davranış) sönümlenen enerjiyi de yansıtmaktadır.

Yapıda klasik sönüm matrisininin oluşturulmasında Rayleigh sönümünden faydalanalarak dinamik denge denklemleri çözümlenmiştir (Zareian ve Medina, 2010). Rayleigh teorisine göre sönüm matrisi kütle ve rijitlik ile orantılı iki farklı sönüm birleşeni içermektedir.

$$c = a_0 m + a_1 k \tag{5.10}$$

Denklemde belirtilen c sönüm matrisini, m kütle matrisini, k ise rijitlik matrisini belirtmektedir. Kütle ile orantılı olarak, yapının n'inci modu için sönüm oranı Denklem 5.11 ile hesaplanmaktadır. Sönüm oranı doğal frekans w_n ile ters orantılıdır. Denklemde belirtilen a_0 değeri, herhangi bir modda istenen sönüm oranını, örneğin; i modu için ζ_i değerini elde edebilecek şekilde denklemleştirilir. Sonuç olarak a_0 ifadesi tanımlandıktan sonra diğer modların sönüm oranı da hesaplanabilinmektedir (Chopra, 2013).

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2}\frac{1}{w_n} \rightarrow a_0 = 2\zeta_i w_i \tag{5.11}$$

Benzer biçimde rijitlik ile orantılı sönüm için de mod sönüm oranı ile a_1 arasında bir ilişki vardır. Yapının n'inci modu için sönüm oranı, doğal frekans w_n ile doğru orantılıdır. Denklemde belirtilen a_1 değeri, herhangi bir modda istenen sönüm oranını, örneğin; i modu için ζ_i değerini elde edebilecek şekilde denklemleştirilir. Sonuç olarak a_1 ifadesi tanımlandıktan sonra diğer modların sönüm oranı da hesaplanabilinmektedir.

$$\zeta_n = \frac{a_1}{2} w_n \rightarrow a_1 = \frac{2\zeta_i}{w_i} \tag{5.12}$$

Dolayısı ile n'inci moda ait sönüm oranı;

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2}\frac{1}{w_n} + \frac{a_1}{2} w_n \tag{5.13}$$

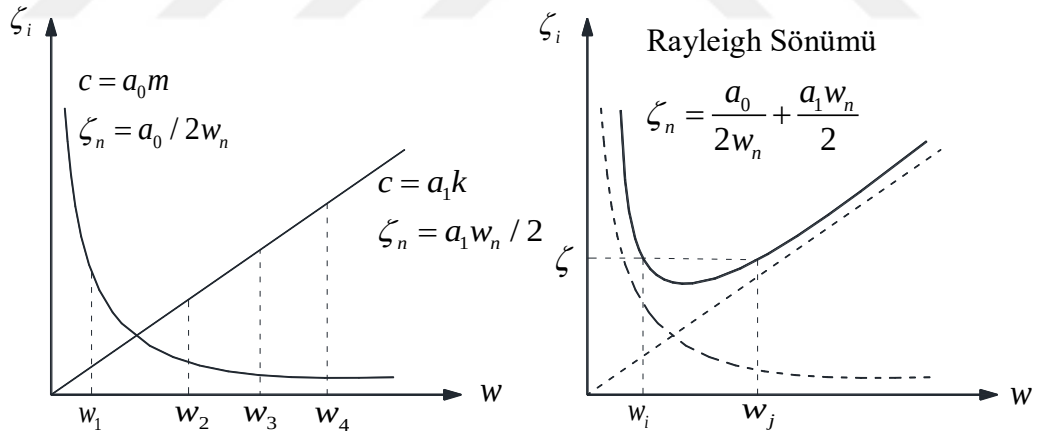
Burada a_0 ve a_1 ifadeleri, i ve j modları için sönüm oranları ζ_i ve ζ_j'ye bağlı olarak hesaplanmaktadır. Belirtilen ifadelerin matris yazımı ile ifade edilmesi durumunda;

$$\frac{1}{2}\begin{bmatrix} 1/w_i & w_i \\ 1/w_j & w_j \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \tag{5.14}$$

Denklem takımları oluşturulur. Burada sönüm oranlarının her iki mod için de aynı değer olduğu varsayımı ile denklem takımları çözülmesi durumunda a_0 ve a_1 değerleri aşağıdaki gibi elde edilir.

$$a_0 = \zeta \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j}, \quad a_1 = \zeta \frac{2}{w_i + w_j} \tag{5.15}$$

Yapının açısal frekanslarına bağlı olarak sönüm oranı değişim eğrisi Şekil 5.10'da gösterilmiştir.



Şekil 5.10 : Rayleigh sönümü gösterimi.

Şekil 5.10'dan anlaşılacağı üzere Rayleigh yönteminin kullanılması durumunda iki modun (örneğin i ve j modu) sabitlenmesi gerekmektedir. Bu modların seçiminde yapı davranışa katkı veren tüm modların anlamlı değerler olmasına dikkat edilmelidir. Örnek olarak, söz konusu yapıda 4 modun katkısı hesaba katılması durumunda tüm modların benzer sönüm oranında olması için 1. ve 3. modun seçilmesi uygun olacaktır. Bu durumda 2. modun sönüm oranı ζ 'dan biraz düşük 4. modun sönüm oranı ise ζ

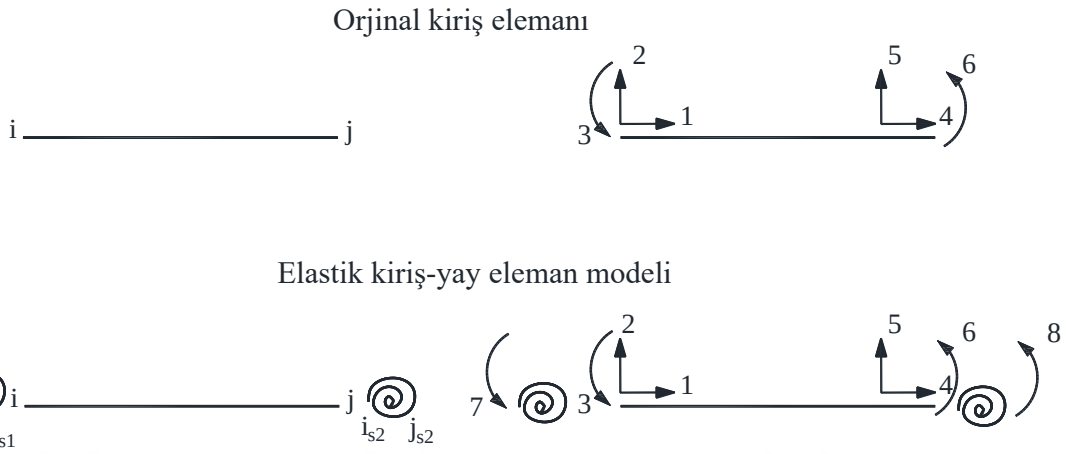
'dan biraz yüksek olacaktır. Daha yüksek modların sönüm oranları çok yüksek olacağından katkıları ihmal edilebilir olacaktır.

5.5 Eşdeğer Elastik Kiriş-yay Eleman Modelinin Oluşturulması

Yapılarda doğrusal olmayan davranışın görülmesi ile birlikte, k rijitlik matrisinin değişmesi beklenmektedir. Başlangıç rijitliği matrisinin (Elastik rijitlik matrisi) sönüm matrisinde dikkate alınması ve yapının doğrusal olmayan davranış göstermesi durumunda, fiktif (gerçekte olmayan, hayali) yüklerin oluştuğu, yapıda iç kuvvetlerin ve şekildeğiştirmelerin doğru hesaplanmadığı anlaşılmaktadır. Diğer taraftan, çözümlemenin her bir işlem adımında anlık rijitlik matrisini (Tangent stiffness matrix) güncellemek, analizlerin çok uzun sürede tamamlanmasına neden olmaktadır. Bu durumun önüne geçmek amacı ile, hazırlanan iki boyutlu modellerde, kütle ile orantılı sönüm, çerçeve üzerinde düğüm noktalarına atanırken başlangıç rijitliği ile orantılı sönüm, doğrusal olmayan davranışın yansıtıldığı yay elemanları arasında bulunan elastik kiriş-kolon elemanlarına atanmıştır. Bu şekilde hayali fiktif yüklerin oluşması engellenerek aynı zamanda hızlı bir çözüm yolu ile yapının deprem etkisi altında davranışının doğru bir şekilde tahmin edildiği düşünülmektedir.

Çalışma kapsamında tasarlanan binaların moment aktaran çerçevelerinde kullanılan kiriş ve kolonlar, analitik modellerde her iki ucunda yay elemanları tanımlanan elastik kiriş-kolon elemanı olarak modellenmiştir. Yapıda doğrusal olmayan davranışın temsil edildiği plastik mafsal bölgelerinin tekrarlı yükler altındaki davranışı eleman uç bölgelerinde bulunan yay elemanlarına tanımlanmıştır. Ayrıca yay elemanlarının başlangıç rijitliği elastik kiriş-kolon elemanlarına göre daha yüksek olacak şekilde seçilmiştir. Şekil 5.11'de görülen sistemde orjinal bir kiriş elemanının, elastik kiriş ve her iki ucunda yay elemanı olarak modellenme şekli gösterilmiştir. Şekilde gösterilen i, i_{s1} ve j_{s1} ifadeleri üst üste gelmektedir. Benzer şekilde j, i_{s2} ve j_{s2} ifadeleri de üst üste gelmektedir. Yay elemanlarında tek serbestlik derecesi (dönme) tanımlanmıştır. Kiriş elemanının her iki ucunda ters yönlü fakat mutlak değer olarak aynı moment değeri olması durumunda (double curvature) elastik kiriş elemanına ait karakteristik özellikler tanımlanabilinmektedir. Bu durumda yay elemanlarının dönme rijitliği elastik kiriş elemanın eğilme rijitliğinden yüksek olacak şekilde (n=10 katı gibi) ayarlanmaktadır. Ayrıca orjinal kiriş elemanının atalet momenti I_i, elastisite modülü E

ve uzunluğu L olması durumunda, elastik kiriş elemanının atalet momenti ve yay elemanına ait dönme rijitliği sırası ile aşağıdaki denklemler ile ifade edilmektedir.



Şekil 5.11 : Orjinal kiriş elemanı ve elastik kiriş-yay eleman modeli.

$$I_e = \frac{n+1}{n} I_i \tag{5.16}$$

$$K_s = (n+1)\frac{6EI_i}{L} \tag{5.17}$$

Rijitlik ile orantılı sönümün elastik kiriş-kolon elemanlarına tanımlanması durumunda, eşdeğer rijitlik ile orantılı sönüm katsayısı a_1' hesaplanmalıdır. a_1' ifadesi sönüm kuvvetlerinin yaptığı işin, orijinal kiriş elemanı ve elastik kiriş-yay eleman modelinde eşitlenmesi ile bulunmaktadır.

$$a_1' = (1+\frac{1}{n})a_1 \tag{5.18}$$

Fakat ifade edildiği gibi bu tür yaklaşımlar, örneğin tek açıklıklı bir çerçevede doğrusal olmayan davranışın sadece kirişlerde olması durumunda geçerli olmaktadır. Bu tür çerçevelerde kirişin her iki ucundaki eğilme momenti değeri aynı olmaktadır. Fakat genel olarak moment aktaran çelik çerçevelerde, örneğin 3 açıklıklı çelik çerçevede kolonlarda da plastik mafsal oluşabilmektedır. Bu durumda bu tür sistemlerde büküm noktası (Inflection point) değişkenlik göstermektedir. Dolayısı ile önceki işlem adımları ile uyuşmayan bir yapı/eleman davranışı söz konusudur. Bu durumda elastik kiriş-kolon elemanına ait rijitlik matrisinin düzeltilmesi gerekmektedir. Krawinkler ve Medina (2003) bir önceki adımda anlatılan çözüm yöntemini güçlendirerek elastik

kiriş ve yay elemanının karakteristik özelliklerini çözümlemeye çalışmışlardır. İfade edilen çözüm yönteminde daha küçük bir n değeri kullanılması ile yay elemanların elastik ve inelastik bölgedeki rijitlikleri arasındaki fark azaltılmıştır. Bu şekilde yakınsama problemlerinin önüne geçilmesi sağlanmıştır. Güçlendirilmiş çözüm yönteminde genel bir moment diyagramına göre bir eleman rijitlik matrisi çıkarılması durumunda, elastik kiriş ve yay modeline ait rijitlik matrisinin statik olarak kısaltılması (static condensation) gerekmektedir. Bu nedenle Şekil 5.11'de gösterilen 3 ve 6 nolu serbestlik dereceleri elimine edilmelidir. Böylece elde edilen rijitlik matrisinin, orjinal kiriş elemanının rijitlik matrisi ile eşleştirilmesi mümkün olmaktadır. Bu durumda elastik kiriş elemanına ait rijitlik matrisi Şekil 5.12'de, orjinal kiriş elemanına ait genel rijitlik matrisi ise Şekil 5.13'te gösterilmiştir. Elastik kiriş elemanına ait rijitlik matrisi, orjinal prizmatik kirişe ait rijitlik matrisinin, elastik kiriş-yay eleman modelinin statik olarak kısaltılması (Gereksiz olan serbestlik derecelerinin kaldırılması) ile elde edilen rijitlik matrisine eşitlenmesi ile elde edilmiştir.

$$\begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{(S_{ii}+S_{jj}+2S_{ij})EI_e}{L^3} & -\frac{(S_{ii}+S_{ji})EI_e}{L^2} & 0 & -\frac{(S_{ii}+S_{jj}+2S_{ij})EI_e}{L^3} & -\frac{(S_{jj}+S_{ij})EI_e}{L^2} \\ & & \frac{S_{ii}EI_e}{L} & 0 & \frac{(S_{ii}+S_{ji})EI_e}{L^2} & \frac{S_{ji}EI_e}{L} \\ & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{(S_{ii}+S_{jj}+2S_{ij})EI_e}{L^3} & \frac{(S_{jj}+S_{ij})EI_e}{L^2} \\ & & & & & \frac{S_{jj}EI_e}{L} \end{bmatrix}$$

Şekil 5.12 : Elastik kiriş elemanı için rijitlik matrisi.

$$\begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI_i}{L^3} & -\frac{6EI_i}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_i}{L^3} & -\frac{6EI_i}{L^2} \\ & & \frac{4EI_i}{L} & 0 & \frac{6EI_i}{L^2} & \frac{2EI_i}{L} \\ & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \textit{simetrik} & & & \frac{12EI_i}{L^3} & \frac{6EI_i}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI_i}{L} \end{bmatrix}$$

Şekil 5.13 : Orjinal kiriş elemanı için rijitlik matrisi.

Benzer şekilde elastik kiriş elemanına ait karakteristik özellikler aşağıda denklemlerde gösterilmiştir.

$$I_e = \frac{n+1}{n} I_i \tag{5.19}$$

$$K_s = n\frac{6EI_e}{L} \tag{5.20}$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{6(1+n)}{2+3n} \tag{5.21}$$

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{1+2n}{1+n} S_{ij} \tag{5.22}$$

Sonuç olarak orjinal kiriş elemanı, her iki ucunda bulunan yay elemanlarına doğrusal olmayan davranışın tanımlandığı düzeltilmiş elastik kiriş elemanı olarak modellenebilinmektedir. Denklemlerde gösterilen I_i ifadesi orjinal kiriş elemanının atalet momentini, K_s yay elemanının dönme rijitliğini, S_{ij} dönme için rijitlik sabitini, S_{ii} ve S_{jj} ise yerdeğiştirme için rijitlik sabitlerini göstermektedir.

Aynı şekilde rijitlik ile orantılı sönümün elastik kiriş-kolon elemanlarına tanımlanması durumunda, eşdeğer rijitlik ile orantılı sönüm katsayısı a_1' hesaplanmalıdır. a_1' ifadesi sönüm kuvvetlerinin yaptığı işin, orijinal kiriş elemanı ve elastik kiriş-yay eleman modelinde eşitlenmesi ile bulunmaktadır.

$$a_1^{'} = (1+\frac{1}{n})a_1 \tag{5.23}$$

Kirişin sadece bir ucunda plastik mafsal tanımlanması durumunda rijitlik sabitleri aşağıda gösterilen denklemler ile hesaplanmaktadır.

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{2n}{\frac{1}{3}+n} \tag{5.24}$$

$$S_{ii} = 2S_{jj} \tag{5.25}$$

$$S_{jj} = \frac{1+2n}{1+n} S_{ij} \tag{5.26}$$

$$a_1^{'} = 1+\frac{1}{2n} a_1 \tag{5.27}$$

İki boyutlu olarak hazırlanan detaylı OpenSees analitik modellerinde bu tür elastik kiriş-kolon elemanları düzeltilmiş elastik kiriş elemanları "element ModElasticBeam2d" olarak modellenmiştir. Elastik kiriş elemanlarına ait rijitlik matrisinin düzeltilmesi ile ilgili detaylı bilgiler Zareian ve Medina (2010) ile Zareian ve Krawinkler (2009) taraflarınca yapılan çalışmalarda mevcuttur.

5.6 Model Analiz Sonuçları

Yapılan analizler sonucunda, binaların farklı analitik modellerine ait birinci mod periyot (hakim doğal titreşim periyodu) değerleri Çizelge 5.3'te gösterilmektedir. Çizelgeden anlaşılacağı üzere düşey yük çerçevelerinin dikkate alındığı modellerin (GF Model) yapı rijitliklerinde, düşey yük çerçevelerinin dikkate alınmadığı modellere (BF Model) göre artış görülmektedir. GF modellerine ait hakim doğal titreşim periyot değerlerinin BF modellerine kıyasla daha küçük olması, bu sonucu doğrulamaktadır. Analiz sonuçları değerlendirildiğinde; 4 katlı yapıda, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin mafsallı olarak varsayıldığı modelde (Model BF), hakim doğal titreşim periyodu 0.86 s iken, birleşimlerin gerçek davranışının temsil edildiği modelde (Model GF), hakim doğal titreşim periyodunun 0.82 s olduğu gözlemlenmiştir. Benzer şekilde 8 katlı yapıda, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin mafsallı olarak varsayıldığı

modelde (Model BF), hakim doğal titreşim periyodu 1.32 s iken, birleşimlerin gerçek davranışının temsil edildiği modelde (Model GF), hakim doğal titreşim periyodunun 1.28 s olduğu gözlemlenmiştir. Belirtildiği üzere, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına katkılarının dikkate alınması durumunda, yapı hakim doğal titreşim periyodunda azalma olduğu gözlenmektedir. Bu durum, kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin doğrusal olmayan davranışlarının dikkate alınması gerekliliğini ve sadece düşey yük aktaran çerçevelerin yapıda ilave bir yatay yük taşıyıcı sistem olarak çalıştığını göstermektedir. Sonuç olarak, bu tür çerçevelerin (GF) yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınması durumunda, yatay etkilerin moment aktaran çerçeve elemanlarına daha doğru bir biçimde aktarılacağı anlaşılmaktadır.

Çizelge 5.3 : Modal analiz sonuçları.

T_1(s)	4 katlı yapı		8 katlı yapı	
	Model BF	Model GF	Model BF	Model GF
SAP 2000 3D Model	0.92	-	1.50	-
OpenSees 2D Model	0.86	0.82	1.32	1.28
Ampirik bağıntı (× 1.4) TBDY (2018)	0.767	0.767	1.25	1.25

Analiz çalışmaları kapsamında tasarlanan binaların, SAP 2000 (2009) ile hazırlanan üç boyutlu modellerinde, kiriş-kolon birleşimleri kolonların eksenleri hizasında oluşturulmuştur. Panel bölgelerinin kesme kuvveti etkisinde plastik şekildeğiştirmelerini sınırlamak amacı ile kullanılan takviye levhaları ve süreklilik levhaları üç boyutlu modellerde tanımlanmamıştır. Ayrıca, kirişlerin kolon eksenleri arasında modellenmesi nedeniyle, taşıyıcı sistemlerin yanal rijitliği bir miktar azalmaktadır. Bu tür basit modellerin, binaların tasarımında güvenli bir yaklaşım ile kullanılabileceği Krawinkler (2000) tarafından hazırlanan raporda gösterilmiştir. OpenSees platformunda hazırlanan iki boyutlu analitik modellerde takviye ve süreklilik levhaları ile güçlendirilmiş panel bölgelerinin davranışı dikkate alınmıştır. Sonuç olarak iki boyutlu modellerde net açıklığın kullanılması ve üç boyutlu modellere göre daha rijit bir panel bölgesinin esas alınması nedeniyle, iki ve üç boyutlu modeller arasında, yapıların birinci mod periyot değerlerinde küçük farklılıklar görülmektedir. İki boyutlu modellerde panel bölgesi takviye levhalarının kullanılmaması ve kiriş-kolon elemanlarının, düğüm noktaları arası merkezi mesafeler dikkate alınarak boyutlandırılması durumunda, iki ve üç boyutlu modeller arasında tutarlılık görülmektedir. Bu sonuçlara dayanarak, detaylı bir şekilde hazırlanan iki

boyutlu OpenSees modellerinin, üç boyutlu bina modellerinin yapı davranışını temsil edebileceğine karar verilmiştir.

TBDY (2018)'e göre, bina yüksekliğine bağlı olarak hesaplanan (Denklem 5.28) ampirik hakim doğal titreşim periyodunun 1.4 katı yapının modal analizler sonucu elde edilen hakim doğal titreşim periyodundan daha küçük olması durumunda, yapı hakim doğal titreşim periyodu ampirik bağıntı ile elde edilen değerin 1.4 katı olarak dikkate alınmaktadır. Bu durumda, yapısal elemanların dayanım kontrollerinde ampirik hakim doğal titreşim periyodu ($\times 1.4$) kullanılmaktadır. Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında, azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirmeler dikkate alınmaktadır. Ancak bu hesapta ampirik hakim doğal titreşim periyodu dikkate alınmayarak, modal analizler sonucu elde edilen yapı hakim doğal titreşim periyodunun kullanılması uygun görülmektedir.

$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \tag{5.28}$$

Denklemde belirtilen C_t değeri TBDY (2018)'e göre çelik çerçevelerden veya çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalar için 0.08 olarak uygun görülmektedir. Fakat yanal rijitliği birbirinden farklı olan çelik taşıyıcı sistemlerin (Moment aktaran çelik çerçeveler, Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler) kullanıldığı binalarda farklı C_t değerleri kullanılmasının daha uygun olacağı ve mevcut yönetmelikte belirtilen çelik çerçevelerden veya çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalar ifadesinin genel bir ifade olduğu düşünülmektedir. Denklemde belirtilen H_N ifadesi ise binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölümün yüksekliğini belirtmektedir.

Çalışma kapsamında araştırılan binalarda, ampirik hakim doğal titreşim periyodunun 1.4 katı, modal analizleri yapılarak hesaplanan yapı hakim doğal titreşim periyodundan daha küçük olmasından dolayı, eşdeğer deprem yükü hesabında ampirik bağıntı ile hesaplanan değerlerin 1.4 katı (Çizelge 5.3) yapı hakim doğal titreşim periyodu olarak dikkate alınmıştır. Dolayısıyla dayanım kontrolleri, ampirik hakim doğal titreşim periyoduna ($\times 1.4$) bağlı olarak hesaplanan deprem kuvveti etkisinde gerçekleştirilmiştir. Modal analizler ve ampirik bağıntı ile elde edilen yapı periyodu değerlerinin birbirine yakın olmasından dolayı, güvenli yaklaşımla yapının göreli kat

ötelemeleri kontrolleri de, ampirik hakim doğal titreşim periyoduna ($\times 1.4$) bağlı olarak hesaplanan deprem kuvveti etkisinde gerçekleştirilmiştir.

TBDY (2018)'e göre göreli kat ötelemesi kontrolü dolgu duvarları ile çerçeve elemanlarının aralarında esnek bağlantı olması veya dolgu duvar elemanlarının çerçeveden bağımsız olması durumunda Denklem 5.29'da belirtildiği gibi yapılmaktadır.

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}^{(X)}}{h_i} \leq 0.016\kappa \tag{5.29}$$

Denklemde belirtilen λ katsayısı binanın hakim titreşim periyodu için DD-3 deprem yer hareketine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivme değerinin, DD-2 deprem yer hareketine göre hesaplanan elastik tasarım spektral ivme değerine oranı, h_i kat yüksekliği ve $\delta_{i,maks}^{(X)}$ değeri ise X doğrultulu deprem etkisinde herhangi bir i katı için etkin göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri olarak ifade edilmektedir. Denklemde yer alan κ katsayısı çelik binalar için 0.5 olarak dikkate alınmaktadır. Etkin göreli kat ötelemesi mevcut yönetmeliğe göre Denklem 5.30 ile hesaplanmaktadır.

$$\delta_i^{(X)} = \frac{R}{I}\Delta_i^{(X)} \tag{5.30}$$

Denklemde belirtilen R taşıyıcı sistem davranış katsayısını, I bina önem katsayısını (ofis binası, I=1) ve $\Delta_i^{(X)}$ azaltılmış göreli kat ötelemesi değerini ifade etmektedir. Burada azaltılmış göreli kat ötelemesi değerinin R/I=8 değeri ile çarpılması yapı eleman boyutlarının belirlenmesinde aktif rol oynamaktadır. Benzer şekilde ASCE (2017) standardında R/I yerine C_d/I (C_d =5.5) değeri hesaba katılarak etkin göreli kat ötelemesi oranı hesaplanmaktadır. Dolayısı ile geometri ve deprem karakteristik özellikleri bakımından benzer özellikte olan binaların, TBDY (2018)'e göre tasarlanması durumunda, ASCE (2017) standardına göre tasarlanmış olma durumuna göre daha rijit olduğu görülmektedir. Sonuç olarak, TBDY (2018)'e göre tasarlanan bina türü yapılarda, eleman boyutlarının seçilmesinde göreli kat ötelemesi kontrollerinin belirleyici olduğu ve göreli kat ötelemesi kontrollerinin sağlanması durumunda seçilen elemanların dayanım açısından talep/kapasite oranlarının çok düşük seviyelerde kaldığı gözlemlenmiştir.

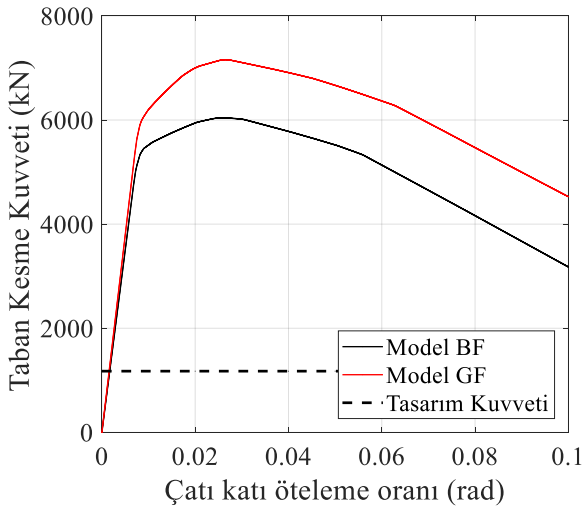
5.7 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizleri

Doğrusal olmayan statik itme analizleri, dayanım fazlalığı katsayısı veya periyoda bağlı süneklik gibi yapı için önemli karakteristik özelliklerin belirlenmesi açısından son derece önemlidir. Bu tür özelliklerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler ile hesaplanması mümkün değildir. Çünkü zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler ile yapının deprem yer hareketine karşı göstermiş olduğu tepki gözlemlenir. Doğrusal olmayan statik itme analizlerinde genel olarak talep/kapasite oranına odaklanılıyor iken, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler ile yapının gerçek bir deprem ivme kaydı altında göstermiş olduğu tepki takip edilir. Lignos ve diğ. (2013b, 2015) yapmış oldukları çalışmalarda yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi açısından doğrusal olmayan statik itme analizlerine ilave olarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizlerin de yapılması gerektiğini belirtmişlerdir.

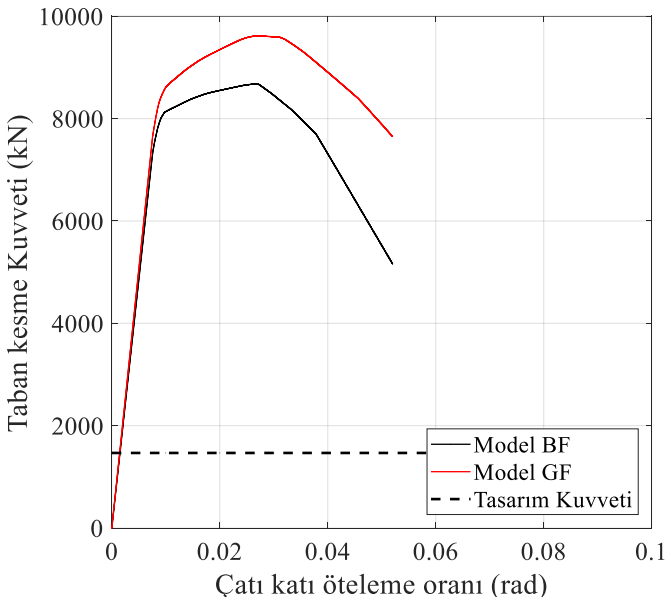
Doğrusal olmayan statik itme analizleri, düşey yük çerçevelerinin (Gravity Frame) TBDY (2018)'e göre tasarlanmış binaların taşıyıcı sistem davranışına katkısını gözlemlemek amacı ile farklı analitik modeller üzerinde gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında yapılan doğrusal olmayan statik itme analizleri, OpenSees bilgisayar programı yardımı ile gerçekleştirilmiştir. Statik itme analizleri batı-doğu yönünde yapıların 1. mod şekli üzerinden yapısal modellere uygulanmıştır. Analiz sonuçlarına ait eğriler, binalarda oluşan taban kesme kuvvetinin, çatı katı öteleme oranına (Roof drift ratio) göre değişimini göstermektedir. Çatı katı öteleme oranı çatı katı yerdeğiştirmesinin binanın toplam yüksekliğine bölünmesi ile elde edilmektedir. TBDY (2018) Tablo 4.1'de belirtilen dayanım fazlalığı katsayısı D, doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucunda elde edilen maksimum taban kesme kuvveti V_{maks}'ın, yönetmeliklere göre hesaplanan tasarım deprem yükü V_{des}'e oranı olarak ifade edilmektedir. Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları Çizelge 5.4'te, analizler sonucunda oluşan davranış eğrileri ise Şekil 5.14 ve 5.15'te gösterilmektedir.

Çizelge 5.4 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları.

	4 katlı bina		8 katlı bina	
	Model BF	Model GF	Model BF	Model GF
V_{max} (kN)	6039.65	7158.92	8679.40	9614.17
V_{des} (kN)	1172.45	1172.45	1466.94	1466.94
D	5.15	6.10	5.91	6.55
Model GF / Model BF	1.185		1.108	



Şekil 5.14 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları (4 katlı yapı).



Şekil 5.15 : Doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçları (8 katlı yapı).

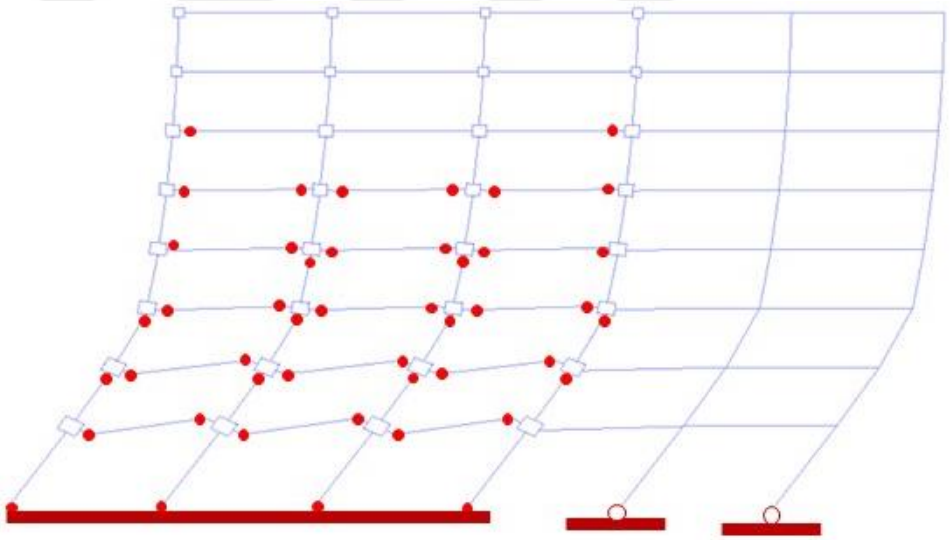
Çizelge 5.4'e bakıldığında, analizler sonucunda elde edilen dayanım fazlalığı katsayısının düşey yük çerçevelerinin dikkate alınıp alınmadığına bakılmaksızın TBDY (2018) Tablo 4.1'de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için belirtilen D=3 değerinden daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu durumun başlıca nedeninin, TBDY (2018)'de benimsenen eşit yerdeğiştirme prensibinin bir kural olarak uygulanması olduğu düşünülmektedir. Bu durum, etkin göreli kat ötelemelerinin (Denklem 5.30) oldukça büyük hesaplanmasına neden olmaktadır. Bu durumda kiriş ve kolon enkesitlerinin boyutlandırılmasında yerdeğiştirme kontrolü

belirleyici olmaktadır. Dolayısı ile eleman enkesitlerinin büyük seçilmesi gerekmektedir. Çözüm olarak etkin göreli kat ötelemesi sınır durumunun gözden geçirilmesi ve bu kontroller ile ilgili hafifletici bir takım önlemlerin alınması tavsiye edilmektedir. Analizler sonucunda, göreli kat ötelemesi sınırlandırmalarına uyulması durumunda, yapı üzerindeki en elverişsiz yüklemeler altında dahi yapısal elemanların dayanım açısından talep/kapasite oranları çok düşük değerlerde kalmaktadır. Diğer bir ifade ile göreli kat ötelemesi kontrolünün sağlanması durumunda dayanım açısından yapı elemanlarının kontrol edilmesine gerek kalmamaktadır.

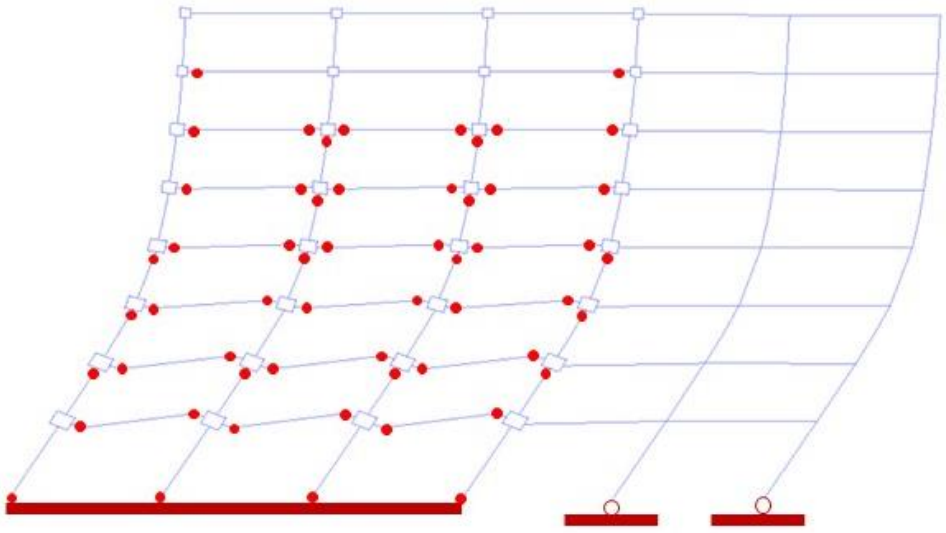
Analiz sonuçlarına bakıldığında düşey yük çerçevelerinin yapı modellerine tanımlanması durumunda yapı taban kesme kuvveti dayanımlarında, 4 katlı binada %18, 8 katlı binada ise yaklaşık olarak %11 gibi bir artış görülmektedir. P-Delta kuvvetlerinin etkisi, 8 katlı yapılarda daha net bir şekilde görülmektedir. Bunun nedeni olarak yapısal elemanların moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik bozunumlarının, artan P-Delta etkileri ile birlikte ivme kazandığı ve sonuç olarak taban kesme kuvveti-çatı katı öteleme oranı eğrisinde maksimum taban kesme kuvvetine ulaşılmasının ardından, eğrinin daha sert bir eğim ile aşağı yönlü hareket etmesine neden olduğu düşünülmektedir. Özellikle 8 katlı yapıda düşey yük çerçevelerinin dikkate alındığı modellerin (GF Model), düşey yük çerçevelerinin dikkate alınmadığı modeller (BF Model) ile karşılaştırması yapıldığında, GF modellerinin taban kesme kuvveti-çatı katı öteleme oranı eğrilerinde maksimum taban kesme kuvvetine ulaşılmasının ardından daha hafif eğimli bir düşüş gözlemlenmektedir. Bu sonuçlar, düşey yük çerçevelerinin yapılara ilave bir rijitlik kazandırdığını göstermektedir. Diğer bir ifade ile düşey yük taşıyıcı çerçeveler, yapılar için ikinci bir yanal yük taşıyıcı sistem olarak görev yapmaktadır.

Zayıflatılmış kiriş uç bölgeleri gibi yapıların enerji sönümleyici bölgelerinde yerel burkulmaların görülmesi ile birlikte bu bölgelerin moment-dönme eğrilerinde dayanım azalmaları ve buna bağlı olarak yapıların taban kesme kuvveti-çatı katı öteleme oranı eğrilerinde negatif eğim ile aşağı yönlü bir hareket görülmektedir. Burada periyoda bağlı süneklik (Period-based ductility, μ_T) ifadesi yapı performansı açısından önemli bir göstergedir. Bu terim yapı taban kesme kuvveti dayanımında %20 oranında azalma olduğu ana karşılık gelen çatı katı öteleme oranının, akma anındaki çatı katı öteleme oranına oranı olarak ifade edilmektedir (FEMA, 2009). Şekillerden anlaşılacağı üzere özellikle 8 katlı yapıda düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına katkılarının dikkate

alınması durumunda taban kesme kuvveti-çatı katı öteleme oranı eğrisinde tepe noktasının ardından daha küçük bir negatif eğimle (smoother post-capping stiffness) aşağı yönlü hareket görülmektedir. Dolayısı ile düşey yük çerçevelerinin etkin olması ile birlikte periyoda bağlı süneklik değerlerinde artış görülmektedir. Bu durum, düşey yük çerçevelerinin etkin olmaması durumunda yapıda görülen plastik deformasyonların daha çok yapının alt katlarına ait yapısal elemanlarda yoğunlaşması olarak açıklanmaktadır. Düşey yük çerçevelerinin etkin olması ile birlikte yapı sisteminin yanal kuvvet dağılımı değişerek daha fazla sayıda kiriş elemanlarının enerji sönümlemesi ile birlikte yapının yanal yük taşıma kapasitesine ulaştığı ve alt katta oluşan deplasman yığılmalarının göreli olarak azaldığı görülmektedir. 8 katlı yapıda yapılan doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucunda, Şekil 5.16 ve Şekil 5.17'den anlaşılacağı üzere GF modellerde 4 katlı bir göçme mekanizması oluşurken, BF modellerde 3 katlı göçme mekanizması oluşmaktadır.



Şekil 5.16 : 8 katlı binaya ait göçme mekanizması, Model BF.



Şekil 5.17 : 8 katlı binaya ait göçme mekanizması, Model GF.

5.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analizler

Doğrusal olmayan statik itme analizlerinin, dikkate alınan deprem doğrultusunda yapının yalnızca birinci mod şekli üzerinden gerçekleştirilmesi nedeniyle, çok katlı yapılarda mühendislik talep parametrelerinin (Engineering Demand Parameters) değerlendirilmesi açısından bu tür analizlerin yeterli olmadığı düşünülmektedir. Çok katlı yapıların tasarımında yüksek modların etkisinde oluşacak dinamik etkilerin dikkate alınması gerekmektedir. Bu durumda yapının ölçeklenmiş deprem ivme kayıtları altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmalıdır. Bu bölümde, düşey yük çerçevelerinin moment aktaran çelik çerçeveli binaların göçme kapasitesine olan katkıları artımsal dinamik analizler ile araştırılacaktır. Bu kapsamda FEMA (2009) raporu ile uyumlu olacak şekilde, bölgede düşünülen en büyük depremin özelliklerini yansıtacak (50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıl olan deprem), faya uzak (far fault) yer hareketi kayıtları seçilmiştir. Deprem ivme kayıtlarının seçiminde Peer NGA Ground Motion Database (PEER, 2013)'e ait web sayfasından (*https://ngawest2.berkeley.edu/site*) faydalanılmıştır. İndirilen deprem ivme kayıtları toplamda 44 adet deprem ivme kaydı içermektedir. Seçilen 44 adet kayıt, 22 adet deprem ivme kaydının H1 ve H2 doğrultularındaki farklı ivme kayıtlarını içermektedir. Detaylı analitik modelleri oluşturulan moment aktaran çerçevelerin, H1 ve H2 doğrultularında ayrı ayrı olmak üzere, toplam 44 adet deprem ivme kaydı altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılarak sonuçları değerlendirilmiştir. Zaman tanım

alanında doğrusal olmayan dinamik analizler OpenSees platformunda gerçekleştirilmiştir. 4 katlı yapı modelinin doğrusal olmayan dinamik analizlerinde, bölgede olması beklenen en büyük deprem (50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıl olan depremler) baz alınarak seçilen H1 ve H2 doğrultulu deprem ivme kayıtlarına ait bilgiler sırası ile Çizelge 5.5 ve Çizelge 5.6'da gösterilmektedir. Benzer şekilde 8 katlı yapı modelinin doğrusal olmayan dinamik analizlerinde, bölgede olması beklenen en büyük deprem baz alınarak seçilen H1 ve H2 doğrultulu deprem ivme kayıtlarına ait bilgiler ise sırası ile Çizelge 5.7 ve Çizelge 5.8'de gösterilmektedir. Analizlerde sönüm oranı %2 olarak dikkate alınmıştır. Kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin, yapıda göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasına olan etkisi özellikle büyük şekildeğiştirmeler altında belirgin bir şekilde ortaya çıkmaktadır.

Yapının genel anlamda göreli kat ötelemesi kapasitesi, yapının göçme anına karşılık gelen göreli kat ötelemesi değerlerinin en büyüğü olarak kabul edilmektedir. Vamvatsikos ve Cornell (2002) tarafından yapılan artımsal dinamik analiz çalışmaları ile yapının göçme kapasitesi ve göçme kapasitesine karşılık gelen maksimum göreli kat ötelemesi oranının hesaplanması amaçlanmıştır. Bu bağlamda artımsal dinamik analiz metodu kullanılarak, pozitif skaler λ ile arttırılan deprem ivme kayıtları altında yapının tepkisi, yapı davranışının elastik olduğu andan göçme anına kadar izlenerek yapının genel davranış karakteristiklikleri not edilmiştir. Bu amaçlar doğrultusunda 4 ve 8 katlı farklı analitik modellere (GF model ve BF model) ait yapı davranışlarının göçme anına kadar gözlemlenmesi amacıyla yaklaşık olarak 2500 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 5.5 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (4.katlı yapı, H1 doğrultusu).

Numara	Ölçek katsayı	Deprem	Yıl	İstasyon
1	1.9547	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #11
2	1.438	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 14
3	1.6026	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent
4	1.7932	Superstition Hills-02	1987	Poe Road (temp)
5	1.9837	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4
6	1.0717	Loma Prieta	1989	Hollister - South & Pine
7	1.6245	Loma Prieta	1989	Palo Alto - 1900 Embarc.
8	2.1539	Landers	1992	Coolwater
9	1.5194	Northridge-01	1994	Canyon Country - W Lost Cany
10	2.8587	Northridge-01	1994	LA - N Westmoreland
11	1.5793	Northridge-01	1994	LA - Saturn St
12	1.3691	Kobe_ Japan	1995	Amagasaki
13	2.1719	Kobe_ Japan	1995	Tadoka
14	1.7228	Kocaeli_ Turkey	1999	Düzce
15	1.4535	Chi-Chi_ Taiwan	1999	CHY036
16	1.8734	Cape Mendocino	1992	Fortuna Fire Station
17	1.4755	Chuetsu-oki_ Japan	2007	Sanjo Shinbori
18	1.0684	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	Michoacan De Ocampo
19	1.2286	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Imperial & Ross
20	1.2535	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro Array #11
21	1.5722	Darfield_ New Zealand	2010	DFHS
22	1.8053	Darfield_ New Zealand	2010	Kaiapoi North School

Çizelge 5.6 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (4.katlı yapı, H2 doğrultusu).

Numara	Ölçek katsayı	Deprem	Yıl	İstasyon
1	1.9314	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #11
2	1.6437	Coalinga-01	1983	Parkfield - Fault Zone 14
3	3.0620	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent
4	2.0168	Superstition Hills-02	1987	Poe Road (temp)
5	2.1489	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #4
6	2.3350	Loma Prieta	1989	Hollister - South & Pine
7	3.1132	Loma Prieta	1989	Palo Alto - 1900 Embarc.
8	1.4750	Landers	1992	Coolwater
9	1.0406	Northridge-01	1994	Canyon Country - W Lost Cany
10	2.1700	Northridge-01	1994	LA - N Westmoreland
11	1.2008	Northridge-01	1994	LA - Saturn St
12	1.2058	Kobe_ Japan	1995	Amagasaki
13	4.3779	Kobe_ Japan	1995	Tadoka
14	1.4017	Kocaeli_ Turkey	1999	Düzce
15	1.9159	Chi-Chi_ Taiwan	1999	CHY036
16	1.9908	Cape Mendocino	1992	Fortuna Fire Station
17	2.4668	Chuetsu-oki_ Japan	2007	Sanjo Shinbori
18	1.2628	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	Michoacan De Ocampo
19	1.1698	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Imperial & Ross
20	0.8886	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro Array #11
21	1.6479	Darfield_ New Zealand	2010	DFHS
22	2.0654	Darfield_ New Zealand	2010	Kaiapoi North School

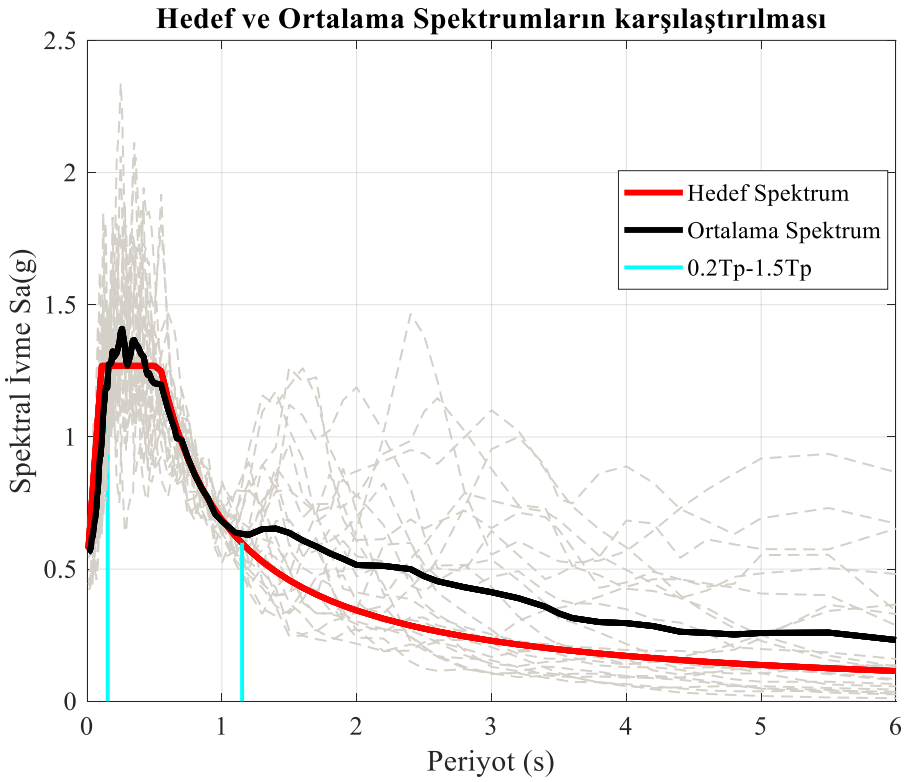
Çizelge 5.7 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (8.katlı yapı, H1 doğrultusu).

Numara	Ölçek katsayı	Deprem	Yıl	İstasyon
1	2.4417	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall
2	6.4253	Imperial Valley-06	1979	Calipatria Fire Station
3	2.018	Imperial Valley-06	1979	Delta
4	5.0275	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #13
5	5.4704	Superstition Hills-02	1987	Calipatria Fire Station
6	3.9848	Superstition Hills-02	1987	Plaster City
7	6.4756	Superstition Hills-02	1987	Salton Sea Wildlife Refuge
8	3.2521	Landers	1992	Desert Hot Springs
9	6.1475	Landers	1992	Mission Creek Fault
10	4.1005	Landers	1992	North Palm Springs
11	3.1926	Kobe_ Japan	1995	Abeno
12	2.4775	Kobe_ Japan	1995	Kakogawa
13	2.1446	Kobe_ Japan	1995	Morigawachi
14	5.5708	Kocaeli_ Turkey	1999	Göynük
15	3.4062	Tottori_ Japan	2000	OKY005
16	8.6886	Tottori_ Japan	2000	SMN003
17	6.7091	Tottori_ Japan	2000	SMN004
18	2.356	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	TAMAULIPAS
19	2.2482	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Meloland Geot. Array
20	3.3381	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Meloland Geotechnic
21	4.7062	Darfield_ New Zealand	2010	ADCS
22	7.0610	Darfield_ New Zealand	2010	DORC

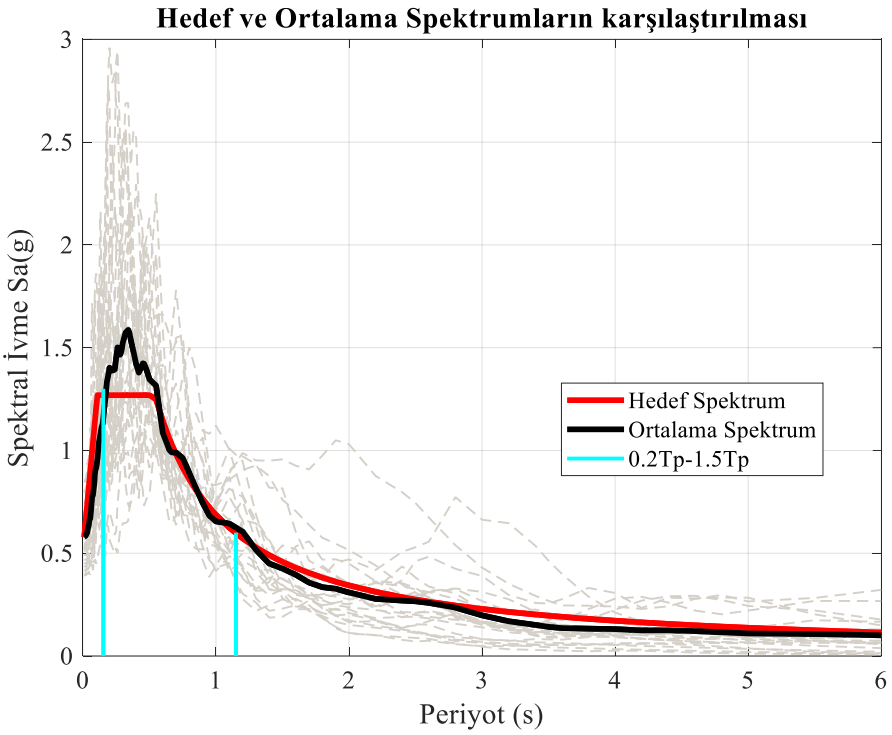
Çizelge 5.8 : Seçilen deprem ivme kayıt bilgileri (8.katlı yapı, H2 doğrultusu).

Numara	Ölçek katsayı	Deprem	Yıl	İstasyon
1	2.9396	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall
2	6.7491	Imperial Valley-06	1979	Calipatria Fire Station
3	1.7020	Imperial Valley-06	1979	Delta
4	5.3735	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #13
5	3.7558	Superstition Hills-02	1987	Calipatria Fire Station
6	2.6016	Superstition Hills-02	1987	Plaster City
7	3.8154	Superstition Hills-02	1987	Salton Sea Wildlife Refuge
8	3.1629	Landers	1992	Desert Hot Springs
9	5.3593	Landers	1992	Mission Creek Fault
10	3.8244	Landers	1992	North Palm Springs
11	3.8393	Kobe_ Japan	1995	Abeno
12	1.7710	Kobe_ Japan	1995	Kakogawa
13	3.3341	Kobe_ Japan	1995	Morigawachi
14	4.5527	Kocaeli_ Turkey	1999	Göynük
15	3.7911	Tottori_ Japan	2000	OKY005
16	13.0332	Tottori_ Japan	2000	SMN003
17	11.7414	Tottori_ Japan	2000	SMN004
18	2.5728	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	TAMAULIPAS
19	2.1680	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Meloland Geot. Array
20	2.9823	El Mayor-Cucapah_ Mexico	2010	El Centro - Meloland Geotechnic
21	7.7910	Darfield_ New Zealand	2010	ADCS
22	7.0652	Darfield_ New Zealand	2010	DORC

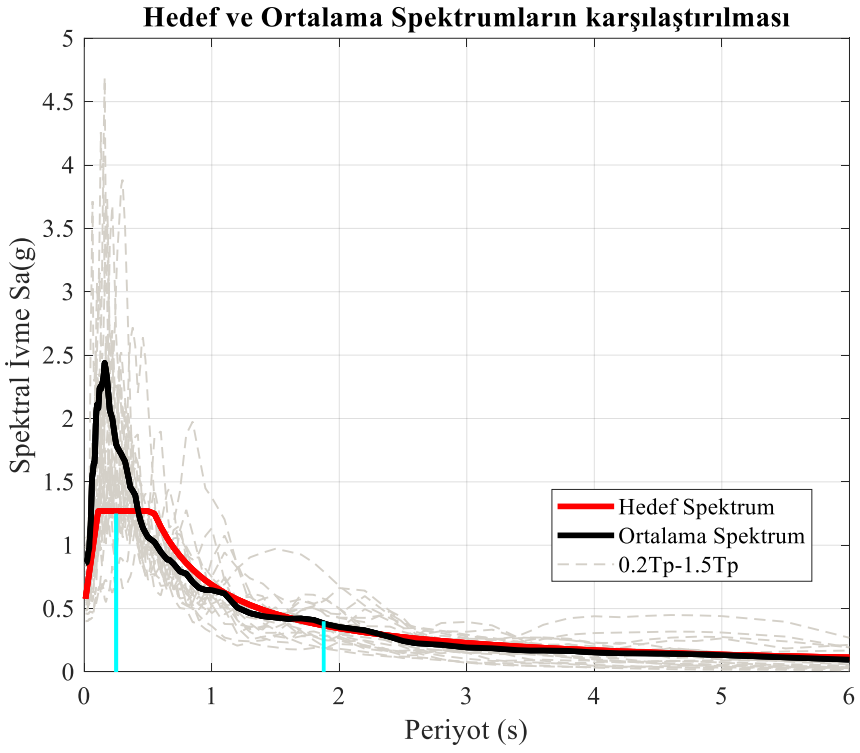
Dört katlı binanın analizlerinde kullanılan H1 ve H2 doğrultulu 22 adet ölçeklenmiş deprem ivme kaydına ait spektrumların ortalaması ile bölgede olması beklenen en büyük deprem (50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıl olan depremler) baz alınarak hesaplanan hedef spektrumun karşılaştırılması sırası ile Şekil 5.18 ve Şekil 5.19'da gösterilmektedir. Benzer şekilde sekiz katlı binada ilgili karşılaştırmalar H1 ve H2 doğrultuları için sırası ile Şekil 5.20 ve Şekil 5.21'de gösterilmiştir. H1 ve H2 doğrultusunda dikkate alınan her bir deprem ivme kaydına ait spektrum eğrileri kesikli gri çizgiler ile ilgili şekillerde ayrı ayrı gösterilmektedir. TBDY (2018) uyarınca, 0.2 T_p (Binanın hakim doğal titreşim periyodu (s)) ile 1.5 T_p arasında, ortalama spektrum değerlerinin hedef spektrum değerlerinden düşük olmaması gerekmektedir.



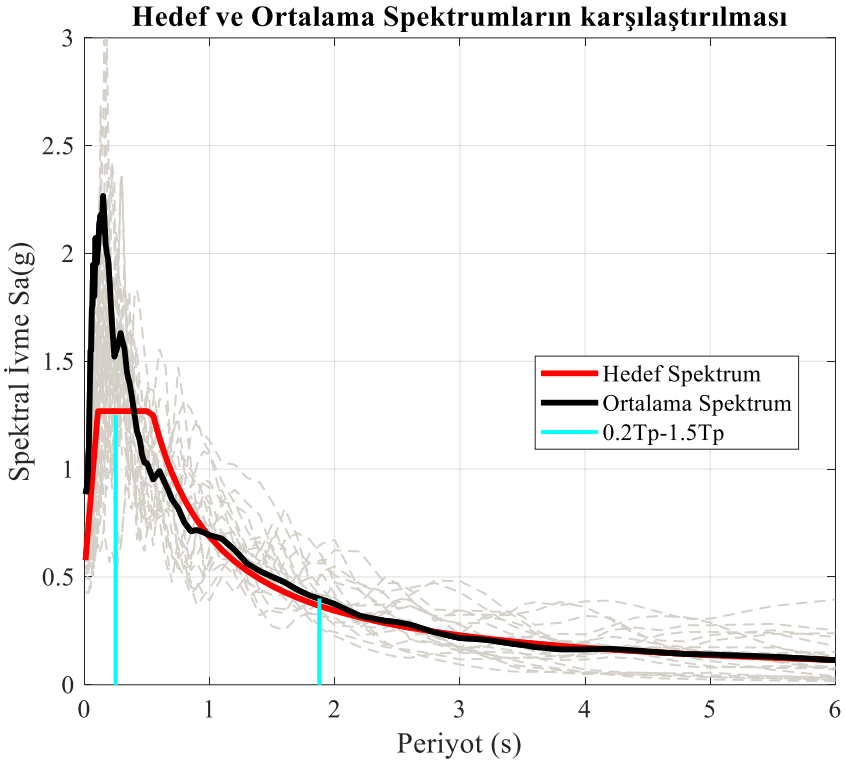
Şekil 5.18 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (4 katlı bina H1 doğrultusu).



Şekil 5.19 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (4 katlı bina H2 doğrultusu).



Şekil 5.20 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (8 katlı bina H1 doğrultusu).



Şekil 5.21 : Hedef ve ortalama spektrumların karşılaştırılması (8 katlı bina H2 doğrultusu).

Çalışma kapsamında tasarlanan moment aktaran çelik çerçeveli binaların göçme kapasiteleri artımsal dinamik analizler yardımıyla elde edilmiştir. Artımsal dinamik analizler yapılırken izlenen işlem adımları aşağıda belirtildiği gibi özetlenebilir;

- Yapının eşdeğer tek serbestlik dereceli yapı modeli (SDOF) üzerinde doğrusal dinamik analiz yapılarak eğri üzerindeki ilk noktanın (Şekil 5.22, A noktası) y eksenini kestiği nokta belirlenir. İlk noktanın yapının elastik bölge davranışını temsil etmesi gerekmektedir. Bu nokta %5 sönümlü tek serbestlik dereceli bir sistemin elastik spektral ivme değeri olarak tanımlanır (Sa (T_1, 5%)).

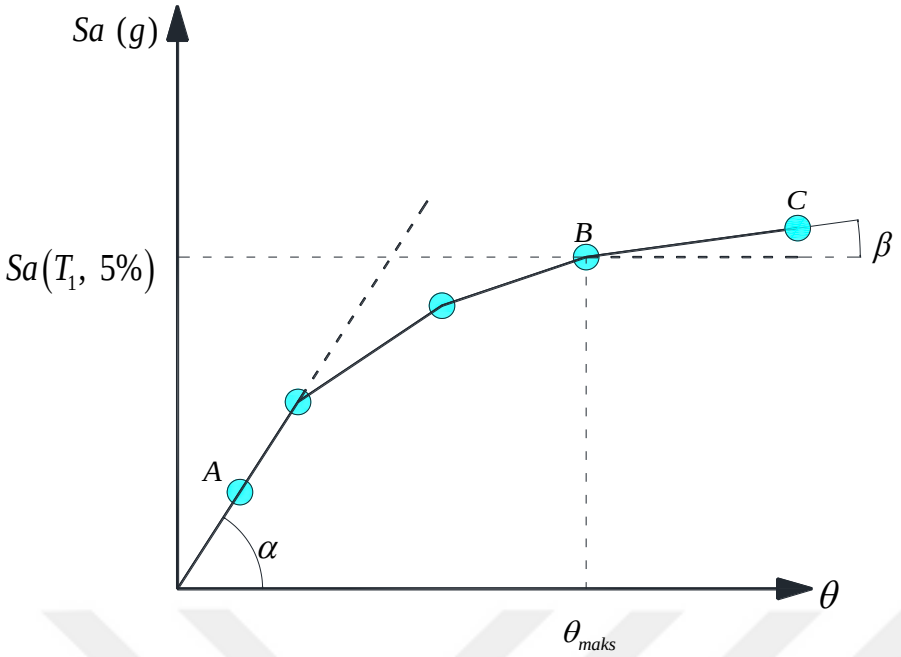
- Detaylı bir şekilde hazırlanan iki boyutlu modeller ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yapılarak, yapı içerisinde oluşan maksimum göreli kat ötelemesi oranı (θ_{maks}) belirlenir. Bir önceki adımda ordinatı belirlenen noktanın (Şekil 5.22, A noktası) x ekseninde kestiği nokta θ_{maks} olarak tanımlanır.

- Eğri üzerinde orjinden, bu noktaya (Şekil 5.22, A noktası) çizilen doğru, yapının artımsal dinamik analiz eğrisinin başlangıç bölgesini temsil

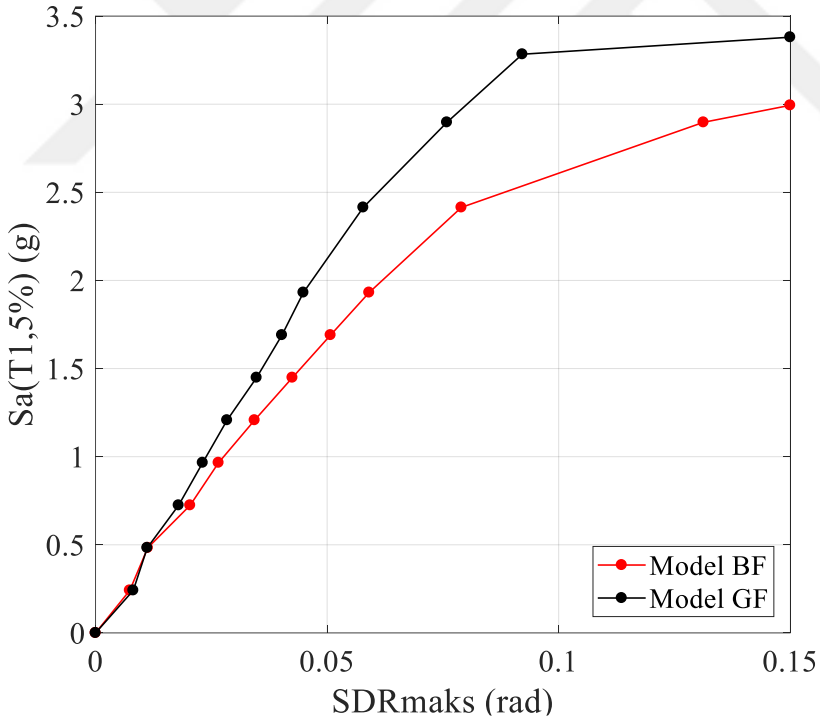
etmektedir. Bu doğrunun eğimi yapının başlangıç rijitliği olarak dikkate alınmaktadır.

- Bundan sonra ilk iki adım tekrarlanarak yapınının göçme anına kadar yapı tepkisi gözlemlenmeye devam edilir. Burada dikkat edilmesi gereken konu, eğri üzerindeki noktaların y eksenindeki ordinatını bulmak için tekrar tek serbestlik dereceli bir sistem üzerinden doğrusal dinamik analiz yapılmasına gerek kalmamaktadır. Doğrusal dinamik analiz olmasından dolayı, pozitif değeri olan bir skaler (λ) ile ilk adımda elde edilen elastik spektral ivme değerinin çarpılması yeterlidir. Fakat bulunan eğri üzerinde tanımlanacak yeni noktaların apsis değerleri için detaylı bir şekilde hazırlanan analitik modeller üzerinde doğrusal olmayan dinamik analizler (deprem ivme kaydı vektörünün λ ile çarpılması ile elde edilen yeni deprem ivme kaydı analizlerde kullanılır) yapılarak, yapıda maksimum göreli kat ötelemesi oranının hesaplanması gerekmektedir.
- Burada yapının göçme anının belirlenmesi için FEMA (2009) raporunda belirtilen yöntem uygulanacaktır. Bu yönteme göre Şekil 5.22'de gösterildiği üzere eğri üzerindeki noktaların birleştirilmesi ile oluşan çizgilerin eğimi (tan β) başlangıç doğrusu eğiminin (tan α) %20'sinin altına düşmesi durumunda yapının göçtüğü varsayılmaktadır. Diğer bir ifade ile herhangi bir analiz sonucunda bir önceki duruma göre maksimum göreli kat ötelemesi oranı artışı elastik bölgedeki artış oranının 5 katına ulaşırsa eğri üzerinde sondan bir önceki noktanın (Şekil 5.22, B noktası) ordinatı göçme kapasitesini, apsisi ise yapının göçme anına karşılık gelen maksimum göreli kat ötelemesi oranını (kapasite) belirtmektedir. Ayrıca eğrilerin eğimi bakımından böyle bir durum söz konusu olmaz ise 0.15 radyan değeri yapının maksimum göreli kat ötelemesi oranı (kapasite) olarak dikkate alınacaktır.

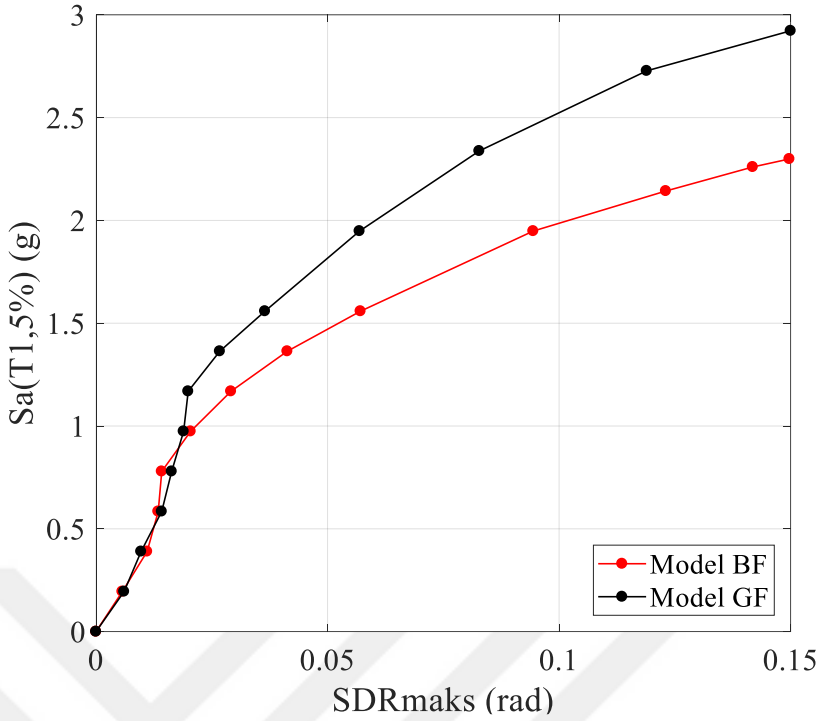
Aşağıda gerçek deprem ivme kayıtları altında hazırlanan artımsal dinamik analiz sonuçları gösterilmiştir. Şekillerden anlaşılacağı üzere düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınması, yapının göçmesi engellemekte veya geciktirmektedir.



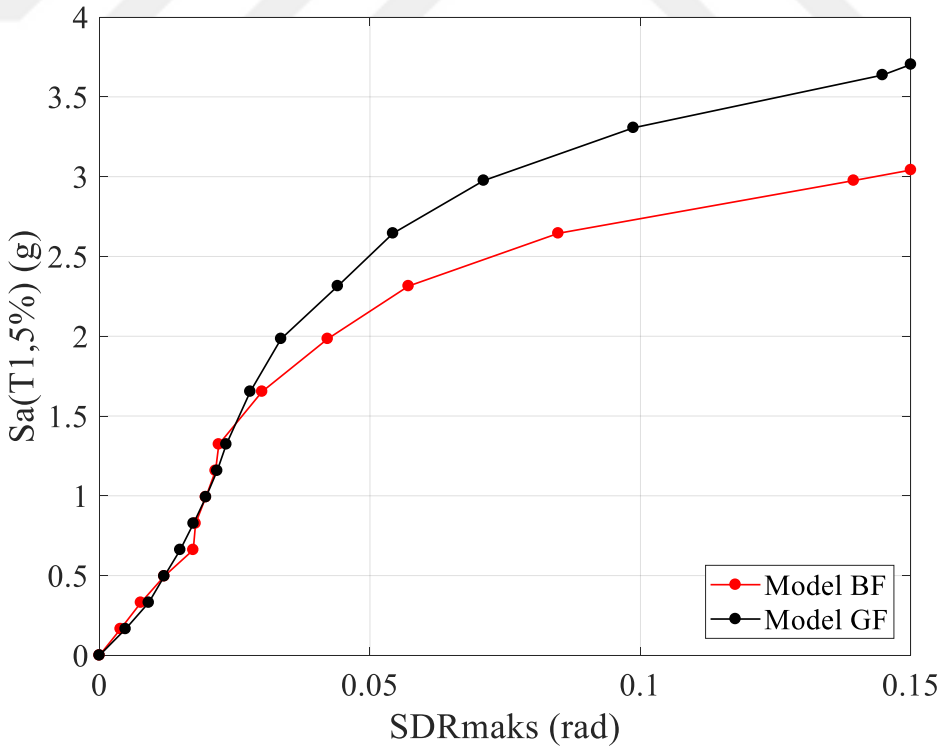
Şekil 5.22 : Tipik bir artımsal dinamik analiz eğrisi.



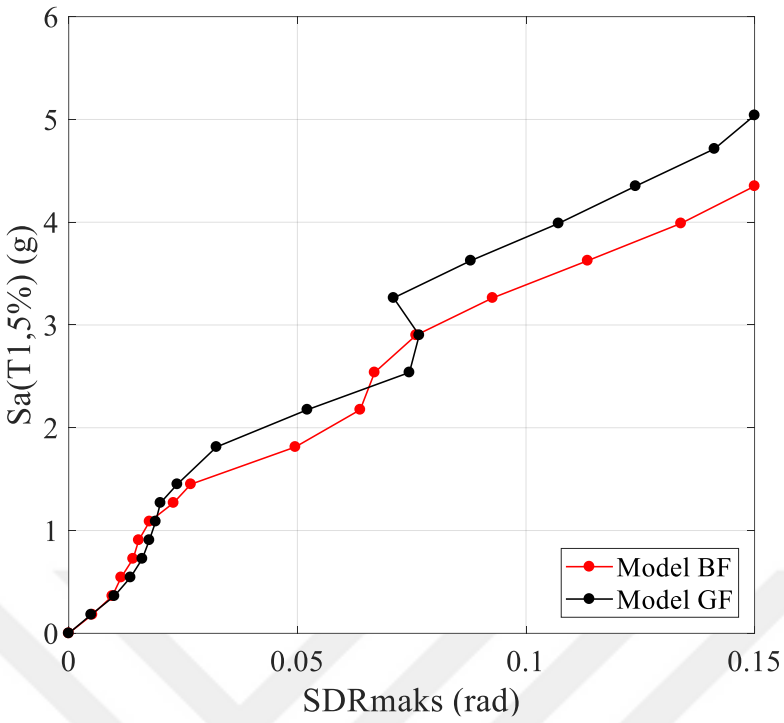
Şekil 5.23 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Amagasaki kaydı, 1995 Kobe (Japonya) depremi.



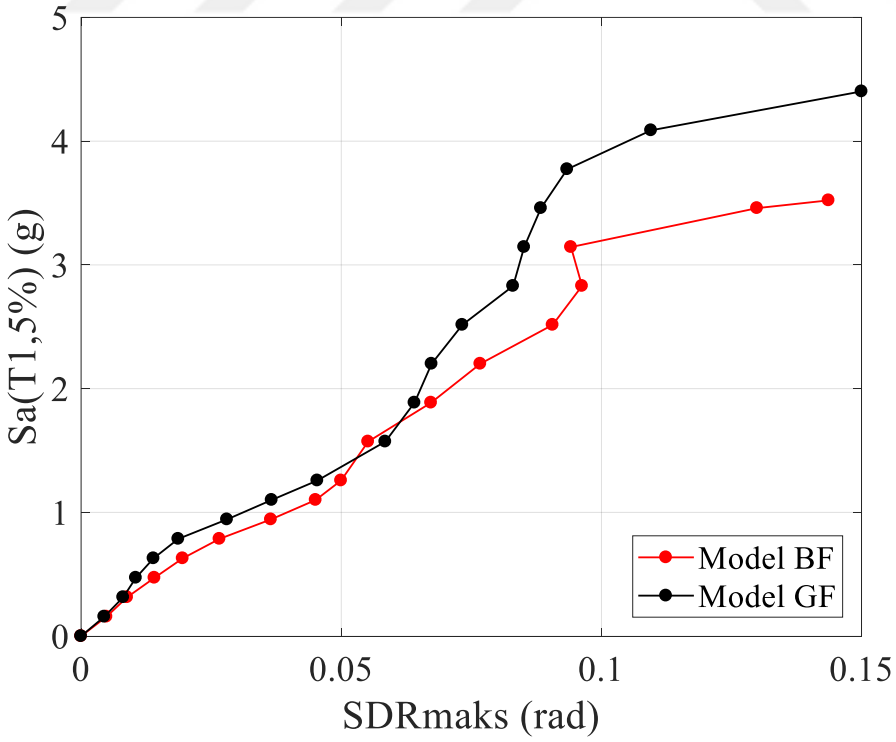
Şekil 5.24 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Düzce kaydı, 1999 Kocaeli depremi.



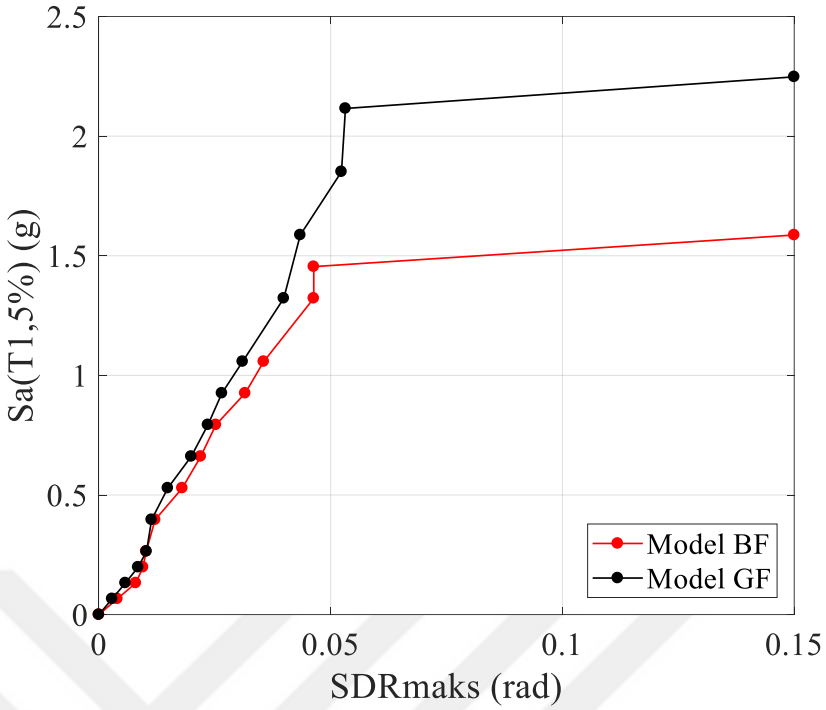
Şekil 5.25 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Kaiapoi North School kaydı, 2010 Darfied (Yeni Zelanda) depremi.



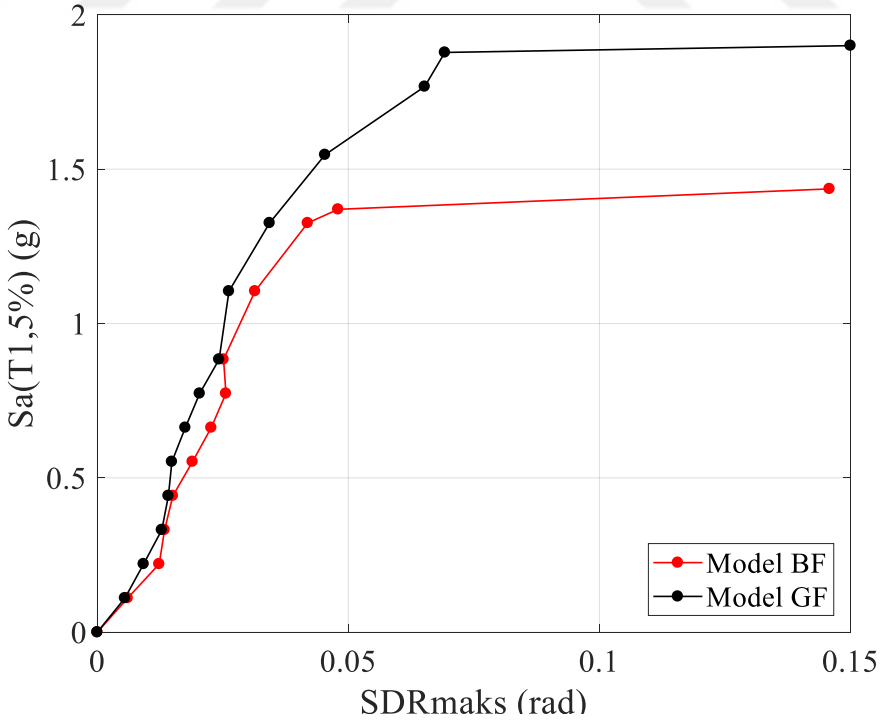
Şekil 5.26 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, LA - Saturn St kaydı, 1994 Northridge-01 depremi.



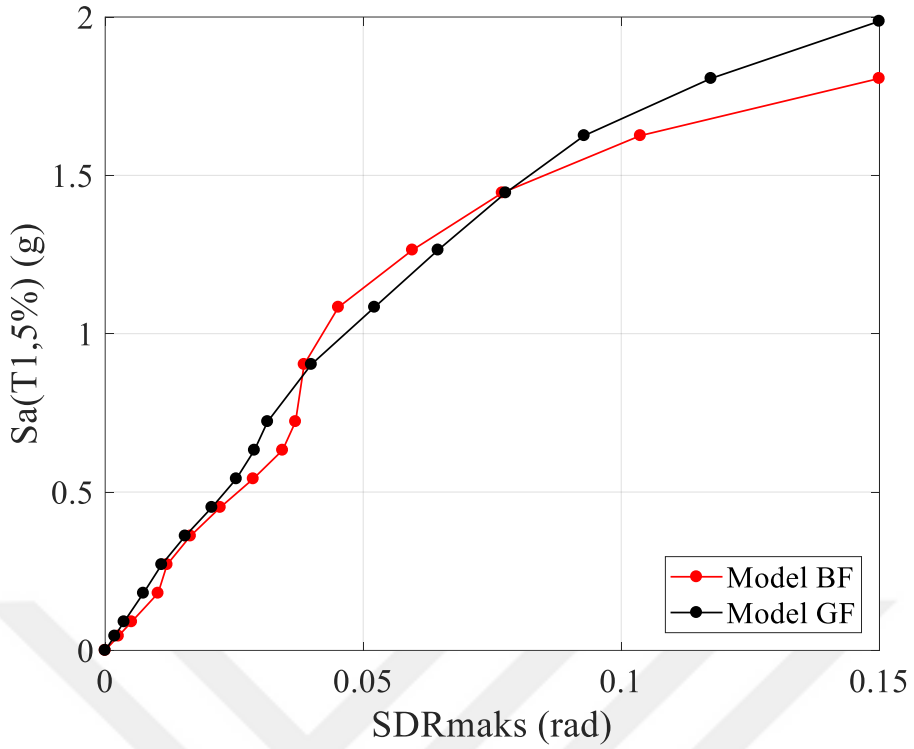
Şekil 5.27 : 4 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Sanjo Shinbori kaydı, 2007 Chuetsu-oki (Japonya) depremi.



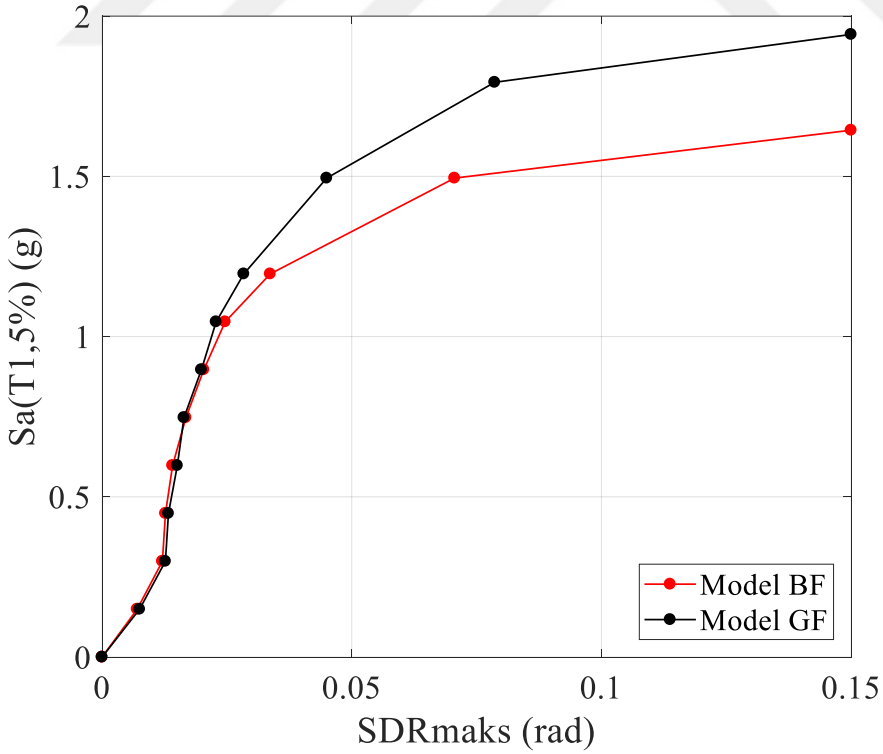
Şekil 5.28 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, North Palm Springs kaydı, 1992 Landers depremi.



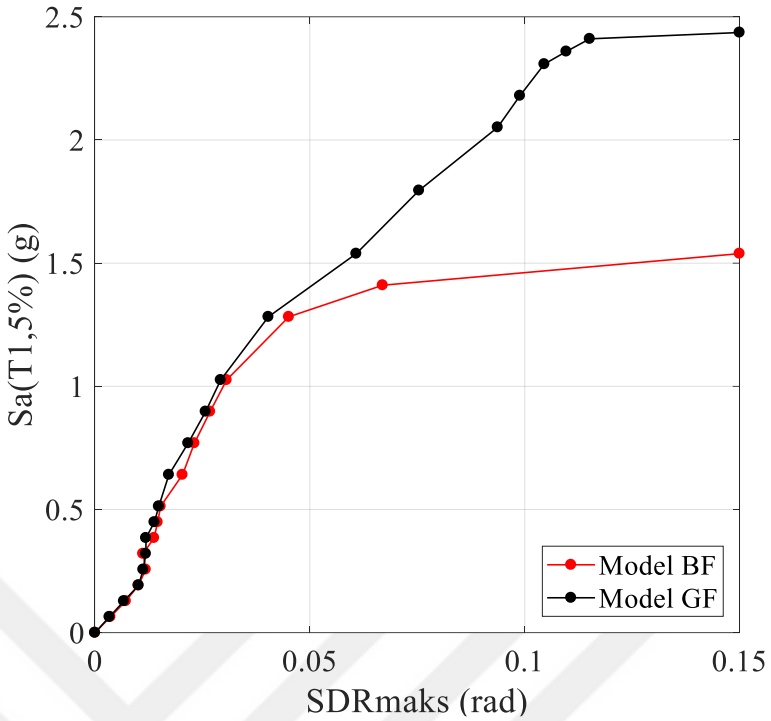
Şekil 5.29 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Abeno kaydı, 1995 Kobe (Japonya) depremi.



Şekil 5.30 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, Göynük kaydı, 1999 Kocaeli depremi.



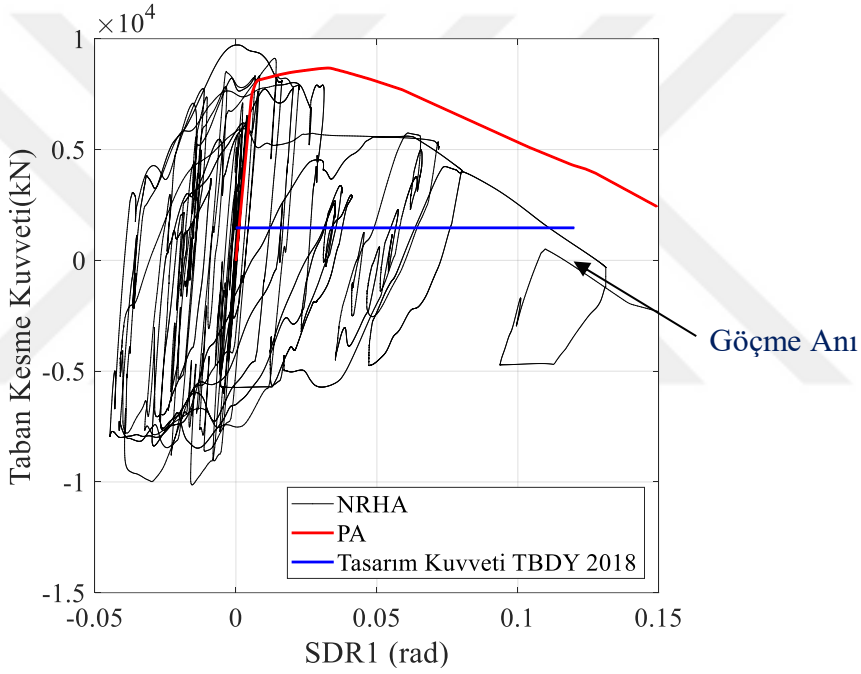
Şekil 5.31 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, DORC kaydı, 2010 Darfied (Yeni Zelanda) depremi.



Şekil 5.32 : 8 katlı yapı için, artımsal dinamik analiz sonuç eğrisi, El Centro Array#13 kaydı, 1979 Imperial Valley-06 depremi.

Burada tanım olarak göçme kapasitesi göreli kat ötelemelerinin büyük ölçüde arttığı ve yapının yanal yük taşıma özelliğini kaybederek, kendi düşey yüklerini taşıyamayacak duruma gelmesi olarak tanımlanmaktadır. Bu durumun oluşmasında özellikle tekrarlı yükler altında yapısal elemanların moment-dönme eğrilerinde görülen dayanım ve rijitlik kayıplarının etkin olduğu düşünülmektedir. P-Delta etkileri, bu tür dayanım ve rijitlik kayıplarının oluşmasını ivmelendirmektedir. Bu yüzden 8 katlı binalara ait yapısal elemanların moment-dönme eğrilerinde dayanım ve rijitlik kayıpları daha belirgin bir şekilde görülmektedir. Bu nedenle, 8 katlı yapılara ait artımsal dinamik analiz sonuçlarına bakıldığında eğrilerin yataylaşması daha belirgin bir şekilde görülmektedir. Şekil 5.33'te 1992 Landers depremine ait North Palm Springs deprem ivme kaydının (λ ile arttırılmış yapıda göçmeye neden olan deprem ivme kaydı), 8 katlı yapıya etkitilmesi durumunda, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ile elde edilen taban kesme kuvveti-1.kat göreli kat ötelemesi oranı (SDR_1) eğrisi gösterilmiştir. Aynı şekil üzerinde 8 katlı yapıya ait doğrusal olmayan statik itme analizi ve TBDY (2018)'e göre hesaplanan tasarım kuvveti V_{des} de gösterilmiştir. Şekilden anlaşılacağı üzere, doğrusal olmayan dinamik analizler (NRHA) sonucunda, yapıda görülen taban kesme kuvveti değerinde, doğrusal olmayan statik itme analizlerine (PO) göre daha büyük değerlere ulaşılmıştır. Buna

karşın göçme anına karşılık gelen 1. kat göreli kat ötelemesi oranında (SDR_1) azalma gözlemlenmiştir. Bunun nedeni PO analizlerinde yapının sadece 1. mod şeklinin dikkate alınması olarak gösterilmektedir. Yüksek mod etkileri ile birlikte kesme kuvvetinin dinamik olarak tekrar dağılımı gerçekleştirilir. Bu durumda yüksek mod etkileri kat kesme kuvvetini arttırma meyilindedir. Dolayısı ile çok katlı yapılar gibi yüksek mod etkilerinin önemli olduğu yapılarda, dinamik analizler ile doğrusal olmayan statik itme analizlerinin sonuçları arasında, yapıların yanal yük taşıma kapasiteleri açısından farklılıklar oluşmakta ve yapı yüksekliği arttıkça taşıma kapasitesi farklılıkları artmaktadır. Bu tür farklılıkların özellikle dayanım açısından kritik elemanların tasarımında dikkate alınması gerekmektedir.

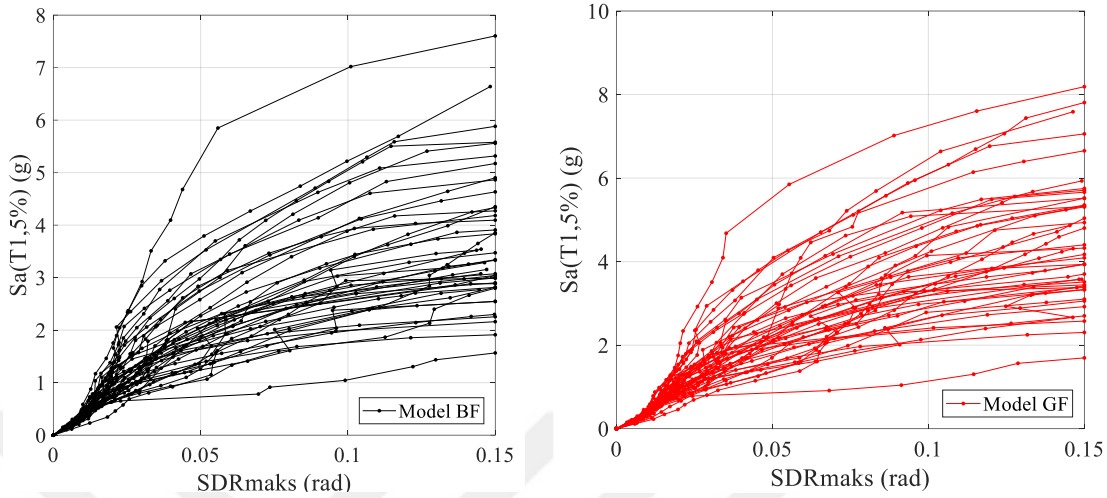


Şekil 5.33 : Taban kesme kuvveti-1.kat göreli kat ötelemesi oranı.

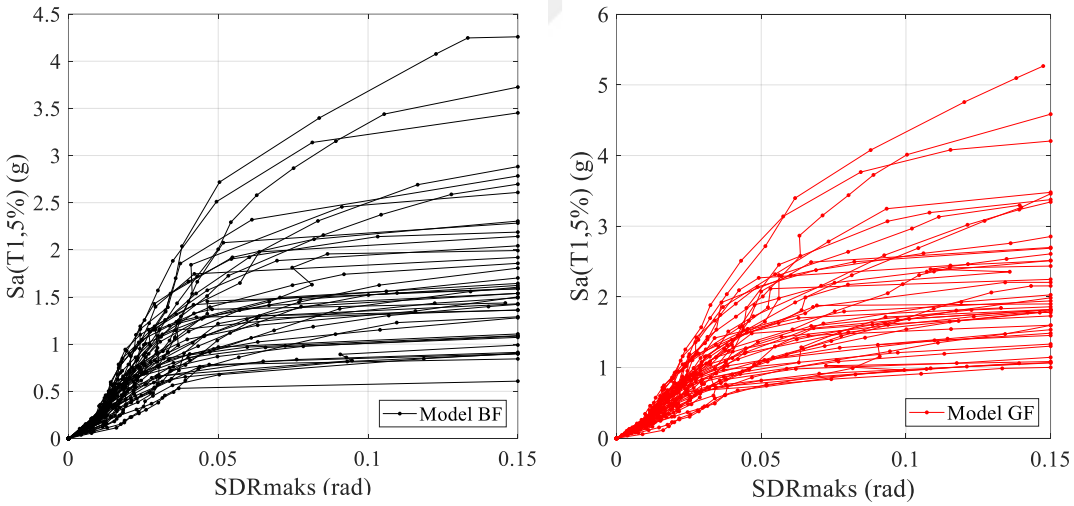
44 adet deprem ivme kaydının dikkate alındığı artımsal dinamik analiz sonuçları ile elde edilen *Sa* (T_1, 5%)-SDR_{max} eğrileri, 4 ve 8 katlı yapılar için sırası ile Şekil 5.34 ve Şekil 5.35'te gösterilmektedir. Şekil üzerinde gösterilen her bir nokta, herhangi bir deprem ivme kaydına ait bir adet analiz sonucunu yansıtmaktadır. Şekillerdeki her bir eğri herhangi bir deprem ivme kaydının farklı ölçekteki analiz sonuçlarının birleştirilmesi ile elde edilmiştir.

Yapısal elemanlara ait malzemenin aşırı pekleşmesi durumunda daha büyük deprem etkileri altında yapıda daha küçük maksimum göreli kat ötelemesi oranı görülebilmektedir. Farklı depremlerin farklı karakteristik özelliklerinden dolayı eğriler

arasında farklılıklar oluşmaktadır. Bu yüzden 44 adet deprem ivme kaydı ile yapılan dinamik analizler sonucunda, sonuçların güvenilirliği açısından, değerlendirmelerin ortalama veya orta (medyan) değer üzerinden yapılması uygun görülmüştür.



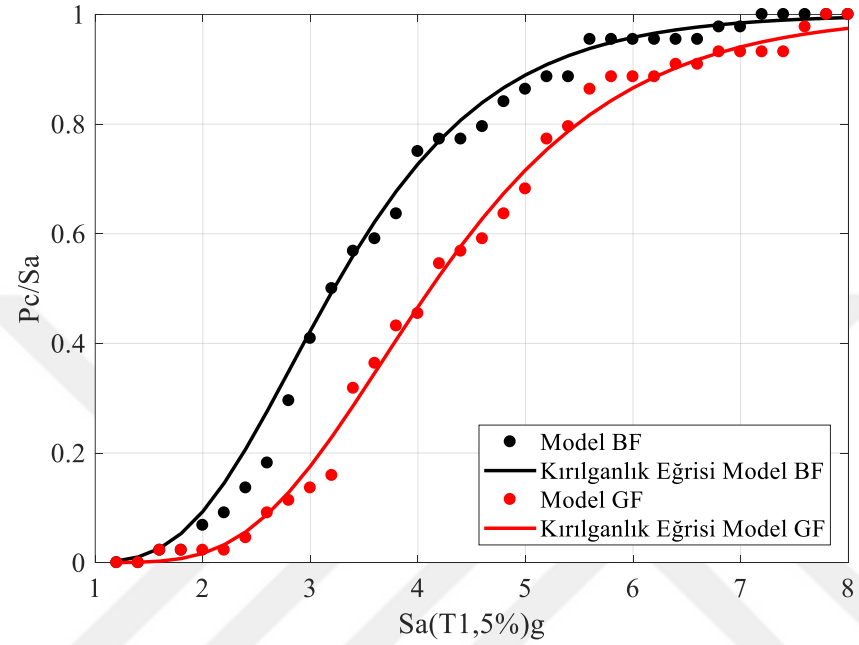
Şekil 5.34 : Çoklu artımsal dinamik analiz sonuçları (4 katlı yapı).



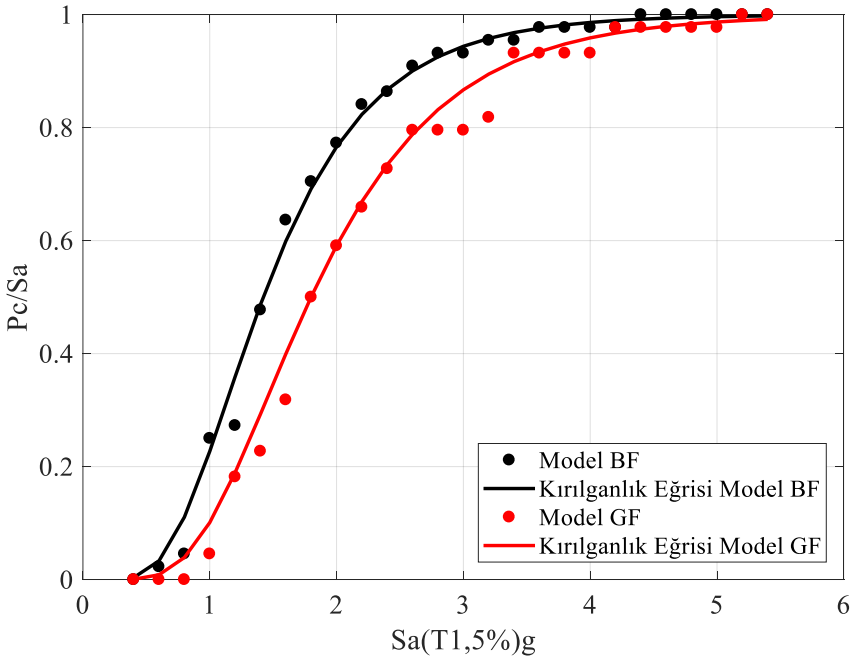
Şekil 5.35 : Çoklu artımsal dinamik analiz sonuçları (8 katlı yapı).

Şekillerden anlaşılacağı üzere yapıların göçme kapasitesi, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışında dikkate alınması durumunda (GF modelleri), düşey yük çerçevelerinin dikkate alınmadığı BF modellere göre artış göstermektedir. Diğer bir ifade ile BF modellerinin göçtüğü varsayılan bir deprem yer hareketinde, GF modellerin göçmediği gözlemlenmiştir. Dolayısı ile göçme durumu, düşey yük çerçevelerinin katkısı ile engellenmiş veya geciktirilmiştir. Analizler sonucunda 44

adet deprem yer hareketi için yapının göçme kapasiteleri hesaplanmış ve bu değerler ile kümülatif dağılım eğrileri oluşturulmuştur (Şekil 5.36 ve Şekil 5.37). Eğrilerin düşey ekseni belirtilen spektral ivme değeri (*Sa* (T_1, 5%)) için yapının göçme olasılığını, yatay ekseni ise yapı spektral ivme değerlerini (*Sa* (T_1, 5%)) göstermektedir.



Şekil 5.36 : Göçme durumu için kırılganlık eğrisi (4 katlı yapı).



Şekil 5.37 : Göçme durumu için kırılganlık eğrisi (8 katlı yapı).

Yapıların, analizler sonucunda elde edilen medyan göçme kapasiteleri ve göçme anına karşılık gelen ortalama göreli kat ötelemesi oranları Çizelge 5.9'da gösterilmektedir. Bina yükseklikleri dikkate almaksızın düşey yük çerçevelerinin yapı modellerinde dikkate alınması durumunda, yapıların medyan göçme kapasiteleri yaklaşık olarak %27 oranında artış göstermiştir. P-Delta etkilerinin daha şiddetli olmasından dolayı sekiz katlı binaların göreli kat ötelemesi oranı kapasitelerinin dört katlı binalara göre daha düşük seviyelerde kaldığı gözlemlenmiştir.

FEMA (2009) raporunda, göçmeye olan oransal uzaklık olarak tanımlanan Collapse margin ratio (CMR) ifadesi yer almaktadır. Bu ifade yapıların medyan göçme kapasitelerinin (S_{CT} (T1, 5%) (g)), o bölgede olması beklenen en büyük depreme (50 yılda aşılma olasılığı %2, dönüş periyodu 2475 yıl olan deprem) ait spektral ivme değerine oranı olarak tanımlanmaktadır. Analizler sonucunda düşey yük çerçevelerinin katkıları ile birlikte göçmeye olan oransal uzaklık değerinin arttığı görülmektedir.

Düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının dikkate alınması durumunda, binaların göçme anında daha büyük göreli kat ötelemesi oranlarına ulaştığı (göreli kat ötelemesi oranı kapasitesi) ve binalarda göçme mekanizması durumunun oluşması için daha fazla sayıda kata ihtiyaç olduğu görülmektedir.

Çizelge 5.9 : Medyan göçme kapasiteleri S_{CT} (g).

	S_{CT} (T1, 5%) (g)		Ortalama göreli kat ötelemesi oranı kapasitesi	
	4 katlı	8 katlı	4 katlı	8 katlı
Model BF	3.218	1.422	0.123	0.083
Model GF	4.117	1.799	0.129	0.106
Model GF / Model BF	1.279	1.265	-	

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında, mühendislik uygulamalarında eğilme momenti kapasitesi ve başlangıç rijitliği ihmal edilen kısa alın levhalı kiriş-kolon birleşimlerinin davranışı, tekrarlı yükler altında yapılan deneysel çalışmalar ile araştırılmıştır. Deneysel çalışmalar kapsamında alın levhası kalınlığı, alın levhası yüksekliği ve bulon sıra sayısı gibi parametrelerin birleşimlerin davranışına olan etkisi incelenmiştir. Deneysel çalışmalarda etkisi araştırılan parametreler, yapılan sonlu eleman analizlerinin sonuçlarına göre belirlenmiştir. Çalışma kapsamında bu tür birleşimlerin uygun bir şekilde tasarlanması durumunda EN 1993-1-8 (2005) standardına göre yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılmasının mümkün olabileceği gösterilmiştir. Çalışmanın ilerleyen kısımlarında akma çizgileri yöntemine göre ince levhalı birleşimlerin eğilme momenti kapasitesinin hesabı gösterilmiştir. Ayrıca bu tür birleşimlerin başlangıç rijitliği EN 1993-1-8 (2005) standardı referans alınarak bileşen yöntemi (Component Method) ile hesaplanmıştır. Bu tür bulguların doğruluğu deneysel sonuçlar ile karşılaştırılarak gösterilmiştir. Birleşimin mafsallı olarak tasarlanması durumunda EN 1993-1-8 (2005) standardına göre kesme kuvveti etkisinde birleşimde gerekli kontrollerin yapıldığı tasarım aşamaları Ek H'de açıklanmıştır. Çalışmanın son kısımlarında, sadece dış çerçeveleri ile yatay yük taşıdığı varsayılan süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların, kat planlarının orta kısmında bulunan düşey yük çerçevelerinde bu tür birleşimlerin kullanılması durumunda, düşey yük çerçevelerinin yapı performansına olan katkıları araştırılmıştır. Bu amaçlar doğrultusunda 4 ve 8 katlı, 6m açıklığa sahip ofis binası olarak tasarlanan yapıların, düşey yük çerçevelerinden gelen katkıların dikkate alındığı ve bu tür katkıların dikkate alınmadığı iki boyutlu analitik modelleri hazırlanarak detaylı analizleri yapılmıştır. Yapıların ön tasarımı TBDY (2018)'e uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Yapılarda güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi uygulanmıştır. Yapıların moment aktaran çerçevelerinde kullanılan kiriş-kolon birleşimleri AISC 358-16 (2016) ve TBDY (2018)'de tanımlanan kaynaklı zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimleri

olarak tasarlanmıştır. Yapılan deneysel çalışmaların ve detaylı analizlerin ardından elde edilen sonuçlar aşağıda bölümler halinde özetlenmiştir.

6.1 Deneysel Çalışma Sonuçları

Yapılan deneyler sonucunda, alın levhası kalınlığının bu tür birleşimlerin davranışının belirlenmesinde belirleyici olduğu gözlemlenmiştir. Tez kapsamında esas alınan numuneler ile kıyaslandığında göreli olarak daha kalın olan 20 mm kalınlıklı levhaların kullanılması durumunda birleşimin eğilme momenti kapasitesi yüksek olmasına rağmen, kiriş gövdesinde oluşan gevrek yırtılmalardan dolayı yeterli enerji sönümleme kapasitesine ulaşılamamıştır. Bu tür gevrek kırılmalar, kiriş gövdesinde oluşan gerilmelerin malzeme çekme dayanımına ulaşması durumunda oluşmaktadır. 15 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda stabil bir enerji sönümleme durumu görülmektedir. Bu durumda enerji, alın levhası ve kiriş gövdesinin eğilme deformasyonları ile absorbe edilmektedir. Alın levhasının ince seçilmesi durumunda (t=10 mm), birleşimler yeterli eğilme momenti kapasitesine sahip olmadığından dayanım bakımında mafsallı olarak sınıflandırılmaktadır. İnce ve orta kalınlıklı alın levhası kullanılması durumunda, eğilme etkisi ile birlikte bulonlarda ilave kaldırma kuvvetleri (Praying forces) oluşmaktadır. Bu durum, bulonların çekme kuvveti dayanımlarının azalmasına neden olmaktadır.

Bulon sıra sayısının arttırılması ile birlikte, alın levhaları üzerinde gözlemlenen akma çizgilerinin miktarında önemli bir artış görülmemektedir. Bu nedenle, bulon sıra sayısının arttırılmasına bağlı olarak, ince ve orta kalınlıklı levhaların kullanıldığı birleşimlerin eğilme momenti kapasitelerinde küçük miktarda bir artış görülmektedir. Ancak kalın levha kullanılması durumunda birleşimin güç tükenmesine kiriş gövdesinde görülen ani yırtılmalar ile ulaşıldığından, diğer bir ifade ile alın levhasının davranışta belirleyici olmamasından dolayı birleşimlerin eğilme momenti kapasitelerinde herhangi bir değişim gözlenmemiştir. Ayrıca, alın levhası yüksekliğinin arttırılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitelerinde ve başlangıç rijitliklerinde artış gözlemlenmiştir.

Deneysel çalışmalar, kısa alın levhalı birleşimlerin uygun bir şekilde tasarlanması durumunda, bu tür birleşimlerin EN 1993-1-8 (2005) standardına göre kısmi dayanımlı, yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılabileceğini göstermektedir. Ancak

kalın levha davranışı olması durumunda birleşimler yeterli dönme kapasitesine ulaşamamaktadır.

Yapılan sonlu eleman analizlerine göre, özellikle 10 ve 15 mm kalınlıklı levha kullanılması durumunda, sonlu eleman modellerine ait analiz sonuçlarının deney sonuçlarını yeterli düzeyde temsil ettiği görülmektedir. Doğruluğu deneysel çalışmalar ile gösterilen bu tür modeller üzerinde farklı parametrelerin etkisini gözlemlemek amacı ile analizlerin genişletilmesi mümkündür. Bu işlemler deneysel çalışmalara göre çok daha ekonomik ve kolay olmaktadır.

Bu tür birleşimlerde ince alın levhası kullanılması durumunda birleşimlerin eğilme momenti kapasitesi alın levhasının akma dayanımı ile sınırlıdır. Bu nedenle alın levhası üzerinde oluşması beklenen akma çizgileri belirlenerek, oluşturulan denklemler yardımı ile birleşimlerin eğilme momenti kapasiteleri hesaplanmıştır. Ancak denklemlerde malzemenin tekrarlı yükler etkisi altında pekleşmesi dikkate alınmadığından, deneysel çalışmalar ile karşılaştırıldığında, akma çizgileri yöntemi ile hesaplanan eğilme momenti kapasiteleri, moment-dönme eğrilerinde birleşimlerin yaklaşık olarak akma dayanımlarını göstermektedir.

Alın levhalı birleşimlerin başlangıç rijitliğini belirlemek amacı ile EN 1993-1-8 (2005) standardında açıklanan bileşen yöntemi (component method) kullanılmıştır. Kiriş yüksekliğince ve uzun alın levhalı birleşimlerden farklı olarak kısa alın levhalı birleşimlerde, kiriş gövdesinde oluşan çekme gerilmeleri birleşimin başlangıç rijitliği hesabında dikkate alınmalıdır. Alın levhasının eğilme rijitliğine bağlı olarak, kiriş gövdesinde gelişen çekme ve basınç gerilmeleri altındaki deformasyonlar başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde belirleyici olmaktadır. Örnek olması amacı ile, T5-20 numunesinin bileşen yöntemi kullanılarak başlangıç rijitliğinin belirlenmesi detaylı bir şekilde Ek G'de gösterilmiştir.

Elde eldilen sonuçlar doğrultusunda, kısa alın levhalı birleşimlerin alın levhası kalınlığı ideal davranışın sağlanması bakımından sınırlandırılmalıdır. Bu durum alın levhalarının akma çizgileri yöntemi ile hesaplanan eğilme momenti kapasitesinin, eğilme etkisinde kiriş gövdesinde etkin bir şekilde çalıştığı varsayılan dikdörtgen enkesitin eğilme momenti kapasitesinden küçük tutulmasıyla mümkün kılınmıştır.

6.2 Yapısal Analiz Sonuçları

Çalışma kapsamında TBDY (2018)'e göre tasarlanmış 4 ve 8 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binalara ait analitik modellerin doğrusal olmayan statik itme ve doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Düşey yük çerçevelerinin dikkate alındığı (Model GF) ve alınmadığı (Model BF) analitik yapısal modeller OpenSees (2009) platformunda detaylı bir şekilde hazırlanarak, yapılan analizler sonucunda yapı davranışları karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. GF modellerinde, binanın düşey yük çerçevelerine ait kiriş-kolon birleşimlerinin davranışı, OpenSees (2009) malzeme kütüphanesinde bulunan "UniaxialMaterial Hysteretic" modeline ait parametrelerin, T4-15 numunesinin deney sonucuna dayalı olarak kalibre edilmesi suretiyle yapı modellerine entegre edilmiştir. Buna karşın BF modellerinde bu tür birleşimlerin mafsallı olduğu varsayılmıştır. Modellerin tümünde betonarme döşeme sistemi ile çelik kiriş elemanları arasındaki kompozit etkiler ihmal edilmiştir.

Ampirik hakim doğal titreşim periyodu olarak hesaplanan değerlerin 1.4 katı, yapıların modal analizler sonucu elde edilen hakim doğal titreşim periyodundan küçük olmasından dolayı, TBDY (2018) ile uyumlu olarak, yapısal elemanların dayanımlarını kontrol etmek amacıyla dört ve sekiz katlı binaların eşdeğer deprem yükü hesaplarında, ampirik bağıntı ile hesaplanan değerlerin 1.4 katı yapı hakim doğal titreşim periyodu olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca, ampirik hakim doğal titreşim periyodu ($\times 1.4$) ile modal analizler sonucu elde edilen yapı periyodu değerlerinin birbirine yakın olmasından dolayı güvenli bir yaklaşım tercih edilerek, yapının göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında da, ampirik hakim doğal titreşim periyoduna ($\times 1.4$) bağlı olarak hesaplanan azaltılmış deprem kuvveti dikkate alınmıştır. Yapılan detaylı analizlerin ardından elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir;

- TBDY (2018)'de benimsenen eşit yerdeğiştirme prensibi, etkin göreli kat ötelemelerinin büyük hesaplanmasına ve yapı rijitliğinin oldukça yüksek olmasına neden olmaktadır. Bu durumda yapıda eleman boyutlarının belirlenmesinde etkin göreli kat ötelemesi sınır koşulu belirleyici olmaktadır. Bu tür kurallar daha esnek yapıların tasarlanabilmesi amacı ile güncellenmelidir. Bu doğrultuda, göreli kat ötelemelerinin daha küçük bir

büyütme katsayısı (< R/I) ile çarpılarak etkin göreli kat ötelemelerinin elde edilmesi önerilmektedir.

- Doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucunda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binalarda dayanım fazlalığı katsayısı, düşey yük çerçevelerinin katkısı dikkate alınmaksızın, TBDY (2018) Tablo 4.1'de belirtilen değerlerden daha yüksek değerlere ulaşmaktadır.
- Düşey yük çerçevelerinden gelen katkının dikkate alınması durumunda, yapı rijitliğinin artmasına bağlı olarak, yapının hakim doğal titreşim periyodu azalmaktadır. Ancak TBDY (2018)'e göre tasarlanan yapıların oldukça rijit olması nedeniyle yapının hakim doğal titreşim periyodundaki azalma miktarı düşük seviyelerdedir.
- Yapının doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarına bakıldığında, mühendislik taleplerinin statik itme analizlerinden farklılılaştığı görülmektedir. Bu tür farklılıkların oluşmasında statik itme analizlerinde yapının yalnızca 1. mod yerdeğiştirmelerinin dikkate alınması önemli nedenlerden biridir. Özellikle çok katlı yapılarda yüksek mod etkilerinin dikkate alınması gerekmektedir. Bu yüzden bina yüksekliği arttıkça, doğrusal olmayan statik itme analizleri ve dinamik analizler sonucunda elde edilen, binalara ait mühendislik talepleri arasındaki farkın arttığı gözlemlenmiştir. Bu nedenle özellikle kritik elemanların dayanımının, dinamik analizlerden gelen ilave katkılar altında kontrol edilmesi gerekmektedir. Dolayısıyla, tasarım aşamasında yapıların doğrusal olmayan statik itme analizlerine ilave olarak doğrusal olmayan dinamik analizleri de yapılarak, yapı davranışı ile ilgili değerlendirmeler yapılmalıdır.
- Düşey yük çerçeveleri, yapıya ilave dayanım ve rijitlik kazandırarak özellikle büyük yerdeğiştirmeler altında göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasını sağlamaktadır. Düşey yük çerçevelerinden gelen katkıların dikkate alınması durumunda, doğrusal olmayan statik itme analizleri sonucunda yapının taban kesme kuvveti dayanımında 4 ve 8 katlı yapılar için sırası ile %18.5 ve %10.8 değerinde artış görülmektedir. Ayrıca yapılan artımsal dinamik analizler sonucunda düşey yük çerçevelerinden gelen katkıların dikkate alınması

durumunda, 4 ve 8 katlı yapıların medyan (orta değer) göçme kapasitesi değerlerinde yaklaşık olarak %27 değerinde bir artış görülmektedir.

- Yapılan analizler sonucunda düşey yük çerçevelerinin etkin olması durumunda, şiddetli deprem etkileri altında yapıların göreli kat ötelemesi taleplerinde azalma gözlemlenirken, göçme anına karşılık gelen göreli kat ötelemesi oranı kapasitelerinde artış görülmektedir.
- Yapılan dinamik analizler incelendiğinde, düşey yük çerçevelerinin dikkate alınmadığı analitik modellerde alt kat göçme mekanizması görülmektedir. Düşey yük çerçevelerinin dikkate alınması ile sünek yapı davranışı bakımından uygun olmayan bu davranışın önüne geçilmiştir.
- Düşey yük çerçevelerinin kullanılması durumunda, yapının enerji absorbe etme kapasitesinde artış gözlemlenmiştir. Bu durumda yapının göçmesi engellenmiş veya geciktirilmiştir.
- Düşey yük çerçevelerinin etkinleştirilmesi ile birlikte, yapıların göçme kapasitelerindeki artışa bağlı olarak, belirli bir spektral ivme değerine (Sa (T_1, 5%)) ait göçme olasılıklarında düşüş görülmektedir. Diğer bir ifadeyle BF modellerinin göçtüğü bir deprem ivme kaydı altında, GF modellerinin yanal yük taşıyıcı özelliğini kaybetmediği görülmektedir.

6.3 Çalışmanın Genişletilmesi İçin Öneriler

Çalışmanın genişletilmesi bakımından, belirtilen alanlarda araştırmalar yapılması önerilmektedir;

- Tekrarlı yükler etkisi altında elde edilen birleşim davranış modellerine ilave olarak farklı yükleme koşulları altında elde edilen birleşim davranış modellerinin yapısal modellere tanımlanması ve bu tür davranış modellerinin yapı davranışına olan etkilerinin araştırılması.
- Çok katlı, yüksek binalar için benzer çalışmalar yapılarak, düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının araştırılması.
- Birleşimlerin davranışı için, betonarme döşeme ile çelik kiriş arasındaki kompozit etkileri yansıtacak şekilde simetrik olmayan davranış modelleri

hazırlanarak, kompozit etkiler altında düşey yük çerçevelerinin yapı davranışına olan katkılarının benzer şekilde araştırılması.

- Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı değiştirilerek, farklı oranlar ile yapılan analiz sonuçlarına göre ideal bir güçlü kolon-zayıf kiriş oranının belirlenmesi.
- Moment aktaran çerçeve kolonlarının temele bağlantısında görülen davranış esnekliğinin davranış modeli ile yapı modellerine tanımlanması ve ankastre bağlantılı olduğu varsayılan analitik modeller ile karşılaştırmalı olarak yapısal davranışa olan etkilerinin araştırılması.
- Çift korniyerli birleşimler gibi farklı türde basit birleşimlerin düşey yük çerçevelerinde kiriş-kolon birleşimi olarak kullanılması durumunda, yapı davranışa olan katkılarının araştırılması.
- Analitik modellerin doğruluğunu ve kullanılan birleşim davranış modellerinin uygunluğunu göstermek amacıyla örnek bir yapı modelinin, sarsma tablası kullanılarak test edilmesi.

KAYNAKLAR

ABAQUS. (2017). Dassault Systemes Simulia Corp., Abaqus/CAE User's Guide, Providence, RI, USA.

Adey, B.T. (1997). *Extended End Plate Moment Connections under Cyclic Loading*. (Master's thesis). University of Alberta, Alberta, Canada.

Aggarwal, A.K. (1990).Behaviour of flexible end plate beam-to-column joints. *Journal of Constructional Steel Research, 16* (2), 111–134.

AIJ (2006) Report of Seismic Performance Improvement of Civil, Architectural Structures Subjected to Long-Period Ground Motions Generated by Subduction Zone. Japan Society of Civil Engineering, Tokyo, Japan.

AISC. (1994). *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings. 2nd Edition,* American Institute of Steel Construction; Chicago, USA.

AISC 341-05 (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05*. American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC 341-16 (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16*. American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC 358-05 (2005). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-05*. American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC 358-16 (2016)**.** *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,* American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.

AISC 360-05 (2005). *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05*. American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC 360-16 (2016)**.** *Specification for Structural Steel Buildings,* American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.

Akgönen, A.R., Yorgun, C. ve Vatansever, C. (2015). Cyclic behavior of extended end-plate connections with European steel shapes. *Steel and Composite Structures, 19* (5), 1185-1201.

Aksoylar, N. D. (2009). *Yarı Rijit Birleşimli Çelik Çerçevelerin Deprem Performansının Değerlendirilmesi*. (Doktora Tezi), Yıldız Teknik Üniversitesi, FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programı, İstanbul.

ASCE (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2017). *Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Astaneh-Asl, A., Modjtahedi, D., McMullin, K., Shen, J. ve D'Amore, E. (1998). Stability of damaged steel moment frames in Los Angeles. *Journal of Constructional Steel Research, 20* (4-6), 443-446.

Atlayan, O. ve Charney, F. A. (2014). Effect of Strong-Column Weak-Beam Ratio and Column Depths on Steel Special Moment Frame Behavior. *Proceedings of The 10th National Conference on Earthquake Engineering (10NCEE)*, Anchorage, Alaska, July 21-25, 2014.

Baei, M., Ghassemieh M., & Goudarzi, A. (2012). Numerical modelling of end-plate moment connection subjected to bending and axial forces. *The Journal of Mathematics and Computer Science, 4* (3), pp. 463 – 472.

BCJ (1997). *Structural Provision for Building Structures (1997 Edition)*. Building Center of Japan, Tokyo, Japan.

Bing, G., Qiang, G. ve Feng, L. (2006). Experimental Behavior of Stiffened and Unstiffened End-Plate Connections under Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering ASCE, 132* (9), 1352-1357.

Bruneau, M., Uang, C.M. ve Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures. (2nd Edition)*. McGraw Hill, New York, USA.

BSSC (1997). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*. FEMA 302/303. Building Seismic Safety Council, devoped for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Chen, W., Kishi, N. ve Komuro, M. (2011). *Semi-Rigid Connections Handbook*. J. Ross Publishing, U.S.A.

Chisari, C., Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Amadio, C. ve Rizzano, G. (2017). Critical issues in parameter calibration of cyclic models for steel members, *Engineering Structures, 132*, 123-138.

Chopra, A.K. (2013). *Dynamics of structures theory and applications to earthquake engineering*, Fourth edition, Prentice Hall, U.S.A, 2013.

Crocker, J. P. ve Chambers, J. J. (2004). Single Plate Shear Connection Response to Rotation Demands Imposed by Frames Undergoing Cyclic Lateral Displacements. *Journal of Structural Engineering, 130* (6), 934-941.

CSI SAP 2000. (2009). Version 14.0.0, Integrated software for structural analysis and design, analysis reference manual. Berkeley (CA): Computer and Structures Inc.

ÇYTHYE (2016). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik*. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, Türkiye.

Del Carpio Ramos, M., Mosqueda, G. ve Javad Hashemi, M. (2016). Large-Scale Hybrid Simulation of a Steel Moment Frame Building Structure through Collapse. *Journal of Structural Engineering, 142* (1), 04015086.

Dessouki, A.K., Youssef, A.H. ve Ibrahim, M.M. (2013). Behavior of I-beam bolted extended end-plate moment connections. *Ain Shams Engineering Journal, 4*, 685-699.

ECP (2007). *Egyptian Code of Practice for Steel Construction and Bridges* (Allowable Stress Design). ECP-205 ASD. Egypt: HBRC. 2007.

Elkady, A. (2016). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. (Doctoral dissertation). Mcgill University, Montreal, Canada.

Elkady, A. ve Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *44*, 1289-1307.

EN 1993-1-1 (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures-part 1-1: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization; Brussels, Belgium.

EN 1993-1-8 (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures-part 1-8: Design of Joints.* European Committee for Standardization; Brussels, Belgium.

Faella, C., Piluso, V. ve Rizzano, G. (2000). *Structural Semi-Rigid Connections, Design and Software*. Boca Raton FL: CRC Press LLC, USA.

Fang, C., Yam, M.C.H., Lam, A.C.C. ve Xie, L. (2014). Cyclic performance of extended end-plate connections equipped with shape memory alloy bolts. *Journal of Constructional Steel Research, 94*, 122–136.

FEMA (1995). *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, FEMA-267*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2009). *Quantification of Building Seismic Perofrmance Factors, Report FEMA-P695*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Flores, F. X., Charney, F. A. ve Lopez-Garcia, D. (2014). Influence of the Gravity Framing System on the Collapse Performance of Special Steel Moment Frames. *Journal of Constructional Steel Research, 101* (0), 351-362.

Foutch, D. A. ve Yun, S.-Y. (2002). Modeling of Steel Moment Frames for Seismic Loads. *Journal of Constructional Steel Research, 58* (5–8), 529-564.

Green, T., Leon, R. ve Rassati, G. (2004). Bidirectional Tests on Partially Restrained, Composite Beam-to-Column Connections. *Journal of Structural Engineering, 130* (2), 320-327

Gupta, A. ve Krawinkler, H. (1999). Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures. Report No. 132. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

Gupta, A. ve Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-delta Effects for Flexible Inelastic Steel Structures. *Journal of Structural Engineering, 126* (1),145-154.

Gürel, S. (2005). *Stiffening of Bolted Moment Connections with Channels in Structural Steel Frames.* (Ph.D. dissertation). University of Nagoya University, Nagoya, Japan.

Haghollahi, A. ve Jannesar, R. (2018). Cyclic behavior of bolted extended end-plate moment connections with different sizes of end plate ve bolt stiffened by a rib plate. *Civil Engineering Journal, 4* (1), 200-211.

Huang, Z., ve Foutch, D.A. (2009). Effect of hysteresis type on drift limit for global collapse of moment frame structures under seismic loads. *Journal of Earthquake Engineering, 13* (7), 939-964.

Ibarra, L. F., Medina, R. A. ve Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 34* (12), 1489-1511.

Ibarra, L. F. ve Krawinkler, H. (2005). Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations, Report No. 152. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.

IBC (2006). *International Building Code*. International Code Council, Inc.(formerly BOCA, ICBO and SBCCI), vol 4051.

Ismail, R.E.S., Fahmy, A.S., Khalifa, A.M. ve Mohamed, Y.M. (2016). Numerical study on ultimate behavior of bolted end-plate steel connections. *Latin American Journal of Solids and Structures, 13* (1), 1–22.

Jaspart, J.P., Demonceau, J.F. (2008). European design recommendations for simple joints in steel structures. *Journal of Constructional Steel Research, 64*, 822-832.

Ji, X., Kato, M., Wang, T., Hitaka, T. ve Nakashima, M. (2009). Effect of Gravity Columns on Mitigation of Drift Concentration for Braced Frames. *Journal of Constructional Steel Research, 65* (12), 2148-2156.

Johnstone, N.D. ve Walpole, W.R. (1982). Behavior of steel beam-column connections, made using bolted end plates. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 15* (2), 82-92.

Kaufmann, E. J., Metrovich, B., Pense, A.W. (2001). Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr.50 Rolled Sections (ATLSS Report No. 01-13). Bethlehem, USA: Lehigh University.

Kishi, N., Komuro, M. ve Chen, W. (2004). Four-parameter power model for Moment-rotation curves of end-plate connections. *ECCS/AISC Workshop Connections in Steel Structures V*, (c), 99–110, Amsterdam, The Netherlands.

Krawinkler, H. (1978). Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. *Engineering Journal, 15* (3), 82-91.

Krawinkler, H. (2000). The state-of-the-art report on system performance of moment resisting steel frames subjected to earthquake ground shaking. FEMA 355c, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

Kumar, P.C., A., Sahoo, D. R., Kumar, N. (2015). Limiting values of slenderness ratio for circular braces of concentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research, 115*, 223–235.

Lee, K. ve Foutch, D. A. (2002). Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *31*, 653-670.

Leon, R. (1999). *Composite connections, Structural Engineering Handbook*. CRC Press LLC.

Lignos, D. G. (2008). *Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations.* (Ph.D Thesis). Stanford University, California, USA.

Lignos, D. G. ve Krawinkler, H. (2011). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*, *137* (11), 1291-1302.

Lignos, D. G., Krawinkler, H. ve Whittaker, A. S. (2011a). Prediction and Validation of Sidesway Collapse of Two Scale Models of a 4-Story Steel Moment Frame. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *40* (7), 807-825.

Lignos, D. G., Eads, L. ve Krawinkler, H. (2011b). Effect of Composite Action on Collpase Capacity of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Proceedings of The 6th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel),* Budapest, Hungary, August 31- September 28, 2011.

Lignos, D. G., Hikino, T., Matsuoka, Y. ve Nakashima, M. (2013a). Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests. *Journal of Structural Engineering*; *139* (1):120-132.

Lignos, D.G., Putman, C., Krawinkler, H. (2013b). Seismic assessment of steel moment frames using simplified nonlinear models. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, *30* (0), 91–109.

Lignos, D.G., Putman, C., Krawinkler, H. (2015). Application of simplified analysis procedures for performance-based earthquake evaluation of steel special moment frames. *Earthquake Spectra, 31* (4).

Lignos, D. G., Hartloper, R.H., Elkady, A., Deierlein, G.G. ve Hamburger, R. (2019). Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic engineering. *Journal of Structural Engineering, 145* (9), 04019083.

Liu, J. ve Astaneh-Asl, A. (2000)**.** Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab. *Journal of Structural Engineering*, *126* (1), 32-39.

Liu, J. ve Astaneh-Asl, A. (2004). Moment-Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections. *Journal of Structural Engineering*, *130* (9),1371-1380.

Luco, N. ve Cornell, C. A. (2000). Effects of Connection Fractures on SMRF Seismic Drift Demands. *Journal of Structural Engineering*, *126* (1), 127-136.

MacRae, G.A., Kimura, Y. ve Roeder, C. (2004). Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior. *Journal of Structural Engineering, 130* (3), 381-391.

Medina, R. A. ve Krawinkler, H. (2003). Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and their Dependence on Ground Motions, Report No. 144. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, USA.

Murray, M. ve Sumner, E.A. (2003). *Design Guide 4 Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications. (2nd Edition)*. American Institute of Steel Construction, Chicago.

NIST (2010). *Evaluation of the FEMA P695 Methadology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*. NIST GCR 10-917-8. NEHRP consultants Joint Venture.

NIST (2012). *Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings*. NIST GCR 12-917-20. NEHRP consultants Joint Venture.

OpenSees. (2009). Version 2.0, User Command-Language Manual.

PEER. (2013). The PEER Ground-Motion Selection Web Application. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley. http://ngawest2.berkeley.edu/.

Pilgr, M. (2009). Experimental verification of actual behaviour of header plate connections. *The Nordic Steel Construction Conference.*

Roeder, C. W., Schneider, S. P. ve Carpenter, J. E. (1993). Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Analytical Study. *Journal of Structural Engineering, 119* (6), 1866-1884.

Sherif, H.M.H., Hazem, M. R., M. Nabil, A. ve Sherif, A. M. (2014). Experimental study of prequalified status of flush end plate connections, *Journal of Housing and Building National Research Center, HBRC journal*, *12*, 25-32.

Sizemore, J., Davaran, A., Fahnestock, L. A., Tremblay, R. ve Hines, E. (2014). Seismic Behavior of Low-Ductility Concentrically-Braced Frames. *Proceedings of The Structures Congress 2014*, Boston, Massachusetts, USA, April 3-5, 2014. pp 2369-2380.

Sommer, W.H. (1969). *Behaviour of Welded Header Plate Connections, Master's thesis*, University of Toronto, Toronto, Canada.

Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. ve Shimada, Y. (2008). Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 2 Detail of Collapse Behavior. *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Beijing, China, October 12-17, 2008. p 011.

TBDY (2018)**.** *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği.* Ankara: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

TS EN ISO 6892-1. (2011). *Metalik malzemeler - Çekme deneyi - bölüm 1: Oda sıcaklığında deney metodu*. Türk Standardı.

UBC (1988). *Uniform Building Code*. International Conference of Building Officials, Whittier, CA.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31* (3), 491–514.

Weigand, J. M. ve Berman, J. W. (2015). Integrity of Bolted Angle Connections Subjected to Simulated Column Removal. *Journal of Structural Engineering*.

Wen, R., Akbas, B. ve Shen, J. (2013). Practical Moment–Rotation Relations of Steel Shear Tab Connections. *Journal of Constructional Steel Research, 88* (1), 296-308.

Yamada, S., Suita, K., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. ve Shimada, Y. (2008). Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 1 Outline of Test Results. *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing,* China, October 12-17, 2008.

Zareian, F., Lignos, D. G. ve Krawinkler, H. (2009). Quantification of Modeling Uncertainties for Collapse Assessment of Structural Systems Under Seismic Excitations. *Proceedings of The 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (COMPDYN 2009), pp 22-24

Zareian, F., Lignos, D. G. ve Krawinkler, H. (2010). Evaluation of Seismic Collapse Performance of Steel Special Moment Resisting Frames Using FEMA P695 (ATC-63) Methodology. *Proceedings of ASCE Structures Congress*, Orlando, Florida, USA, May 12-15, 2010. pp 1275-1286. DOI: 10.1061/41130(369)116.

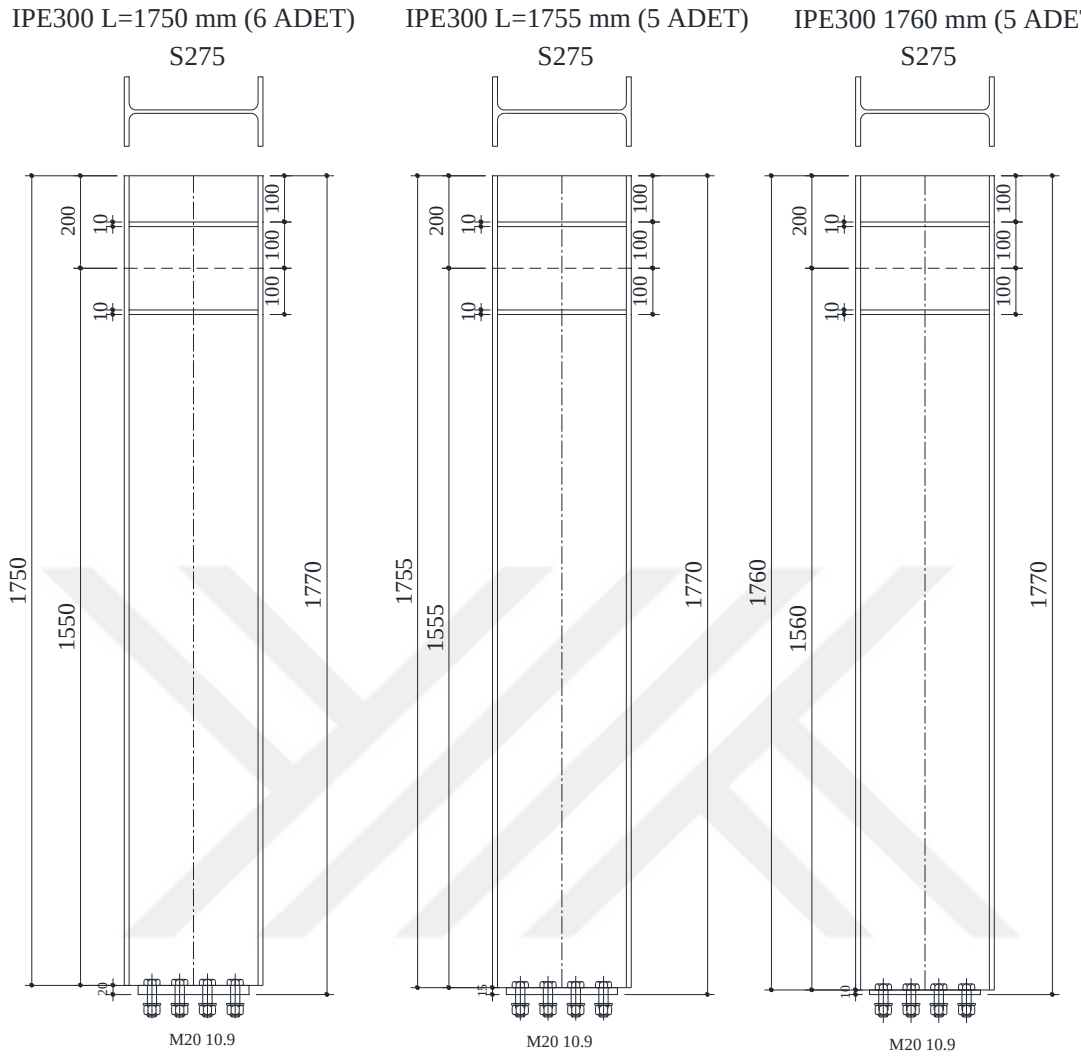
Zareian, F. ve Kanvinde, A. (2013). Effect of Column-Base Flexibility on the Seismic Response and Safety of Steel Moment-Resisting Frames. *Earthquake Spectra, 29* (4), 1537-1559.

Zareian, F. ve Medina, R. A. (2010). A Practical Method for Proper Modeling of Structural Damping in Inelastic Plane Structural Systems. *Computers & structures, 88* (1), 45-53.

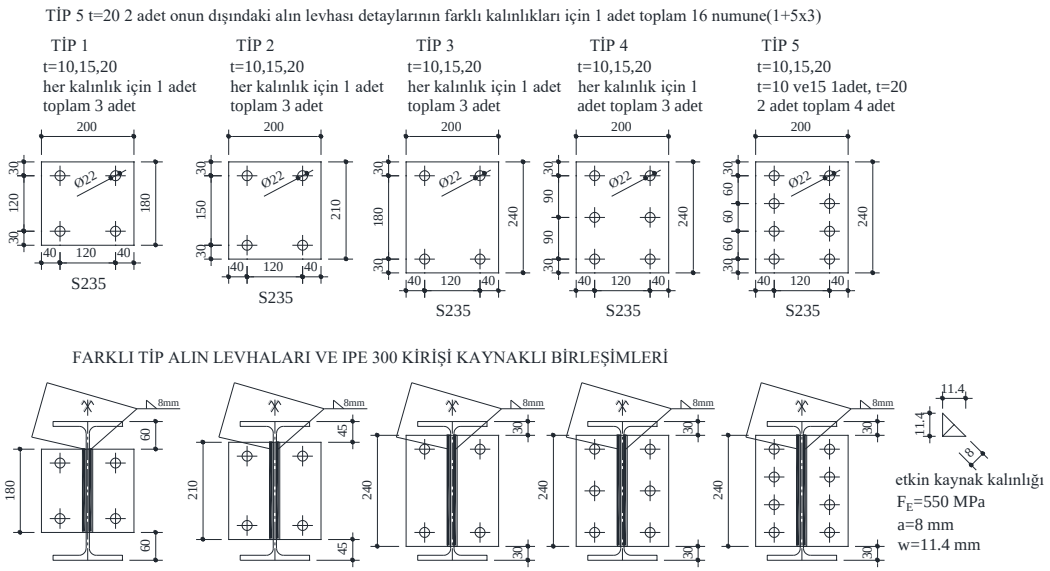
EKLER

EK A: İmalat çizimleri
EK B: İmalat fotoğrafları
EK C: İmalat çizimleri (Yanal hareket önleyici çerçeve)
EK D: İmalat fotoğrafları (Yanal hareket önleyici çerçeve)
EK E: Malzeme çekme testi sonuçları
EK F: Deney numunelerine ait moment-uzama oranı eğrileri
EK G: Mekanik model ile birleşimin başlangıç rijitliğinin belirlenmesi
EK H: Eurocode EN 1993-1-8 (2005) standardına göre kesme etkili (mafsallı) kısa alın levhalı birleşimlerde yapılması gereken tahkikler
EK I: Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun kontrolleri

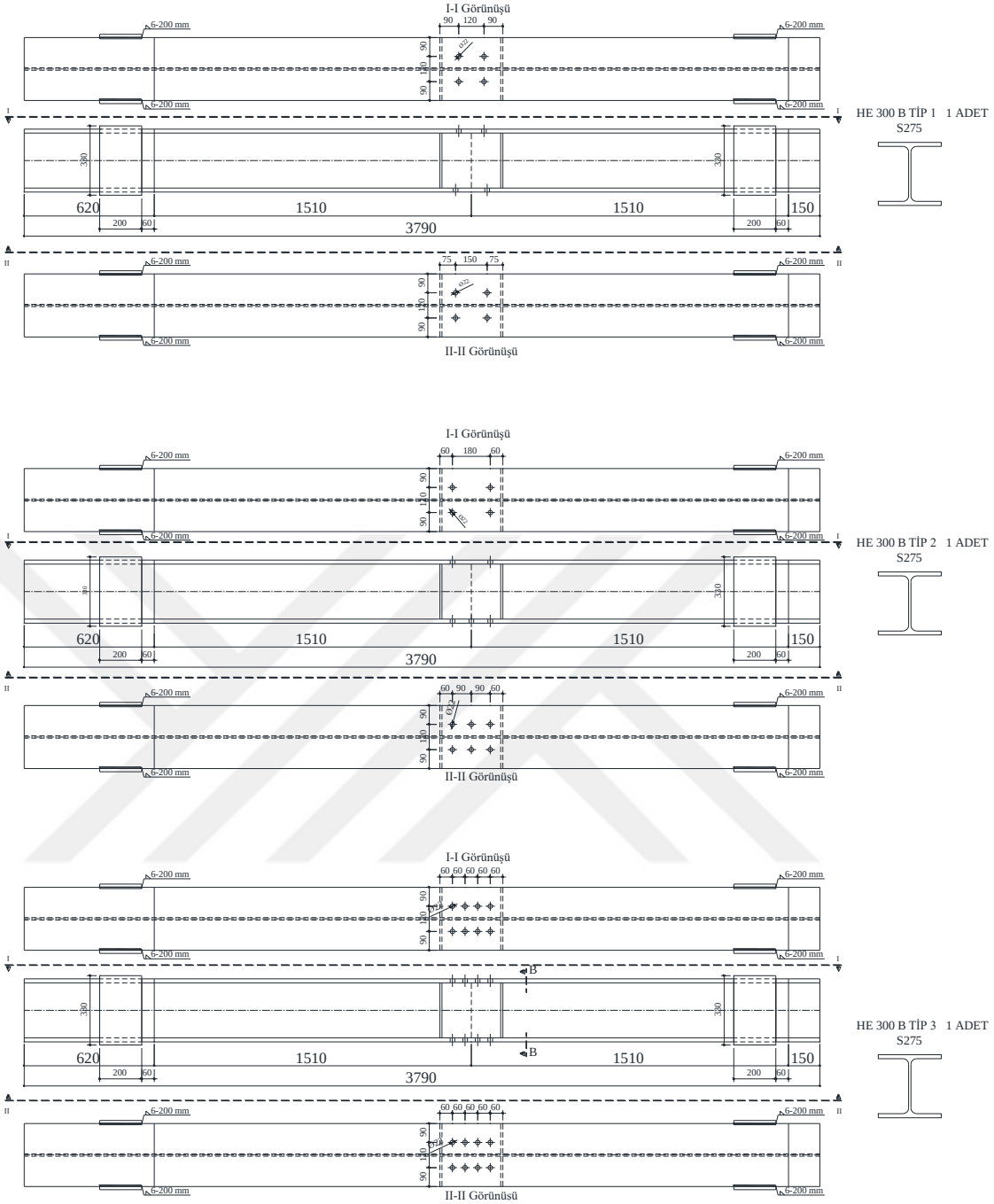
EK A: İmalat çizimleri

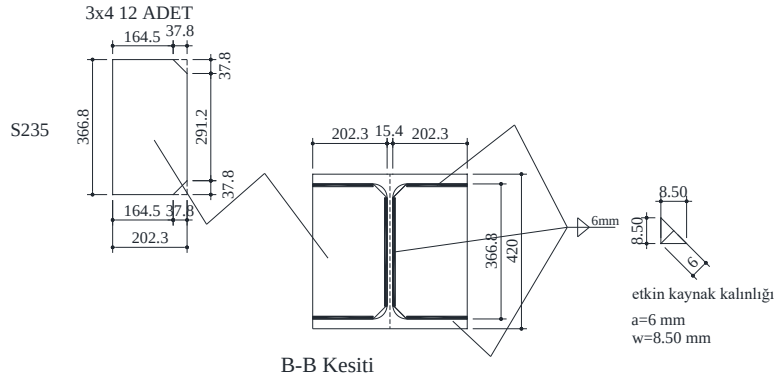


ALIN LEVHASI VE SÜREKLİLİK LEVHALARI S235, PROFİLLER S275

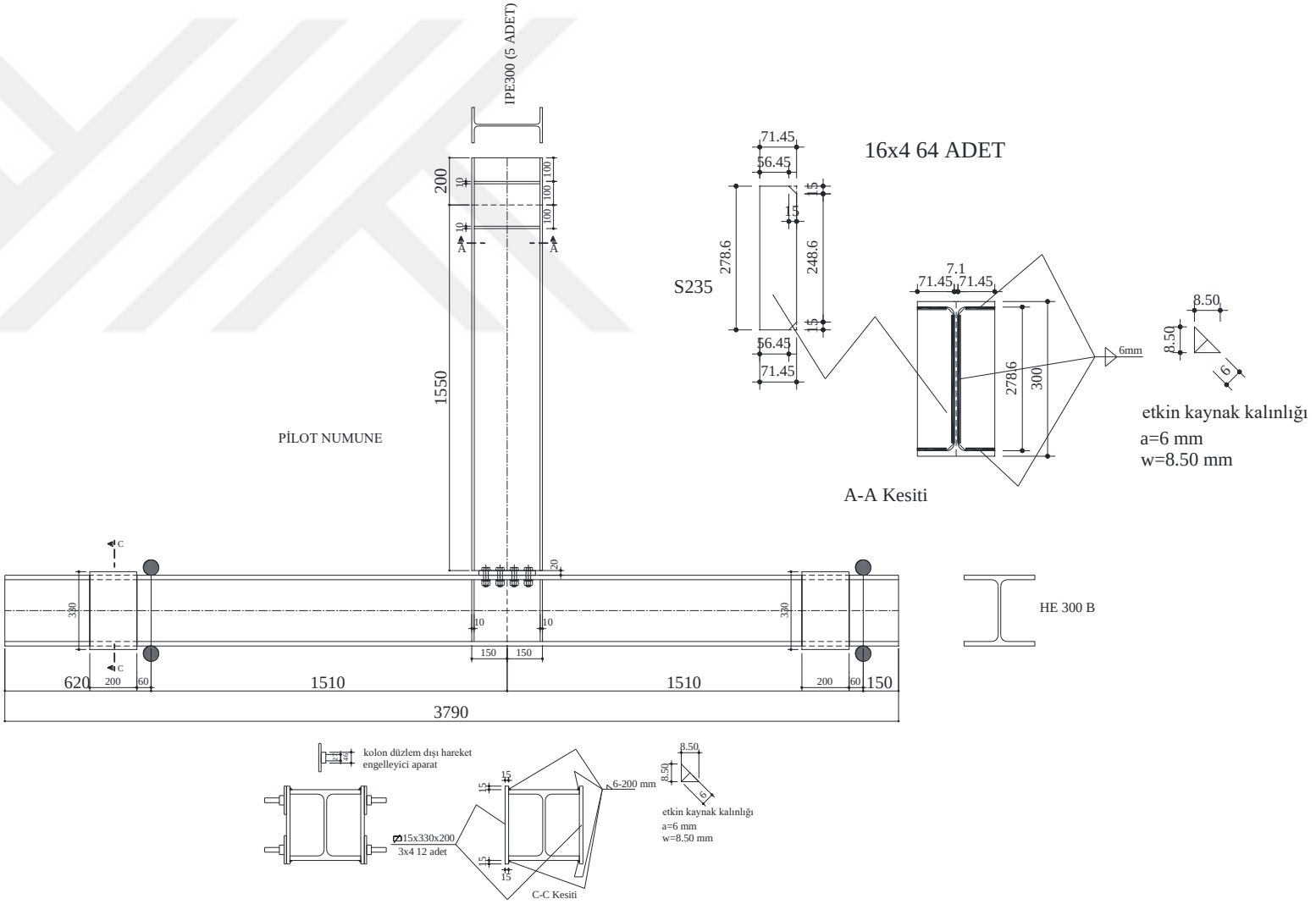


Şekil A.1 : İmalat çizimleri (1/3).



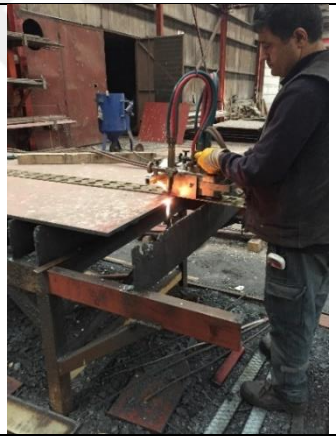


Şekil A.2 : İmalat çizimleri (2/3).

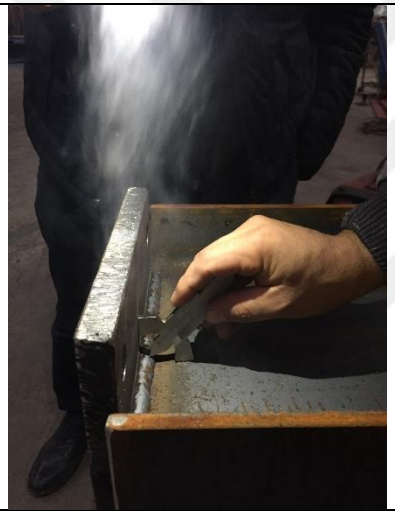


Şekil A.3 : İmalat çizimleri (3/3).

EK B: İmalat fotoğrafları

		
İmalat çalışmalarında kullanılan profiller (IPE300 ve HE300B).	Plakaların kesilme işlemi.	Alın levhalarında bulon deliklerinin açılması.
		
Açılan bulon deliklerinin temizlenerek yüzey pürüzlülüğünün azaltılması.	T3 tipi alın levhası detayının oluşturulması.	Kaynak bölgelerinde soğuma hızının kontrol edilmesi.

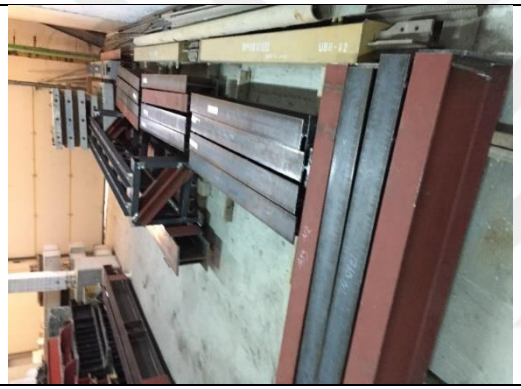
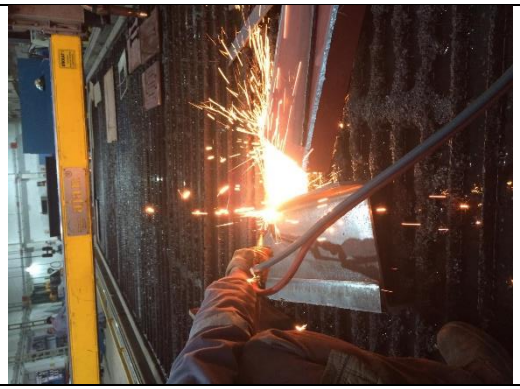
Şekil B.1 : İmalat fotoğrafları (1/4).

		
Etkin kaynak kalınlığının kontrol edilmesi.	Alın levhası-kiriş gövdesi birleşim detayı.	Alın levhası-kiriş gövdesi birleşim detayı.
		
Kiriş-kolon birleşimi genel görünümü.	Kolona ait süreklilik levhalarının yerleştirilmesi.	Birleşim bölgesi detayı.

Şekil B.2 : İmalat fotoğrafları (2/4).

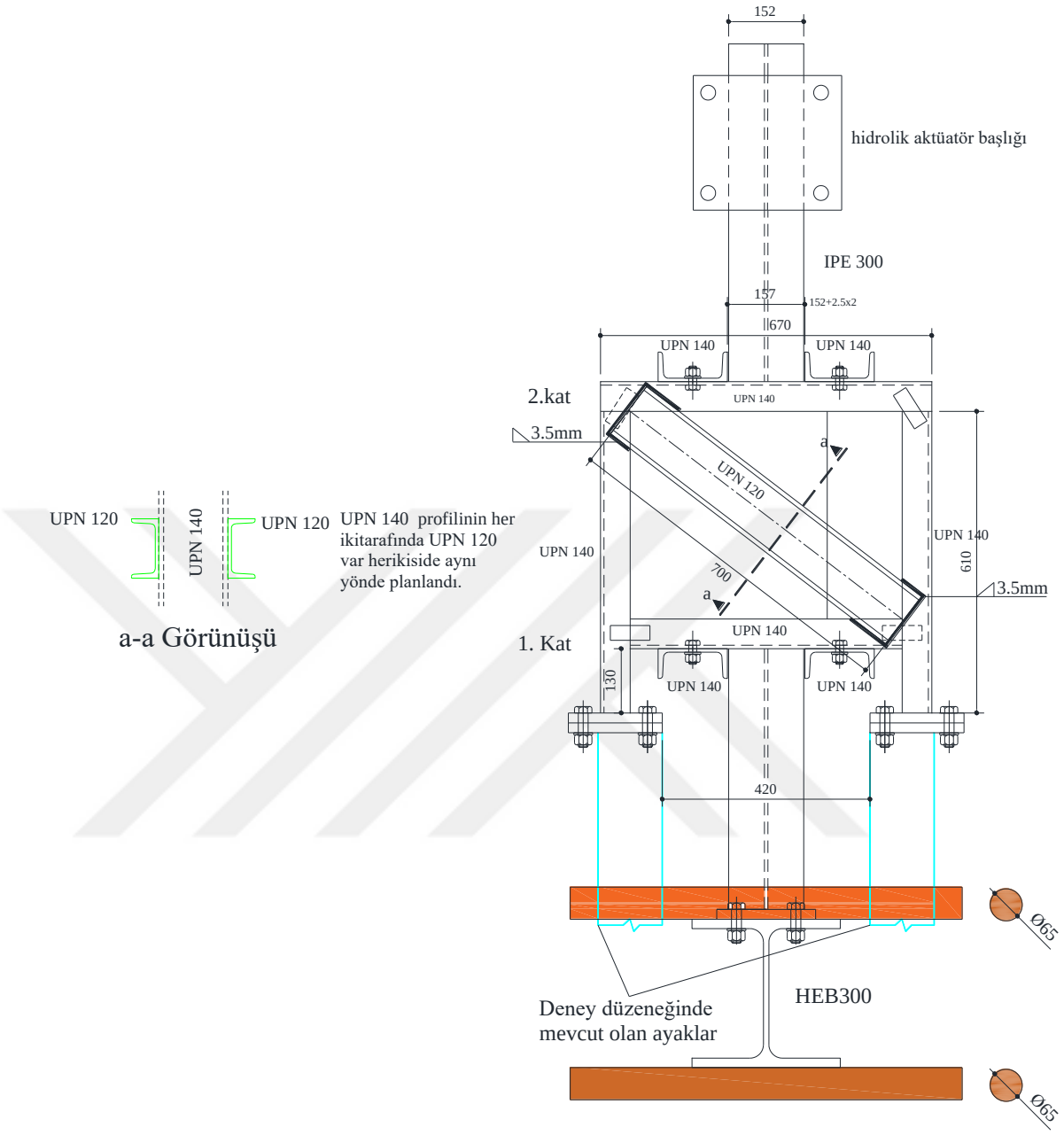
		
İmalatı tamamlanmış bir kiriş elemanı.	İmalatı tamamlanmış kiriş elemanları.	Çekme testi numunelerinin kesim sonrası görünümü.
		
Çekme testi numuneleri.	Çekme Testi sonucunda numunenin kopması.	Deney numunelerinin kamyona yüklenme işlemi.

Şekil B.3 : İmalat fotoğrafları (3/4).

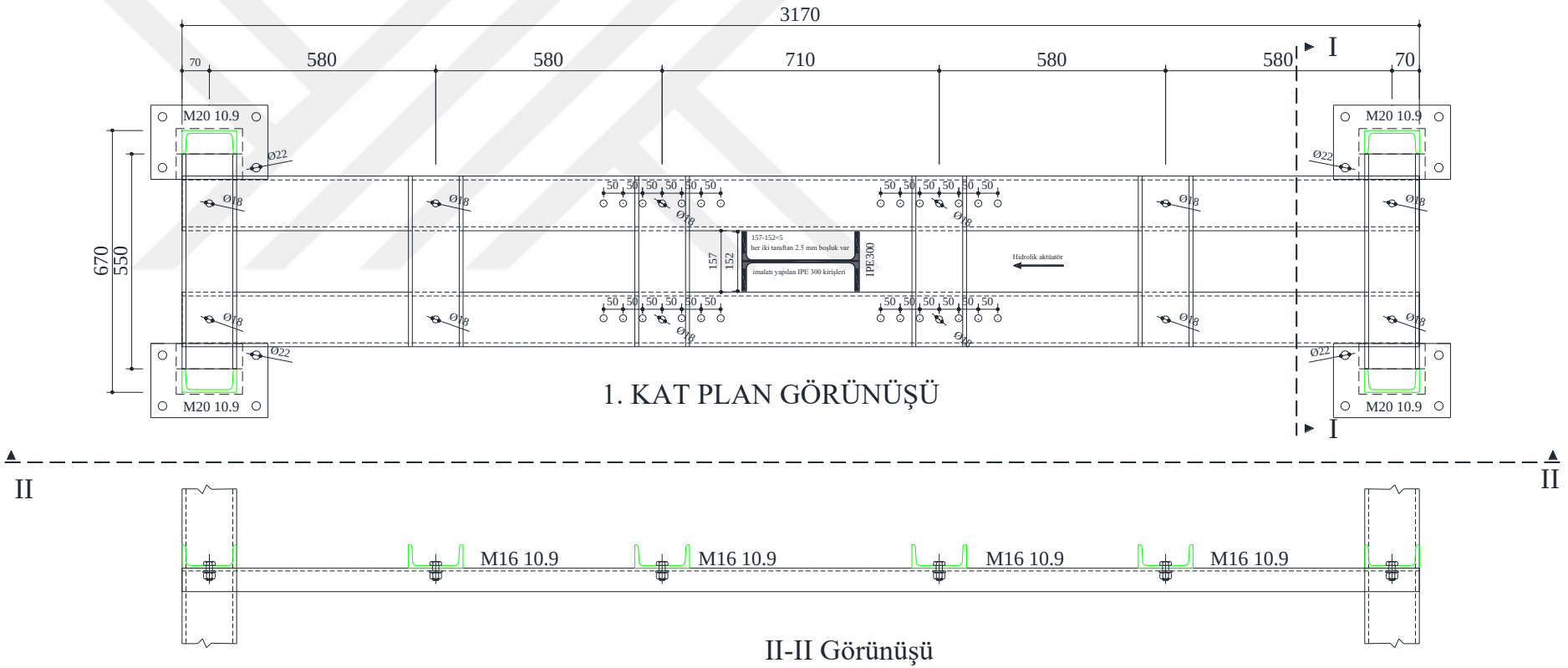
		
Deney numunelerinin kamyona yüklenme sonrası görünümü.	Deneylerde kolonun yanal hareketini önleme amaçlı kullanılan ilave aparatlar.	Çekme testi numuneleri alınacak profillerin başlıklarının kesilmesi.

Şekil B.4 : İmalat fotoğrafları (4/4).

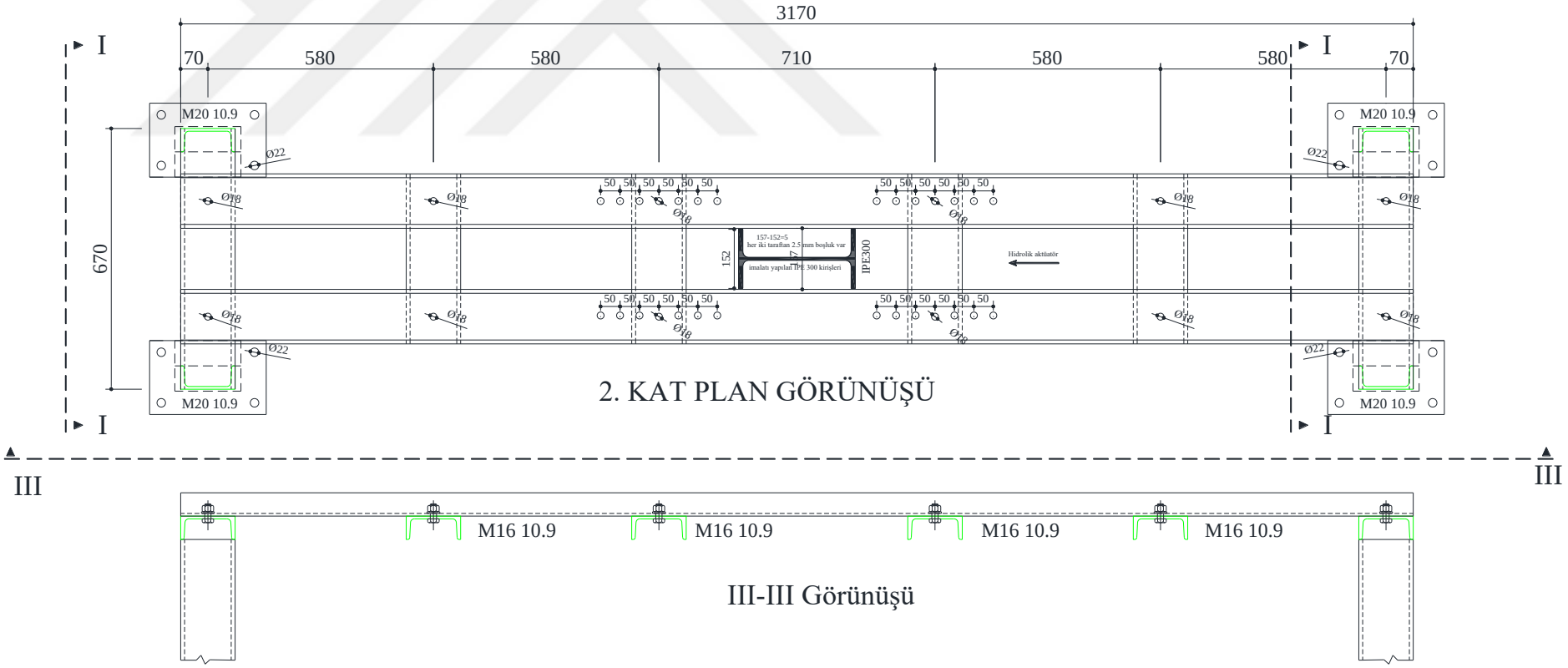
EK C: İmalat çizimleri (Yanal hareket önleyici çerçeve)



Şekil C.1 : YHÖÇ İmalat çizimleri (1/3).

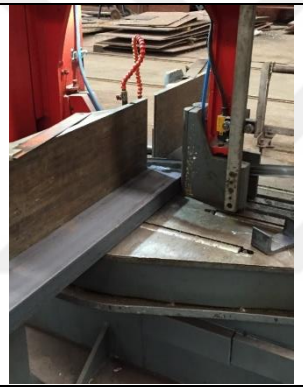
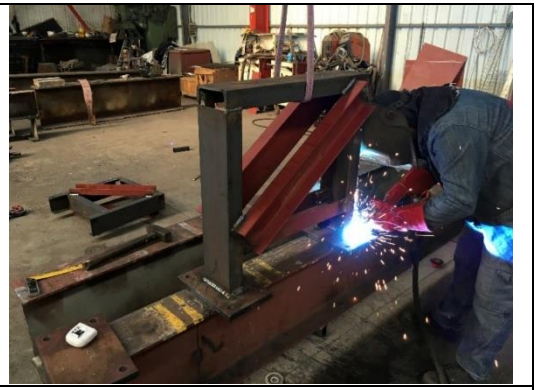
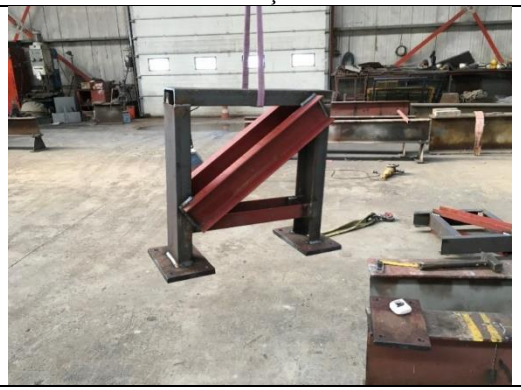
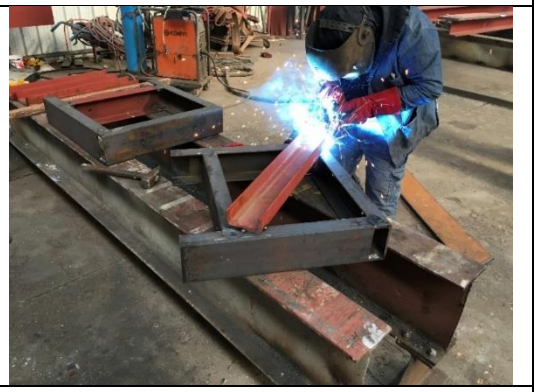


Şekil C.2 : YHÖÇ İmalat çizimleri (2/3).

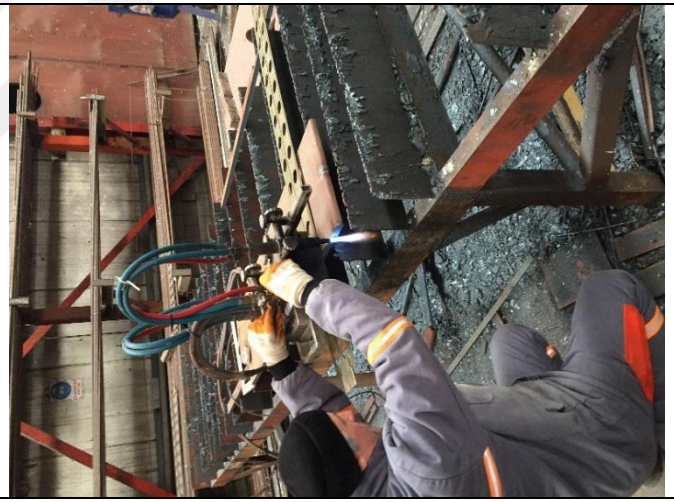


Şekil C.3 : YHÖÇ İmalat çizimleri (3/3).

EK D: İmalat fotoğrafları (Yanal hareket önleyici çerçeve)

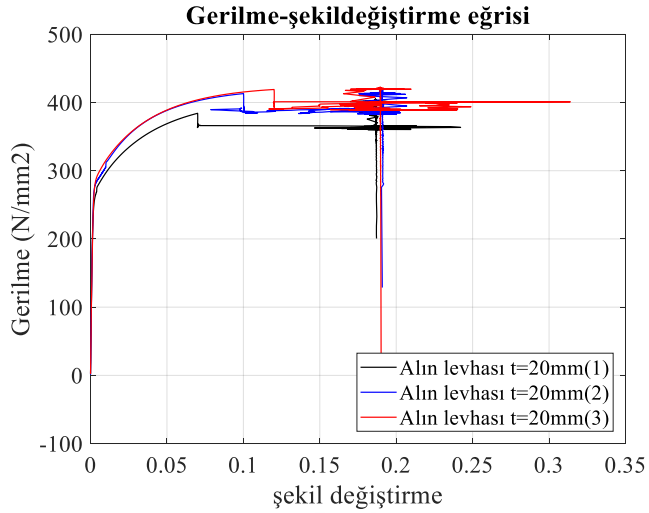
		
YHÖÇ imalatında kullanılanacak UPN 140 profillerinin kesim işlemi.	YHÖÇ ayaklarında boyuna profillerin bağlantısı için bulon deliklerinin açılması.	YHÖÇ ayaklarında kaynak işlemi.
		
İmalat işlemi tamamlanmış YHÖÇ ayağı.	İmalat işlemi tamamlanmış YHÖÇ.	YHÖÇ ayaklarında kaynak işlemi.

Şekil D.1 : YHÖÇ İmalat fotoğrafları (1/2).

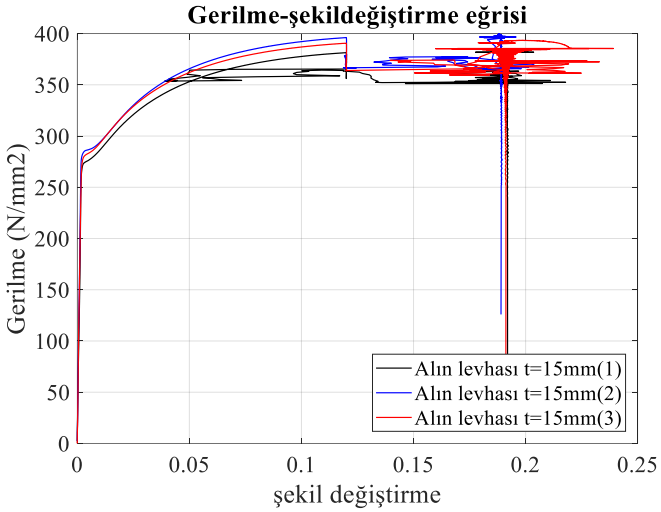
		
İmalat işlemi tamamlanmış YHÖÇ.	YHÖÇ ayak tabanlarında kullanılan plakaların kesilmesi.	İmalat işlemleri sonrası.

Şekil D.2 : YHÖÇ İmalat fotoğrafları (2/2).

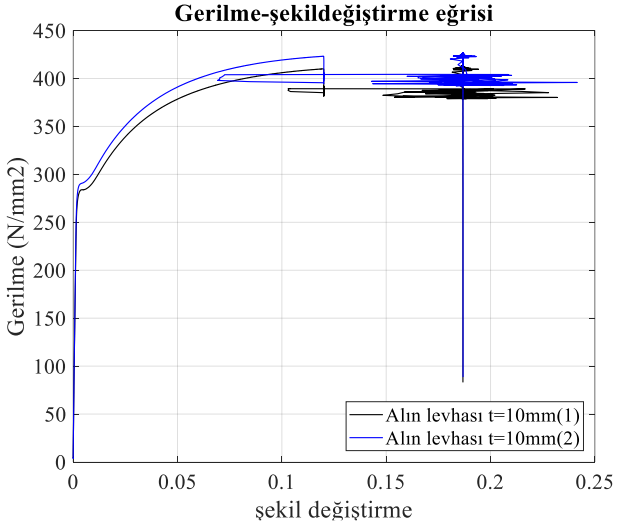
EK E: Malzeme çekme testi sonuçları



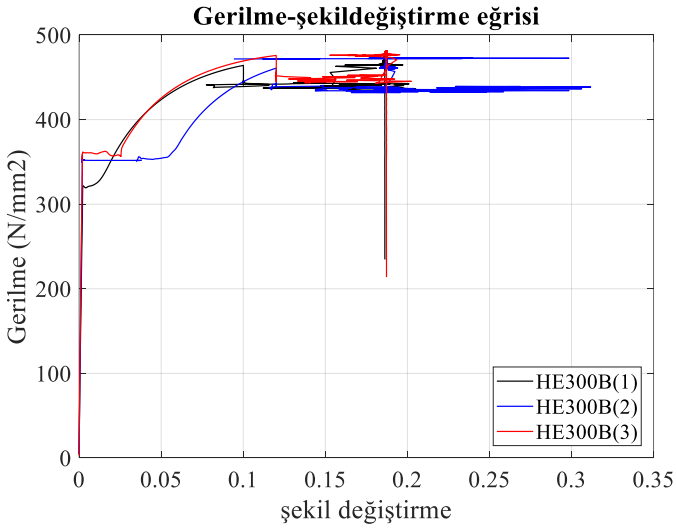
Şekil E.1 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=20 mm.



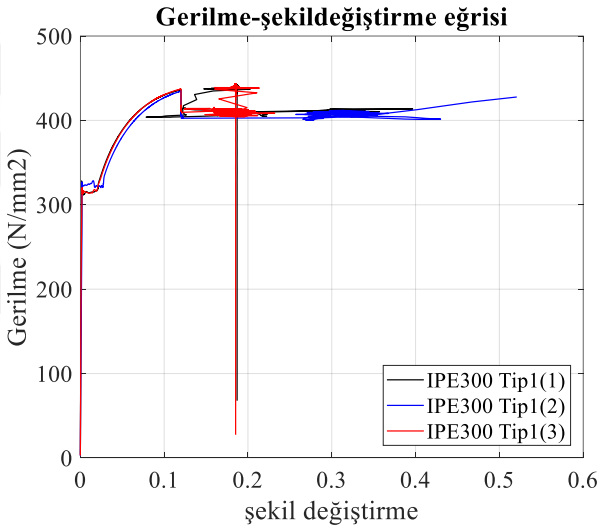
Şekil E.2 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=15 mm.



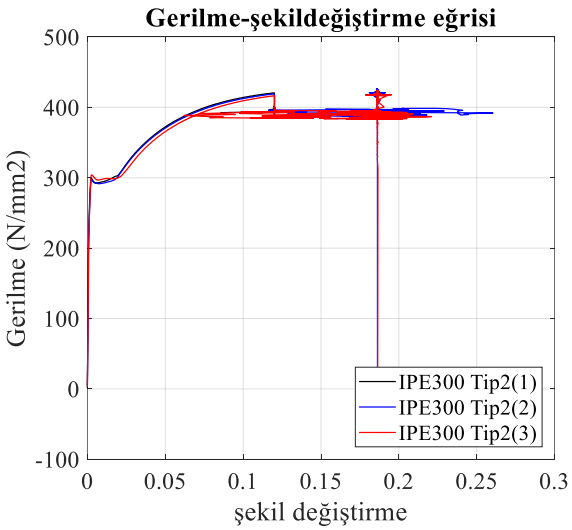
Şekil E.3 : Malzeme çekme testi sonucu, alın levhası t=10 mm.



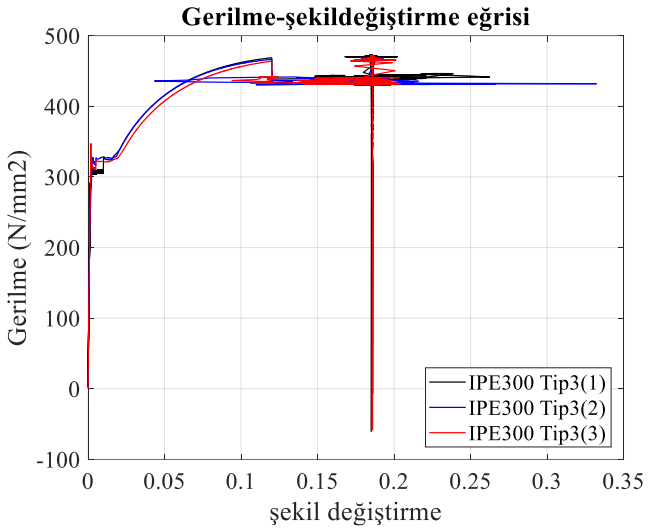
Şekil E.4 : Malzeme çekme testi sonucu, HE300B profili.



Şekil E.5 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip1.

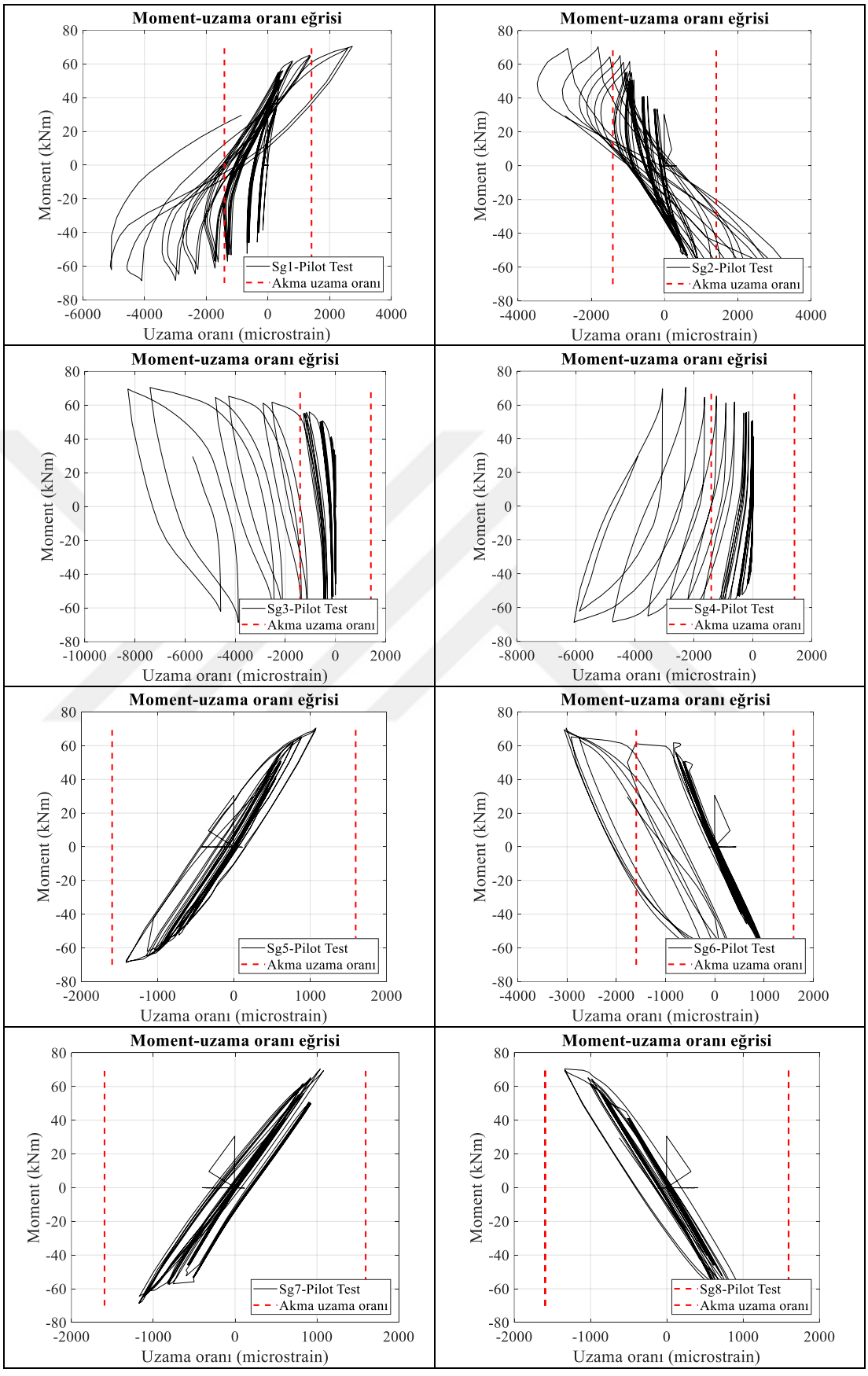


Şekil E.6 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip2.

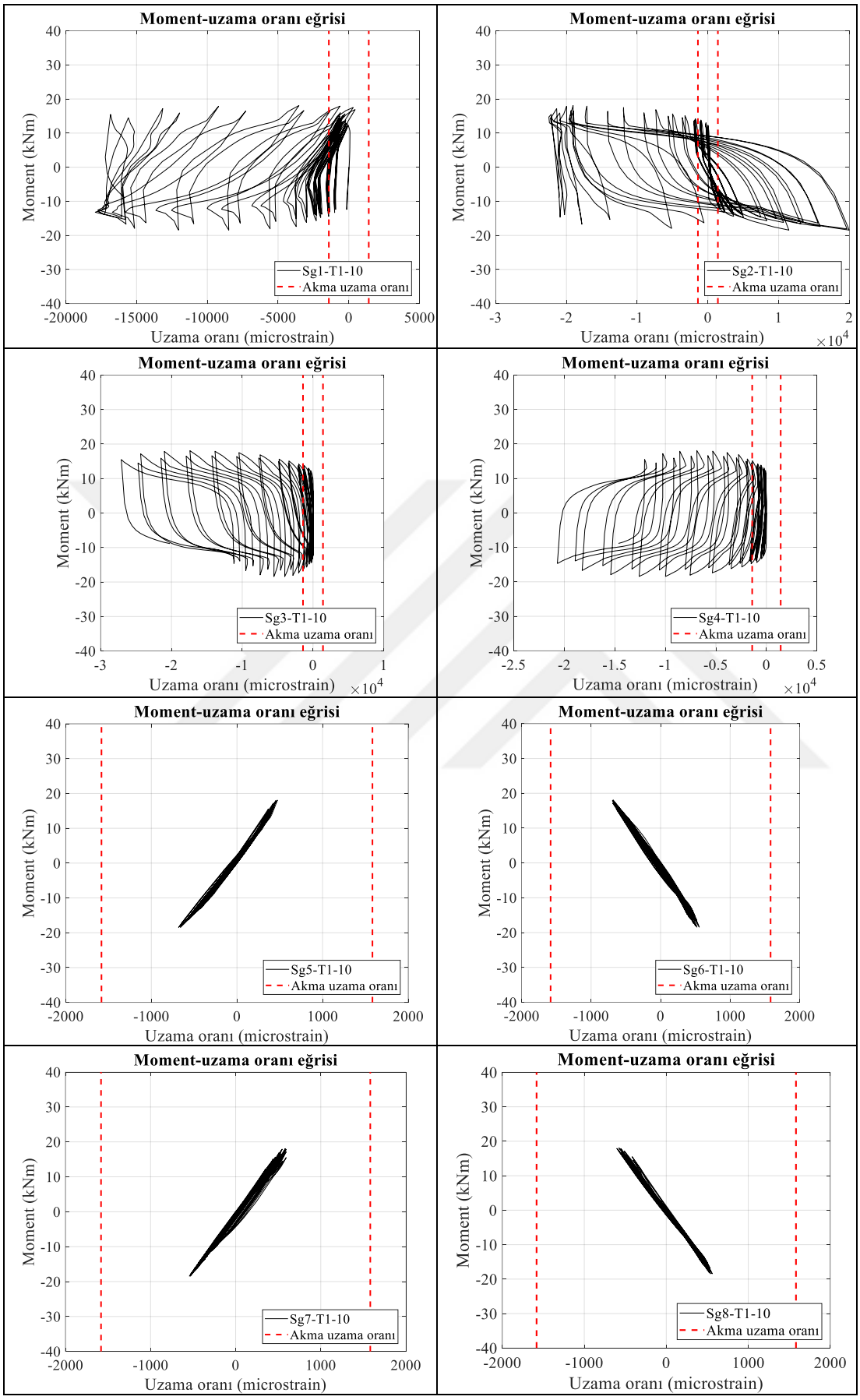


Şekil E.7 : Malzeme çekme testi sonucu, IPE300 profili Tip3.

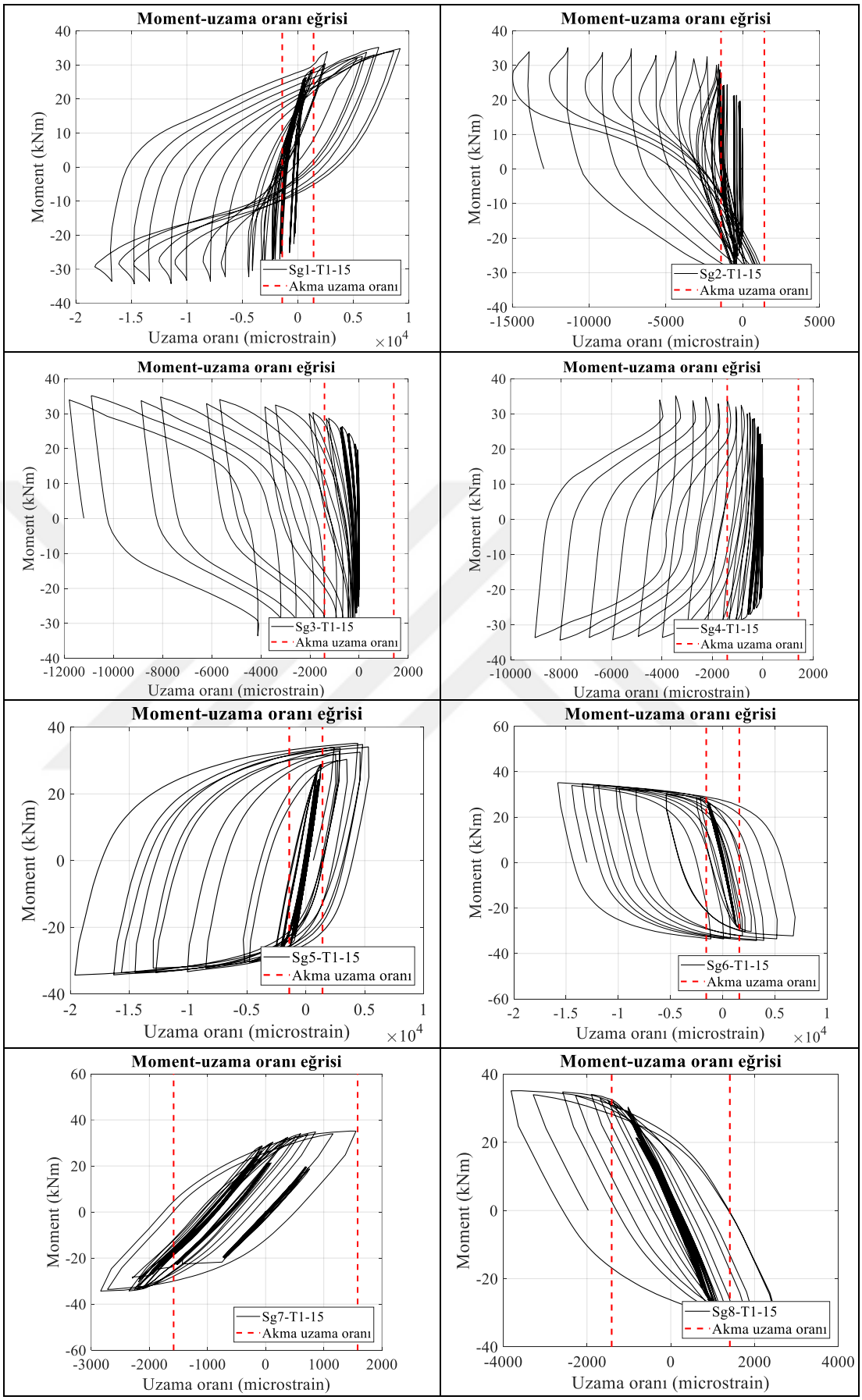
EK F: Deney numunelerine ait moment-uzama oranı eğrileri



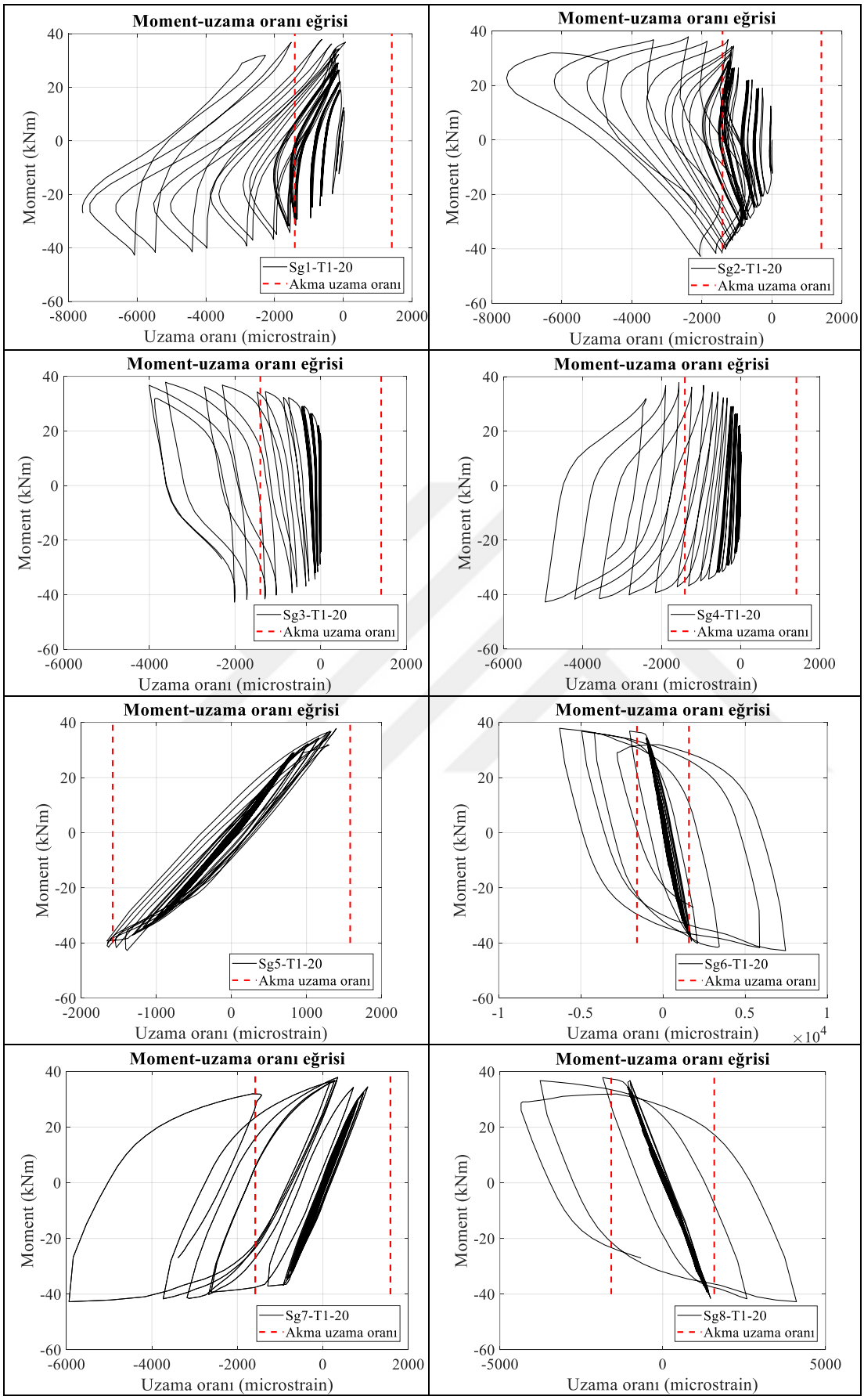
Şekil F.1 : Pilot numuneye ait moment-uzama oranı eğrileri.



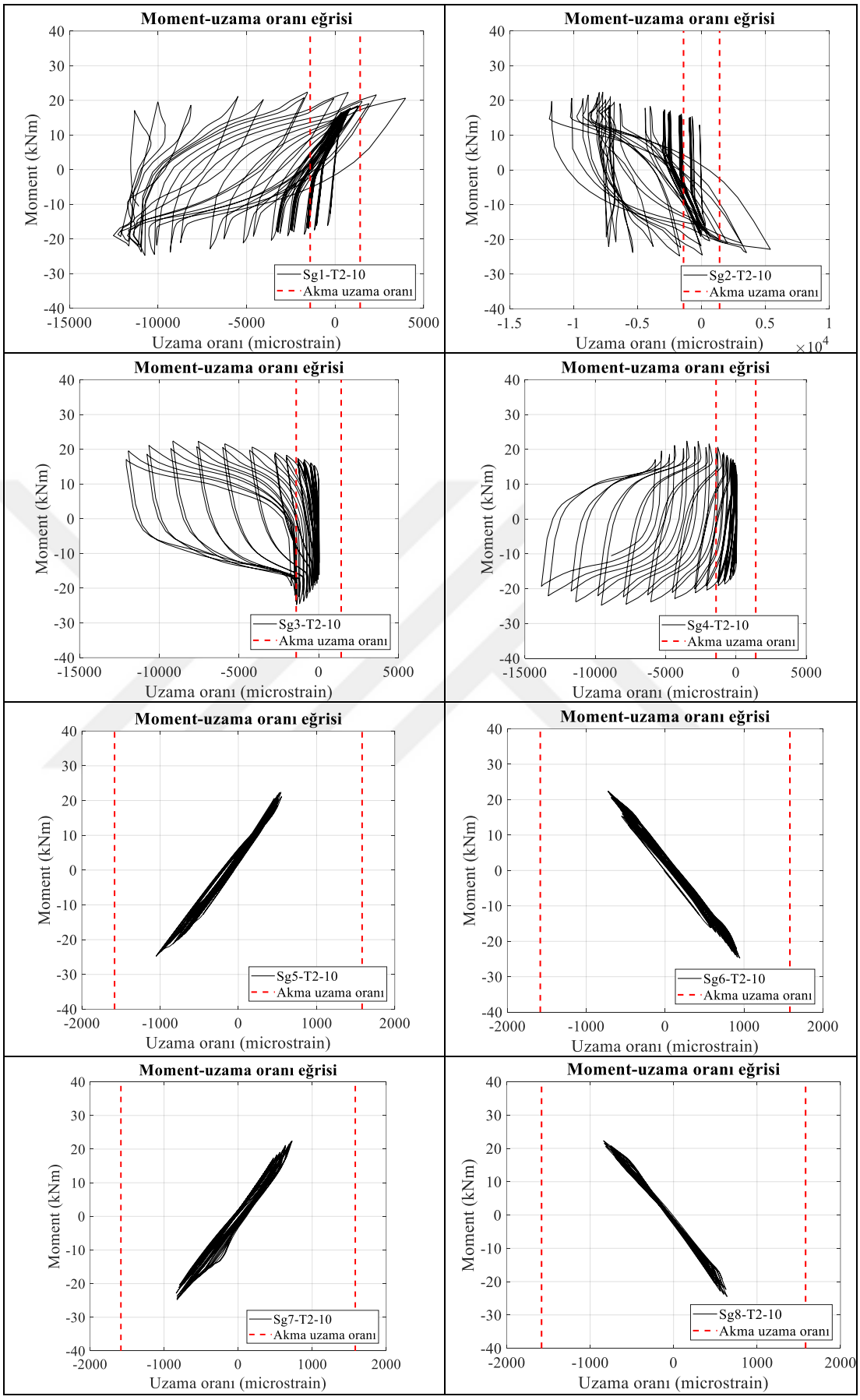
Şekil F.2 : T1-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



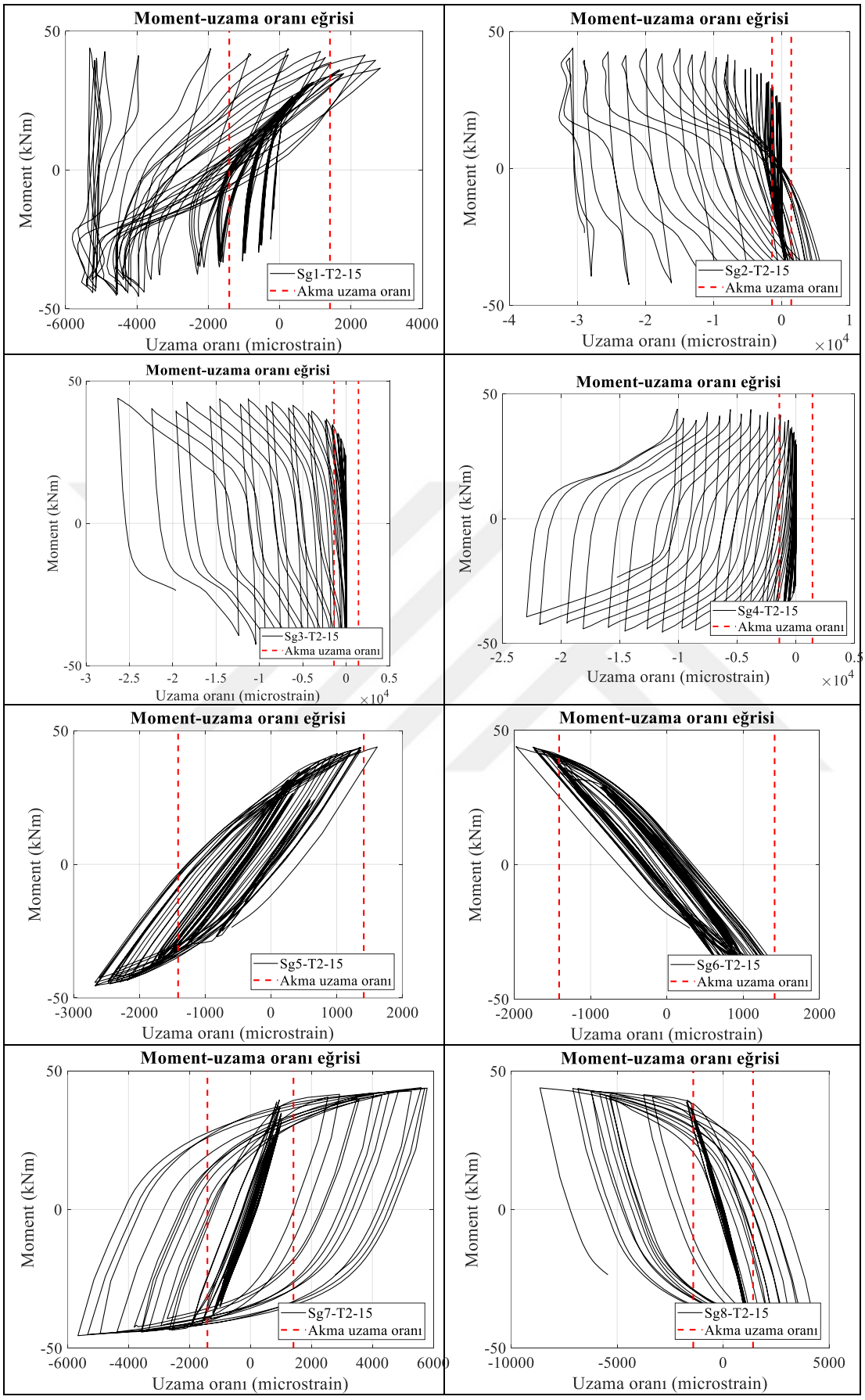
Şekil F.3 : T1-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



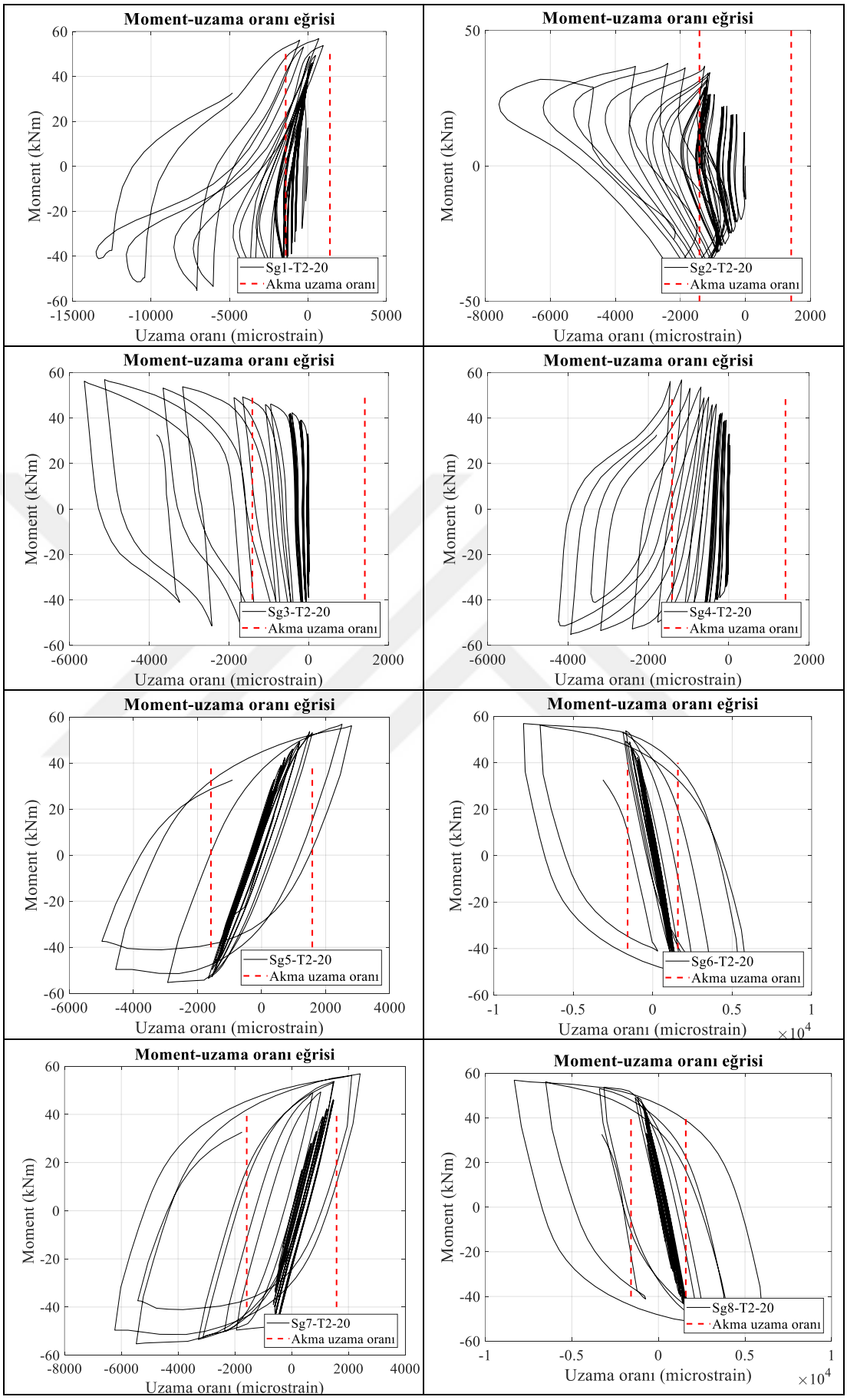
Şekil F.4 : T1-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



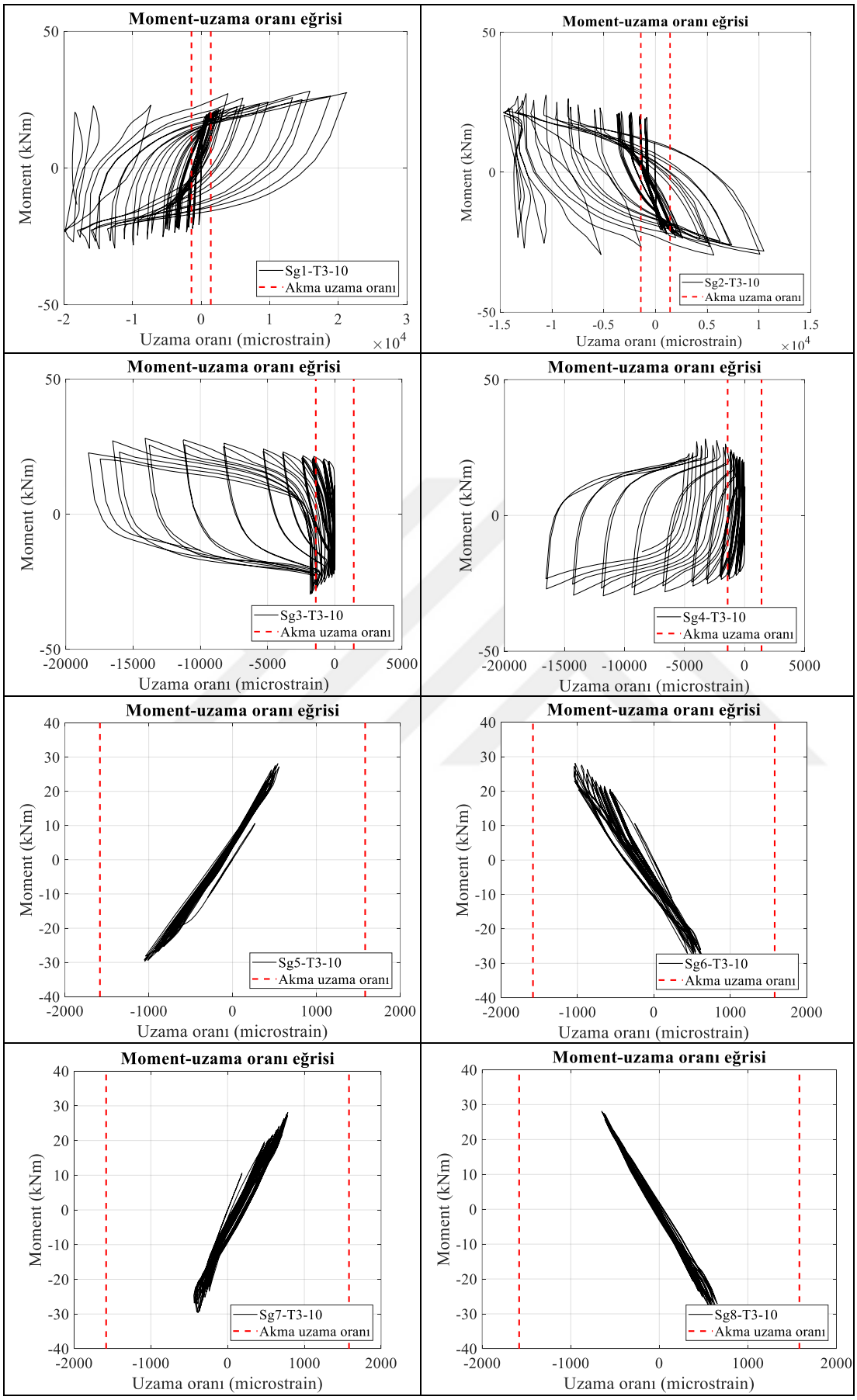
Şekil F.5 : T2-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



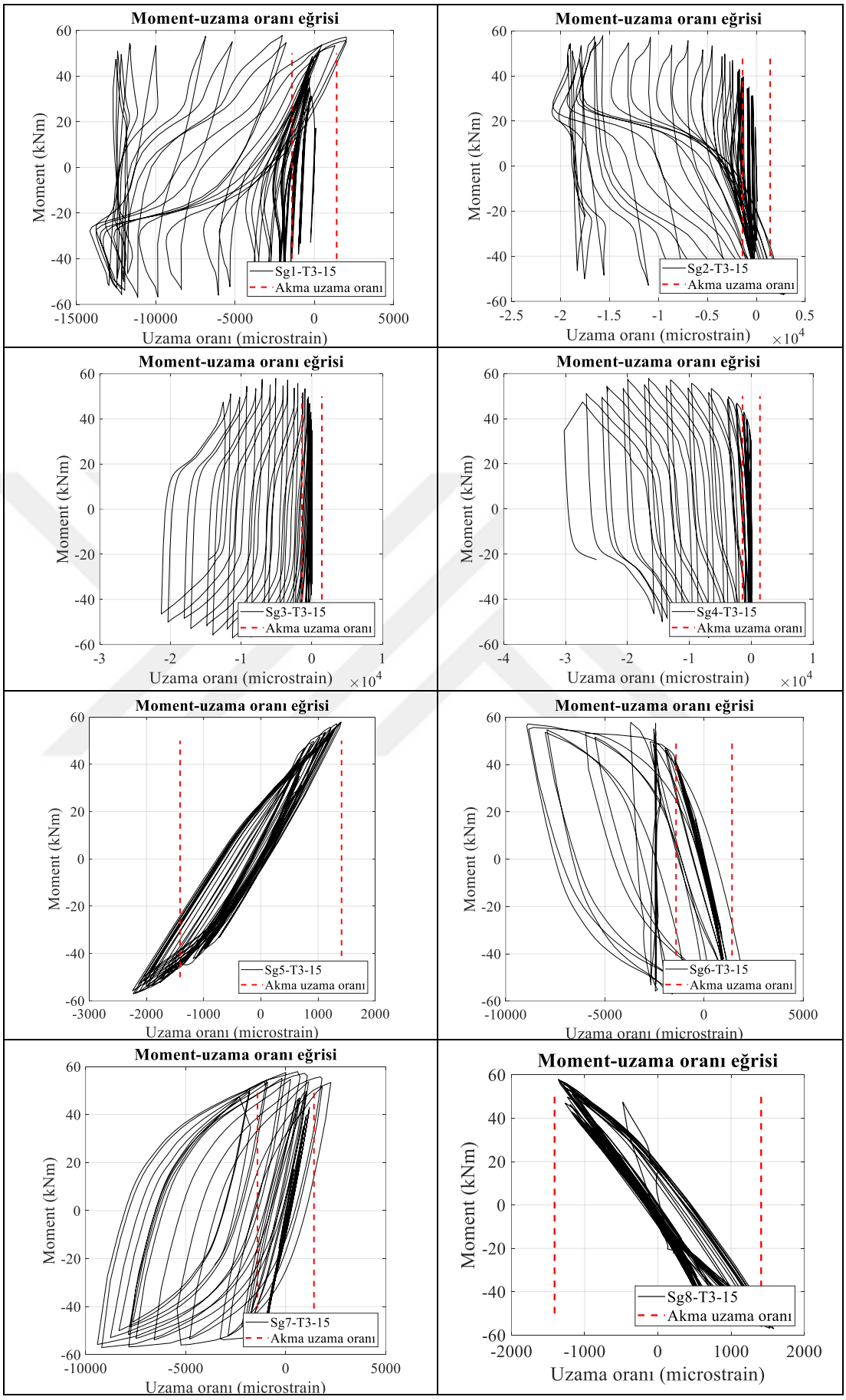
Şekil F.6 : T2-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



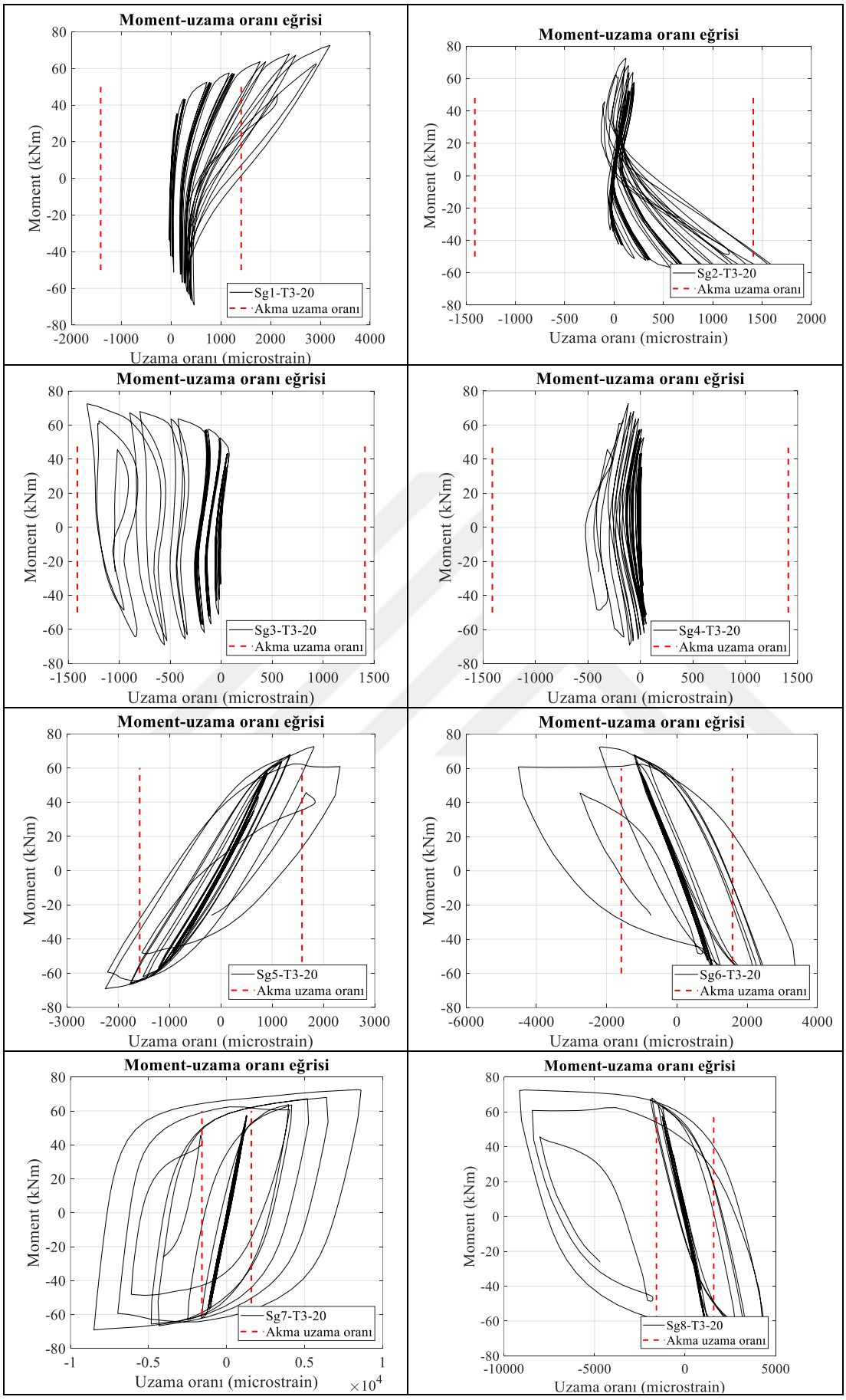
Şekil F.7 : T2-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



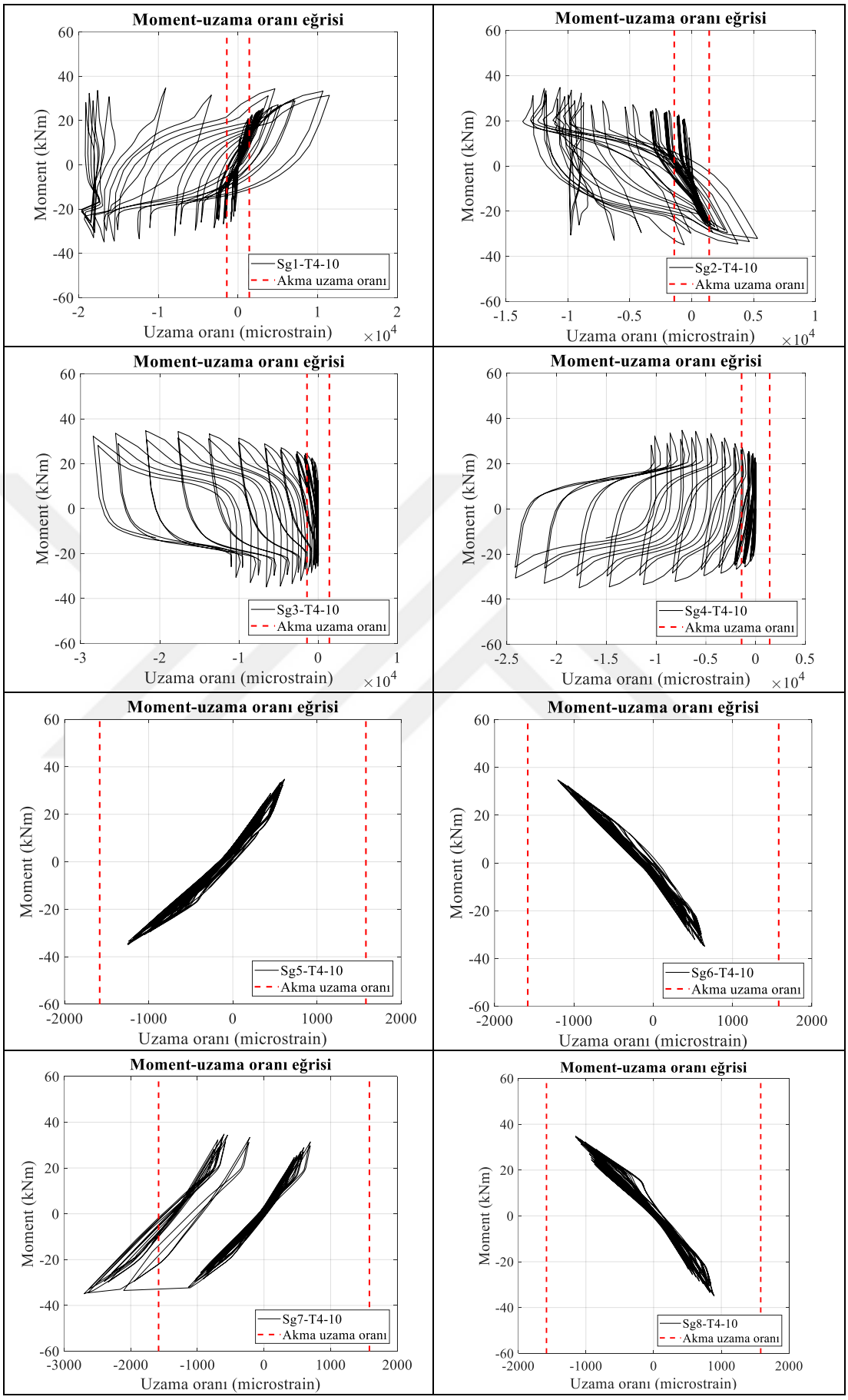
Şekil F.8 : T3-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



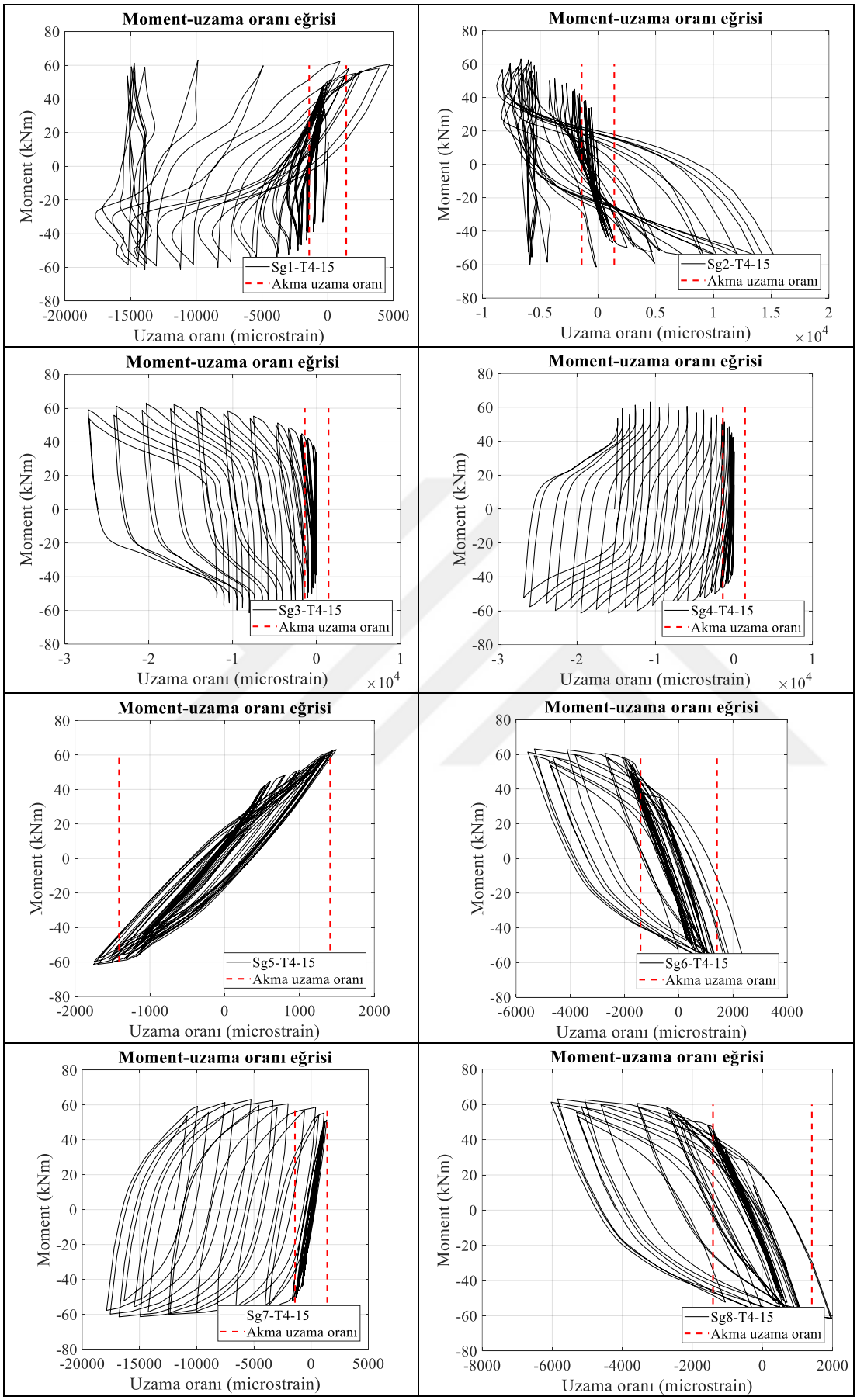
Şekil F.9 : T3-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



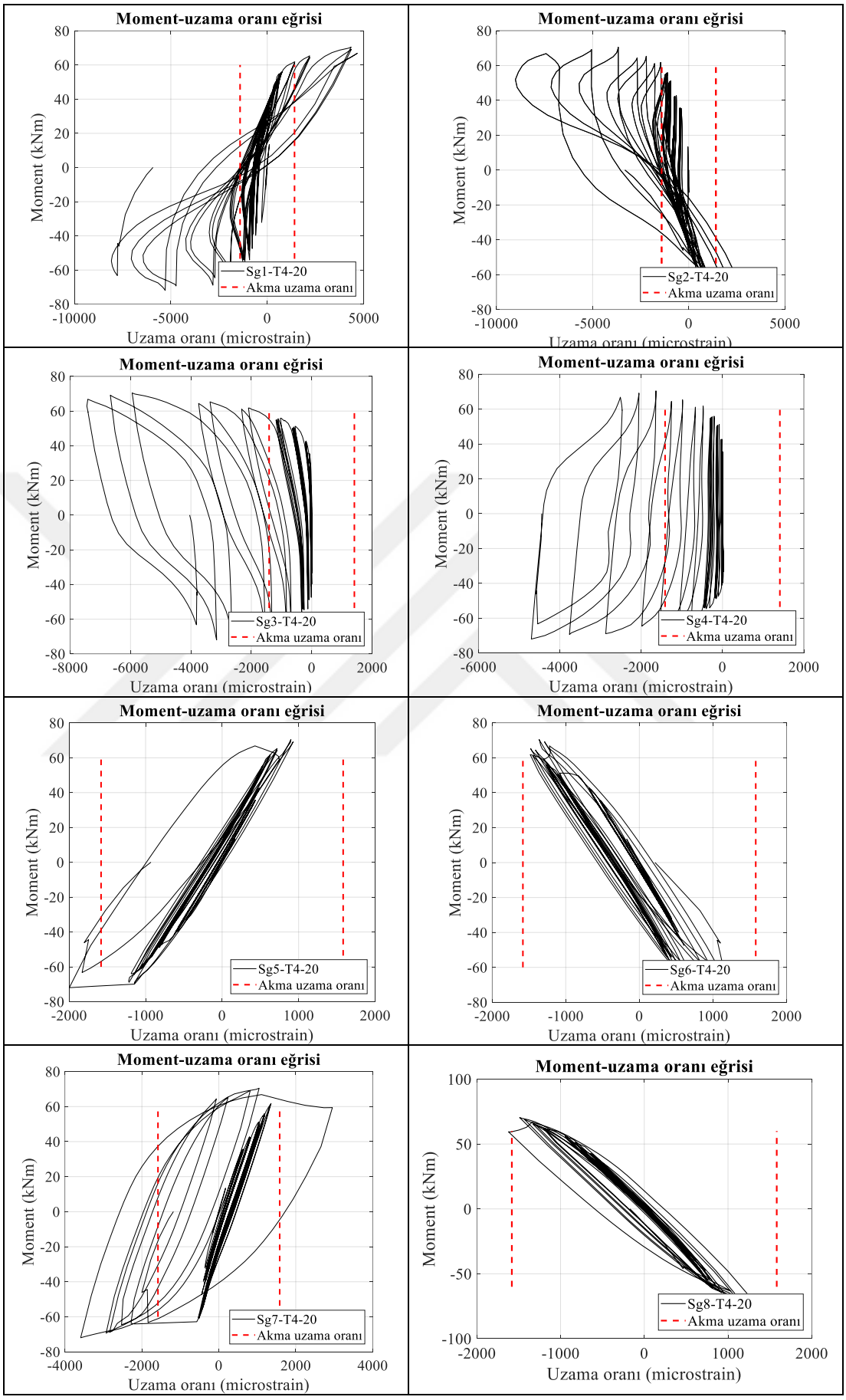
Şekil F.10 : T3-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



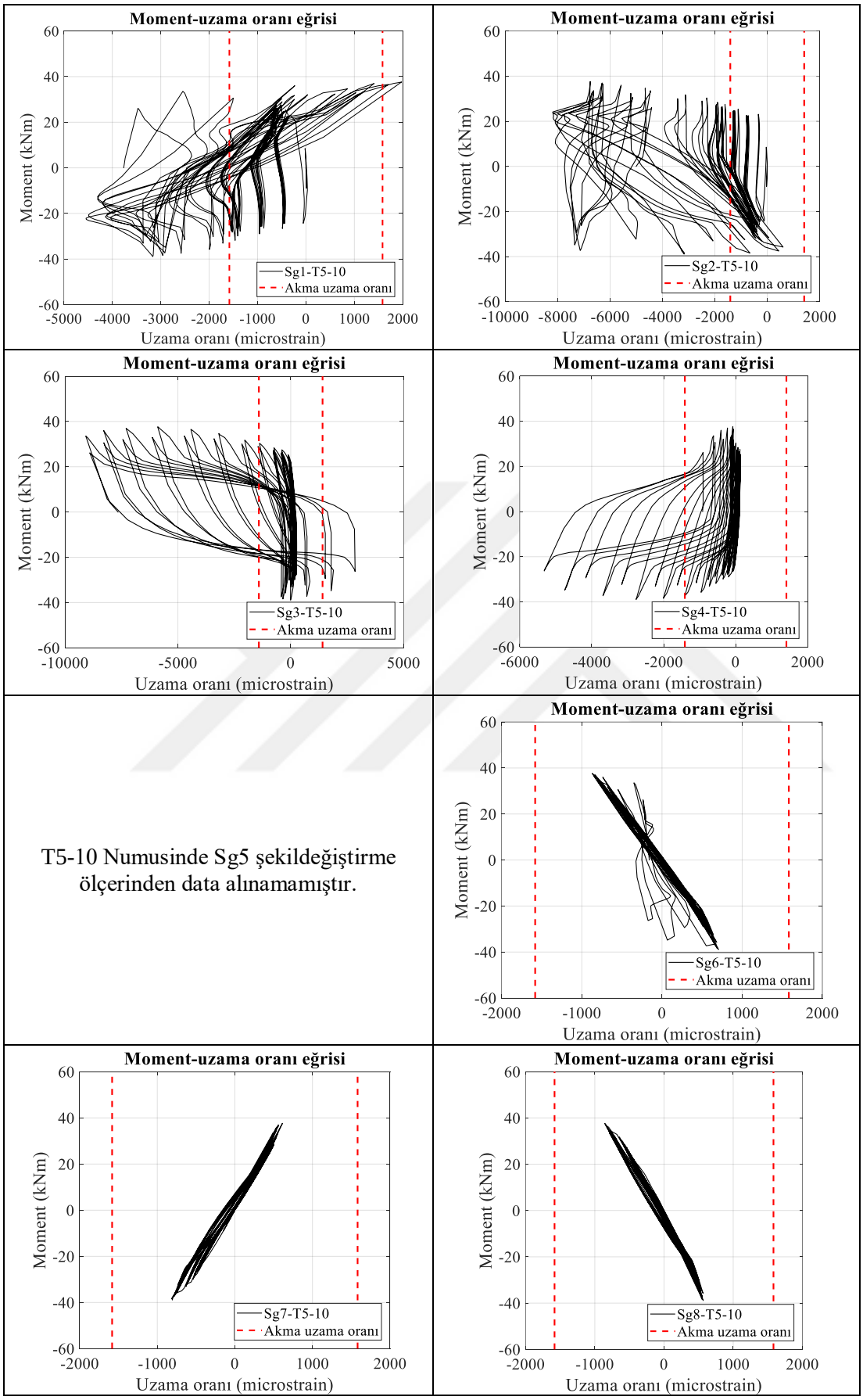
Şekil F.11 : T4-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



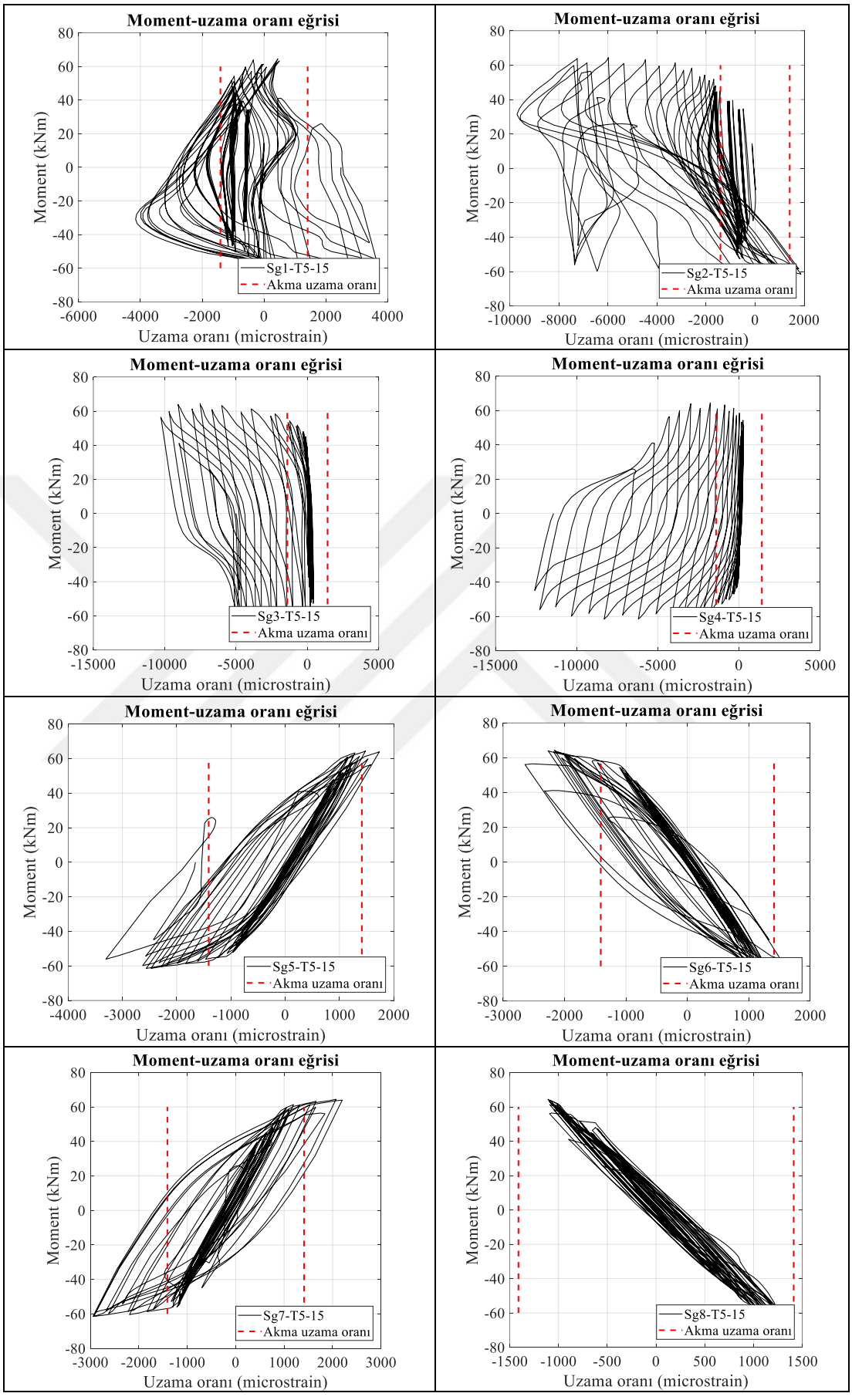
Şekil F.12 : T4-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



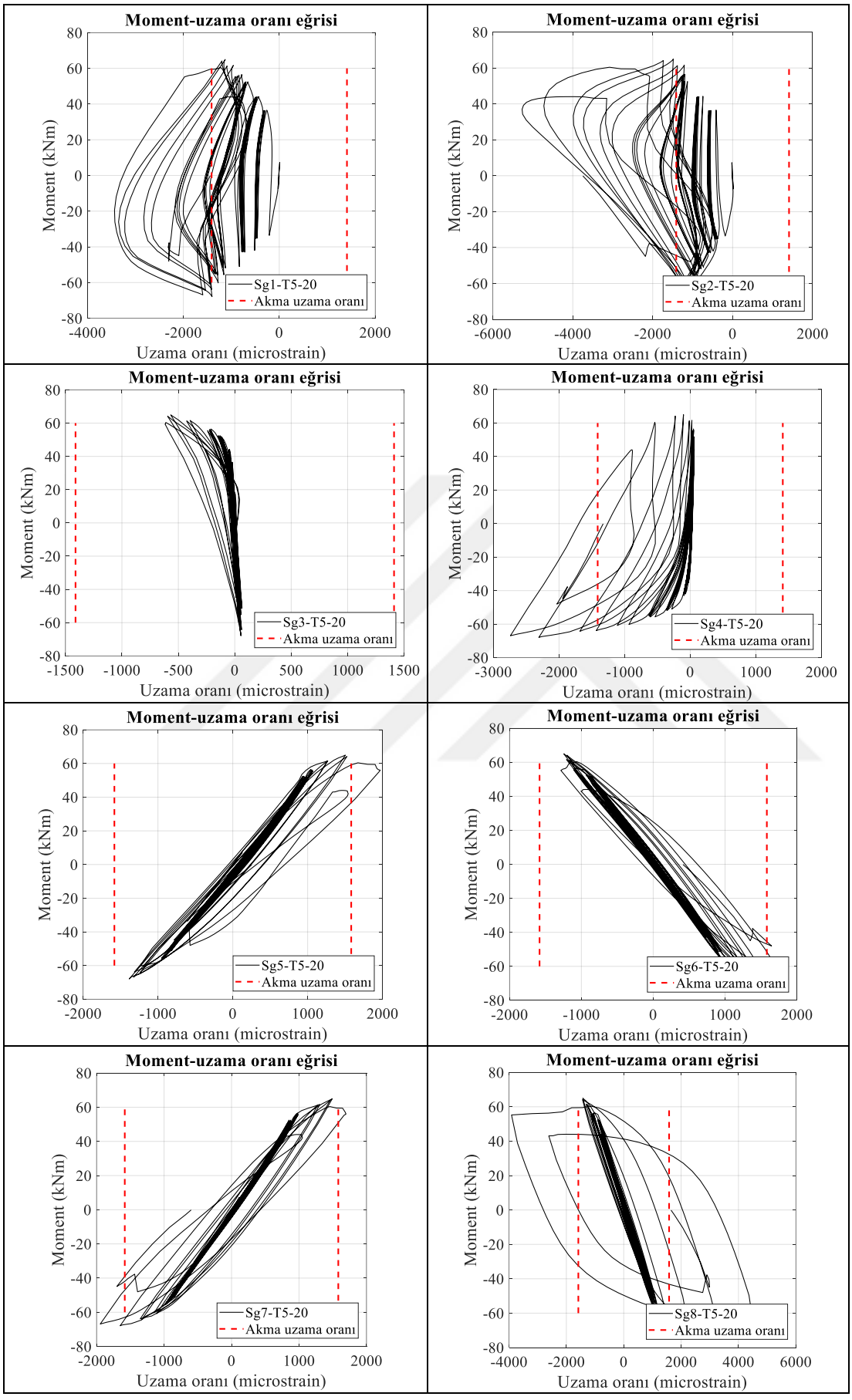
Şekil F.13 : T4-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



Şekil F.14 : T5-10 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



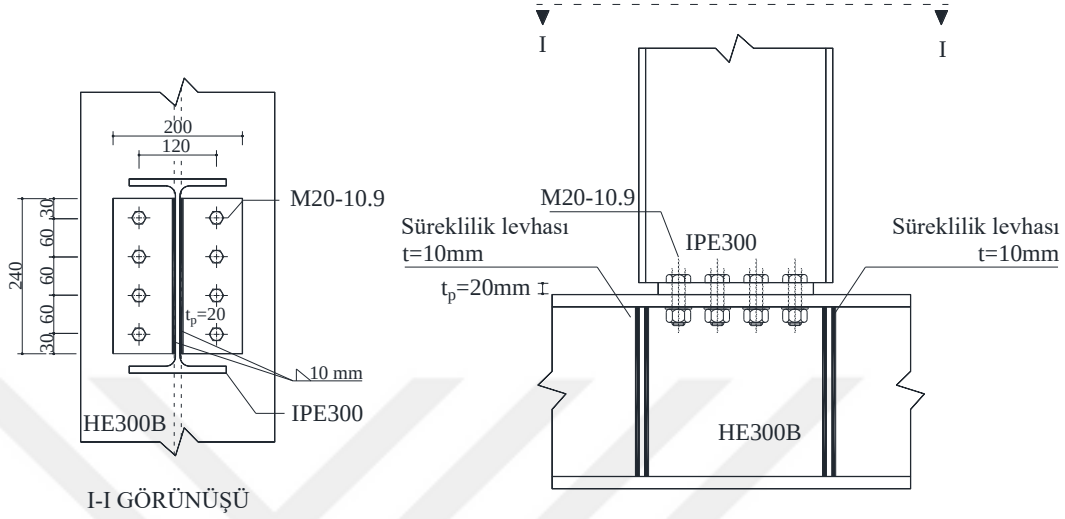
Şekil F.15 : T5-15 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.



Şekil F.16 : T5-20 numunesine ait moment-uzama oranı eğrileri.

EK G: Mekanik model ile birleşimin başlangıç rijitliğinin belirlenmesi

Bu bölümde Şekil G.1'de birleşim detayları gösterilen T5-20 numunesinin başlangıç rijitliğinin bileşen yöntemi (Component Method) ile hesabı gösterilmiştir.



Şekil G.1 : T5-20 numunesi birleşim detayı.

Birleşimi oluşturan elemanların çekme testi sonucunda (Çizelge 2.4) elde edilen mekanik özellikleri Çizelge G.1'de gösterilmektedir. Denklem takımlarında kullanılan sembollerin açıklamaları Çizelge G.2'de gösterilmektedir.

Çizelge G.1 : Birleşimin mekanik özellikleri.

Numune	F_y (N/mm^2)	F_u (N/mm^2)	E (N/mm$^{2)}$	W_p(mm^3)
Alın Levhası t=20 mm (S235)	278.29	415.03	198171.66	
HE300B (S275)	346.89	478.80	205568.00	
IPE300 (S275)	332.95	470.80	208492.00	628000
Bulon M20-10.9 (d=20 mm)	900	1000	210000	

Birleşimde 1. sıra bulonları için kuvvet kolu h_1;

$$h_1 = 240 - 30 = 210 \text{ mm} \quad \text{(G.1)}$$

Çizelge G.2 : Birleşimin geometrik özellikleri.

Bulonlar arası düşey mesafe	**(p):**	180 mm
Bulonlar arası yatay mesafe	**(g):**	120 mm
Alın levhası genişliği	**(b_p):**	200 mm
Alın levhası yüksekliği	**(h_p):**	240 mm
Etkin kaynak kalınlığı	**(a):**	10 mm
Uç mesafeler	**($L_{üst}$):**	30 mm
Uç mesafeler	**(L_{alt}):**	30 mm
Bulon çapı	**(d_b):**	20 mm
Somun çapı	**(d_h):**	32 mm
Alın levhası kalınlığı	**(t_p):**	20 mm
Kiriş enkesit yüksekliği	**(h_b):**	300 mm
Kiriş enkesiti gövde kalınlığı	**(t_{bw}):**	7.1 mm
Kiriş enkesiti başlık kalınlığı	**(t_{bf}):**	10.7 mm
Kiriş profil enkesiti köşe yarıçapı	**(r_b):**	15 mm
Kolon enkesit yüksekliği	**(h_c):**	300 mm
Kolon enkesiti gövde kalınlığı	**(t_{cw}):**	11 mm
Kolon enkesiti başlık kalınlığı	**(t_{fc}):**	19 mm
Kolon profil enkesiti köşe yarıçapı	**(r_c):**	27 mm
Kolon yüksekliği	**(L_c):**	3020 mm
Kiriş enkesiti başlık genişliği	**(b_b):**	150 mm
Kolon enkesiti başlık genişliği	**(b_c):**	300 mm
Güvenlik katsayısı	**(γ_{m0}):**	1.0
Somun kalınlığı	**(t_{nut}):**	15 mm
Civata başlık kalınlığı	**(t_{head}):**	15 mm

Birleşimin başlangıç rijitliğinin belirlenmesi amacı ile öncelikle eleman bazında rijitliklerin belirlenmesi gerekmektedir.

- **Kolon başlık bölgesinde eğilme etkisi (CFB)**

Öncelikle bulonların ekseni ile plastik mafsal bölgesi (kolon başlığında kolon gövdesi hizasında oluşan akma çizgileri) arası mesafe hesaplanır.

$$m_c = \frac{g}{2} - \frac{t_{cw}}{2} - 0.8r_c = \frac{120}{2} - \frac{11}{2} - 0.8\times 27 = 32.9 \text{ mm} \tag{G.2}$$

Faella ve diğ. (2000) tarafından hazırlanan kitapta Tablo 5.6 referans alınarak etkin genişlik hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned} b_{eff,cfb1} &= d_h + 2m_c = 32 + 2\times 32.9 = 97.8 \text{ mm} \\ b_{eff,cfb2} &= \frac{d_h}{2} + m_c + \frac{p}{2} = \frac{32}{2} + 32.9 + \frac{180}{2} = 138.9 \text{ mm} \\ b_{eff,cfb} &= \min(b_{eff,cfb1}, b_{eff,cfb2}) = 97.8 \text{ mm} \end{aligned} \tag{G.3}$$

Öngermeli bulonların kullanılması durumunda, ilave olarak 1.0'dan büyük bir katsayı ile ilgili bölgenin rijitliği çarpılmalıdır. Bu kaysayısı (w_{cf}) aşağıda belirtildiği gibi hesaplanmalıdır.

$$\begin{aligned} w_{cf} &= 0.57\times\left(\frac{t_{fc}}{d_b\sqrt{m_c/d_b}}\right)^{-1.28} = 0.57\times\left(\frac{19}{20\sqrt{32.9/20}}\right)^{-1.28} = 0.837 \\ w_{cf,\min} &= 1.00 \rightarrow w_{cf} = 1.00 \end{aligned} \tag{G.4}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{cfb}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{cfb} = w_{cf} E \frac{0.5 b_{eff,cfb} t_{fc}^3}{m_c^3} = 1\times 205568 \times \frac{0.5\times 97.8\times 19^3}{32.9^3} = 1936143 \text{ N/mm} \tag{G.5}$$

- **Kolon gövdesinde çekme bölgesi (CWT)**

Kolon gövdesi temiz uzunluk değeri verilen deklem yardımı ile hesaplanmalıdır.

$$d_{wc} = (h_c - 2(t_{fc} + r_c)) \times 0.8 = (300 - 2 \times (19 + 27)) \times 0.8 = 166.4 \text{ mm} \quad \text{(G.6)}$$

Faella ve diğ. (2000) tarafından hazırlanan kitapta Tablo 5.6 referans alınarak etkin genişlik hesaplanacaktır.

$$b_{eff,cwt} = \min(b_{eff,cfb1}, b_{eff,cfb2}) = 97.8 \text{ mm} \quad \text{(G.7)}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{cwt}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{cwt} = E \frac{b_{eff,cwt} t_{wc}}{d_{wc}} = 205568 \times \frac{97.8 \times 11}{166.4} = 1329027 \text{ N/mm} \quad \text{(G.8)}$$

- **Eğilme etkisinde alın levhası bölgesi (EPB)**

Bulonların ekseni ile plastik mafsal bölgesi (alın levhasında kiriş gövdesi hizasında oluşan akma çizgileri) arası mesafe hesaplanır.

$$\begin{aligned} m_x &= \frac{g - t_{bw}}{2} - a\sqrt{2} = \frac{120 - 7.1}{2} - 10\sqrt{2} = 42.31 \text{ mm} \\ m_{x,net} &= m_x - \frac{d_h}{2} = 42.31 - \frac{32}{2} = 26.31 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{(G.9)}$$

Faella ve diğ. (2000) tarafından hazırlanan kitapta Tablo 5.6 referans alınarak etkin genişlik hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned} b_{eff,epb1} &= d_h + 2 \times m_x = 32 + 2 \times 42.31 = 116.62 \text{ mm} \\ b_{eff,epb2} &= \frac{d_h}{2} + m_x + \frac{p}{2} = \frac{32}{2} + 42.31 + \frac{180}{2} = 148.31 \text{ mm} \\ b_{eff,epb} &= \min(b_{eff,epb1}, b_{eff,epb2}) = 116.62 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{(G.10)}$$

Öngermeli bulonların kulanılması durumunda, ilave olarak 1.0'dan büyük bir katsayı ile ilgili bölgenin rijitliği çarpılmalıdır. Bu kaysayısı (w_{cf}) aşağıda belirtildiği gibi hesaplanmalıdır.

$$w_{cf} = 0.57 \times \left(\frac{t_p}{d_b\sqrt{m_x / d_b}}\right)^{-1.28} = 0.57 \times \left(\frac{20}{20\sqrt{42.31/20}}\right)^{-1.28} = 0.92$$
$$w_{cf,\min} = 1.00 \rightarrow w_{cf} = 1.00 \quad \text{(G.11)}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{epb}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{epb} = w_{cf} E \frac{0.5 b_{eff,epb} t_p^3}{m_{x,net}^3} = 1 \times 198171.66 \times \frac{0.5 \times 116.62 \times 20^3}{26.31^3} = \ldots$$
$$\ldots = 5076938.31 \text{ N/mm} \quad \text{(G.12)}$$

- **Bulonlarda çekme etkisi (BT)**

Bulonların diş açılmış enkesitlerinin çapı ve alanı verilen denklemler yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$d_{thr} = \sqrt{0.78} \times d_b = \sqrt{0.78} \times 20 = 17.663 \text{ mm}$$
$$\text{A}_{thr} = \frac{\pi d_{thr}^2}{4} = \frac{\pi \times 17.663^2}{4} = 245.044 \text{ mm} \quad \text{(G.13)}$$

Bulonların uzunluğu olarak, somun ortası ile civata başlığının ortası arasındaki uzunluk dikkate alınır. Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{bt}, verilen denklemler yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$l_b = \frac{(t_{head} + t_{nut})}{2} + t_p + t_{fc} = \frac{(15+15)}{2} + 20 + 19 = 54 \text{ mm}$$
$$K_{bt} = E \frac{1.6 A_{thr}}{l_b} = 210000 \times \frac{1.6 \times 245.04}{54} = 1524719.635 \text{ N/mm} \quad \text{(G.14)}$$

- **Kiriş gövdesinde çekme bölgesi (BWT)**

Kiriş gövdesi çekme gerilmelerin etkin olduğu bölgenin uzunluğu verilen deklem yardımı ile hesaplanmalıdır (öneri).

$$d_{wb} = 0.8 h_p = 0.8 \times 240 = 192 \text{ mm} \quad \text{(G.15)}$$

Faella ve diğ. (2000) tarafından hazırlanan kitapta Tablo 5.6 referans alınarak etkin genişlik hesaplanacaktır.

$$b_{eff,bwt} = \min(b_{eff,epb1}, b_{eff,epb2}) = 116.62 \text{ mm} \tag{G.16}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{bwt}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{bwt} = E\frac{b_{eff,bwt}t_{bw}}{d_{wb}} = 208492 \times \frac{116.62 \times 7.1}{192} = 899091 \text{ N/mm} \tag{G.17}$$

Başlangıç rijitliğinin belirlenmesinde sadece ilk bulon sırası dikkate alınmıştır. Diğer bulon sıralarının başlangıç rijitliğine olan katkıları ihmal edilebilir seviyededir. Bu durumda denklemde gösterildiği üzere, bulonların eşdeğer toplam rijitliği K_t, kiriş gövdesinde çekme bölgesi rijitliğinin de dikkate alındığı ilgili bulon sırasının rijitliğine (K_1^*) eşit olmaktadır.

$$\begin{aligned}
&\frac{1}{K_1^*} = \frac{1}{K_{cwt,1}} + \frac{1}{K_{cfb,1}} + \frac{1}{K_{epb,1}} + \frac{1}{K_{bt,1}} + \frac{1}{K_{bwt,1}} \rightarrow K_1^* = K_t \\
&\frac{1}{K_1^*} = \frac{1}{1329027} + \frac{1}{1936143} + \frac{1}{5076938.31} + \frac{1}{1524719.63} + \frac{1}{899091} \ldots \\
&\ldots \rightarrow K_1^* = K_t = 309216.24 \text{ N/mm}
\end{aligned} \tag{G.18}$$

- **Kolon gövdesinde kayma gerilmesi bölgesi (CWS)**

Kolon gövdesinde kesme kuvveti etkisinde kayma alanı gösterilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned}
&A_{vc} = t_{cw}(h_c - 2 \times t_{fc}) + t_{fc}(t_{cw} + 2 \times r_c) + (2 \times r_c)^2 - \pi r_c^2 = \ldots \\
&= 11 \times (300 - 2 \times 19) + 19 \times (11 + 2 \times 27) + (2 \times 27)^2 - \pi \times 27^2 = 4742.78 \text{ mm}^2
\end{aligned} \tag{G.19}$$

Panel bölgesinde kesme davranışını dikkate alan β katsayısı verilen denklem yardımı ile hesaplanır.

$$\beta = 1 - \frac{h_1}{L_c} = 1 - \frac{210}{3020} = 0.93 \tag{G.20}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{cws}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{cws} = 0.38\frac{EA_{vc}}{\beta h_1} = 0.38\times\frac{205568\times 4742.78}{0.93\times 210} = 1896065.43 \text{ N/mm} \qquad \text{(G.21)}$$

- **Kolon gövdesinde basınç bölgesi (CWC)**

Kolon gövdesinde basınca çalışan etkin uzunluk belirtilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$b'_{eff.cwc} = t_p + 2\sqrt{2}a + 2(t_{fc} + r_c) = 20 + 2\sqrt{2}\times 10 + 2\times(19+27) = 140.28 \text{ mm} \qquad \text{(G.22)}$$

Bu durumda eleman bazında eksenel rijitlik K_{cwc}, verilen denklem yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$K_{cwc} = E\frac{b'_{eff.cwc}t_{cw}}{d_{wc}} = 205568\times\frac{140.28\times 11}{(300-2\times(19+27))} = 1525084 \text{ N/mm} \qquad \text{(G.23)}$$

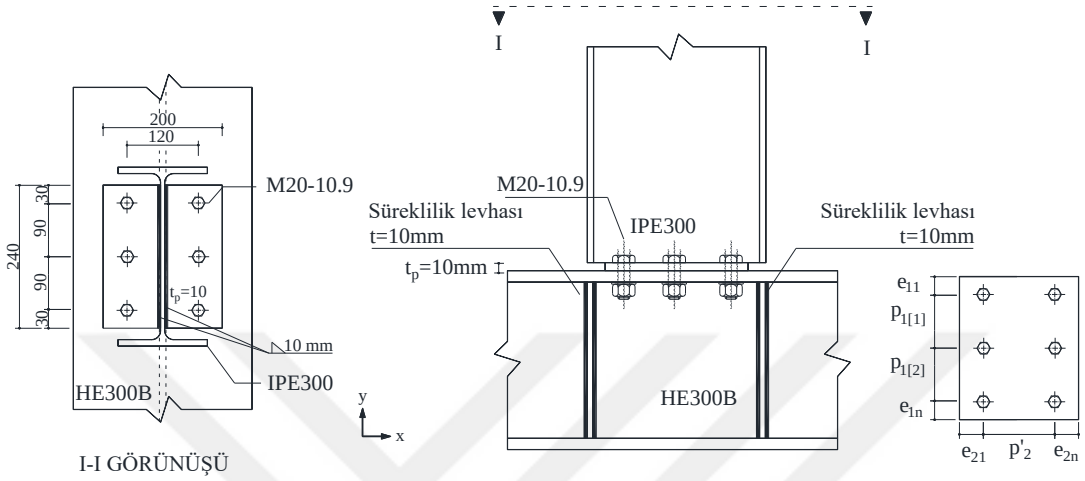
Bağımsız eleman rijitlikleri ile bulonların eşdeğer toplam rijitliğinin (K_t) birleştirilmesi sonucunda birleşimin başlangıç rijitliği K_ϕ, denklemde gösterildiği şekilde hesaplanır.

$$K_\phi = \frac{h_1^{\,2}}{\frac{1}{K_{cws}}+\frac{1}{K_{cwc}}+\frac{1}{K_t}} \rightarrow ..$$

$$.. \rightarrow K_\phi = \frac{210^2}{\frac{1}{1896065.43}+\frac{1}{1525084}+\frac{1}{309216.24}}\times 10^{-6} = 9983.943 \text{ kNm/rad} \qquad \text{(G.24)}$$

EK H: Kesme kuvveti etkisinde kısa alın levhalı birleşimlerin kontrolü

Bu bölümde Şekil H.1'de birleşim detayları gösterilen T4-10 numunesinin mafsallı bir birleşim olarak tasarlanması durumunda, EN 1993-1-8 (2005) ve EN 1993-1-1 (2005) standartlarına göre yapılması gereken tahkikler sırası ile gösterilmiştir.



Şekil H.1 : T4-10 numunesi birleşim detayı.

Şekilde görüldüğü üzere alın levhalı birleşimde 1(y) doğrultusunda 3 sıra, 2(x) doğrultusunda ise 2 sıra bulon kullanılmıştır. Tasarım kesme kuvveti **V_{Ed}=175 kN** olarak dikkate alınacaktır.

Kullanılan malzeme bilgileri

Bulonlar: M20-10.9 (F_{ub}=1000 N/mm^2, F_{yb}=900 N/mm^2)

Standart bulon delik çapı kullanılmıştır (d_0=22 mm).

Yapısal çelik elemanlarına ait malzeme dayanımlarının malzeme çekme testleri (Çizelge 2.4) ile belirlenmesinden dolayı, çekme testi yapılmayan bulonların çekme gerilmesi dayanımı F_{ub}, 1.1 kat arttırılarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

Kaynak: Etkin kaynak kalınlığı a_0=10 mm, etkin kaynak uzunluğu l_w=240 mm (kiriş gövdesinin her iki tarafında köşe kaynak kullanılmıştır.)

Güvenlik katsayıları: γ_{M0}=1.00, γ_{M2}=1.25 ve γ_{Mu}=1.10

Birleşimin dönmesi ile ilgili gereklilikler

$$
\begin{aligned}
&h_p \le d_b \\
&h_p = 240.0 \text{ mm} \\
&\mathrm{d}_b = h - 2t_{bf} - 2r = 300 - 2\times 10.7 - 2\times 15 = 248.60 \text{ mm} \quad \checkmark \\
&240 \le 248.60 \text{ mm}
\end{aligned}
\tag{H.1}
$$

Ayrıca, kiriş alt başlık ile kolon başlık yüzeyi arasında temas oluşmadığı kontrol edilmelidir. Burada bu kontrolün sağlandığı varsayımı ile işlemlere devam edilecektir.

Birleşimin sünekliği ile ilgili gereklilikler

Bulon çapı ve kaynak kalınlığı ile ilgili gereklilikler sırası ile H.2 ve H.3 nolu denklemlerde belirtilmiştir.

$$
\begin{aligned}
&\frac{d}{t_p} \ge 2.8\sqrt{\frac{f_{yp}}{f_{ub}}} \\
&\frac{20}{10} \ge 2.8\sqrt{\frac{287.08}{1.1\times 1000}} \rightarrow 2 \ge 1.43 \quad \checkmark
\end{aligned}
\tag{H.2}
$$

$$
\begin{aligned}
&a \ge 0.4 t_{bw} \beta_w \sqrt{3}(f_{ybw}\gamma_{M2} / f_{ubw}\gamma_{M0}) = ... \\
&...10 \text{ mm} \ge 0.4\times 7.1\times 0.85\times \sqrt{3}\times (325.03\times 1.25/(442.91\times 1.00))... \quad \checkmark \\
&... = 3.84 \text{ mm}
\end{aligned}
\tag{H.3}
$$

Burada β_w düzeltme katsayısı olarak S275 yapısal çelik sınıfı için 0.85 alınmıştır (EN 1993-1-8 (2005)-Tablo 4.1).

Bulonların kesme kuvveti dayanımı kontrolü

$$
\begin{aligned}
&V_{Rd1} = 0.8 n F_{v,Rd} \rightarrow n = 6 \rightarrow V_{Rd1} = 517.44 \text{ kN} \\
&F_{v,Rd} = \alpha_v A f_{ub} / \gamma_{M2} \rightarrow a_v = 0.5 \rightarrow F_{v,Rd} = 107.8 \text{ kN} \\
&\text{A}=245 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \\
&f_{ub} = 1.1\times 1000 = 1100 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}
\tag{H.4}
$$

Burada α_v katsayısı 10.9 kalitesinde bulonlar kullanılmasından dolayı 0.5 alınmıştır (EN 1993-1-8 (2005)-Tablo 3.4).

Alın levhasında ezilme sınır durumu

$$V_{Rd2} = nF_{b,Rd} = 457.50 \text{ kN} \rightarrow n = 6$$
$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b d t_p f_{up} / \gamma_{M2} = ...$$
$$...2.5 \times 0.454 \times 20 \times 10 \times 419.88 / 1.25 \times 10^{-3} = 76.25 \text{ kN}$$
$$\alpha_b = \min(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, 1) = 0.454$$
$$\alpha_1 = e_1 / (3d_0) = 30 / (3 \times 22) = 0.454$$
$$\alpha_2 = p_1 / (3d_0) - 1/4 = 90 / (3 \times 22) - 1/4 = 1.113 \quad \checkmark \quad \text{(H.5)}$$
$$\alpha_3 = f_{ub} / f_{up} = 2.619$$
$$k_1 = \min(2.8 e_2 / d_0 - 1.7; 2.5) = \min(2.8 \times 40 / 22 - 1.7; 2.5)...$$
$$... = \min(3.39; 2.5) = 2.5$$
$$d = 20 \text{ mm}, \text{ t}_p = 10 \text{ mm}$$
$$f_{ub} = 1.1 \times 1000 = 1100 \text{ N/mm}^2, \ f_{up} = 419.88 \text{ N/mm}^2$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-8 (2005)-Tablo 3.4).

Kolon başlığında ezilme sınır durumu

$$V_{Rd3} = nF_{b,Rd} = 2183.32 \text{ kN} \rightarrow n = 6$$
$$F_{b,Rd} = k_1 \alpha_b d t_{cf} f_{ucf} / \gamma_{M2} = ...$$
$$...2.5 \times 1.0 \times 20 \times 19 \times 478.80 / 1.25 \times 10^{-3} = 363.88 \text{ kN}$$
$$\alpha_b = \min(\alpha_1, \alpha_2, 1) = 1.0$$
$$\alpha_1 = p_1 / (3d_0) - 1/4 = 90 / (3 \times 22) - 1/4 = 1.113$$
$$\alpha_2 = f_{ub} / f_{ucf} = 2.297 \quad \checkmark \quad \text{(H.6)}$$
$$k_1 = \min(2.8 e_2 / d_0 - 1.7; 2.5) = \min(2.8 \times 90 / 22 - 1.7; 2.5)...$$
$$... = \min(9.75; 2.5) = 2.5$$
$$d = 20 \text{ mm}, \text{ t}_{cf} = 19 \text{ mm}$$
$$f_{ub} = 1.1 \times 1000 = 1100 \text{ N/mm}^2, \ f_{ucf} = 478.80 \text{ N/mm}^2$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-8 (2005)-Tablo 3.4).

Alın levhasının kesme kuvveti etkisinde kontrolü (Brüt alan)

$$V_{Rd4} = 2F_{v,Rd} = 626.44 \text{ kN}$$
$$F_{v,Rd} = A_v f_{yp} / (1.27\sqrt{3}\gamma_{M0}) = 313.22 \text{ kN}$$
$$A_v = h_p t_p = 240 \times 10 = 2400 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \qquad \text{(H.7)}$$
$$f_{yp} = 287.08 \text{ N/mm}^2$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-1 (2005)-Bölüm 6.2.6(2)).

Alın levhasının kesme kuvveti etkisinde kontrolü (Net alan)

$$V_{Rd5} = 2F_{v,Rd} = 674.89 \text{ kN}$$
$$F_{v,Rd} = A_{v,net} f_{up} / (\sqrt{3}\gamma_{M2}) = 337.44 \text{ kN}$$
$$A_{v,net} = (h_p - nd_0)t_p = (240 - 3 \times 22) \times 10 = 1740 \text{ mm}^2 \rightarrow n = 3 \quad \checkmark \qquad \text{(H.8)}$$
$$f_{up} = 419.88 \text{ N/mm}^2$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-1 (2005)-Bölüm 6.2.6(2)).

Alın levhasında blok kırılma sınır durumu

$$V_{Rd6} = 2F_{eff,Rd} = 708.63 \text{ kN}$$
$$1.36p_2' = 1.36 \times 120 = 163.2 \text{ mm} \rightarrow h_p = 240 \text{ mm} > 163 \text{ mm}$$
$$F_{eff,Rd} = F_{eff,1,Rd} = A_{nt} f_{up} / \gamma_{M2} + A_{nv} f_{yp} / (\sqrt{3}\gamma_{M0}) \ldots$$
$$\ldots [290 \times 419.88 / 1.25 + 1550 \times 287.08 / (\sqrt{3} \times 1)] \times 10^{-3} = 354.32 \text{ kN}$$
$$A_{nt} = (e_2 - d_0/2)t_p = (40 - 0.5 \times 22) \times 10 = 290 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \qquad \text{(H.9)}$$
$$A_{nv} = t_p(h_p - e_1 - (n_1 - 0.5)d_0) \ldots$$
$$\ldots 10(240 - 30 - (3 - 0.5) \times 22) = 1550 \text{ mm}^2$$
$$f_{yp} = 287.08 \text{ N/mm}^2 \quad f_{up} = 419.88 \text{ N/mm}^2$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-8 (2005)-Bölüm 3.10.2(2)).

Eğilme etkisinde Alın levhası

$$V_{Rd7} = \infty$$
$$1.36p_2^{'} = 1.36 \times 120 = 163.2 \text{ mm} \rightarrow h_p = 240 \text{ mm} > 163 \text{ mm} \quad \checkmark \qquad \text{(H.10)}$$

Bu durumda, alın levhasının düzlem içi eğilme etkisinde yeterince rijit olmasından dolayı birleşimin kesme kuvveti dayanımında belirleyici olmadığı düşünülmektedir.

Kiriş gövdesinde kesme dayanımı

$$V_{Rd8} = F_{v,Rd} = 319.766 \text{ kN}$$
$$F_{v,Rd} = A_v f_{ybw} / (\sqrt{3}\gamma_{M0}) = 319.766 \text{ kN}$$
$$A_v = h_p t_{bw} = 1704 \text{ mm}^2 \quad \checkmark \qquad \text{(H.11)}$$
$$f_{ybw} = 325.03$$

Bu bölümde yönetmeliğin belirtilen kısmı referans alınarak hesaplar yapılmıştır (EN 1993-1-1 (2005)-Bölüm 6.2.6(2)).

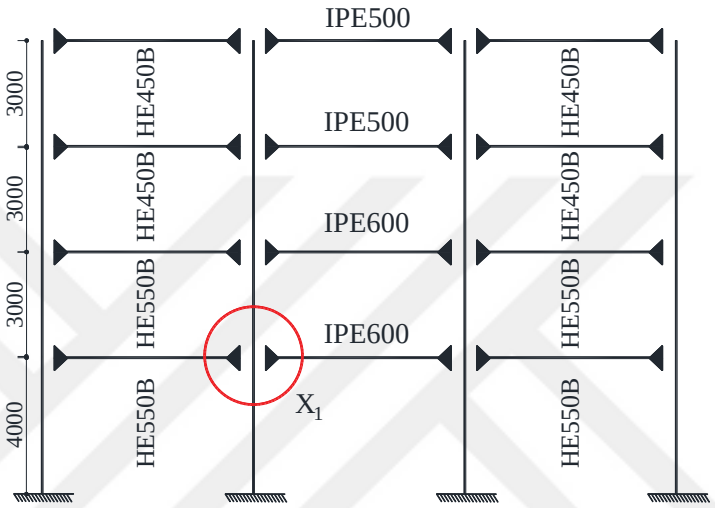
Birleşimin kesme kuvveti dayanımı

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}, V_{Rd2}, V_{Rd3}, V_{Rd4}, V_{Rd5}, V_{Rd6}, V_{Rd7}, V_{Rd8}) = 319.766 \text{ kN}$$
$$V_{Ed} = 175 \text{ kN} \le V_{Rd} = 319.766 \text{ kN} \quad \checkmark \qquad \text{(H.12)}$$

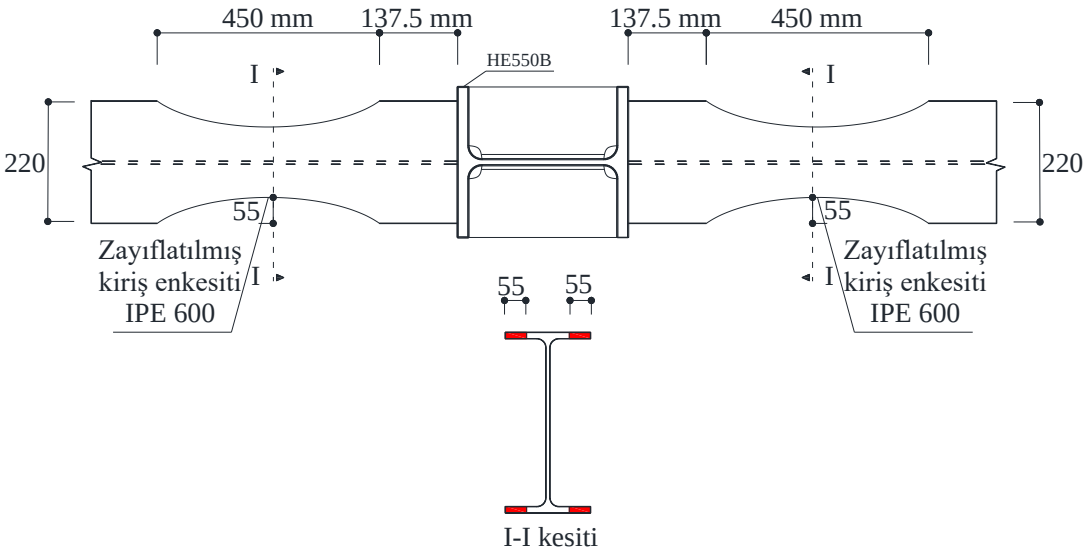
Birleşimin göçme modu kesme etkisinde kiriş gövdesi olarak belirlenmiştir.

EK I: Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun kontrolleri

Bu bölümde Şekil I.1'de moment aktaran çerçeve üzerinde yeri, Şekil I.2'de birleşim detayları gösterilen X_1 nolu düğüm noktasında, kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulunun kontrolleri gösterilmiştir. Betonarme döşeme sistemi ile çelik kirişler arasında oluşabilecek kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Moment aktaran çelik çerçeveye ait yapısal elemanların olası akma gerilmesi ($R_y \times F_y$) 300 N/mm^2 olarak dikkate alınmıştır.



Şekil I.1 : Çerçeve üzerinde düğüm noktasının yeri (4 katlı yapı).



Şekil I.2 : Düğüm noktası detayı.

Detayı gösterilen birleşimde plastik mafsal bölgesinin kolon yüzeyinden uzaklığı;

$$l_h = 0.625 b_{bf} + \frac{0.75}{2} d_b = 0.625 \times 220 + \frac{0.75}{2} \times 600 = 362.5 \text{ mm} \quad \text{(I.1)}$$

Zayıflatılmış kiriş enkesitinde plastik mafsal bölgesinin plastik moment kapasitesinin hesabı;

$$M_{p,zke} = F_{y,IPE600}(W_{p,IPE600} - 2ct_{cf}(d - t_{cf})) = \ldots$$
$$\ldots = 300 \times (3512 \times 10^3 - 2 \times 55 \times 19(600 - 19)) \times 10^{-6} = 689.3 \text{ kNm} \quad \text{(I.2)}$$
$$F_{y,IPE600} = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (olası akma gerilmesi)}$$

Zayıflatılmış kiriş enkesitinde plastik mafsal bölgesinin olası eğilme momenti kapasitesinin hesabı;

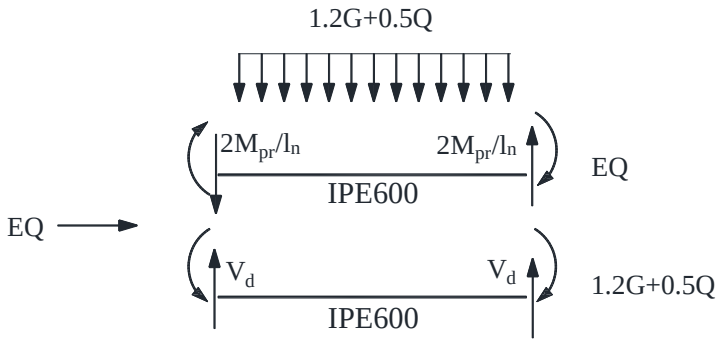
$$M_{pr} = 1.1 \times C_{pr} \times M_{p,zke} = 1061.5 \text{ kNm} \quad \text{(I.3)}$$

Denklemde belirtilen C_{pr} katsayısı, zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş-kolon birleşimlerinin yüksek süneklik kapasitesinden dolayı 1.4 olarak dikkate alınmıştır. Ayrıca, 1.1 değeri tekrarlı yük etkisi altında malzeme akma dayanımının artışını dikkate almaktadır.

Kiriş plastik mafsal bölgeleri arası temiz açıklık aşağıda gösterilen denklem yardımı ile hesaplanır;

$$l_n = l - 2 \times (\frac{d_c}{2} + l_h) = 6000 - 2 \times (\frac{550}{2} + 362.5) = 4725 \text{ mm} \quad \text{(I.4)}$$

Deprem etkisi altında mekanizma durumuna ait kesme kuvveti ile düşey yük etkilerinden kaynaklanan kesme kuvveti etkilerinin birleştirilmesi Şekil I.3'te gösterildiği gibi yapılmaktadır;



Şekil I.3 : Mekanizma durumu ve düşey yüklerden gelen etkilerin birleştirilmesi.

$$V_d = (1.2 \times 4.9 + 0.5 \times 2) \times 0.75 \times \frac{4.725}{2} = 12.19 \text{ kN} \tag{I.5}$$

$$V_{ucSol} = \frac{2 \times 1061.5}{4.725} - 12.19 = 437.12 \text{ kN}$$
$$V_{ucSağ} = \frac{2 \times 1061.5}{4.725} + 12.19 = 461.50 \text{ kN} \tag{I.6}$$

Bu durumda zayıflatılmış kiriş enkesitlerinde plastik mafsal bölgelerinin olası eğilme momenti kapasitelerinin, kolon eksenlerine taşınması gerekmektedir.

$$\sum M_{pb} = 2M_{pr} = 2 \times 1061.5 = 2123 \text{ kNm} \tag{I.7}$$

$$\sum (M_{uv} = (V_{ucSol} + V_{ucSağ}) \times (l_h + \frac{d_c}{2}) = ..$$
$$.. = (437.12 + 461.50) \times (362.5 + \frac{550}{2}) \times 10^{-3} = 572.87 \text{ kNm} \tag{I.8}$$

$$\sum M_{pb}^{*} = \sum M_{pb} + \sum M_{uv} = 2123 + 572.87 = 2695.87 \text{ kNm} \tag{I.9}$$

Benzer şekilde kolon plastik moment kapasitelerinin hesaplanması aşağıda gösterilen denklemler yardımı ile yapılmaktadır. Denklemlerde gösterilen $P_{uc1.kat}$ deprem etkilerinin dayanım fazlalığı katsayısı ile arttırıldığı en elverişsiz yük birleşimi etkisinde 1. kat kolonlarında oluşan tasarım eksenel kuvvetini göstermektedir.

$$M_{pc,1.kat} = W_{pc,1.kat}(F_{yc} - \frac{P_{uc1.kat}}{A_{g1}})$$

$$= 5591\times10^{3}\times(300 - \frac{400\times10^{3}}{25406})\times10^{-6} = 1589.27 \text{ kNm} \quad \text{(I.10)}$$

$$F_{yc} = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (olası akma gerilmesi)}$$

$$M_{pc,2.kat} = W_{pc,2.kat}(F_{yc} - \frac{P_{uc2.kat}}{A_{g2}})$$

$$= 5591\times10^{3}\times(300 - \frac{300\times10^{3}}{25406})\times10^{-6} = 1611.28 \text{ kNm} \quad \text{(I.11)}$$

$$F_{yc} = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (olası akma gerilmesi)}$$

Kiriş başlık hizasındaki kolon plastik moment kapasitelerinin, denklemlerde gösterildiği gibi kiriş eksenlerine taşınması gerekmektedir.

$$M^{ke}_{pc,1.kat} = M_{pc,1.kat}\frac{h_1/2}{h_1/2 - d_b/2} = 1589.27\times\frac{4/2}{4/2 - 0.6/2} = 1869.7 \text{ kNm}$$

$$M^{ke}_{pc,2.kat} = M_{pc,2.kat}\frac{h_2/2}{h_2/2 - d_b/2} = 1611.28\times\frac{3/2}{3/2 - 0.6/2} = 2014.1 \text{ kNm} \quad \text{(I.12)}$$

$$\sum M^{*}_{pc} = M^{ke}_{pc,1.kat} + M^{ke}_{pc,2.kat} = 1869.7 + 2014.1 = 3883.8 \text{ kNm} \quad \text{(I.13)}$$

Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı kontrolü aşağıda gösterilen denklem yardımı ile yapılmaktadır.

$$\frac{\sum M^{*}_{pc}}{\sum M^{*}_{pb}} = \frac{3883.8}{2695.87} = 1.44 \geq 1.0 \checkmark \quad \text{(I.14)}$$

Benzer işlemler sonucunda 8 katlı binada aynı lokasyondaki düğüm noktasının (HE700B-IPE600V) güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.33 olarak hesaplanmıştır.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad **:** Adem Karasu

Doğum Tarihi ve Yeri **:**

E-posta **:**

:

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** **:** 2013, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- **Yüksek Lisans** **:** 2015, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2013 Mart ayı ile 2015 Ağustos ayları arasında Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayi A.Ş.'de Yapısal Tasarım Mühendisi olarak çalıştım.
- 11 Şubat 2016 tarihinden, doktora çalışmalarımın tamamlanmasına kadar olan süre zarfında, İstanbul Teknik Üniversitesi Ahşap ve Çelik Yapılar Kürsüsü'nde Araştırma Görevlisi olarak çalıştım.
- TÜBİTAK 2211A (2015/2) Genel Yurtiçi Doktora bursu almaya hak kazandım.

DOKTORA TEZİNDEN TÜRETİLEN YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

- **Karasu, A.,** Vatansever, C., Alçiçek, H.E. 2018. An investigation of the behavior of header end-plate connections under monotonic loading. *Challange Journal of Structural Mechanics*, 4 (3), 108-116.
- **Karasu, A.,** Alçiçek, H.E., Vatansever, C. 2019. A parametric study of header end-plate connections. *International Journal of Technological Science,* 11 (1), 24-33.

- **Karasu, A.,** Vatansever, C. 2021. Experimental Study on the Behavior of Header End-Plate Connections under Cyclic Loading. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 32 (6).
- **Karasu, A.,** Vatansever, C. 2022. Influence of Gravity Framing on the Collapse Probability of Steel Buildings with Special Moment Frames. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 33 (4).