

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**FARKLI YÜKLEME KOŞULLARINDA GELENEKSEL VE
GELİŞTİRİLMİŞ MODÜLER KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMLERİNİN
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sibel HAZİNEDAR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

AĞUSTOS 2024

**T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**FARKLI YÜKLEME KOŞULLARINDA GELENEKSEL VE
GELİŞTİRİLMİŞ MODÜLER KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMLERİNİN
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sibel HAZİNEDAR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Elif AĞCA KOCA

Ortak Danışman: Dr. Mohammad Manzoor NASERY

AĞUSTOS 2024

Sibel Hazinedar tarafından hazırlanan “Geleneksel Ve Modüler Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinin Farklı Yükleme Durumunda Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi ” adlı tez çalışması 14.08.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği/oy çokluğu ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı : **Dr. Öğr. Üyesi Zeki ÖZCAN**
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Öğr. Üyesi Necati MERT**
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Doç. Dr. Elif AĞCA KOCA** (Danışman)
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Doç. Dr. Yusuf SÜMER**
Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Mohammad Manzoor NASERY**(Ortak Danışman).....
Dynamica Mühendislik



ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum “Geleneksel Ve Modüler Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinin Farklı Yükleme Durumunda Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi” başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi’nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, etik kurul onay belgesi aldığımı, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

(14/08/2024).

Sibel HAZİNEDAR



TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın hazırlanması sürecinde, bana yardımcı olan ve yol gösteren danışman hocalarıma Doç. Dr. Elif Ağcakoca ve Dr. Mohammad Manzoor Nasery'ya teşekkürlerimi sunarım. Bu zamana kadar ister manevi ister maddi hep bana destek olan sevgili aileme, proje hazırlama sürecinde bana hep destek olan tüm arkadaşlarıma teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Sibel HAZİNEDAR





İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SİMGELER	xiii
TABLO LİSTESİ	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
2. YAPISAL ÇELİK	3
2.1. Çelik Malzemesi	3
2.2. Gerilme-Gerinim İlişkisi	4
2.3. Plastisite	5
2.4. Malzeme Sünekliği	5
2.5. Süneklik ve Plastisite Arasındaki İlişki	6
2.6. Çevrimsel Davranış	7
3. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPILAR	9
3.1. Yapının Davranışı	9
3.2. Moment Aktaran Çerçeveler	9
3.3. Tipik Moment Aktaran Bağlantılar	11
3.4. Kaynaklı Bağlantı	12
3.4.1. Köşe kaynak	13
3.4.2. Penetrasyonla kaynak	14
3.5. Bulonlu Bağlantı	15
3.6. Rijit bağlantı	15
3.7. Yarı-rijit bağlantı	16
3.8. Mafsallı bağlantı	17
3.9. Yapıda Rijitlik ve Dayanım	17
3.10. Süneklik	17
3.11. Plastik Mafsal	18
3.12. Çevrimsel Eğriler ve Yapısal Performansın Analizi	19
4. BİRLEŞİM BÖLGESİ	21
4.1. Birleşim Noktasında Panel Bölgesinin Davranışı	21
4.2. Birleşim Noktasında Kiriş Elemanının Davranışı	22
4.3. Birleşim Noktasında Basınç ve Eğilme Altındaki Kolonların Davranışı	23
4.4. Çelik Yapılarda Kolon Kiriş Bağlantısıyla İlgili Yapılan Çalışmalar	23
4.5. Doğrulama Çalışması	46
5. YAPILAN ÇALIŞMA	49
5.1. Araştırmanın Problemi	49
5.2. Araştırmanın Yöntemi	50

5.3. Sonlu Eleman Programında Kullanılan Kolon-Kiriş Bağlantılarının Geometrisi	54
5.4. Sonlu Eleman Programında Kullanılan Malzeme Özellikleri ve Sınır Koşulları	57
5.5. Temas Özelliklerinin Tanımlanması	59
5.6. Tekrarlı Yatay Yükleme Uygulanana Protokol.....	68
5.7. Tekrarlı Yatay Yükleme-Yerdeğiştirme Eğrilerinin Çıkartılması	68
5.8. Dayanım Zarfı Eğrilerinin Çıkartılması	69
5.9. Etkili Rijitlik Değerlerinin Hesaplanması	69
5.10. Enerji Tüketme Kapasitesinin Analizi.....	70
5.11. Bulgular ve İrdemeler	71
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	105
KAYNAKLAR.....	107
ÖZGEÇMİş.....	113



KISALTMALAR

1G-D100	: Alın bağlantının düşeyde 100 mm deplasmana tabi olduğu model
1G-Y100	: Alın bağlantının yatayda 100 mm deplasmana tabi olduğu model
1G-Ç	: Alın bağlantının çevrimsel yüklemeye tabi olduğu model
2G-D100	: Guseli bağlantının düşeyde 100 mm deplasmana tabi olduğu model
2G-Y100	: Guseli bağlantının yatayda 100 mm deplasmana tabi olduğu model
2G-Ç	: Guseli bağlantının çevrimsel yüklemeye tabi olduğu model
1M-D100	: Modüler bağlantının düşeyde 100 mm deplasmana tabi olduğu model
1M-Y100	: Modüler bağlantının yatayda 100 mm deplasmana tabi olduğu model
1M-Ç	: Modüler bağlantının çevrimsel yüklemeye tabi olduğu model
ÇYTHY	: Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik
DSP	: Double slotted plate
EP	: Eccentric plate
FEA	: Finite Element Analysis
FP	: Flat plate
TS	: Test sonucu
SEM	: Sonlu eleman modeli
SP	: Slotted plate



SİMGELER

E	: Young modülü
F	: Kuvvet [kN]
F_u	: Çelik kopma dayanımı [kN]
F_y	: Çelik akma dayanımı [kN]
ε_y	: Akma gerinimi [mm]
ε_{st}	: Gerinim sertleşmesi [mm]
C3D8R	: 3 boyutlu sürekli katı eleman tipi
K_e	: Etkili rijitlik
δ_i	: Yerdeğiştirme [mm]
β	: Açı
ε	: Birim şekildeğiştirme
σ	: Gerilme



TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 5.1. Sonlu Eleman Model Detayları.....	57
Tablo 5.2. Malzeme Özellikleri.....	58





ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1. Çeliğin gerilme-şekil değiştirme eğrisi.....	4
Şekil 2.2. Çelik sınıfı için gerilme-şekil değiştirme eğrileri.....	5
Şekil 2.3. Rijit ve sünek malzemelerin gerilme-şekil değiştirme grafiği.....	6
Şekil 3.1. Yapıda yük aktarımı [3].....	9
Şekil 3.2. Taşıyıcı sistemler türleri.....	11
Şekil 3.3. Kaynak şekiller.....	13
Şekil 3.4. Köşe kaynak [7].....	13
Şekil 3.5. Köşe kaynak sembolleri [7].....	14
Şekil 3.6. Penetrasyonla kaynak sembolleri [7].....	14
Şekil 3.7. Deneysel M – ϕ eğrisi [23].....	15
Şekil 3.8. Eurocode3’e göre rijit birleşim tipleri [23].....	16
Şekil 3.9. Eurocode3’e göre yarı rijit birleşim tipleri [23].....	16
Şekil 3.10. Eurocode3’e göre birleşim tipleri [23].....	17
Şekil 3.11. Elastik ve elasto-plastik davranış.....	18
Şekil 3.12. Basit eğilme altındaki bir enkesitin gerilme şekil değiştirme davranışı.....	18
Şekil 4.1. Kolon-kiriş birleşiminde panel bölgesi.....	21
Şekil 4.2. Panel Bölgesi Moment-Deformasyon Eğrileri Deneysel Sonuçları [5].....	22
Şekil 4.3. Birleşim bölgesinde kiriş elemanında yanal burkulma [6].....	23
Şekil 4.4. Numune modeli [8].....	24
Şekil 4.5. Sonlu elemanlar modeli [8].....	24
Şekil 4.6. Test modeli [8].....	25
Şekil 4.7. Numune modeli [9].....	25
Şekil 4.8. Deney düzeneği [9].....	26
Şekil 4.9. Sonlu elemanlar modeli [9].....	26
Şekil 4.10. Bağlantı modeli [10].....	27
Şekil 4.11. Bağlantı modeli [10].....	27
Şekil 4.12. Deney düzeneği. [10].....	28
Şekil 4.13. Bağlantı modeli [11].....	28
Şekil 4.14. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [11].....	29
Şekil 4.15. Bağlantı modelleri [12].....	30
Şekil 4.16. Deney düzeneği. [12].....	31
Şekil 4.17. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [12].....	31
Şekil 4.18. Bağlantı modeli [13].....	32
Şekil 4.19. Deney düzeneği [13].....	32
Şekil 4.20. Bağlantı modeli [14].....	33
Şekil 4.21. Deney düzeneği [14].....	33
Şekil 4.22. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [14].....	34
Şekil 4.23. Bağlantı modeli [15].....	35
Şekil 4.24. Deney düzeneği [15].....	35
Şekil 4.25. Deney sonrası numunen uğradığı deformasyon hali [15].....	36

Şekil 4.26. 3D bağlantı modelleri [16].	36
Şekil 4.27. SEM analiz sonuçları [16].	37
Şekil 4.28. Bağlantı modelleri [17].	38
Şekil 4.29. Deney düzeneği [17].	39
Şekil 4.30. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [17].	39
Şekil 4.31. Bağlantı modelleri [18].	40
Şekil 4.32. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [18].	40
Şekil 4.33. Sonlu elemanlar modeli [19].	41
Şekil 4.34. Deney düzeneği [19].	42
Şekil 4.35. Bağlantı modeli [20].	42
Şekil 4.36. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [20].	43
Şekil 4.37. Bağlantı modelleri [21].	44
Şekil 4.38. Bağlantı deney düzeneği [21].	44
Şekil 4.39. Bağlantı modelleri [22].	45
Şekil 4.40. Ele alınan sistemin gösterimi [22].	45
Şekil 4.41. Test edilen numune ve abaqus sonlu elemanlar modeli.	46
Şekil 4.42. Sonlu elemanlar modeli ve deney modeline ait moment-dönme eğrisi.	47
Şekil 5.1. Geleneksel Yöntem Çerçeve (a), Geliştirilmiş Modüler Yöntem Çerçeve (b)	52
Şekil 5.2. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı (a), Geleneksel Yöntem Guseli Bağlantı (b), Geliştirilmiş Modüler Yöntem Geometrik Detay (c)	53
Şekil 5.3. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Birleşim Bölgesi (a), Geleneksel Yöntem Guseli Birleşim Bölgesi (b), Modüler Yöntem Birleşim Bölgesi (c)	55
Şekil 5.4. Geleneksel (1G-2G) Ve Modüler (1M) Yöntemle Birleşim Detayı Tasarlanmış Çerçeveler Ve Bağlantı Detayları.	56
Şekil 5.5. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (1G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)	59
Şekil 5.6. Alın Plakalı Bağlantı Sisteminde Yatay ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)	61
Şekil 5.7. Geleneksel Yöntem Guseli Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (2G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (2G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (2G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)	62
Şekil 5.8. Guseli Bağlantı Sisteminde Yatay, Düşey ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)	64
Şekil 5.9. Modüler Yöntem Sonlu Eleman Modellemesi, (1M-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1M-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1M-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)	65
Şekil 5.10. Modüler Bağlantı Sisteminde Yatay, Düşey ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)	67
Şekil 5.11. Analizde kullanılan çevrimsel yük protokolü.	68
Şekil 5.12. Çevrimsel yüklemede her bir çevrim için rijitlik değerlerinin hesaplanması [32].	70
Şekil 5.13. i. Çevrimde tüketilen enerji ve depolanan elastik şekil değiştirme enerjisi [32].	71
Şekil 5.14. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	72
Şekil 5.15. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.	73

Şekil 5.16. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	74
Şekil 5.17. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	75
Şekil 5.18. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	76
Şekil 5.19. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	76
Şekil 5.20. Modüler birleşimin (1M-Y100) yatay yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	77
Şekil 5.21. Modüler birleşimin (1M-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	78
Şekil 5.22. Modüler birleşimin (1M-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	78
Şekil 5.23. Alın plakalı birleşimin (1G-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	79
Şekil 5.24. Alın plakalı birleşimin (1G-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.	80
Şekil 5.25. Alın plakalı birleşimin (1G-d100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	80
Şekil 5.26. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	81
Şekil 5.27. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	82
Şekil 5.28. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	82
Şekil 5.29. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.	83
Şekil 5.30. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	84
Şekil 5.31. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	84
Şekil 5.32. Modüler birleşimin (1G-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.....	85
Şekil 5.33. Alın plakalı birleşimin (1G-Ç) çevrimsel yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.	86
Şekil 5.34. Alın plakalı birleşimin (1G-Ç) çevrimsel yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	86
Şekil 5.35. Modüler birleşimin (1G-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.....	87
Şekil 5.36. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	88
Şekil 5.37. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	88
Şekil 5.38. Modüler birleşimin (1M-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.....	89
Şekil 5.39. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında kirişte oluşan deformasyon.....	90
Şekil 5.40. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.....	90

Şekil 5.41. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.	91
Şekil 5.42. 1G-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.	92
Şekil 5.43. 2G-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.	92
Şekil 5.44. 1M-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.....	93
Şekil 5.45. 1G-Y100/2G-Y100/1M-Y100 Modellerinin Yük Deplasman Eğrisi.....	93
Şekil 5.46. 1G-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.	94
Şekil 5.47. 2G-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.	94
Şekil 5.48. 1M-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.....	95
Şekil 5.49. 1G-D100/2G-D100/1M-D100 Modellerinin Yük Deplasman Eğrisi.....	95
Şekil 5.50. 1G-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri.....	96
Şekil 5.51. 2G-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri.....	96
Şekil 5.52. 1M-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri. ...	97
Şekil 5.53. 1G-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.....	98
Şekil 5.54. 2G-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.....	98
Şekil 5.55. 1M-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.	99
Şekil 5.56. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin dayanım zarfı eğrisi.	99
Şekil 5.57. 1G-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.....	100
Şekil 5.58. 2G-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.....	100
Şekil 5.59. 1M-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.....	101
Şekil 5.60. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.....	101
Şekil 5.61. 1G-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.	102
Şekil 5.62. 2G-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.	102
Şekil 5.63. 1M-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.....	103
Şekil 5.64. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.....	103

GELENEKSEL VE MODÜLER KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGESİNİN FARKLI YÜKLEME DURUMUNDA SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

ÖZET

Çelik yapıların analizi ve tasarımı sırasında, bağlantı bölgelerinin doğru bir şekilde çözümlenmesi büyük önem taşımaktadır. Çünkü çelik yapının en kritik ve hassas noktalarından biri bağlantılardır. Bağlantıların yanlış tasarlanması veya zayıf bir şekilde inşa edilmesi, yapısal güvenliği ciddi şekilde tehlikeye atabilir. Bu nedenle, doğru bağlantı tasarımı, yapının dayanıklılığını ve güvenliğini sağlamak için hayati öneme sahiptir. Özellikle moment aktaran çelik çerçevelerde, kolon-kiriş bağlantılarında oluşan hasarlar depremler sonucunda ciddi bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır.

Bu çalışmada, çelik yapıların inşası için modüler bağlantı sistemlerinin kullanımının deprem dayanımı ve performans üzerindeki etkisini araştırılmıştır. Modüler bağlantı sistemleri, yapı elemanlarının fabrikasyon olarak üretilip, şantiyede sadece montajının gerçekleştirilmesini sağlar. Bu yaklaşım, inşaat sürecini kolaylaştırmayı ve yapıların daha güvenli hale getirilmesini amaçlamaktadır.

Çalışmada; çelik çerçevelerin bağlantı sistemleri üzerindeki performansı, sonlu elemanlar modeli oluşturularak ve ABAQUS programında doğrusal olmayan analiz yöntemiyle analiz edilerek gerçekleştirilmiştir. Farklı bağlantı tiplerinin 1G, 2G ve 1M modellerinde çelik çerçevelerin birleşim noktasının 100mm yatay deplasman yükü, 100mm düşey deplasman yükü ve FEMA 461 protokolü kullanılarak çevrimsel yükleme testleri gerçekleştirilmiştir. Von Mises gerilmeleri, deformasyon şekiller, yük taşıma kapasitesi, rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri ve kümülatif enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri incelenmiştir.

Sonuçlara göre, yatay yüke maruz kalan 1M-Y100 modelinde uygulanan modüler bağlantı diğer bağlantı tiplerine kıyasla daha üstün performans göstermiştir. Özellikle, modüler bağlantının yük taşıma kapasitesi ve sünekliği, yapıların deprem gibi çevrimsel yüklere dayanıklılığını artırmıştır. 1G-Y100 ve 2G-Y100 çerçeveleri benzer davranış sergileyip yük taşıma kapasitelerinin de benzer olduğu görülmüştür.

Sonlu eleman çalışmasından elde edilen grafikler incelendiğinde, 1G-D100 ve 2G-D100 modellerinin yük taşıma kapasitelerinin benzer olduğu ancak 1M-D100 modelinin daha yüksek bir kapasiteye sahip olduğu görülmüştür. Bununla birlikte, FEMA 461 protokolüne göre yapılan çevrimsel yükleme testleri, modüler bağlantıların düşük deformasyon ve daha stabil davranış sergilediğini göstermiştir. Ayrıca 1M-Ç modelinin çevrimsel yükler altında diğer modellere göre daha iyi rijitlik korunumu sağladığını ve yüksek enerji tüketimi, bu modelin daha fazla enerji absorbe etme kapasitesine sahip olduğunu ve dolayısıyla yüksek enerjili yükler altında daha dayanıklı olduğunu göstermektedir.

Sonuç olarak, çelik çerçevelerin bağlantı bölgelerinin tasarımı ve güçlendirilmesi yapının dayanımı için önemli olmaktadır. Çalışmada kullanılan farklı tip modüler

başlantıların, yapıların dayanıklılığını ve deprem performansını artırmada etkili bir çözüm olabileceği sonucuna varılmıştır.



FINITE ELEMENT ANALYSIS OF TRADITIONAL AND ADVANCED MODULAR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS UNDER VARIOUS LOADING CONDITIONS

SUMMARY

In the design of steel structures, the role of modular connection systems significantly influences the strength, ductility, and sustainability of buildings. These systems demonstrate superior performance compared to traditional connection methods. This study aims to evaluate the potential of modular connection systems on the seismic resistance and performance of steel structures.

Traditional steel structures are typically assembled in the field by individually installing beam and column elements, requiring rigorous engineering calculations and careful organization. However, this conventional method faces various challenges during production and assembly. In contrast, our developed modular system constructs steel buildings as prefabricated layered frames, with assembly solely conducted on-site. This approach aims to simplify and expedite the construction process. Moreover, steel elements manufactured in factories undergo stricter quality control processes, preventing craftsmanship errors and ensuring structures are built to higher quality and safety standards.

During the analysis and design of steel structures, proper resolution of connection zones is crucial as these are critical and sensitive points in steel construction. Incorrectly designed or poorly constructed connections can jeopardize structural safety significantly. In particular, damage occurring at column-beam connections in moment-resisting steel frames poses a serious issue during earthquakes, exacerbating their destructive effects. Therefore, emphasizing ductile behavior in post-earthquake studies is essential to ensure structures remain resilient against changing environmental conditions and loads over years. Ductility enhances a structure's ability to withstand earthquakes, thereby reducing casualties and minimizing material damages. Furthermore, reducing post-earthquake repairs and reconstruction needs enhances environmental sustainability.

This study aims to assess the potential of a new approach in steel structure design. Our modular system's seismic performance may contribute to making structures safer and more resilient while streamlining the construction process. Consequently, this research aims to provide a significant contribution for engineers and researchers seeking sustainable and secure solutions in steel structure design.

The study includes the development of a two-story structural system using two different frame systems created with enhanced modular and traditional methods. The first set of frames, created with traditional methods, was designed with flange plate connections, and another set of frames, constructed similarly by another frame system, was joined with gusset connections. The improved frame system developed using the modular method is detailed in this study.

This study examines the joint detail of the frame system created with flange plate connections, the joint detail of the frame system constructed with gusset connections, and the joint detail of the frame system developed with the enhanced modular method. Subsequent studies evaluated the performances of these frame systems under various load conditions, and the results were compared. The behavior of the joint point of the frame system was analyzed using the ABAQUS/CAE computer program. These analyses aimed to examine how column-beam joints responded to vertical and horizontal displacements and how the models reacted to repeated horizontal loading according to the FEMA 461 loading protocol. Additionally, insights into the strength of the specially designed column-beam joint compatible with the modular method were gained in this study.

The performance of connection systems in steel frames was analyzed by creating finite element models and using nonlinear analysis methods in ABAQUS. Steel material was defined with ideal elastoplastic behavior, homogeneous, and isotropic characteristics during the analysis. Linear quadratic interpolation continuous elements were used for profile and bolt materials in finite element modeling, and profiles and bolts were modeled using three-dimensional solid elements. Load-displacement values, von Mises stresses, stress distribution, deformation patterns, and yield conditions in the connection zone were obtained through finite element analysis (FEA). Kinematic energy consumption and load-displacement curves were also analyzed to evaluate the cumulative energy consumption in relation to displacement. These analyses contribute to a better understanding of frame system connection performance and aid in optimizing the design process.

Finite Element Analysis (FEA) is a mathematical and numerical approach widely used in engineering analyses. It begins by discretizing complex structures into smaller and simpler elements. The behavior of each element is mathematically defined, and ultimately, the collective behavior of these interconnected elements simulates the complex system's behavior. FEA is employed to investigate complex physical phenomena and loading conditions, calculate variables such as stress, displacement, and temperature distribution, and provide crucial data for design and analysis processes.

This study investigates the impact of various connection types on steel frames, focusing on von Mises stresses, stress distribution in plates, deformation patterns, yield behavior, load-carrying capacities, and load-displacement curves. The findings are summarized as follows: Traditional connection types exhibited similar behavior under displacement-controlled loading conditions. In contrast, modular system connections demonstrated superior load-carrying capacities under both displacement-controlled loading scenarios. Specifically, the 1M-Y100 model provided a 20.8% higher capacity compared to the 1G-Y100 and 2G-Y100 models, while the 1M-D100 model showed capacities 101% and 85% higher than the 1G-D100 and 2G-D100 models, respectively. This indicates that modular connections offer higher performance and durability. Additionally, the advantages of modular connections in terms of ductility and load-carrying capacity were highlighted. Energy consumption assessments revealed that the 1G-Ç and 2G-Ç models demonstrated similar performance, with the 2G-Ç model consuming 0.7% less energy. Conversely, the 1M-Ç model exhibited the highest energy consumption, consuming 8.3% and 9.1% more energy than the 1G-Ç and 2G-Ç models, respectively. This higher energy consumption indicates the 1M-Ç model's greater capacity for energy absorption and resilience under high-energy loads, suggesting that modular connections may offer performance advantages under seismic

and other dynamic loads. Furthermore, the rigidity loss for the 1G-Ç and 2G-Ç models was 66.7% and 63.6%, respectively, while the 1M-Ç model experienced a 47% decrease, indicating better rigidity preservation and enhanced durability under cyclic loads. Future research could involve broader analyses under various loading conditions and material properties, and experimental validation of modular connections' performance in real structures. Structural engineers may use these insights to optimize design approaches for enhanced performance and safety.





1. GİRİŞ

Günümüzde, yapı mühendisliği alanında çelik yapılar, dayanıklılıkları, sünekliliği ve geniş açıklıkları geçme özelliğinden dolayı yapı sektöründe önemli bir yer tutmaktadır. Çelik, yapıların inşasında kullanılan en yaygın yapı malzemelerinden biridir ve çeşitli avantajları nedeniyle tercih edilmektedir. Çelik malzemesi kullanılarak oluşturulan çelik yapılar, yüksek mukavemetleri, aynı zamanda hafiflikleri ve kolay işlenebilirlikleri ile yapı inşası sürecini hızlandırmaktadır.

Türkiye gibi gelişmekte olan ülkelerde inşaat maliyetleri ön planda olmasına rağmen, malzeme maliyeti daha fazla olan betonarme yapılar daha sık kullanılmaktadır. Bu yüzden Dünyada olduğu gibi Türkiye'deki yapı stoğunun büyük bir kısmı betonarme yapılardan oluşmaktadır. Günümüzde teknolojik gelişmelerin sayesinde çelik malzemesinin daha sünek olması, mekanik özelliklerinin yüksek olması, betona göre daha hafif olması gibi nedenlerden çelik yapı kullanımı artmıştır. Ülkemizin deprem kuşağında olması ya da geniş açıklıklara sahip olan endüstri yapılarında beton yerine çelik gibi daha hafif malzemelerin kullanılmasını gerekli kılmıştır. Ayrıca çelik yapı elemanlarının, şantiye ortamında montaj yapabilmeye kolaylığı bulunmaktadır.

Türkiye'de ve dünyada depremlerden sonra yapılan araştırmalarda, çelik yapıların sünek davranışı sayesinde depremde üstün davranış gösterdiği kanıtlanmıştır. Deprem esnasında yapıda oluşan hasarların ve göçmenin önlenmesi için, taşıyıcı sistemin dayanım kaybetmeden deprem enerjisini önceden belirlenmiş noktalarda sönmemesi gerekmektedir. Ancak deprem sonrası yapılan gözlemlerde; genellikle kolon-kiriş birleşim yerlerinde hasarlar oluşmuş, bu hasarlar yapının kısmen veya tamamen ani olarak göçmesine neden olduğu görülmüştür. Bu yüzden çelik yapının deprem karşısındaki davranışında kolon-kiriş birleşim bölgesi hayati önem arz etmektedir. Ayrıca kolon-kiriş birleşim bölgesinin geleneksel ve modüler olarak 2 farklı şekillerde tasarımı mümkündür.

Günümüzde en yaygın kullanılan ve geleneksel yöntem olarak adlandırılan yöntemde; kiriş ve kolon elemanlarının ayrı ayrı üretilip şantiye ortamında montajının yapılmasıdır. Bu yöntem hem imalat hem montaj sürecinde zorluk yaratmaktadır.

Çalışma kapsamında geliştirdiğimiz yöntemde ise modüler sistem olarak tanımlanmaktadır. Modüler sistemde; kolon-kiriş birleşim bölgesinde uygun bağlantı şekli geliştirilerek, çelik çerçeve sistemi kat çerçeveleri halinde fabrikasyon olarak üretilip, şantiye ortamında sadece montajı yapılacaktır. Böylece geleneksel yöntemin imalat ve montaj süreçlerinde karşılaşılan zorlukların giderilmesi amaçlanmıştır. Çalışmada; Geleneksel ve modüler yöntem kullanılarak oluşturulan kolon-kiriş birleşim bölgesinin deprem etkileri altındaki davranışı incelenmiştir. Ayrıca kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tasarımında; TS-648 Çelik Yapı Konstrüksiyon ve Hesaplama Kuralları yerine, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından 2018 yılında yayınlanan Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik kullanılmalıdır. Bunun yanı sıra yapılan analizlerde kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışının doğru bir şekilde çözümlemesi için bazı kabuller kullanılmaktadır. Çalışma kapsamında geliştirdiğimiz Modüler sistemde bu kabuller çerçevesinde birleşim bölgesinin tasarımı çok daha kolay tanımlanmakta ve deprem davranışı incelenmektedir.

2. YAPISAL ÇELİK

2.1. Çelik Malzemesi

Çelik, yaklaşık %98 oranında demir ve ana alaşım elementleri olan karbon, silikon ve manganezden oluşmaktadır. Ayrıca çeliği hava koşullarına ve korozyona dayanıklı hale getirmek için bakır ve krom eklenmektedir. Yapısal malzeme olarak ele alındığında ise yapı çeliği, ahşap ve betonarmeye göre daha yüksek mukavemete sahip, daha homojen ve izotropik bir malzemedir.

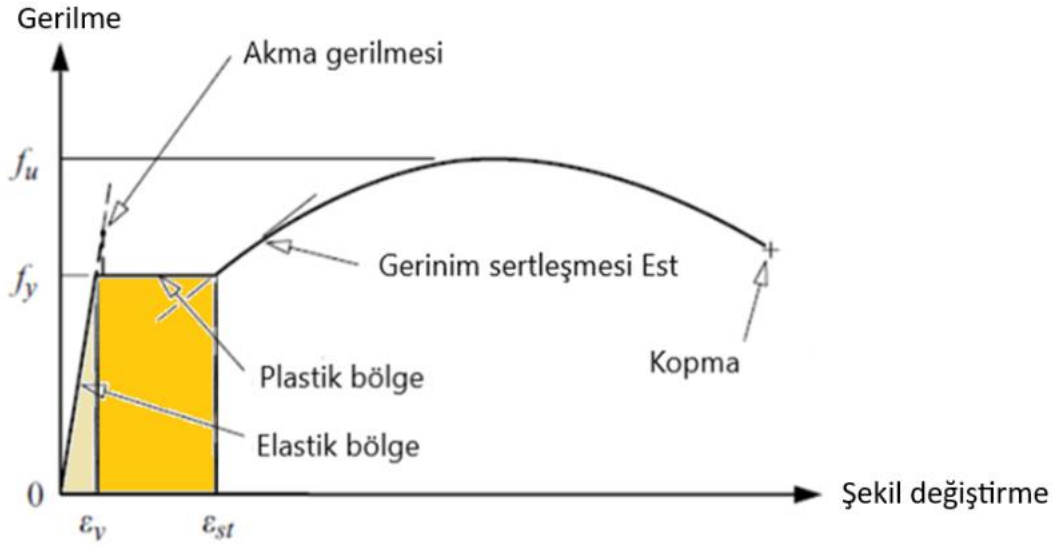
Yapısal tasarım için gerekli olan çelik malzemesinin özelliklerinden gerilme ve birim uzama değerleri, tek eksenli çekme testleri ile elde edilmektedir. Günümüzde ilerleyen teknoloji sayesinde çelik malzemesinin özellikleri çeşitli kimyasallar kullanılarak geliştirilmekte ve farklı dayanımlara sahip çeşitli kalitelerde çelikler üretilmektedir. Bu çeliklerin malzeme davranışları birbirine benzer olmasa da davranışını belirleyen en önemli özellikler şunlardır:

1. Akma noktası veya akma dayanımı,
2. Çekme dayanımı,
3. Gerilme – uzama karakteristikleri,
4. Elastisite modülü, tanjant modülü ve kayma modülü,
5. Süneklik,
6. Tokluk,
7. Yorulma dayanımı,
8. Kaynaklanabilirlik olarak sıralanabilir.

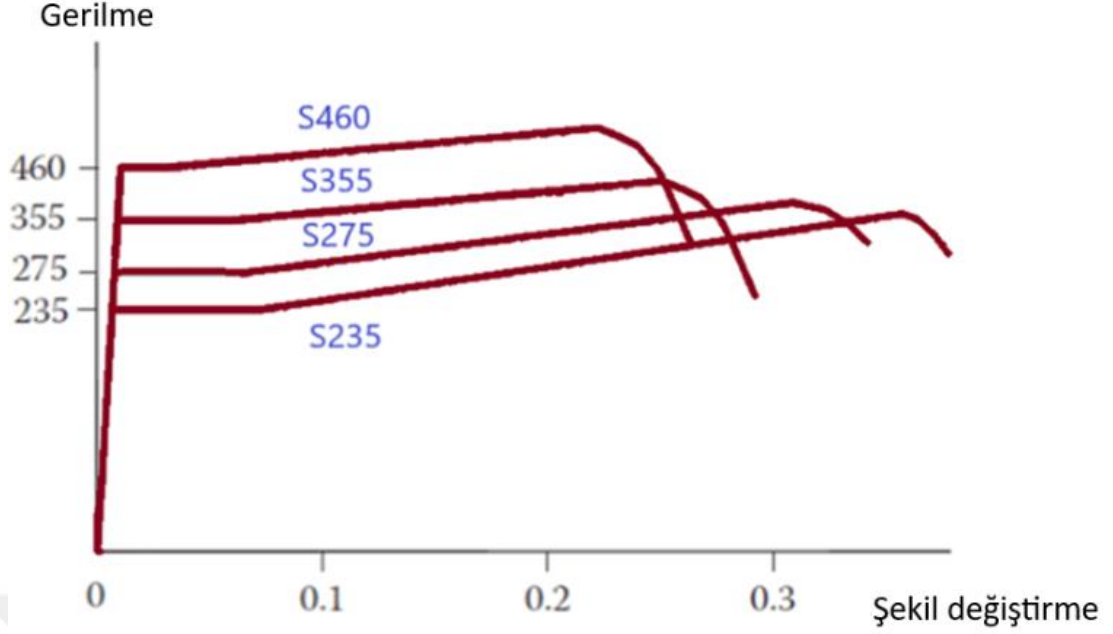
Yapısal tasarım için gerekli değerlerden biri de çeliğin akma gerilmesi (f_y) ve kopma gerilmesi (f_u) olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca çekme mukavemeti olarak F_u adlandırılmaktadır. Yapısal çelikler için akma dayanımı ve nihai dayanım değerleri EN 1993-1-1'den veya sıcak haddelenmiş profiller için EN 10025'ten alınabilir. EN 1993-1-1, yapısal çelik sınıfları S235, S275, S355 ve S450 ile ilgili olup, binalarda kullanılabilecek tüm yapısal çelikleri kapsamaktadır.

2.2. Gerilme-Gerinim İlişkisi

Şekil 2.1’de çeliğin dayanım- şekil değiştirme grafiği verilmiştir. f_y akma gerilmesine kadar olan davranış elastiktir ve Young modülü olan doğrusal bir gerilme–birim şekil değiştirme eğrisine sahiptir. Elastik tasarım, tasarım esneklik teorisine göre elastik bölgede gerçekleşir ve çelik neredeyse tamamen elastiktir. Burada doğrusal elastik davranışın sınırı, akma gerilmesine f_y karşılık gelen akma şekil değiştirmesi $\epsilon_y = f_y/E$ ’dir. Elastik sınırın ötesinde, plastik davranışın gerçekleştiği plastik bölgede ϵ_{st} ’ye ulaşana kadar gerilmede değişiklik olmamaktadır. Ancak ϵ_{st} aşıldığında, f_y gerilimi akma geriliminin üzerine çıkar ve nihai çekme gerilimi f_u ’ya ulaşılana kadar devam eder. Daha sonrasında malzeme gerilme değeri azalarak kopma noktasına ulaşmaktadır.



Şekil 2.1. Çeliğin gerilme- şekil değiştirme eğrisi.



Şekil 2.2. Çelik sınıfı için gerilme-şekil değiştirme eğrileri.

2.3. Plastisite

Bazı katılar, geçici deformasyon veya elastik davranış oluşturan gerilimlere maruz kaldıklarında, akma durumuna ulaşmakta veya kalıcı olarak şekil değiştirmektedir. Fizik ve malzeme biliminde plastisite, bir cismin elastikiyetini kaybetme ve deforme edici bir kuvvet etkisi altında kalındığında kalıcı bir deformasyon geliştirme yeteneğine sahip olma olarak ifade edilmektedir [50].

Bir metalin plastisitesi çoğunlukla içsel kristal yapısı ve mevcut kayma sistemleri tarafından belirlenmektedir. Von Mises kuralına göre, bir metalin süreksizlik oluşturmada plastik olarak deforme olabilmesi için beş bağımsız kayma sistemi oluşturması gerekmektedir. Bir saf metalin kristalindeki plastisiteye öncelikle kristal kafesteki iki deformasyon modu neden olmaktadır: kayma ve ikiz kristal oluşumdur. Ayrıca malzemenin plastisitesi, malzemenin sünekliği ve işlenebilirliği ile doğru orantılıdır [49]. İdeal plastisite, gerilmelerde veya yüklerde herhangi bir artış olmadan geri dönüşü olmayan deformasyona uğrayan malzemelerin bir özelliği olarak nitelendirilmektedir [51].

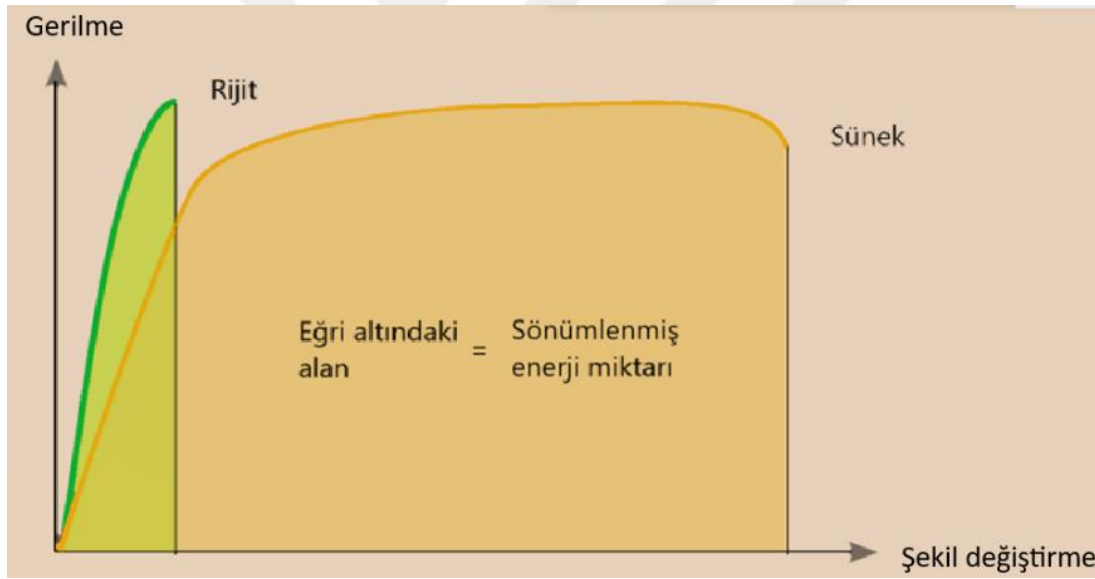
2.4. Malzeme Sünekliği

Süneklik, bir malzemenin gerilim altında uzama yeteneği olarak ifade edilmektedir. Sünek malzemeler kırılmadan önce büyük plastik deformasyona uğramaktadır. Sünek

kırılmanın tercih edilmesinin nedeni kırılmadan önce yavaş yayılma ve büyük miktarda enerji Emilimini sağlamasıdır. Sünek kırılmanın tercih edilmesinin nedeni kırılmadan önce yavaş yayılma ve büyük miktarda enerji Emilimini sağlamasıdır.

Süneklik, işlenebilirlik açısından önemlidir. Kolayca bükülebilen ve kırılmadan deforme olabilen malzemeler daha yumuşak olurken, kırılma malzemeler daha az sünektir. Demirin karbonla alaşımından elde edilen çelik, daha düşük süneklığe ve daha yüksek çekme mukavemetine sahiptir. Bu, yüksek karbonlu çeliklerin yumuşak çeliklere göre daha az sünek olduğu anlamına gelir ve bu da onların işlenmesini zorlaştırmaktadır.

Ayrıca, yüksek karbonlu çeliğin kaynaklanması da daha zor olabilmektedir. Orta karbonlu çelik, yüksek karbonlu çelik kadar güçlü ve düşük karbonlu çelik kadar yumuşak değildir, ancak dayanıklıdır. Ayrıca süneklik, çekme testlerinde uzama veya alan küçülmesi olarak ifade edilebilir.



Şekil 2.3. Rijit ve sünek malzemelerin gerilme-şekil değiştirme grafiği.

2.5. Süneklik ve Plastisite Arasındaki İlişki

Süneklik, plastisitenin özel bir durumu olarak değerlendirilebilir. Yüksek plastisite, yüksek süneklik için bir ön koşul oluşturmakla birlikte, yüksek süneklığı garanti etmemektedir. Özellikle nanoyapılı metal ve alaşımlarda, yüksek plastisiteye rağmen düşük süneklik gözlemlenebilir. Bunun nedeni, nanoyapılı metallerin düşük veya sıfır gerinim sertleşmesi göstermesidir [56]. Süneklik, bir mikro yapıdan önemli ölçüde

etkilenir; örneğin, dislokasyon birikimi için daha fazla alan sağlayan bir mikro yapı, daha yüksek sünekliğe yol açmaktadır [54].

Buna karşılık, plastisite öncelikle dislokasyonların hareketliliği ve mevcut kayma sistemleri tarafından belirlenmektedir. Von Mises kuralını karşılamak için yeterli kayma sistemi bulunmadığında, plastisite büyük ölçüde eşleştirme, tane sınırı kayması ve tane dönüşü gibi diğer deformasyon modlarının aktivasyonu ile belirlenmektedir [52].

2.6. Çevrimsel Davranış

Malzemelerin yükleme sonrası boşaltılması ve boşaltma sırasında davranış biçimleri deformasyon davranışlarını etkilemektedir. Yükleme üzerine, doğrusal gerilme-şekil değiştirme eğrisine sahip bir malzeme yüklenip boşaltıldığında, eğriler elastik bölge çizgisi üzerinde çakışır. Ancak, doğrusal olmayan gerilme-gerinim eğrisine sahip bir malzeme, bir miktar gerilme değeri yüklenirse, daha sonra boşaltma davranışı yukarı doğru içbükey ve sonraki yükleme eğrisi aşağı doğru içbükey şekli alır [53]. Tipik olarak, boşaltma eğrisi ile yeniden yükleme eğrisi arasında tek fark, enerjinin dağıldığını gösteren bir histerezis döngüsünün varlığıdır.

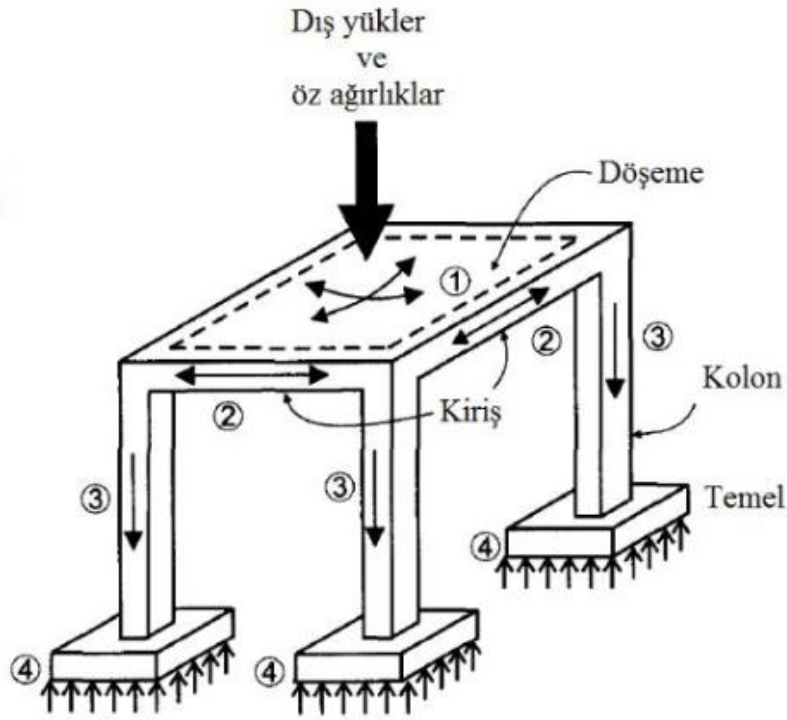
Histerezis döngüsünün ihmal edilip daha basit bir modelde gösterilmesi mümkündür. Gerçekte, yeniden yükleme eğrisi, boşalmadan önce maksimum gerilme seviyesinde boşaltma eğrisine katılmaz. Bunun yerine, aynı gerilmede orijinal eğriden daha büyük bir gerilme görülebilir. Bunun nedeni, bir yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme döngüsünün malzemeye geri dönüşü olmayan bir hasar vermesi olarak görülebilir [55].



3. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPILAR

3.1. Yapının Davranışı

Yapının doğru bir şekilde davranması ve üzerine gelen yükleri doğru şekilde zemine aktarabilmesi için dikkat edilmesi gereken bazı hususları mevcuttur. İlk olarak döşemenin kendi düzlemi içinde sonsuz rijit kabul edilerek kendi düzlemleri içinde yatay kuvvetleri taşıyıcı sisteme iletmesi gerekmektedir. Buna rijit diyafram davranışı denilmektedir. Bunun yanı sıra yapı elemanlarının düzgün ve simetrik bir şekilde dağılmasında yükleri düzgün bir şekilde iletmesinde önemli rol oynamaktadır.



Şekil 3.1. Yapıda yük aktarımı [3].

3.2. Moment Aktaran Çerçeveler

Çelik moment çerçevelerinin tarihi, 1880'lerin sonlarında Chicago ve New York'ta çok katlı binaların ortaya çıkmasıyla başlamaktadır. Chicago'daki 12 katlı sigorta binası, genellikle çelik çerçeve kullanılan ilk bina olarak kabul edilmektedir. Başlangıçta, çelik çerçeveler, rüzgâr ve deprem yükleri olmaksızın, duvar yükleri de dahil olmak

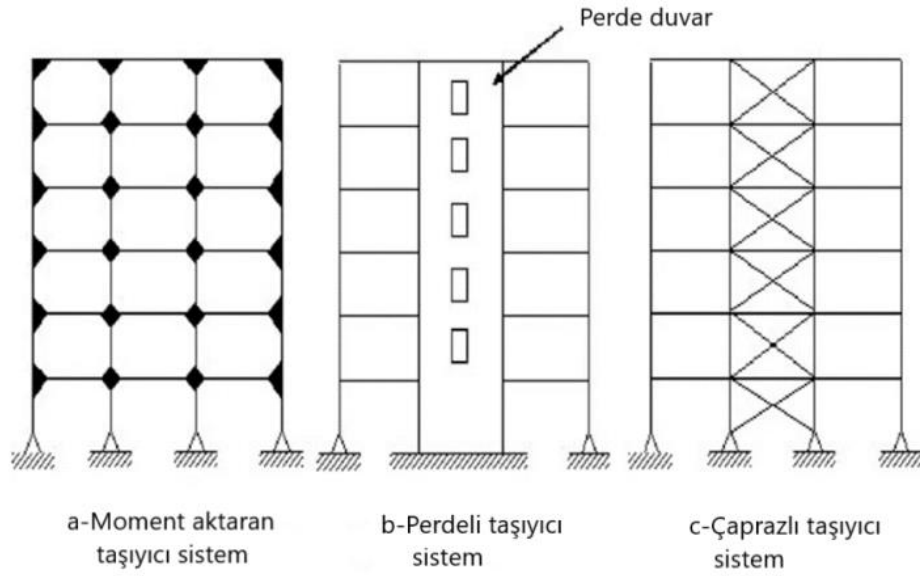
üzere binanın yalnızca yerçekimi yüklerini taşıyacak şekilde tasarlanmıştır. Kirişler ise, bir miktar çerçeve hareketinin gelişmesine izin verecek şekilde kolonlara bağlanmış, ancak mühendisler yan yüklere direnmek için genellikle sezgisel olarak sert kaplama kullanmaya yönelmiştir. Rüzgâr ve sismik tasarım gerekliliklerinin zorunlu hale gelmesi onlarca yıl sürmüştür. Buna örnek olarak San Francisco Cod'daki rüzgâr kuvvetlerinin ilk olarak 1906 San Francisco Depreminden sonra belirlenmiş olması ve 1948'e kadar sismik tasarımın gerekli görülmemesi gösterilebilir.

O sırada sismik tasarım resmi olarak yayınlanmamış olsa da 1994 Northridge depreminden sonra ve yangından önce çekilen fotoğraflar, çelik moment çerçevelerinin sismik dayanıklılıktaki benzersiz etkinliğini gösteren deneysel kanıtlardır. Bu yüksek binalar, sağlam veya az hasarlıydı. Çelik konstrüksiyon yapılarında ise, o yüzyılın başında ve sonunda kullanılan bağlantılar arasında önemli farklılıklar vardı ve daha sonraki yıllarda da önemli ölçüde değişmiştir. Bu şekilde Amerika Birleşik Devletleri'ndeki 1994 Northridge (Los Angeles) depremi ve Japonya'daki 1995 güney Hyogo (Kobe) depremi, çelik moment çerçevelerinin beklenen sünek davranışına ilişkin bu düşünceleri önemli ölçüde etkilemiştir. Her iki depremde de çelik moment çerçeveleri beklendiği gibi performans göstermemiştir. Modern çelik moment çerçeve yapılarında kiriş kolon bağlantılarında önemli hasarlar gözlenmiştir. Bu da yüksek süneklik varsayımını doğrulamayıp, çelik moment dirençli çerçevelerin davranışı hakkındaki bilginin eksik olduğunu göstermiştir.

Moment aktaran çelik çerçeveler, iki temel yapısal çelik kolona rijit bir şekilde bağlanan bir çelik kirişten oluşturulmakta ve esnek olmayan davranışlar sergilemek üzere tasarlanmaktadır. Yapılar, binanın ağırlığı da dahil olmak üzere düşey yükleri destekleyebilmenin yanı sıra rüzgâr ve depremlerden kaynaklanan yanal (yatay) kuvvetlere de dayanabilir olması gerekmektedir. Bazı çelik çerçeveli yapılarda bu yanal direnç çapraz veya beton duvarlar tarafından oluşturulmaktadır. Kirişin kolona rijit bağlanması, onu diğer çelik çerçevelerden farklı tutmakta ve sağlam bir "moment bağlantısı" oluşturmakta kritik öneme sahiptir. Bu bağlantılar, elemanların şekline bağlı olarak kaynaklanabilir ve/veya cıvatalı olarak tasarlanabilmektedir, ancak genellikle mühendislik tasarımı gerektirmektedir. Tüm çelik çerçevelerde olduğu gibi, kolonların temele çelik taban plakaları ile ankraj vasıtasıyla çerçevenin üzerine uyguladığı moment kuvvetine dayanacak şekilde tasarlanması gerekmektedir.

Çelik yapılar, yüksek düzeyde süneklik ve enerji emilimi nedeniyle yüksek performans göstermektedir. Moment aktaran çerçevenin direnci, öncelikle kirişlerin ve kolonların eğilme dayanımına bağlıdır. Çerçeve, enerji emici plastik mafsalların oluşmasına ve elastik tabanlı tasarımlardan daha büyük gerçek yer değiştirmelere dayanmasına izin vermektedir.

Moment aktaran çerçevelerin, kararlı histerezis performansına ve sismik enerji dağıtma kabiliyetine sahip olduğu bilinmektedir. Bu enerji dağılım davranışı, genellikle kiriş-kolon bağlantılarındaki elastik olmayan deformasyonlarla dengelenmektedir. Bina güvenliği, güçlü kolon zayıf kiriş tasarım yaklaşımını gerektirmektedir. Bu tasarımın arkasındaki fikir, kirişlerin kolonlardan daha zayıf olacak şekilde tasarlanması ve kolonlardan ziyade kirişlerde plastik mafsalların oluşma gerekliliğidir.



Şekil 3.2. Taşıyıcı sistemler türleri.

3.3. Tipik Moment Aktaran Bağlantılar

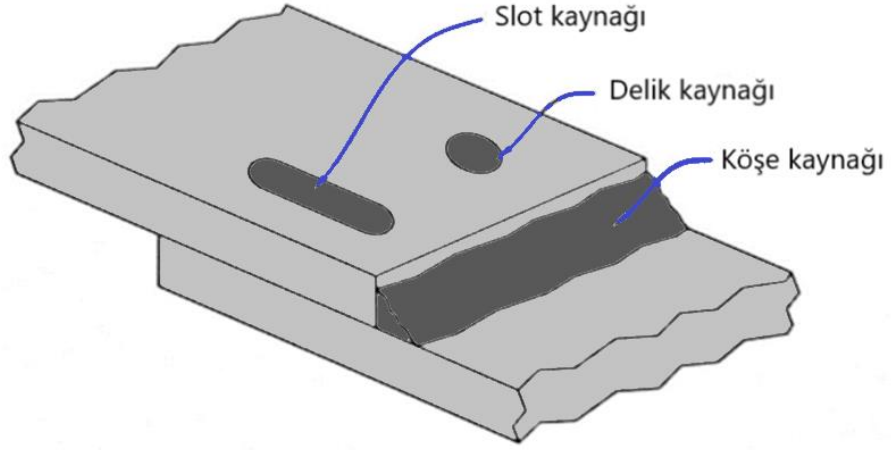
Sünek bir moment çerçevesinin sismik tepkisi, çerçeve elemanları arasındaki bağlantıların gerekli plastik mafsallık davranışını elde etmesini sağlayacak kadar güçlü ve analiz amaçları için varsayılan rijit davranışı doğru şekilde sergileyecek kadar rijit olması istenmektedir. Kirişler, panel bölgesi ve kolonlar, plastik döngüsel dönüşlerin bir parçası olarak sismik enerjiyi dağıtabilir ancak bu sırada bağlantıların zarar görmemesi gerekmektedir. Bulonlar ve kaynaklar plastik deformasyonlara neden olsa da küçük boyutları ve sınırlı süneklikleri genellikle plastik deformasyonları yapısal düzeyde etkisiz hale getirmektedir.

Çelik yapılarda kiriş-kolon bağlantıları yapının davranışını büyük ölçüde etkilediğinden standartlara göre uygun tasarlanması önemlidir. Bir çelik bağlantı tasarlarken göz önünde bulundurulması gereken en önemli hususlardan biri, bağlantının iletmesi beklenen iç kuvvetleri temel alarak tasarlamaktır. Bağlantıların tipik olarak bu yüklerden taşınması beklenmektedir.

Daha önceden de bahsedildiği üzere moment çerçeveleri, sismik dayanıklılık konusunda oldukça iyi bir davranış göstermektedir. 1906'daki San Francisco depreminde, o dönemde inşa edilen birkaç orta yükseklikte çelik binayı hasar olsa da o döneme ait perçinli moment bağlantılarının mevcut sismik moment bağlantılarına çok az benzerlik gösterdiği kabul edilmelidir. Geçmiş depremlerde çelik moment çerçevelerinin üstün performansı, standart modern bağlantılara kıyasla 1960'larda sismik alanlarda yüksek dayanımlı bulonlu ve kaynaklı bağlantılarda tercih edilen yöntem haline gelmiştir.

3.4. Kaynaklı Bağlantı

Kaynak, iki veya daha fazla parçanın temas yüzeylerinde uygun bir ısı ve/veya basınç uygulamasıyla, bir malzeme birleştirme işlemi olarak tanımlanmaktadır. Birçok kaynak işlemi, basınç uygulanmadan tek başına ısı, basınç ya da ısı ve basıncın bir kombinasyonu ile gerçekleştirilmektedir. Kaynaklı bağlantılarında, eleman bütünlüğünü sağlamak ve imalat sürecinde delme veya bulon ihtiyacı olmaması ekonomik açıdan avantaj sağlasa da şantiye ortamında bu işlemin zor yapılması dezavantajıdır. Kaynaklı bağlantılar çoğu durumda köşe kaynak veya küt kaynak olarak sınıflandırılmaktadır.

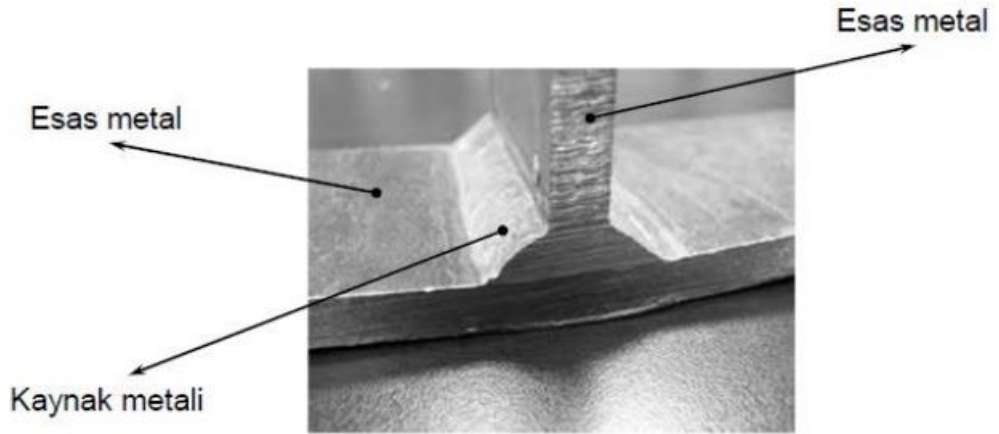


Şekil 3.3. Kaynak şekiller.

3.4.1. Köşe kaynak

En çok kullanılan köşe kaynağı, T veya L şeklinde üst üste binen iki parçayı veya birbirine dik olarak yerleştirilmiş iki parçayı birleştirmede kullanılmaktadır.

Köşe kaynağının en zayıf olduğu durum kesme kuvvetine maruz kaldığı durumdur. Bu nedenle köşe kaynaklarının kırılması veya göçme durumu etkin kalınlığı yüzeyindeki kayma durumuyla gerçekleştiği varsayılmaktadır. Şekil 3.5 'te köşe kaynak sembolleri gösterilmiştir.



Şekil 3.4. Köşe kaynak [7].

İSİM	SEMBOL	KAYNAK ŞEKLİ	İSİM	SEMBOL	KAYNAK ŞEKLİ
Tek taraflı iç köşe kaynağı			Y kaynağı		
Çift taraflı köşe kaynağı			YarımV kaynağı		
Dış köşe kaynağı			K kaynağı		

Şekil 3.5. Köşe kaynak sembolleri [7].

3.4.2. Penetrasyonla kaynak

Penetrasyonla kaynak, plakaları uçtan uca birleştirmek için iki parça arasındaki boşluğa yapılmaktadır.

Küt kaynaklar iki gruba ayrılır. Bunlar Plaka kalınlığında olan tam penetrasyonla kaynak, plaka kalınlığında olmayan ise kısmi penetrasyonla kaynaktır.

Örneğin tek veya çift V, tek ve çift eğimli U veya J. Özellikle kalın plakalarda distorsiyonu önlemek için eşit olmayan bir V kaynağı kullanılabilir, kenarlardan daha küçük olan kaynak önce yapılmaktadır.

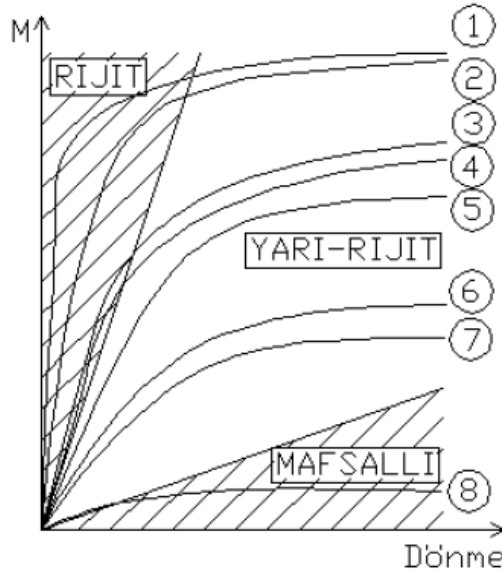
Şekil 3.6 'te kaynak sembolleri gösterilmiştir.

İSİM	SEMBOL	KAYNAK ŞEKLİ	İSİM	SEMBOL	KAYNAK ŞEKLİ
Küt ek kaynağı			Yarım Y kaynağı		
V kaynağı			U kaynağı		
X kaynağı			Çift taraflı U kaynağı		
Çift Y kaynağı			Açık V kaynağı		
Kavruk dikiş			J kaynağı		

Şekil 3.6. Penetrasyonla kaynak sembolleri [7].

3.5. Bulonlu Bağlantı

Bulonlu bağlantılarda, kiriş ve kolonlar bulonlarla birleştirilmektedir. Cıvatalı bağlantıda yatak cıvataları ve yüksek mukavemetli sürtünme kavramalı cıvatalar olmak üzere iki tip cıvata kullanılmaktadır. Bu bağlantıların tasarımı aktardığı yüke göre rijit, yarı-rijit ve mafsallı olarak üçe ayrılmaktadır.



Şekil 3.7. DeneySEL M - ϕ eğrisi [23].

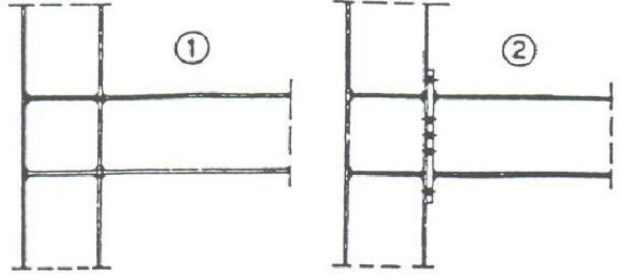
3.6. Rijit bağlantı

Çelik yapılarıdaki rijit bağlantılar veya moment bağlantıları, bağlantı elemanlarına aksiyel kuvvet, kesme kuvveti ve moment aktarmaktadır. Bu tür eğilme altındaki, elemanlar arasında orijinal açı korunur, yani bağlantı noktasında eğilme hareketinin çok küçük olması gerekmektedir. Ayrıca, tamamen kaynaklı bağlantılar rijit kiriş kolon bağlantısı olarak kabul edilmektedir.

Şekil 3.2’de rijit bağlantı türleri için örnek gösterilmiştir.

1-Tamamen kaynaklı (rijit)

2-Uzatılmış uç plakalı (rijit)



Şekil 3.8. Eurocode3'e göre rijit birleşim tipleri [23].

3.7. Yarı-rijit bağlantı

Yarı rijit bağlantılar, esnek bağlantı ile rijit bağlantı arasındadır. Gerçekte bu bağlantılar, her zaman kesme ve eksenel kuvveti tamamen aktarmakta, ancak momenti kısmen aktarmaktadır. Şekil 3.5'te bu bağlantı türleri için örnek gösterilmiştir.

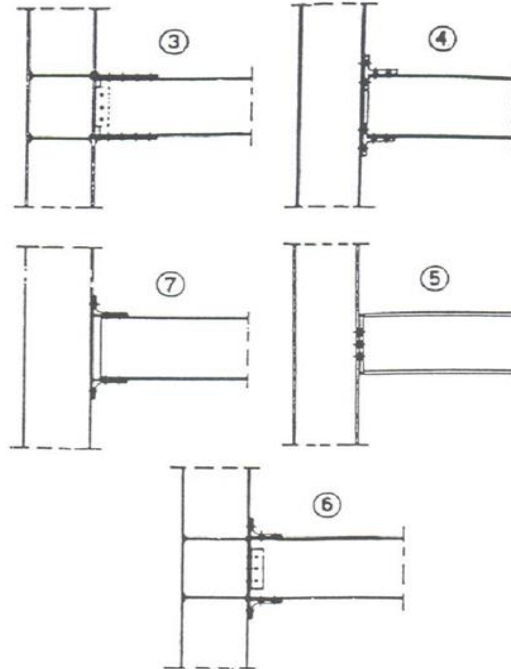
3-Üst ve alt başlık plaka parçalı (yarı rijit)

4-T-parçalı (yarı rijit)

5-Kısa uç plakalı (yarı rijit)

6-Başlıklar ve gövde korniyerli (yarı rijit)

7-Sadece başlıklar korniyerli (yarı rijit)

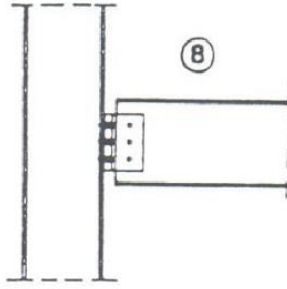


Şekil 3.9. Eurocode3'e göre yarı rijit birleşim tipleri [23].

3.8. Mafsallı bağlantı

Bağlı parçalar arasında moment aktarımının olmadığı bağlantılardır. Bu bağlantılar, kesme veya eksenel kuvveti aktarır, ancak momenti aktarmamaktadır. Aslında, bu tür bir bağlantıda küçük bir moment gelişmekte, ancak genellikle ihmal edilmektedir. Şekil 3.5'te bu bağlantı türleri için örnek gösterilmiştir.

8-Çift gövde korniyerli (mafsallı)



Şekil 3.10. Eurocode3'e göre birleşim tipleri [23].

3.9. Yapıda Rijitlik ve Dayanım

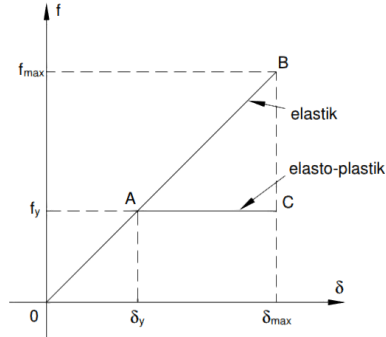
Rijitlik kavramında, yapının kuvvet etkisi altında lineer elastik davranış sergilemesi ve az miktarda yer değiştirme yapması söz konusudur. Yapı Dayanımının yeterli olması için yapının yükler karşısında elemanlarda burkulma ya da stabilite sorunu olmaksızın bölgesel ve ani göçmelerin meydana gelmemesi gerekmektedir.

Deprem kuvveti, kat kesme kuvveti şeklinde yapıya yatay olarak etki etmektedir. Bu yükleri karşılamak için yeterli yatay rijitlik ve yüksek süneklik düzeyinin sağlanabilmesi çok önem arz etmektedir.

3.10. Süneklik

Deprem hareketi sonucu yapıya bir enerji girişi söz konusudur, bu enerji yapının kütleline ve periyoduna bağlı olmakla beraber kinetik, elastik deformasyon ve çevrimsel enerji tarafından karşılanmaktadır. Çelik yer değiştirme kapasitesi büyük sünek bir malzeme olmasına karşı, bu sünekliliğin yönetmelikte belirtilen kurallar çerçevesinde yapının tasarımında da kullanılmalıdır. Böylece oluşabilecek herhangi bir depremde yapıların en az hasarla kullanılabilir halde kalması mümkün olacaktır. Yapıda süneklik kavramı, deprem kuvveti altında yapının dayanım kaybetmeden enerjiyi sönümlemesi için tasarım aşamasında belirlenen elemanlarda, elastik ötesi

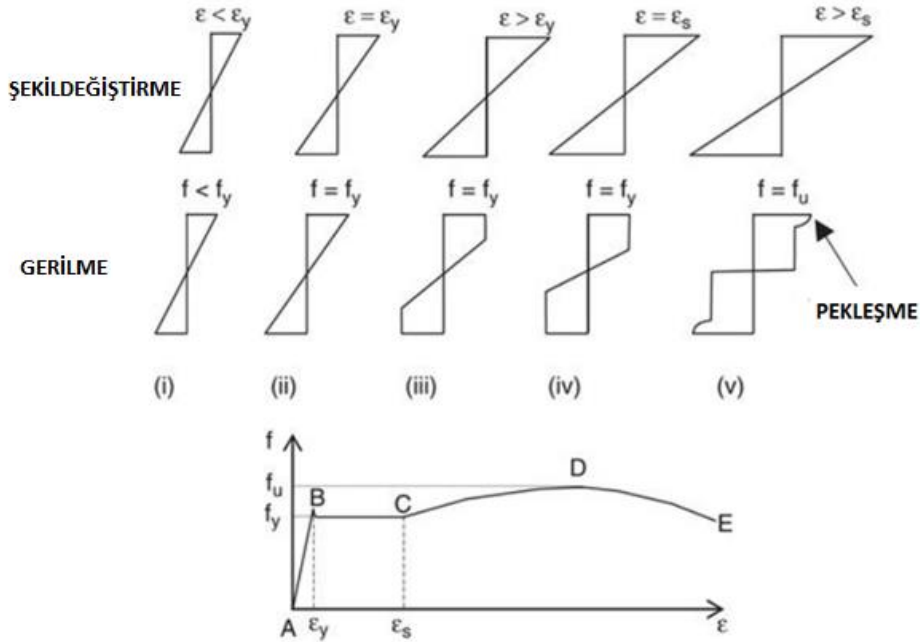
deformasyon ve plastik mafsall oluşmasını sağlamaktır. Kısaca süneklik yapının enerji yutabilme kapasitesidir. Yapının sünek olması için, yapı elemanlarının ve yapı malzemesinde sünek olması gerekmektedir.



Şekil 3.11. Elastik ve elasto-plastik davranış.

3.11. Plastik Mafsall

Plastik mafsall; kesit üzerindeki bütün liflerin akma sınır durumuna ulaştığı yüklemde oluşan maksimum momente karşılık gelen plastikleşmedir. Plastik deformasyon için gereken çevrimsel enerji sönüm enerjisinin deprem enerjisini karşılayamadığı takdirde oluşan farkı kapatıp enerjiyi dengelemektedir.



Şekil 3.12. Basit eğilme altındaki bir enkesitin gerilme şekil değiştirme davranışı.

Plastik mafsal bölgesi büyük bir deformasyon kapasitesine sahip olmalıdır. Plastik mafsalların sismik davranışta çok önemli olmasının nedeni depremler tarafından üretilen enerjinin çoğu plastik mafsallar tarafından sönmelenmesidir.

Tüm yapılarda öncelikle mafsallaşmanın kirişlerde oluşması arzu edilmektedir. Bir kiriş üzerindeki plastik mafsaldan sonraki sınır değeri, kolondaki plastik mafsaldan sonraki sınır değerden çok farklıdır. Yapının kiriş mafsallaşmasından dolayı sınır değeri için tüm kiriş uçlarının ve temel kolonlarının mafsallaşması gerekir. Kirişlerin bu kadar çok sismik enerjiyi dağıtmasının nedeni, tüm kat kirişleri mafsallaşmadan önce depremin sona erme ve binanın ayakta kalma olasılığının yüksek olmasıdır.

Kolonların ve perdelerin sünekliği ve enerji dağılımı, elemanların eksenel yük taşımasından dolayı sınırlı olabilmektedir. Perdeli sistemde mafsalların önce perdeleri birbirine bağlayan bağ kirişlerin uçlarında, ardından zemin katta bulunan perdelerin alt ucuna mafsallaşmanın oluşması istenmektedir.

3.12. Çevrimsel Eğriler ve Yapısal Performansın Analizi

Yapı mühendisliğinde eleman dayanımının belirlenmesinde, tersinir yükleme olarak ifade edilen deprem yüklemeleri önemli bir rol oynamaktadır. Bu eğriler, yapıların davranışını anlamak, yapısal performanslarını değerlendirmek ve yapısal tasarımları optimize etmek için kullanılan kritik bir araç olarak görülmektedir. Çevrimsel eğrilerin doğru bir şekilde yorumlanması, yapısal güvenlik ve dayanıklılık açısından büyük önem taşımaktadır.

Çevrimsel eğrilerin yorumlanması için temel adımlar şunlardır:

- 1) Elastik Davranış Noktası: Çevrimsel eğrinin başlangıç noktası, genellikle malzemenin elastik davranışının temsil etmektedir. Bu nokta, uygulanan yüke orantılı bir deformasyonla karakterizedir.
- 2) Plastik Deformasyon Noktası: Çevrimsel eğrinin elastik bölgesinden plastik bölgeye geçiş noktası, yapıya uygulanan yük arttıkça gerçekleşmektedir. Bu nokta, malzemenin plastik deformasyon başlangıcını göstermektedir.
- 3) Maksimum Deformasyon veya Gerilme Noktası: Çevrimsel eğrinin en üst noktası, genellikle maksimum deformasyon veya gerilmeyi temsil etmektedir. Bu nokta, yapıya uygulanan maksimum yüke veya en büyük deformasyona ulaşıldığında meydana gelmektedir.

- 4) Enerji Emme ve Geri Kazanım: Çevrimsel eğri altındaki alan, yapıya uygulanan enerjiyi temsil etmektedir. Buda, yapıya uygulanan yükler altında emilen enerji miktarını göstermektedir.
- 5) Yapısal Performans Değerlendirmesi: Çevrimsel eğrilerin değerlendirilmesi, yapısal performansın analizini sağlamaktadır. Bu analiz, yapıların güvenliği ve dayanıklılığı açısından kritik öneme sahiptir.

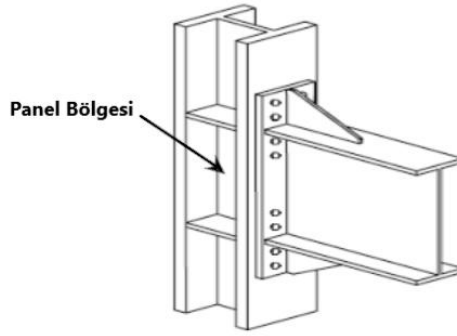
Sonuç olarak, çevrimsel eğrilerin doğru bir şekilde yorumlanması, yapı mühendisliği uygulamalarında başarı için önemlidir. Bu eğrilerin analizi, yapıların güvenliği ve dayanıklılığı açısından kritik öneme sahiptir ve yapısal tasarımların optimize edilmesine yardımcı olacaktır.



4. BİRLEŞİM BÖLGESİ

4.1. Birleşim Noktasında Panel Bölgesinin Davranışı

Kiriş-kolon panel birleşim bölgesi; kiriş ve kolon başlıklarının sınırladığı, kolon gövdesinde bulunan kısım olmaktadır.



Şekil 4.1. Kolon-kiriş birleşiminde panel bölgesi.

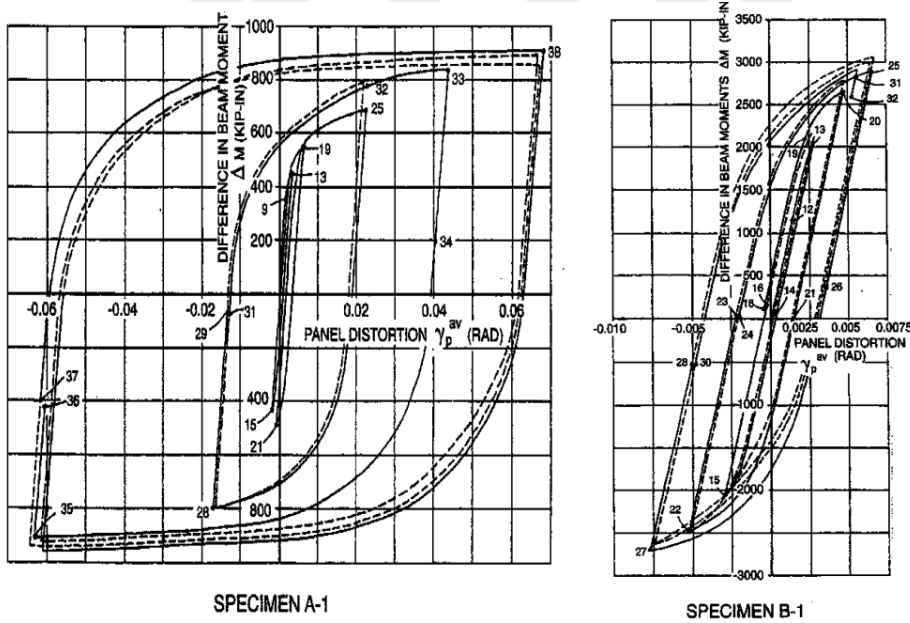
Yüksek süneklik ve mükemmel enerji dağıtma yeteneği gibi avantajları sağlayan çelik moment çerçeve sistemleri, deprem bölgelerinde bulunan binalar için tercih edilen bir taşıyıcı sistemdir. 1960'lerin başlarından bu yana, panel bölgesinin davranışına ilişkin deneysel ve sayısal çalışmalar kapsamlı bir şekilde yürütülmektedir. Bu çalışmaların neticesinde panel bölgelerinin istenilen dayanım ve sünek davranış özelliklerine sahip olduğu kadar, çevrimsel yükleme altında geniş alana sahip histerezis döngülere sahip olmaktadır.

İlk araştırmalarda, birleşim panelinin oldukça sünek bir davranışa sahip olduğu ve akma sonrasında önemli ölçüde rijitliğe katkı sağladığı ortaya çıkmıştır. Bu performans, şiddetli sismik yükleme altında potansiyel bir enerji dağıtım mekanizması olan kiriş mafsalıyla aynı akma mekanizmasına sahip olduğu düşünülmüştür. Bu anlayışa dayanarak Japonya'daki sismik tasarımda, panel bölgesinin, kirişin mafsal oluşumundan önce bile akması kabul edilmiştir. Amerika Birleşik Devletleri'nde Northridge depremine kadar bu yaklaşım benimsenmiş ve uygulanmıştır.

Northridge depreminden sonra ise; yapılan gözlemlere dayanarak, moment aktaran bağlantılarda gevrek kırılmaların sebeplerinden biri olarak “Kinking” olarak isimlendirilen, panel bölgesi kesme deformasyon olduğu kabul edilmiştir. Bunun

üzerine Northridge deprem sonrasında, tasarım hükümleri panel bölgesinin kesme deformasyonunu önleyecek şekilde değiştirilmiştir [4].

Moment aktaran çerçevelerin sismik davranışı kolon-kiriş birleşim bölgesinin tasarımını doğru bir şekilde yapılarak, gevrek göçmenin önlenmesidir. Bunun oluşmaması için kolon flanşının burkulması, kolon kesitinin akmasını ve panel bölgesi hasarını önlenmesi gerekmektedir. Tipik olarak panel bölgesi kolonlardan gelen eksenel kuvvete, kesme kuvvetine ve momentlere maruz kalmaktadır. Özellikle kirişten gelen momentin kolonlara aktarılması sırasında panel bölgesi büyük kesme kuvvetlerine maruz kalmaktadır. Kesme kuvveti değerinin artması, panel bölgesi merkezinde akma sınır durumunun başlamasına sebep olmaktadır. Akmadan sonra, deformasyon panel bölgesinin köşelerine doğru yayılmaktadır. Yapılan çalışmalar, panel bölgelerindeki kesme kuvveti etkisi ile oluşan akmasının çok sünek bir davranış olduğunu göstermiştir. Şekil 4.2'deki moment-deformasyon grafiğinde panel bölgesinin enerji sönmülmesine olan katkısı görülmektedir.

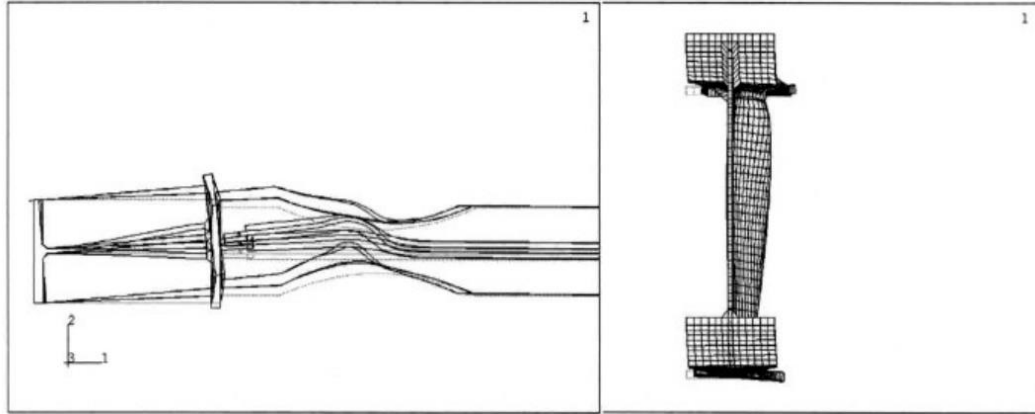


Şekil 4.2. Panel Bölgesi Moment-Deformasyon Eğrileri Deneysel Sonuçları [5].

4.2. Birleşim Noktasında Kiriş Elemanının Davranışı

Çerçeve elemanları arasındaki bağlantı bölgelerinin istenen plastikleşme mekanizmasının elde edilmesine izin verecek derecede, yeterli dayanıma, rijitliğe ve beklenen büyük döngüsel elastik olmayan deformasyonların oluşmasına izin verecek yeterli detaylandırmaya sahip olması gerekmektedir. Çelik kirişlerde yük taşıma

kapasitesi kaybı, kiriş başlıklarında ve gövde levhasında meydana gelen yerel burkulma, yanal burkulma ve burulma nedeniyle oluşur.



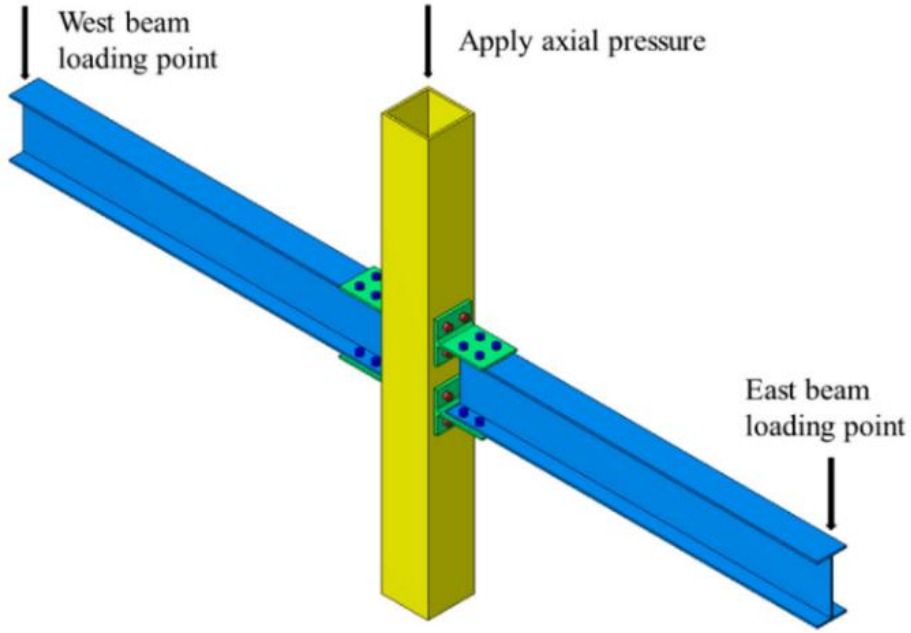
Şekil 4.3. Birleşim bölgesinde kiriş elemanında yanal burkulma [6].

4.3. Birleşim Noktasında Basınç ve Eğilme Altındaki Kolonların Davranışı

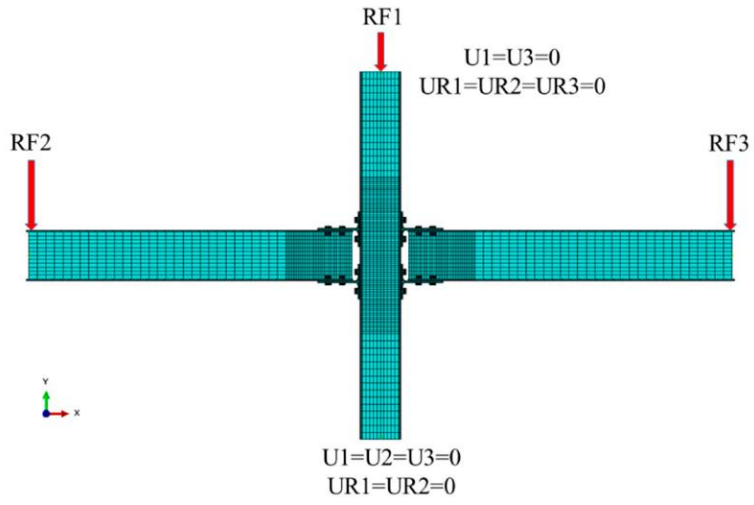
Sismik yük etkisinde birincil ana taşıyıcı elemanlar olan kolonların mafsallaşmasının önlenmesi gerekmektedir. Aksi durumda yumuşak kat olarak ifade edilen göçme mekanizmasının oluşması kaçınılmazdır. Kolonun taşıma kapasitesi kesit özelliklerine, etki eden eksenel yük ve moment değerine, atalet yarıçapına ve kesitin burkulma dayanımına bağlı olmaktadır.

4.4. Çelik Yapılarda Kolon Kiriş Bağlantısıyla İlgili Yapılan Çalışmalar

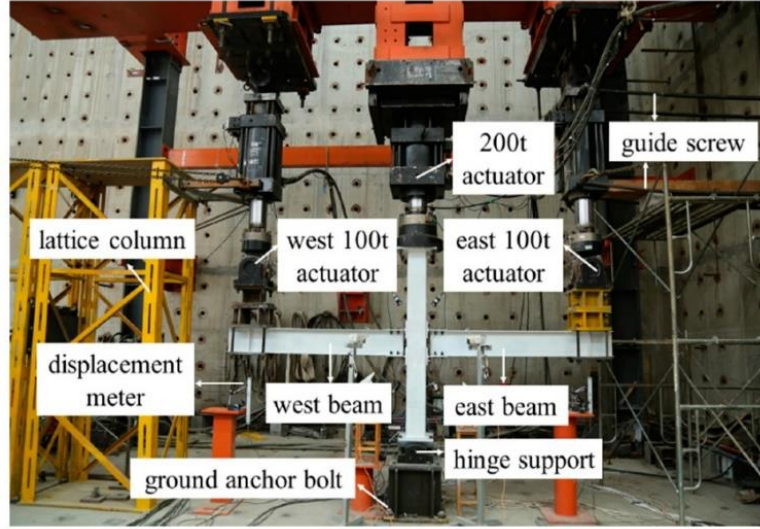
Yongle Lin ve ark. yaptıkları çalışmada şekil 4.6’da görüldüğü üzere 1:2 ölçekli bir modelde çelik kolon kiriş birleşimini cıvatarlarla bağlanmış ve T-şeklinde çelik profil kullanılmıştır. Çalışma kapsamında hasar özellikleri, histerezis özellikleri ve tekrarlı yük altında dayanımı belirlemeye çalışmıştır. Ayrıca test sonuçlarına dayalı olarak bu tür bağlantıların özellikleri ve sismik performansı analiz edilmiştir. Bu bağlamda sismik performansı daha iyi incelemek amacıyla parametrik çalışma ABAQUS sonlu elemanlar yazılımı ile yapılmıştır. Abaqus sonlu elemanlar modeli Şekil 4.5’ te verilmiştir. Abaqus ile yapılan analiz sonucu test yapılan numunenin sonuçlarıyla uyumlu çıkmıştır [8].



Şekil 4.4. Numune modeli [8].

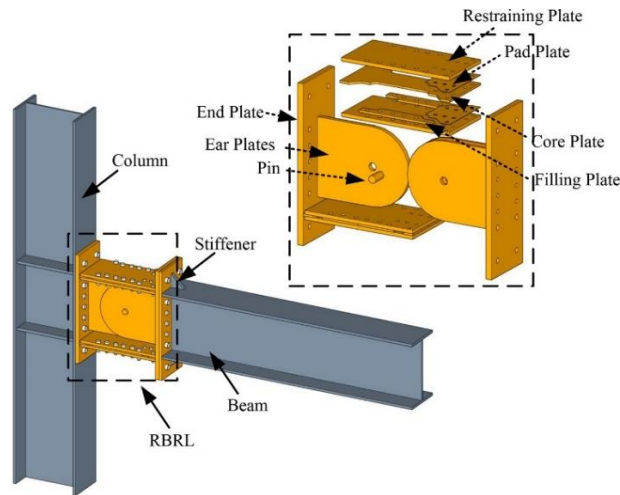


Şekil 4.5. Sonlu elemanlar modeli [8].

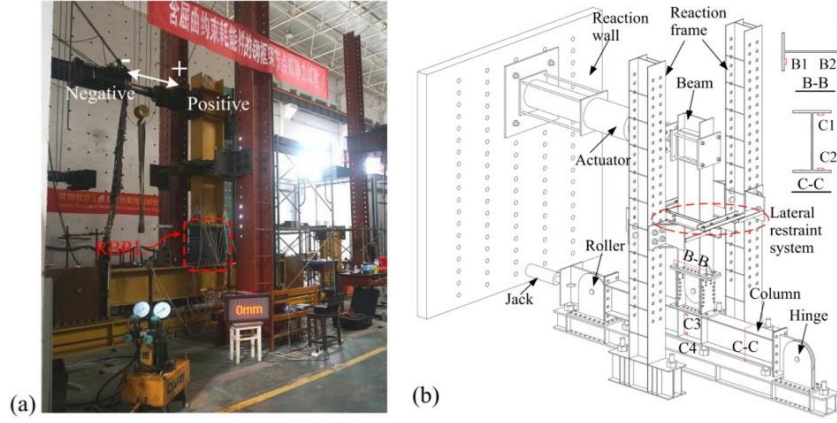


Şekil 4.6. Test modeli [8].

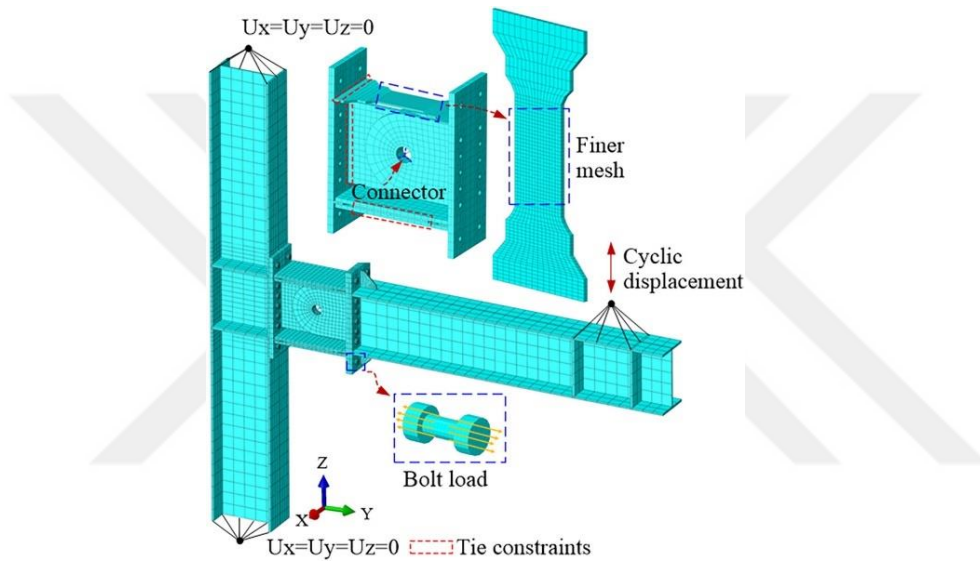
Feng ve ark. yaptığı çalışmada; bağlantı plakalarının burkulmasını önlemek ve sismik performansı arttırmak için Şekil 4.7’de gösterilen değiştirilebilir burkulması önlenmiş bir çelik çerçeve bağlantısı önerilmiştir. Bağlantı bölgesinin akma yükünün ve başlangıç rijitliğinin hesaplanması için teorik formüller verilmiştir. Bulunan formülleri doğrulamak için Şekil 4.8’de gösterilen bir çevrimsel yükleme deneyi ve Şekil 4.9’da gösterilen ABAQUS sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak oluşturulan 37 parametrik sayısal model analiz edilmiştir. Yapılan deneyden ve model analizlerinden elden edilen verilerin değerlendirilmesiyle sonuçların uyum içerisinde olduğunu ve önerilen yöntem kullanılarak tasarlanan bağlantıların performanslarının tasarım koşullarına yakın olduğunu görülmüştür [9].



Şekil 4.7. Numune modeli [9].



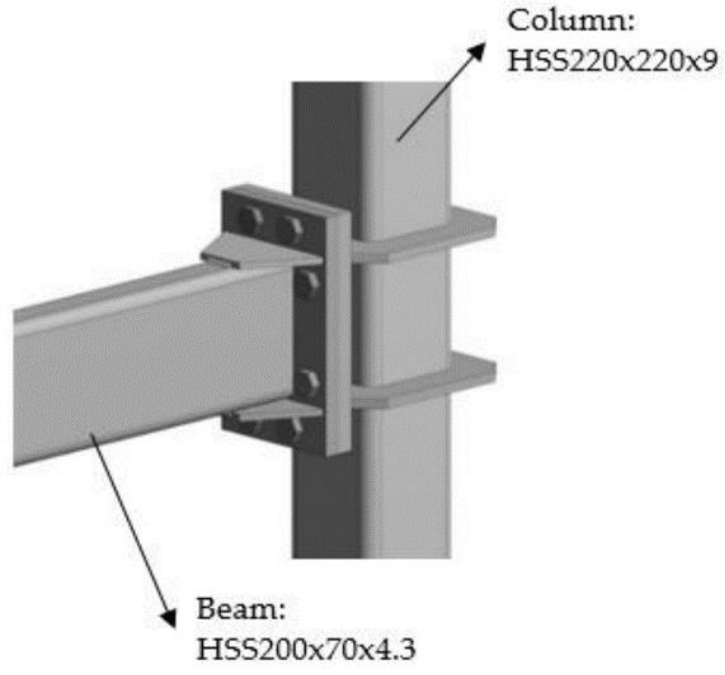
Şekil 4.8. Deney düzeneği [9].



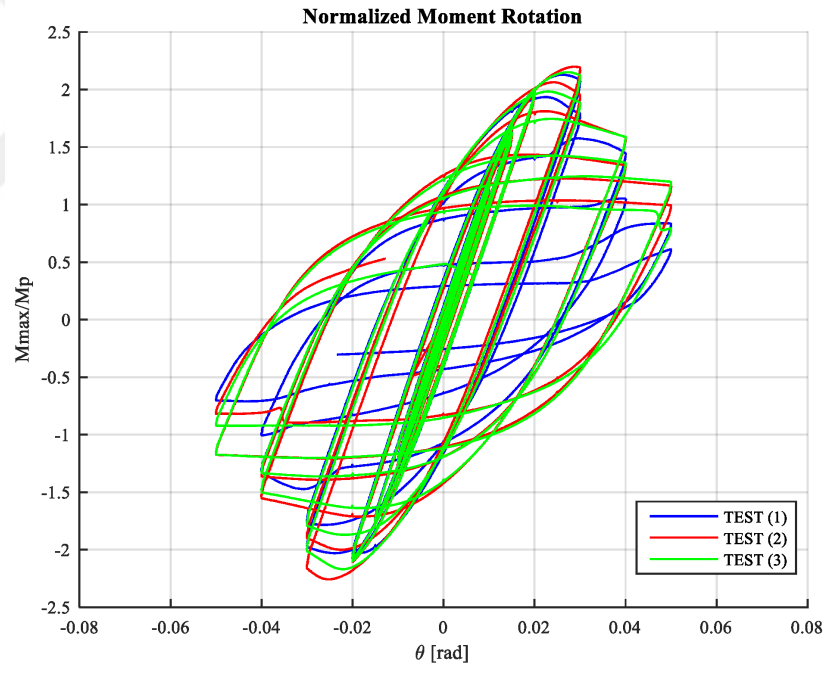
Şekil 4.9. Sonlu elemanlar modeli [9].

Nunez ve ark. tasarladığı kolon kiriş bağlantı bölgesi Şekil 4.10'da gösterilmiştir. Bu bağlantı tipinde üç adet numune benzer boyutlar ve aynı sınır koşulları altında Şekil 4.12'de gösterilen şekilde deneye tabi tutulmuştur. Bunun yanı sıra kiriş ve kolon boyutları farklılık gösteren 9 adet sonlu eleman modeli analiz edilmiştir.

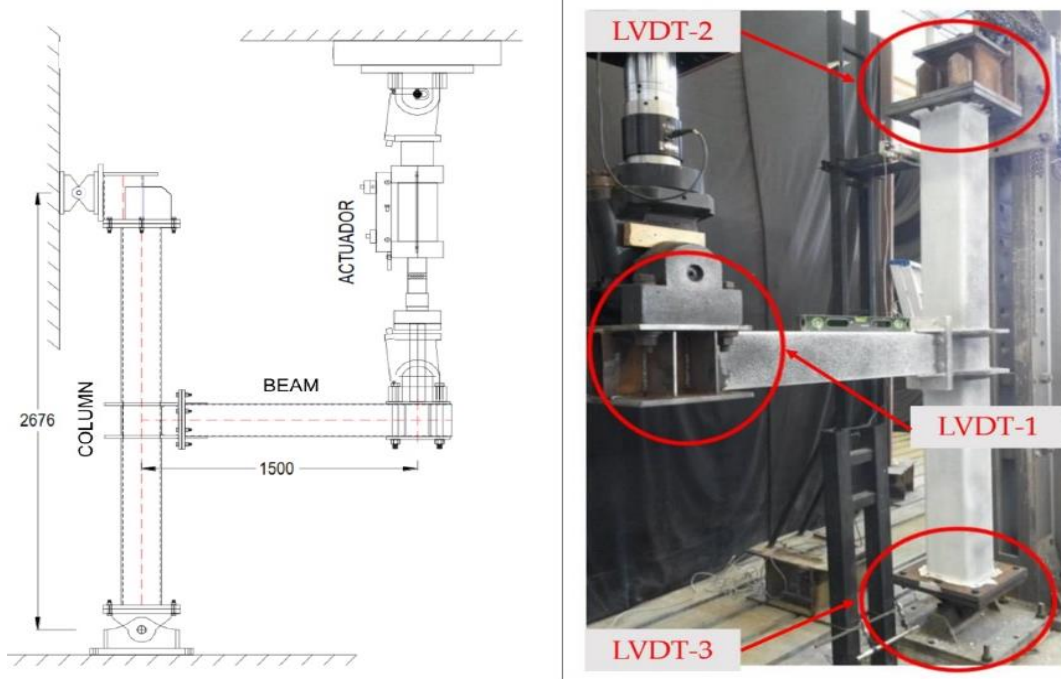
Sonuç olarak Şekil 4.11'de üç deneyden elde edilen çevrimsel eğrilerin benzer olduğu ancak birinci numunede kapasite açısından hafif bir düşüş görülmüştür. Bütün durumlar için 0,04 [rad]'da 0,80 Mp'den daha yüksek bir dönme direnci elde edilmektedir. Sonlu eleman modellerinin sonuçlarında, deney numuneleriyle benzer bir davranış görülmüştür [12].



Şekil 4.10. Bağlantı modeli [10].

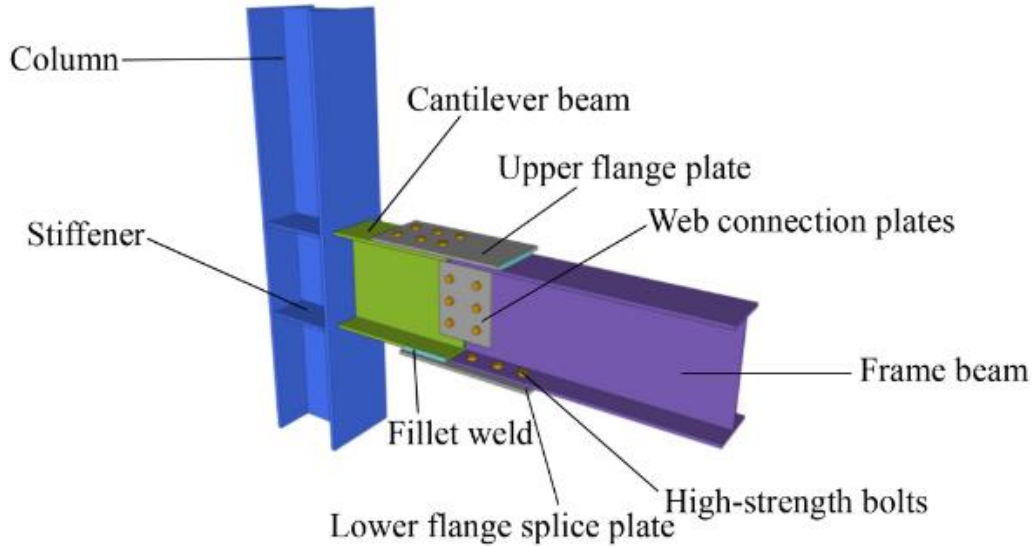


Şekil 4.11. Bağlantı modeli [10].

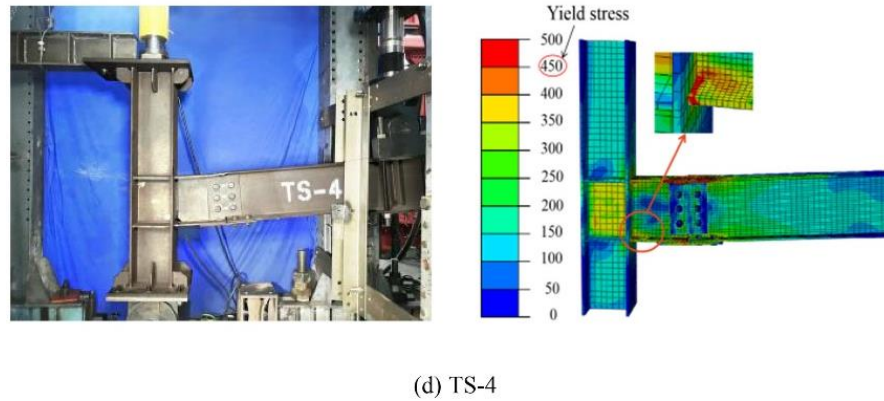
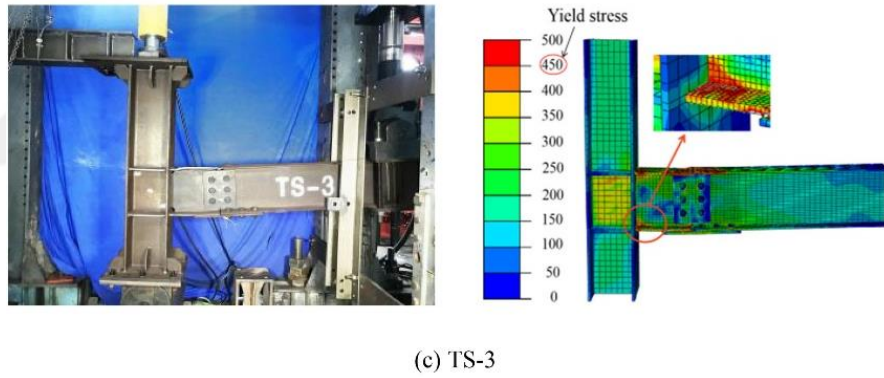
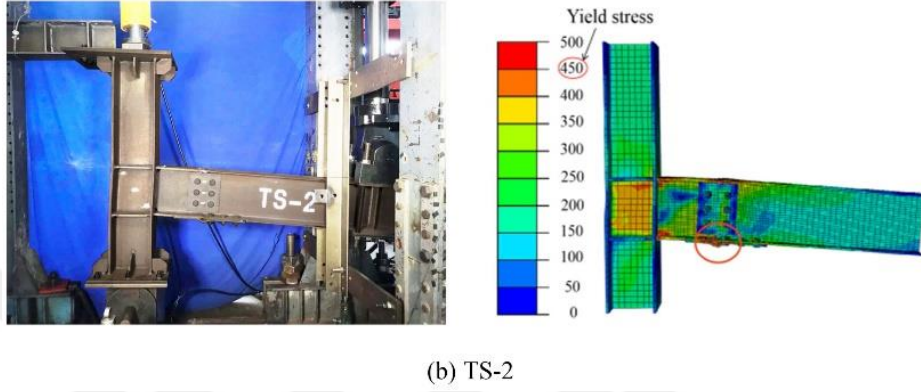
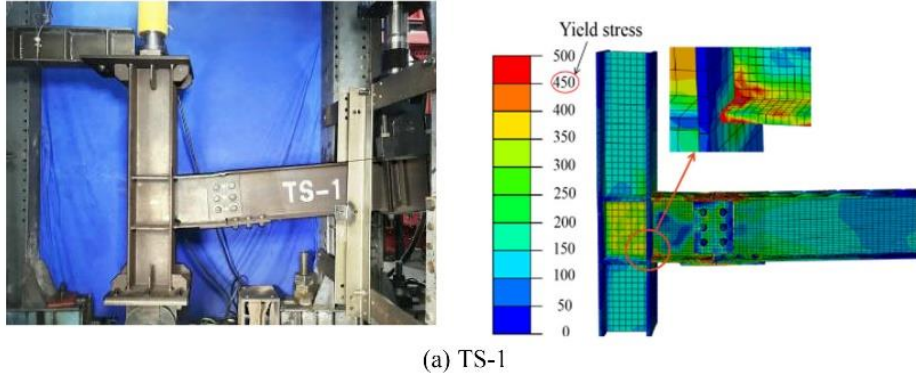


Şekil 4.12. Deney düzeneği. [10]

Yu ve ark. Şekil 4.13'te önerdiği bağlantıda, sismik performansı incelemek için dört numune tekrarlı yükleme altında test edilmiştir. Deney numuneleri plaka kesit alanı ve cıvata sayısına göre farklılık göstermektedir. Tüm numuneler mükemmel süneklik ve dönme kabiliyeti göstermiştir. Bükme kapasitesi açısından alt taraftaki plakanın kalınlığının genişliğine nazaran daha önemli rol oynadığı görülmüştür. Yapılan sonlu eleman model analizinde ise elde edilen sonuçlar deney sonuçlarını doğrulamıştır [11].



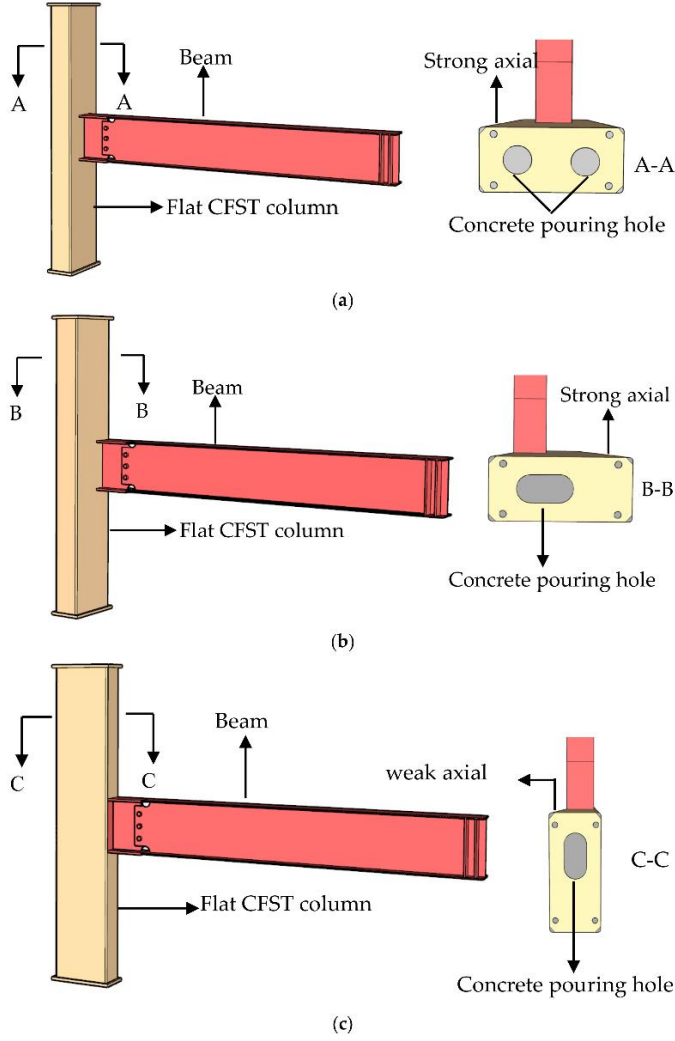
Şekil 4.13. Bağlantı modeli [11].



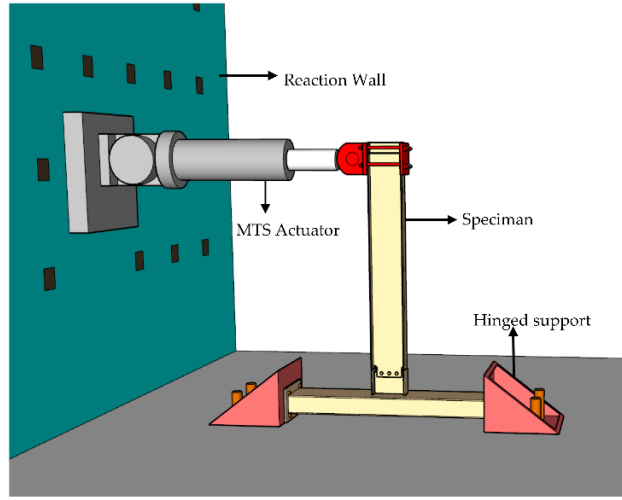
Şekil 4.14. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [11].

Deng ve ark. tasarladığı bağlantıda Şekil 4.15'te gösterilen üç farklı kompozit kolonun kirişle olan bağlantısını test etmiştir. Kiriş ve kolonun bağlantı konumları dikkate alınarak üç tam ölçekli numune, Şekil 4.16'da verilen deney düzeneğinde çevrimsel

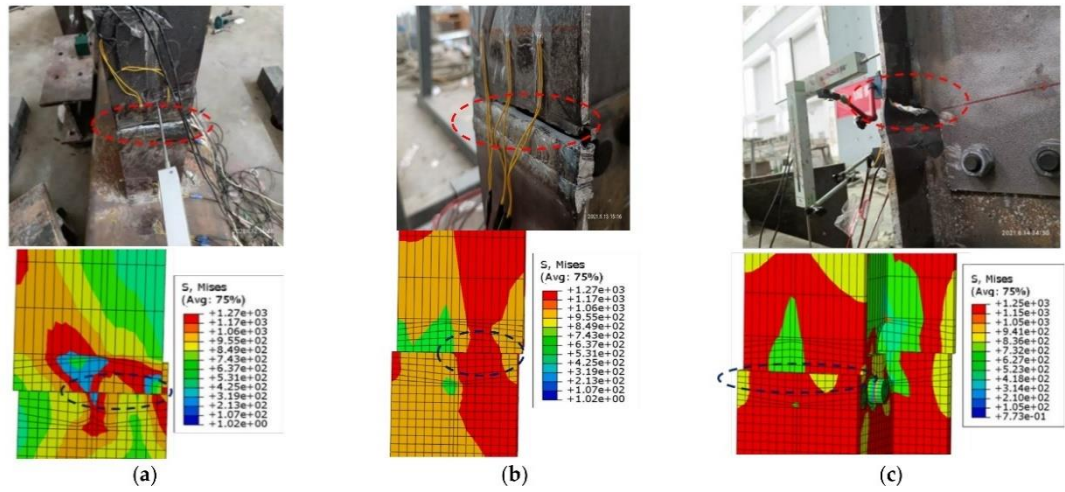
yük altında bağlantının hasara uğramasına kadar yüke tabi tutulmuştur. Bu deneyde sismik performans, hasar modu ve süneklik incelenmiş ve değerlendirilmiştir. Bunun yanı sıra Abaqus sonlu eleman programıyla sayısal model hazırlanmış ve analiz edilmiştir. Sonlu elemanlar modelinin analizinde Şekil 4.17’de görüldüğü üzere deney sonuçlarıyla uyumlu olduğu görülmüştür [12].



Şekil 4.15. Bağlantı modelleri [12].

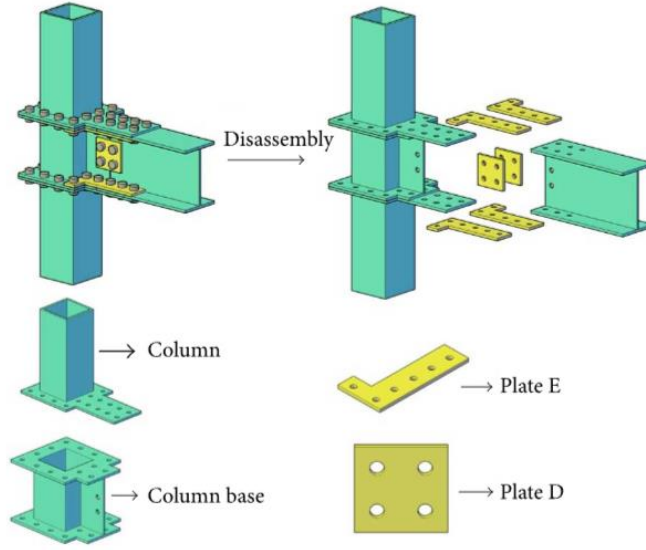


Şekil 4.16. Deney düzeneği. [12]

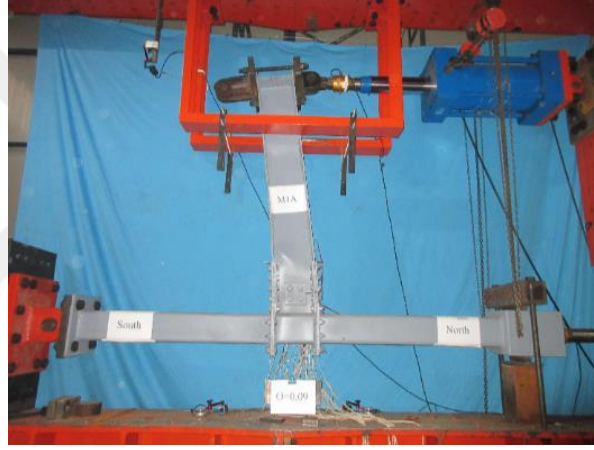


Şekil 4.17. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [12].

Liu ve ark. önermiş oldukları bağlantının sismik performansını belirlemek için farklı parametrelere sahip 6 adet bağlantı numunesi yarı statik yükleme testleri yapılmıştır. Sonlu eleman modelinin doğrulanması için deney verileri kullanılmıştır. Deney numunelerinde değişen parametreler olarak bulon sayısı ve malzeme kalitesi seçilmiştir. Sonuç olarak, bağlantının tekrarlı yükleme altında yeterli plastik deformasyona uğradığını, kiriş üzerinde plastik mafsallı oluşturması sünek bir hasar modunun olduğunu ve bağlantının sismik performansını etkileyen ana parametrenin bulon sayısı olduğu görülmüştür [13].

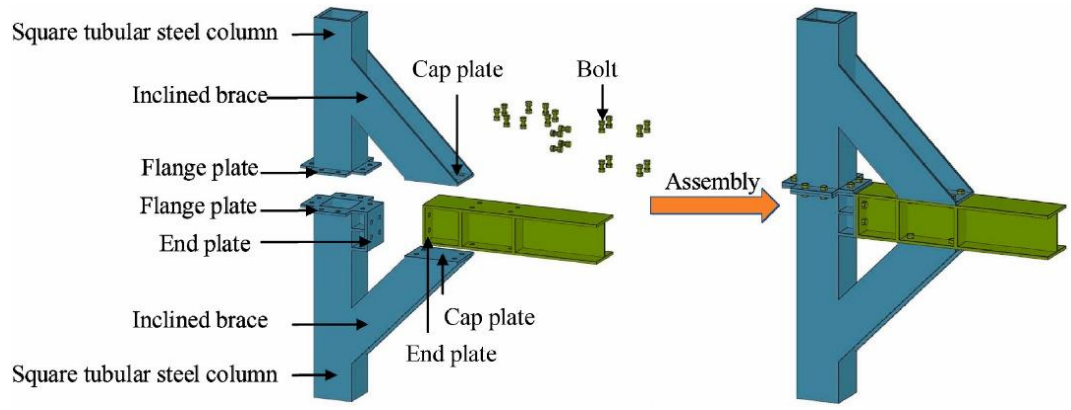


Şekil 4.18. Bağlantı modeli [13].

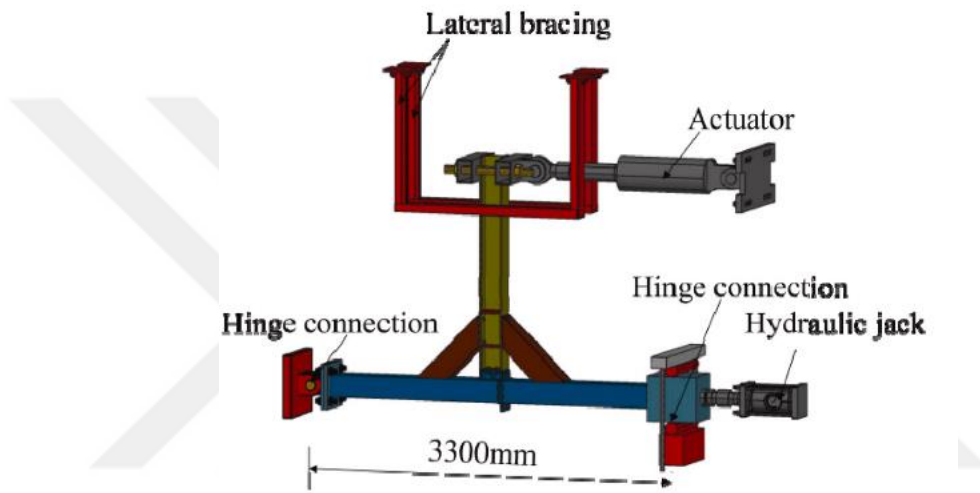


Şekil 4.19. Deney düzeneği [13].

Liu ve ark. rijit bir bağlantı elde etmek için, Şekil 4.20’de verilen payandalı bağlantı modelini önermiştir. Farklı tipteki eğimli payandalara sahip üç birleşim tasarlanmış ve tekrarlı yükleme altında Şekil 4.21’de verilen deney düzeneğinde test edilmiş ve sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Birleşim bölgesinin hasar modları ve enerji dağıtım kapasitesi gözlemlenmiş ve payandaların tipi ve uzunluğuna göre bağlantının sismik davranışına etkisi araştırılmıştır. Çalışmanın sonucunda süneklik, plastik deformasyon kapasitesi ve enerji dağıtım kapasitesi açısından yeterli olduğu, Şekil 4.22’de görüldüğü üzere payanda ve kolonlarda belirgin bir deformasyonun meydana gelmediği ve payanda uzunluğunun arttırılmasıyla nihai mukavemeti arttığı görülmüştür [14].



Şekil 4.20. Bağlantı modeli [14].

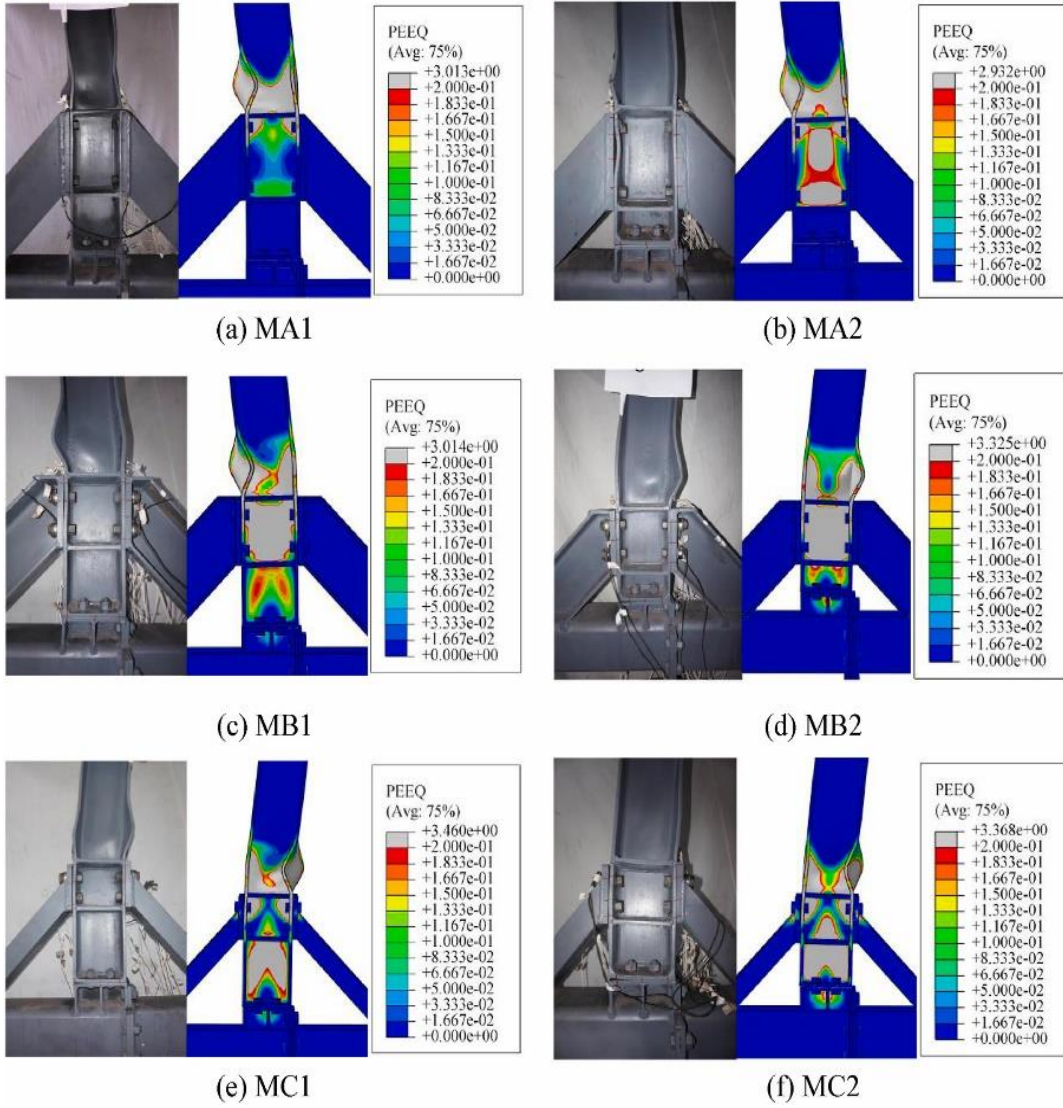


(a) Sketch



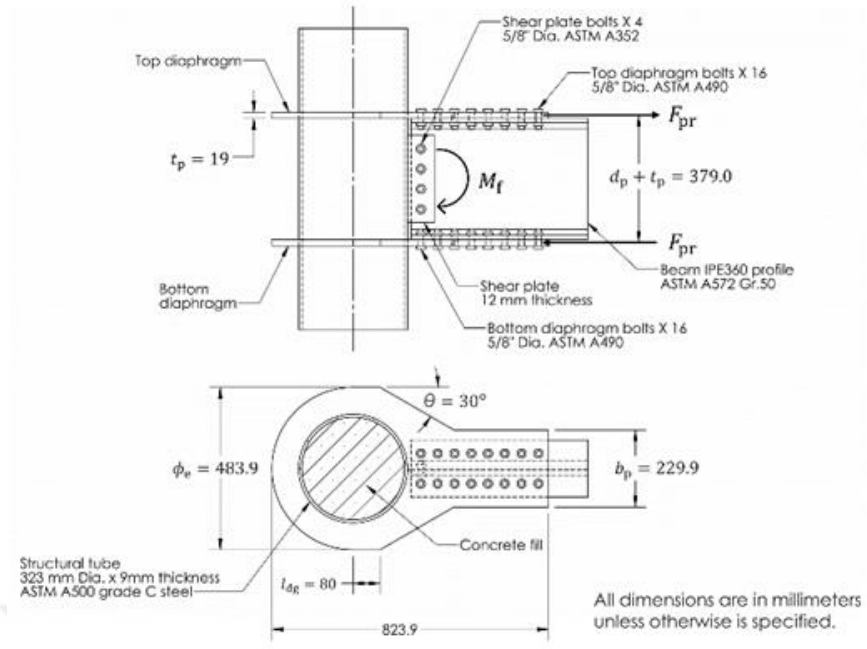
(b) Picture

Şekil 4.21. Deney düzeneği [14].

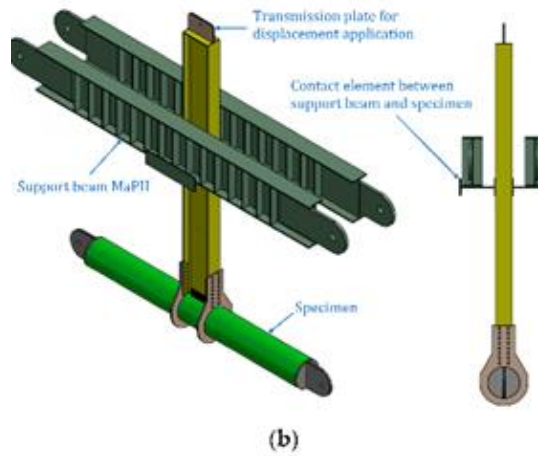
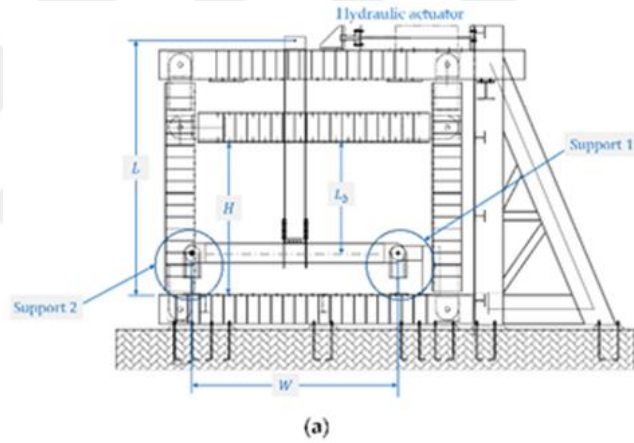


Şekil 4.22. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [14].

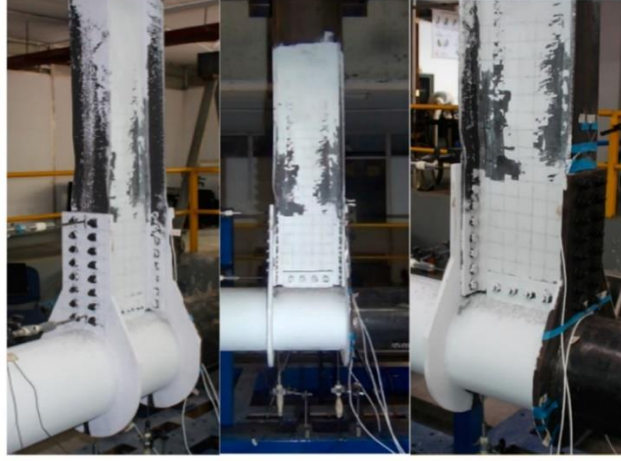
Ortiz ve arkadaşları, Şekil 4.23'te önerilen kompozit kolon-kiriş bağlantısının sismik davranışını araştırmışlardır. Şekil 4.24'te gösterilen düzenekte deneyler gerçekleştirilmiş; hasar modları, çevrimsel performans, mukavemet, rijitlik ve enerji dağılımı incelenmiştir. Şekil 4.25'te, deney sonrası oluşan deformasyonlar gösterilmektedir. Bağlantının güçlü çevrimsel döngüler sergilediği, süneklik kapasitesinin yüksek olduğu ve enerji dağıtma yeteneğinin önemli olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, önerilen bağlantının deprem bölgelerindeki moment aktaran çerçeve yapılarında kullanılmaya uygun olduğu sonucuna varılmıştır [15].



Şekil 4.23. Bağlantı modeli [15].

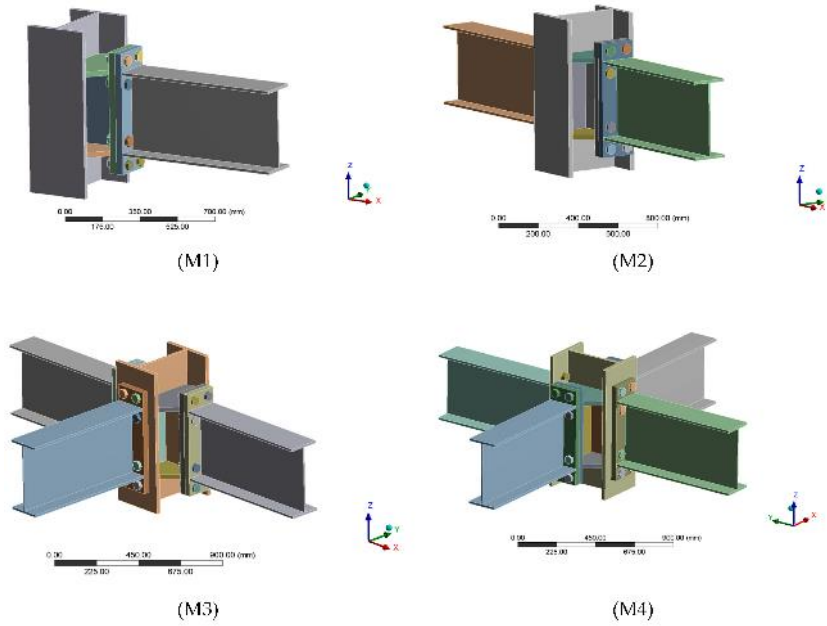


Şekil 4.24. Deney düzeneği [15].

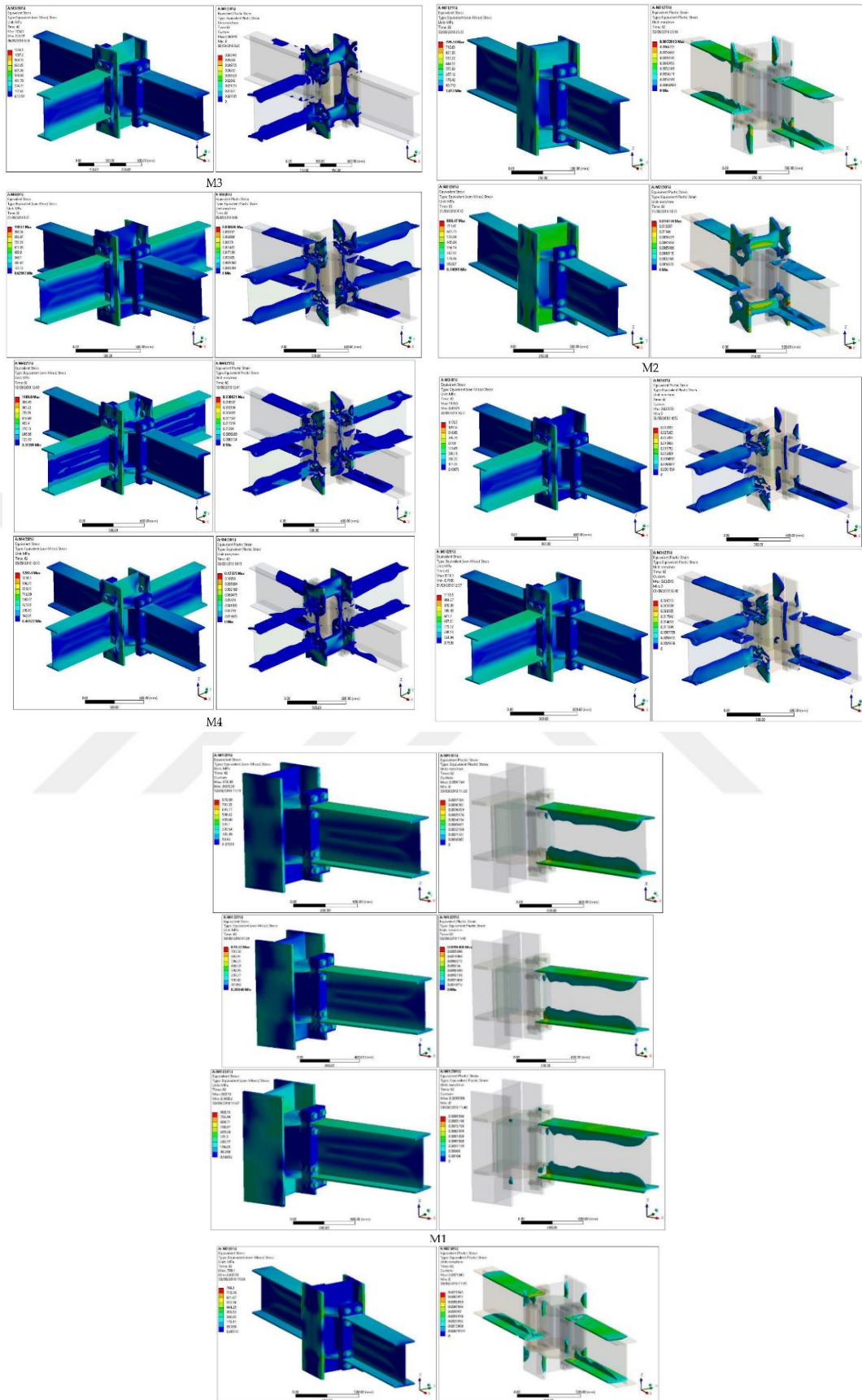


Şekil 4.25. Deney sonrası numunen uğradığı deformasyon hali [15]

Nuñez ve ekibinin yaptığı çalışmada, zayıf eksen moment bağlantılı H kolonlarının çift yönlü döngüsel tepkisi, ANSYS yazılımının sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Çift yönlü etkilere ve değişken eksenel yüklere sahip çeşitli üç ve iki boyutlu birleşim konfigürasyonları incelenmiştir. Üç boyutlu bağlantı modelleri Şekil 4.26'da gösterilmiştir. Analiz sonuçları, bu bağlantının sünek bir davranış sergilediğini ve gereken performansı sağladığını göstermiştir. Üç boyutlu modeller, iki boyutlu modellere göre daha fazla deformasyon değeri göstermiştir. Ayrıca, üç boyutlu modellerde sönmülenen enerjinin iki boyutlu modellere kıyasla daha yüksek olduğu görülmüştür [16].

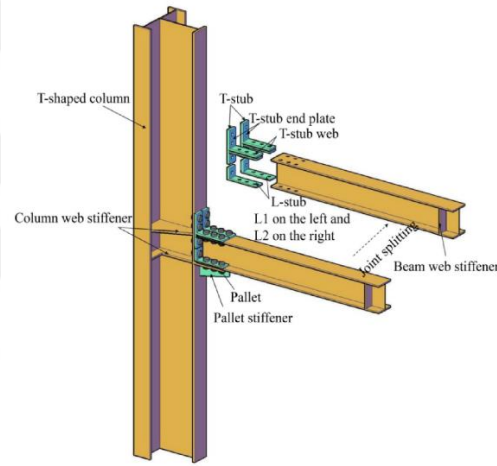


Şekil 4.26. 3D bağlantı modelleri [16].

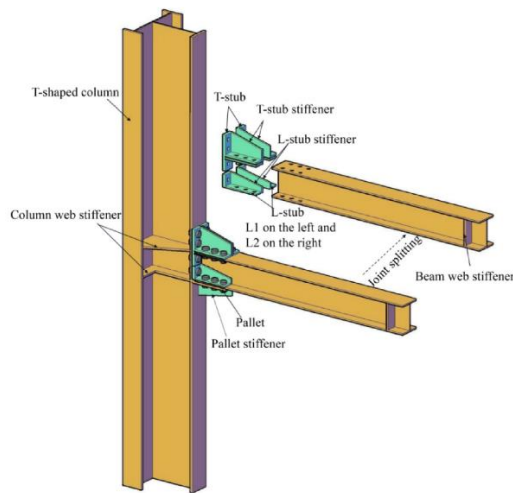


Şekil 4.27. SEM analiz sonuçları [16].

ChunLiu ve ark., Şekil 4.27'de gösterilen bağlantılarda berkitme, kolon gövde kalınlığı, T ve L profillerin uç plaka kalınlığı ve kirişe bağlanan cıvata sayısına bağlı olarak farklı modeller hazırlanmıştır. Bu farklılıkların bağlantı performansı üzerindeki etkisini analiz etmek amacıyla Şekil 4.28'de gösterilen döngüsel testler ve sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Çalışmada hasar modları, çevrimsel eğriler, performans ve bağlantının enerji sönümleme kapasitesi incelenmiştir. Şekil 4.29'da elde edilen sonuçlar gösterilmektedir. Orta ve büyük ölçekli depremlerde, bağlantının temel olarak enerjiyi kayma yoluyla sönümlediği ve kirişin plastik deformasyon talebinin düşük olduğu ve tatmin edici bir sünekliliğe sahip olduğu görülmüştür. Ayrıca, kayma, akma ve nihai direnç hesaplamaları sonuçları, deneysel ve sonlu eleman analiz sonuçlarıyla uyum içine olduğu vurgulanmıştır [17].

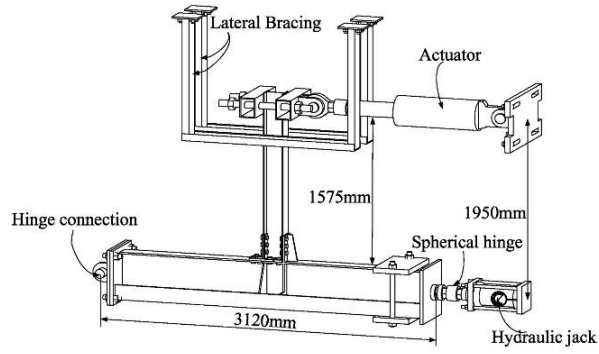


(a) without T-stub stiffener (ST-1)

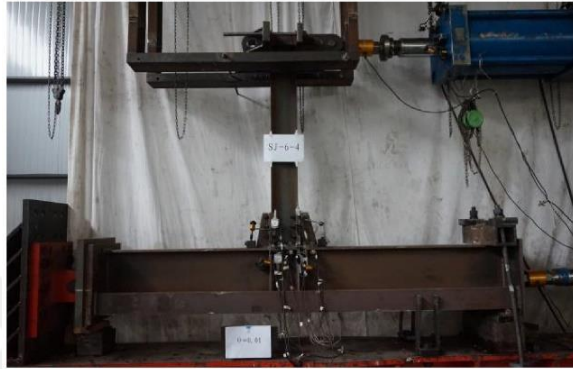


(b) with T stub stiffener (ST 2 and ST 3)

Şekil 4.28. Bağlantı modelleri [17].

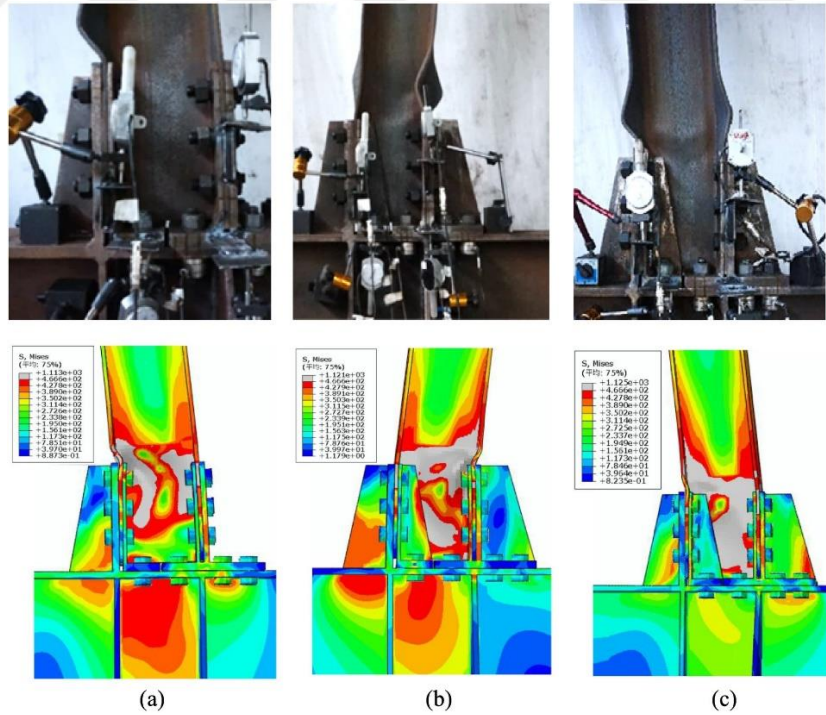


(a) Sketch of test setup



(b) Photograph of test setup

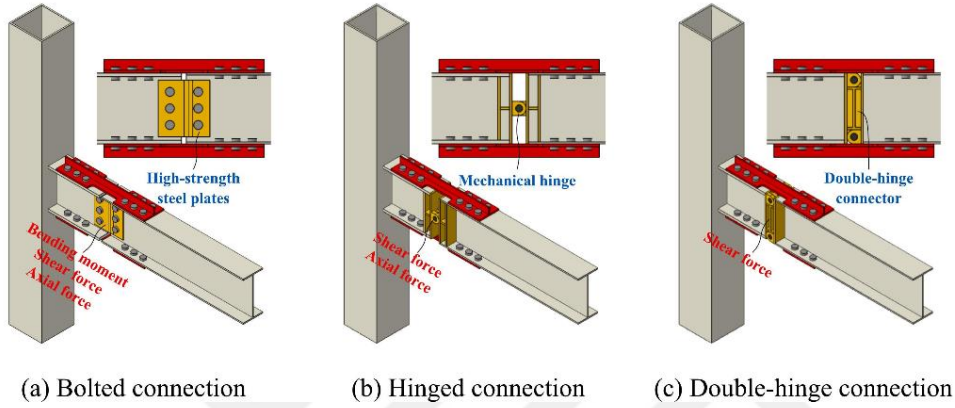
Şekil 4.29. Deney düzeneği [17].



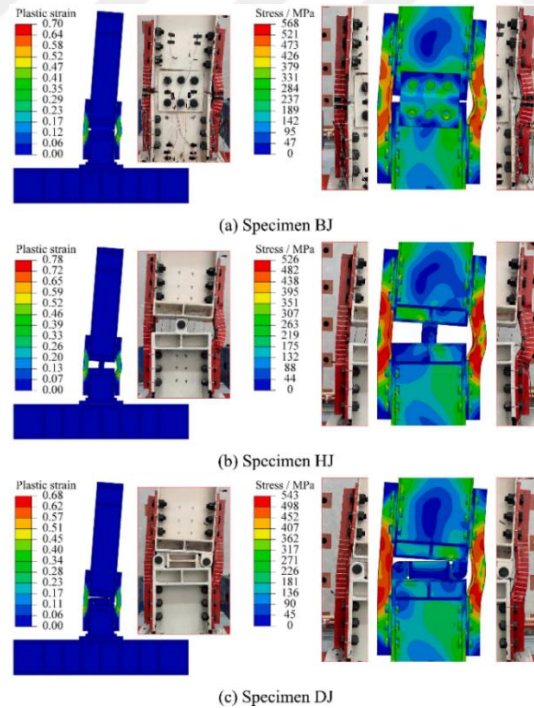
Şekil 4.30. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [17].

Wei ve ark., bu çalışmada Şekil 4.29'da gösterilen üç farklı bağlantıyı döngüsel yükleme testlerine tabi tutarak ve sonlu elemanlar modeli analizi yaparak

incelemişlerdir. Bağlantılar, gövde kısmı dışında aynı özelliklere sahiptir. Sonuç olarak, a ve b modellerinin benzer şekilde davrandığı, ancak c modelinde enerji sönümlenmesi sonrasında dengesizlik meydana geldiğı görülmüştür. Çevrimsel eğrileri karşılaştırıldığında, a modelinin döngüsel performansının diğerklerine göre daha yüksek olduğı, c ve b modellerinde ise bu değerin benzer olduğı görülmüştür. Sonlu elemanlar analizi ve deney sonuçları, Şekil 4.30'da gösterildiğı gibi uyum içinde olduğı vurgulanmıştır [18].



Şekil 4.31. Bağlantı modelleri [18].

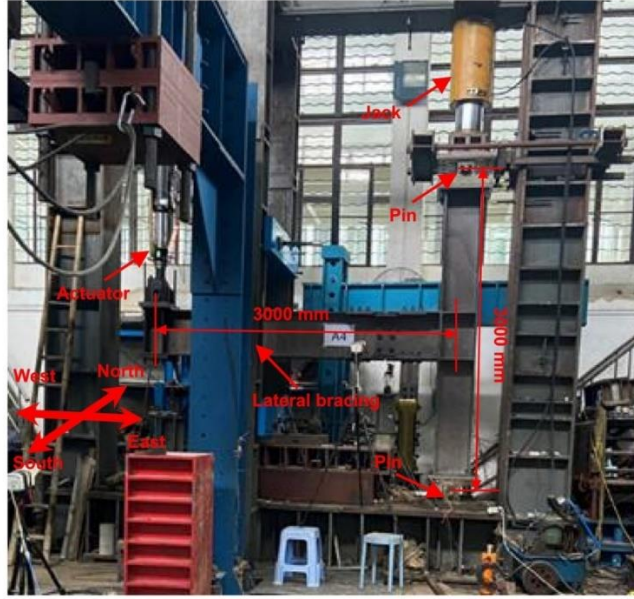


Şekil 4.32. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [18].

Chen ve ark, Şekil 4.31'de gösterilen burkulmaya karşı dayanıklı kiriş-kolon bağlantısı önermişlerdir. Bu bağlantılarda hasarlı plakalarının değiştirilebilir olduğı özelliğine vurgu yapılmıştır. Bağlantının sismik davranışını ve sünekliğini incelemek amacıyla

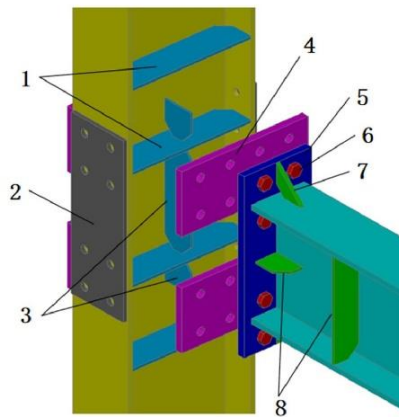
Figure 1 illustrates the experimental setup and the details of the four types of fuse plates used in the study. The top part shows a 3D perspective of the beam-column joint under cyclic loading, with dimensions for the column (H350x350x8x14), beam (H450x200x8x14), and joint height (H=3000 mm). It also shows details of the flat-type (FP) and slotted-type (SP) fuse plates, stiffened/unstiffened C-shaped shear tabs, and a bolt. The bottom part shows four detailed views of the fuse plates: (a) Flat-type (FP), (b) Slotted-type (SP), (c) Double-slotted-type (DSP), and (d) Eccentric-type (EP). Each view includes dimensions for width (164 mm), length (770 mm), slot width (180 mm), and slot depth (b_{sp}).

41



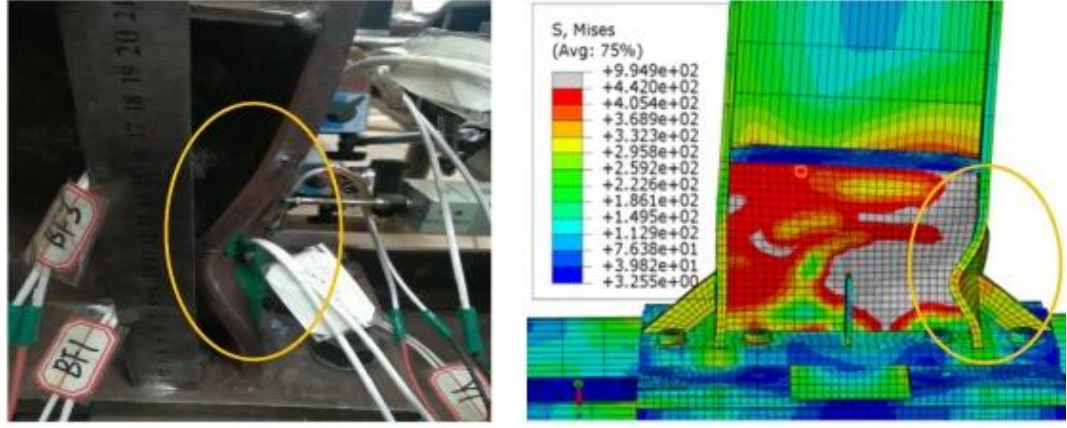
Şekil 4.34. Deney düzeneği [19].

Zhong ve ark., Şekil 4.33'te gösterilen bağlantının hasar modunu, histerezis eğrisini ve taşıma kapasitesini incelenmiştir. Deney sonuçları, numunelerin birleşim yerlerinin nispeten yüksek bir rijitliğe sahip olduğunu ve sismik performanslarının yüksek olduğunu göstermektedir. Ayrıca, Abaqus sonlu elemanlar modeli kullanarak plaka kalınlığı, bulon çapı, kiriş uç plaka kalınlığı ve berkitme kalınlığının bağlantının sismik performansı üzerindeki etkilerini analiz edilmiştir. Plaka kalınlığı arttıkça bağlantının enerji dağıtma kapasitesinin önemli ölçüde arttığını, ancak sünekliğin azaldığını gözlemlemişlerdir [20].

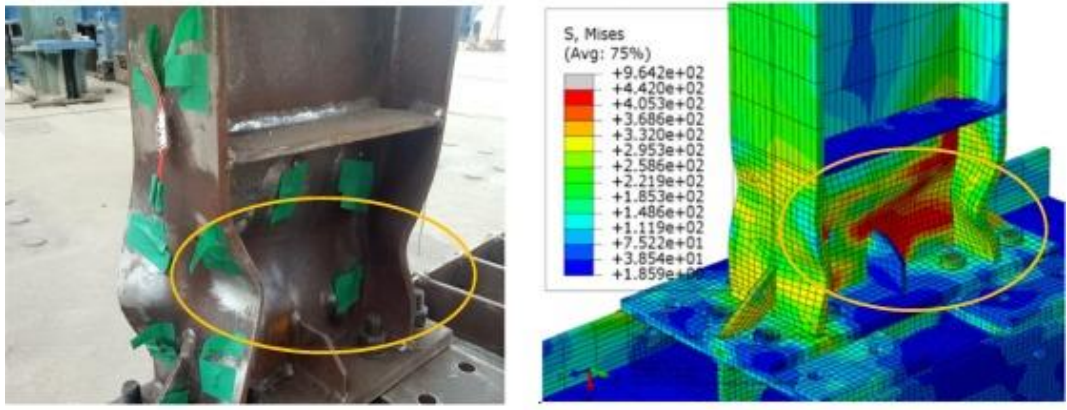


1. Transverse stiffeners; 2. column flange reinforcement plate; 3. longitudinal stiffeners;
4. column skin plates; 5. end plate; 6. high-strength friction bolts; 7. haunch plate;
8. beam-end stiffening ribs.

Şekil 4.35. Bağlantı modeli [20].



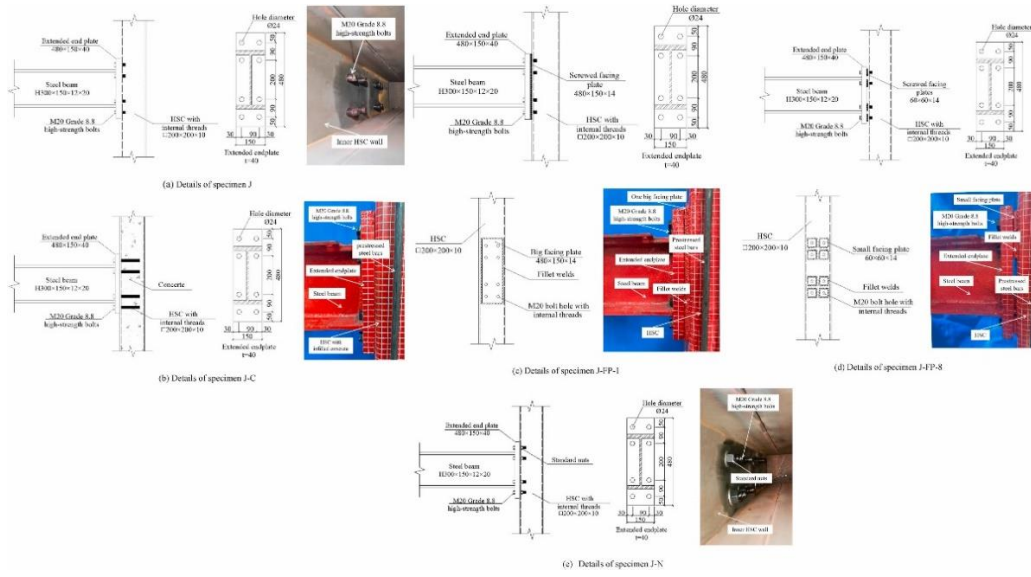
(a) Beam flange buckling



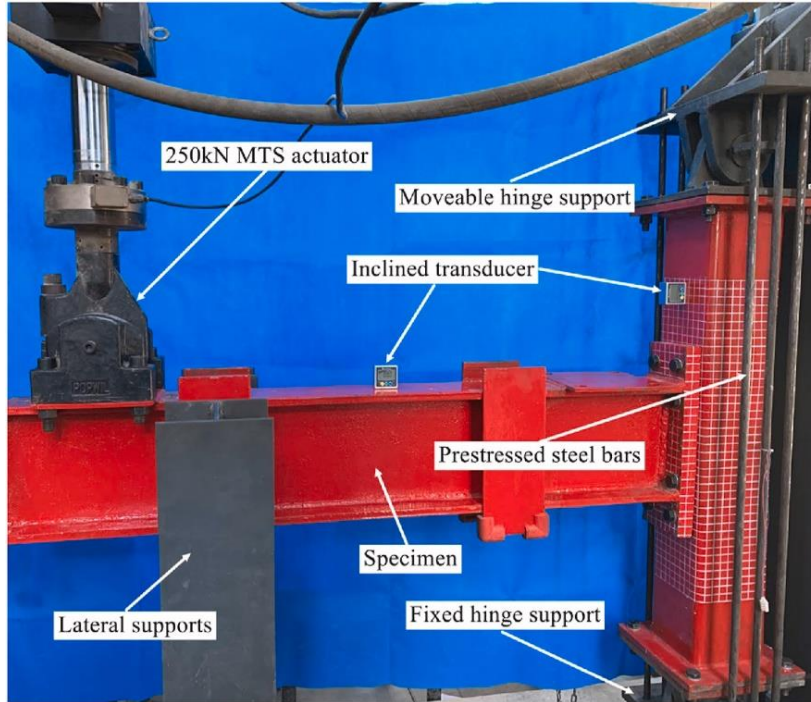
(b) Beam web bulge

Şekil 4.36. Deneyler ve SEM arasında numunelerin sonuç karşılaştırılması [20].

Zhang ve ark. Şekil 4.35'te gösterilen güçlendirme yöntemine göre değişen bağlantıların sismik davranışını incelemek amacıyla Şekil 4.36'da verilen deney düzeneğinde çalışmalar yapmışlardır. Hasar modları, eğilme momenti dayanımı, dönme kabiliyeti, süneklik, mukavemet, rijitlik ve enerji dağılımı gibi faktörleri incelemişlerdir. Deney sonuçları, güçlendirme yöntemlerinin bağlantının mekanik performansını artırdığını göstermiş ve böylece bu yöntemin moment çerçeveli yapılarda uygulanabilirliğini kanıtlanmıştır [21].



Şekil 4.37. Bağlantı modelleri [21].

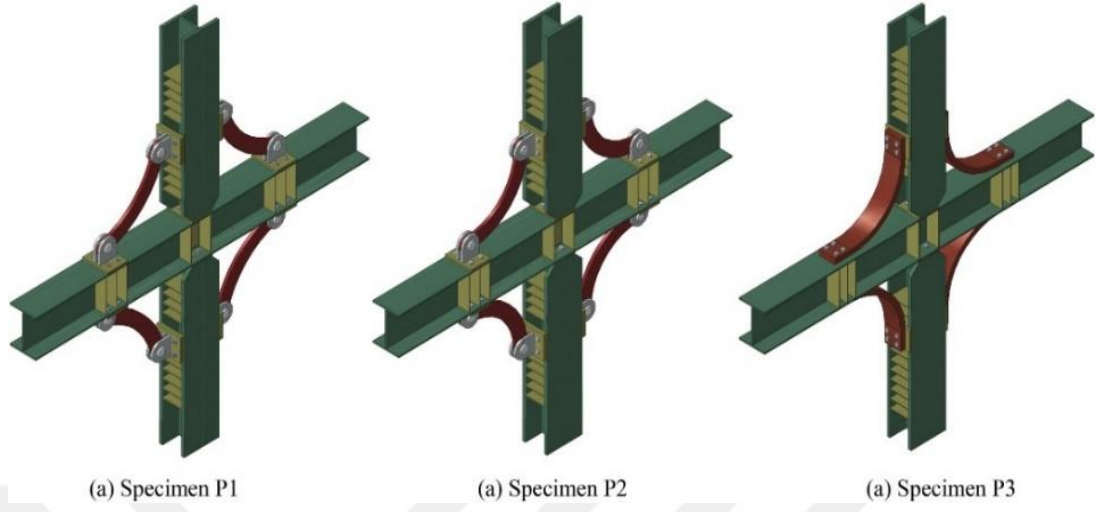


Şekil 4.38. Bağlantı deney düzeneği [21].

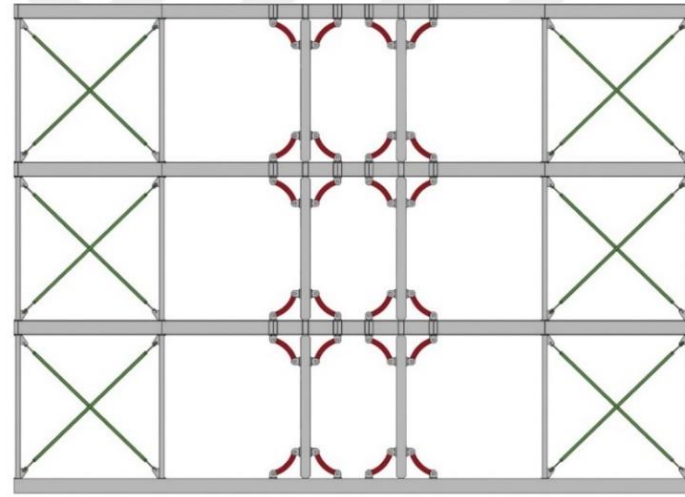
Li ve ark. kavisli payandalarla desteklenen bağlantıyı önermiştir, bu bağlantı Şekil 4.38'de görülmektedir. Bu bağlantı, yarı rijit kiriş-kolon birleşimlerinde sabit bağlantılı kavisli payandalar kullanılarak tasarlanmıştır. Tam ölçekli 3 adet numune, yarı statik döngüsel testlere tabi tutulmuştur ve bu numuneler yüksek süneklik sergilemiştir.

Hasarlar çoğunlukla payandalarda oluşmuştur. Test numunelerinin dayanıklılığı azalmış olsa da döngüsel eğrilerinde sıkışma gözlenmiştir. Payandaların kararlı

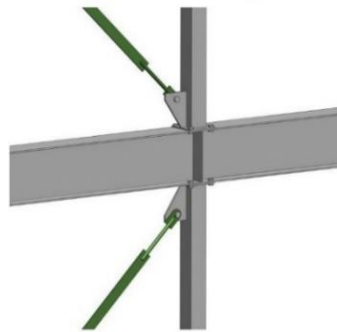
davranışı ve yüksek mukavemeti nedeniyle katlar arasında daha düzgün bir yer değiştirme dağılımının oluşturulabileceği görülmüştür [22].



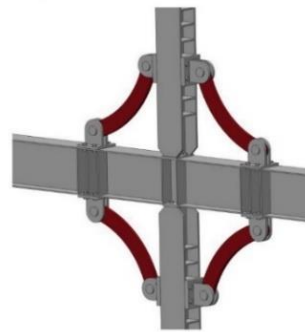
Şekil 4.39. Bağlantı modelleri [22].



(a) Elevation of the considered system



(b) Brace-to-frame connection

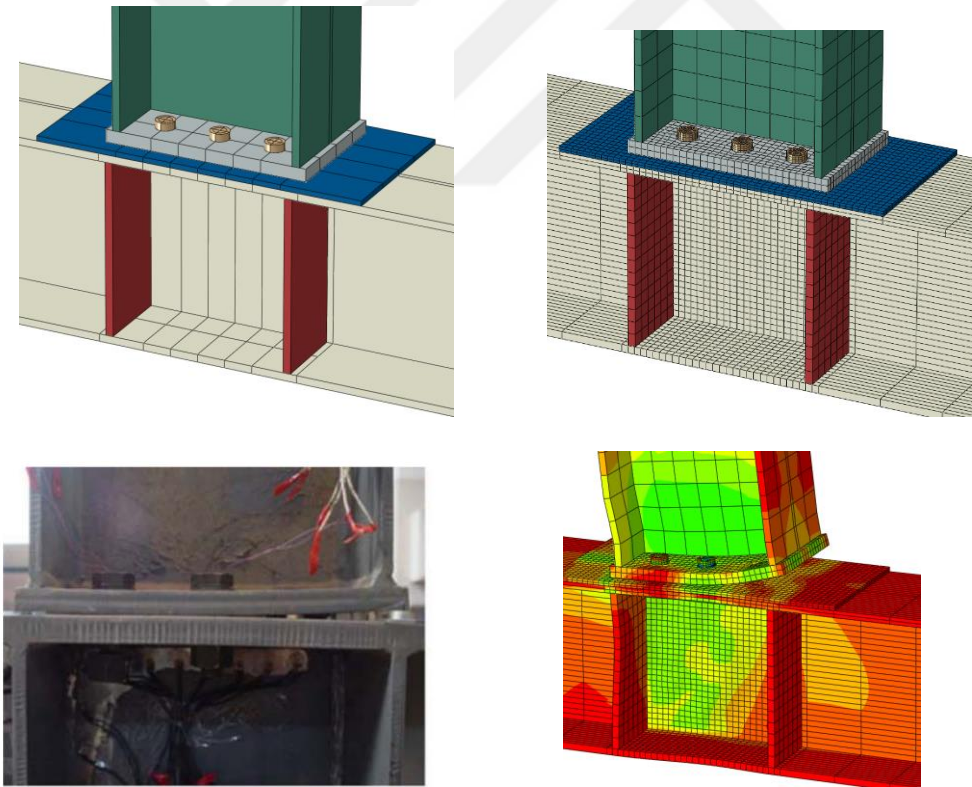


(c) Knee brace connection

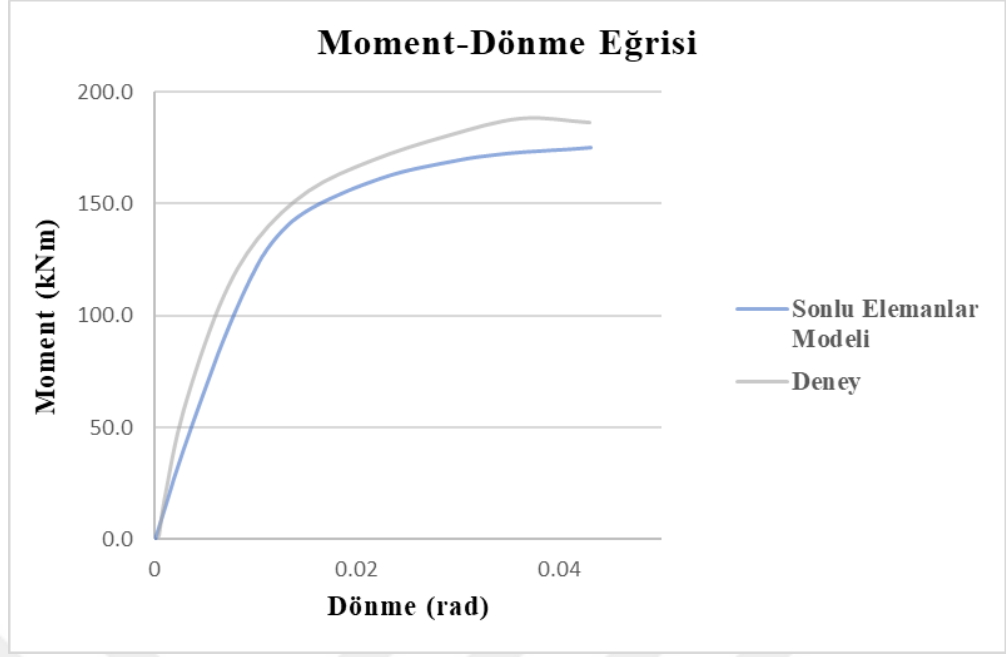
Şekil 4.40. Ele alınan sistemin gösterimi [22].

4.5. Doğrulama Çalışması

Bu doğrulama çalışmasında, malzeme modeli ve sonlu eleman tipinin doğruluğu test edilmiştir. Shi ve arkadaşlarının JD1 laboratuvar numunesi Abaqus yazılımıyla yeniden modellenmiş ve kolon-kiriş birleşim bölgesindeki alın levhası ve berkitmelerin moment-dönme davranışı incelenmiştir. Şekil 4.41’de verilen moment-dönme eğrisi, deneysel sonuçlarla karşılaştırıldığında %6’lık bir fark gözlemlenmiş ve kabul edilebilir bulunmuştur. Ayrıca, birleşim bölgesindeki davranışın deneysel verilerle benzerliği Şekil 4.42’de gösterilmiştir. Yapısal analizde, yüzeyler arasındaki kaynaklı bağlantıyı temsil etmek için "Tie" bağlantısı kullanılmış ve yük aktarımı sağlanmıştır. Temas yüzeylerindeki sürtünme davranışı için "Hard Contact" modeli ve Penalty yöntemi seçilmiş, izotropik sürtünme katsayısı 0.33 olarak alınmıştır. Sonlu eleman modellemesinde ise profil ve bulonlar için 3 boyutlu sürekli katı elemanlar (C3D8R) kullanılmıştır. C3D8R elemanları, azaltılmış integrasyon yöntemiyle tek bir integrasyon noktası kullanılarak modellenmiştir. [60].



Şekil 4.41. Test edilen numune ve abaqus sonlu elemanlar modeli.



Şekil 4.42. Sonlu elemanlar modeli ve deney modeline ait moment-dönme eğrisi.



5. YAPILAN ÇALIŞMA

5.1. Araştırmanın Problemi

Çelik yapılar, üstün malzeme özellikli yapı elemanlarının şantiye koşullarında birleştirilmesi ile inşa edilmektedir. Çelik yapıların şantiye montajı, hassas mühendislik hesaplamaları ve dikkatli bir organizasyon gerektiren karmaşık bir süreçtir. Genellikle kiriş ve kolon elemanlarının ayrı ayrı montajlanır ve bu, üretim ve montaj aşamalarında bazı zorluklara neden olmaktadır.

Geliştirdiğimiz modüler sistemde, uygun bağlantı yöntemleri kullanarak çelik yapılar, fabrikasyon olarak üretilmiş katmanlı çerçeveler halinde inşa edilir ve sadece montaj aşaması şantiye ortamında gerçekleştirilebilir hale gelmektedir. Bu yaklaşım, inşaat sürecini daha kolay ve hızlı hale getirmeyi amaçlamaktadır. Aynı zamanda, fabrikada üretilen çelik elemanlar, daha sıkı kalite kontrol süreçlerinden geçer ve işçilik hatalarının önlenmesine yardımcı olacaktır. Bu, yapıların daha yüksek kalitede ve daha güvenli bir şekilde inşa edilmesini sağlamaktadır [38]. Ayrıca, modüler sistemler, çelik yapıların taşınabilirliğini arttırabilir ve değiştirilebilirliğini kolaylaştırabilir, böylece uzun vadede ekonomik ve çevresel avantajlar sunabilecektir [47].

Çelik yapıların analizi ve tasarımı sırasında bağlantı bölgelerinin doğru bir şekilde çözümlenmesi büyük önem taşımaktadır. Çünkü çelik yapının en kritik ve hassas noktalarından biri bağlantılardır [34]. Bağlantıların yanlış tasarlanması veya zayıf bir şekilde inşa edilmesi, yapısal güvenliği ciddi şekilde tehlikeye atabilme olanağını arttırmaktadır. Bu nedenle, doğru bağlantı tasarımı, yapının dayanıklılığını ve güvenliğini sağlamak için hayati öneme sahiptir [32].

Özellikle moment aktaran çelik çerçevelerde, kolon-kiriş bağlantılarında oluşan hasarlar depremler sonucunda ciddi bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır [33]. Bu bağlantılardaki başarısızlık, depremlerin yıkıcı etkisini arttırmaktadır. Bu nedenle, deprem sonrası yapılan çalışmalarda, sünek davranışın vurgulanması ve yapının uzun yıllar boyunca değişen çevresel koşullara ve yüklere karşı dirençli olmasının sağlanması önemlidir [35].

Süneklik, yapıların depremlere karşı daha dayanıklı hale gelmesini sağlayarak can kaybını azaltabilir ve maddi zararları minimize edebilmektedir [43]. Ayrıca deprem sonrası onarımların ve yeniden inşaat gereksinimlerinin azaltılması, çevresel sürdürülebilirliği artırmakla beraber azalan inşaat atıkları ve kaynak kullanımıyla, çevreye olumlu bir etki yaratmaktadır [37]. Bu nedenle, çelik yapı tasarımında sünek bağlantıların kullanılması hem yapısal güvenliği artırır hem de çevresel sürdürülebilirliği desteklemektedir [38].

Yapının büyük hasar görmemesi ve göçmemesi için taşıyıcı sistemin, deprem enerjisini önceden belirlenmiş noktalarda hasar oluşturarak sönümlemesi gerekmektedir [47]. Bu noktalar plastik mafsallık bölgeleri olarak adlandırılır ve kirişlerde bağlantı noktalarına yakın konumda olmaları tercih edilmektedir [28]. Modüler sistemimizde tasarladığımız bağlantı yöntemi, bu prensiplere uygun davranıp davranmadığını incelenecektir.

Bu bağlamda, modüler sistemimizin deprem dayanıklılığını test ederek yapısal analizler gerçekleştirilecektir. Özellikle plastik mafsallık bölgelerinin nasıl davrandığı, enerjiyi nasıl sönümlediği ve hasarın nasıl dağıldığı detaylı bir şekilde incelenecektir [37]. Ayrıca, bu bağlantı yöntemi, geleneksel bağlantı yöntemleriyle karşılaştırılacak ve avantajları değerlendirilecektir.

Bu çalışma, çelik yapı tasarımında yeni bir yaklaşımın potansiyelini değerlendirmeyi amaçlamaktadır. Modüler sistemimizin deprem performansı, yapıların daha güvenli ve dayanıklı hale getirilmesine yardımcı olabilir, aynı zamanda inşaat sürecini daha verimli hale getirebilir [37]. Sonuç olarak, bu çalışma, çelik yapı tasarımında sürdürülebilir ve güvenli çözümler arayışında olan mühendisler ve araştırmacılar için önemli bir katkı sunmayı hedeflemektedir [34].

5.2. Araştırmanın Yöntemi

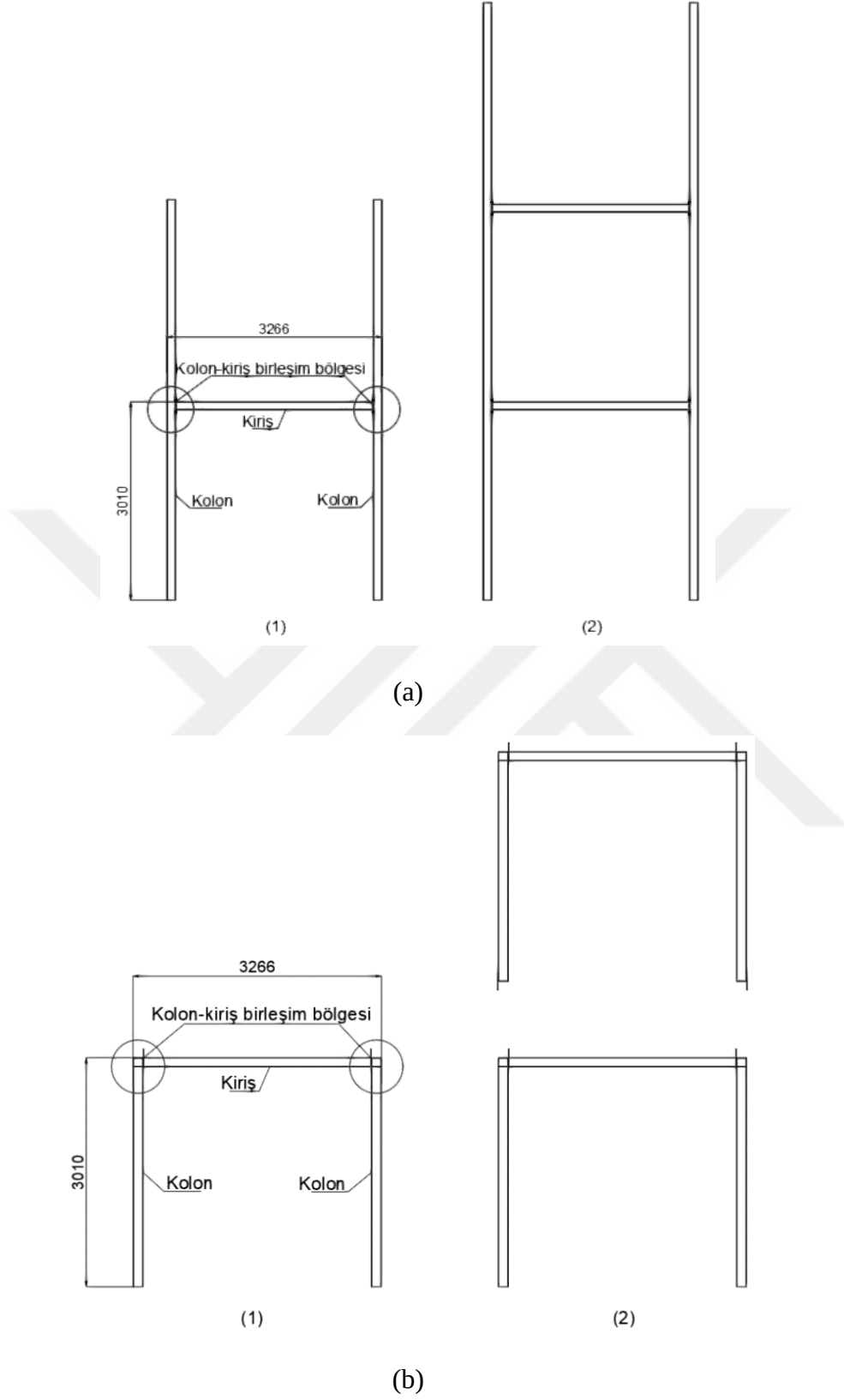
Bu çalışma, geleneksel ve geliştirilmiş modüler yöntemlerle tasarlanan iki farklı çerçeve sistemi kullanılarak iki katlı bir taşıyıcı sistemin geliştirilmesini içermektedir. Geleneksel yöntemle oluşturulan çerçevelerin montaj biçimi, Şekil 5.1(a)'da gösterilmiştir. Geliştirilmiş modüler yöntemle tasarlanan çerçeve sisteminin montajı ise Şekil 5.1(b)'de sunulmuş olup, tüm ölçüler milimetre (mm) cinsindedir.

Ayrıca, bu çalışmada alın plakalı bağlantı ile oluşturulan çerçeve sisteminin birleşim bölgesi detayı Şekil 5.2(a)'da guseli bağlantı ile inşa edilen çerçeve sisteminin birleşim bölgesi detayı Şekil 5.2(b)'de ve geliştirilmiş modüler yöntem ile oluşturulan çerçeve sisteminin birleşim bölgesi detayı ise Şekil 5.2(c)'de görülmektedir. Bu detaylar, her bir bağlantı tipinin yapı içinde nasıl konumlandırıldığını ve tasarlandığını göstermekte olup verilen ölçüler mm cinsindendir. İleri çalışmamızda bu çerçeve sistemlerinin performanslarını değişik yük koşulları altında değerlendireceğiz ve sonuçları karşılaştıracacağız.

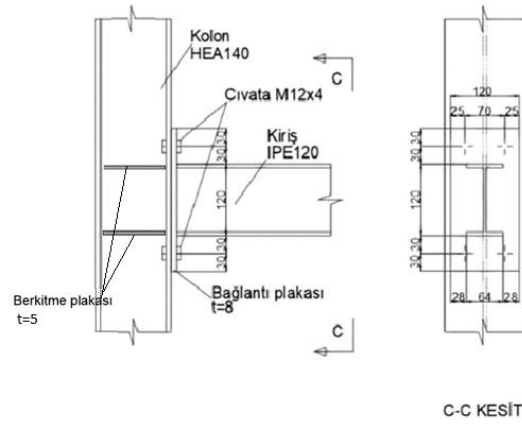
Çerçeve sistemlerinin birleşim noktasının davranışı, ABAQUS/CAE bilgisayar programı kullanılarak incelenmiştir. Bu analizler, kolon-kiriş birleşimlerinin yatay yükleme, düşey yükleme ve FEMA 461 yükleme protokolüne göre modellerin tekrarlı yatay yüklemelere nasıl tepki verdiğini incelemeyi amaçlamıştır. Ayrıca, bu çalışma kapsamında özel olarak tasarlanmış modüler yöntemine uygun kolon-kiriş birleşiminin dayanımı hakkında bilgi edinilmiştir.

Bu analizler sırasında çelik malzemesi, ideal elastoplastik malzeme davranışına sahip, homojen ve izotrop olarak tanımlanmıştır. Ayrıca sonlu eleman modellemesinde, profil ve bulon malzemesi için lineer kuadratik interpolasyon özellikli sürekli elemanlar kullanılmıştır. Profil ve bulonlar için 3 boyutlu sürekli katı (solid) elemanlar C3D8R kullanılarak modellenmiştir. C3D8R eleman tipi, 8 düğüm noktasına sahip olmasına rağmen azaltılmış integrasyon yöntemi kullanılarak elemanın ortasında bir nokta belirlenerek integrasyon noktası bire indirgenmiştir.

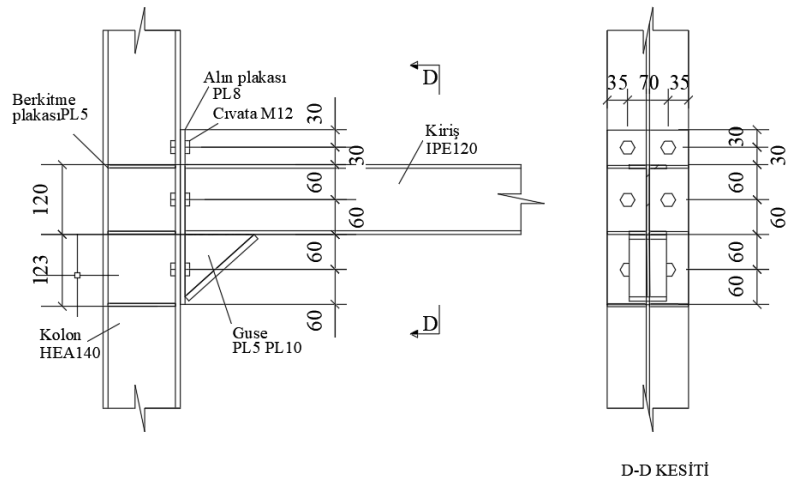
Birleşim bölgesinde elde edilen yük-deplasman değerleri, gerilme dağılımı ve birleşim bölgesindeki akma durumu sonlu eleman modellemesi ile elde edilmiştir. Bu analizler, çerçeve sistemi bağlantılarının performansını daha iyi anlamamıza ve tasarım sürecini optimize etmemize yardımcı olacaktır.



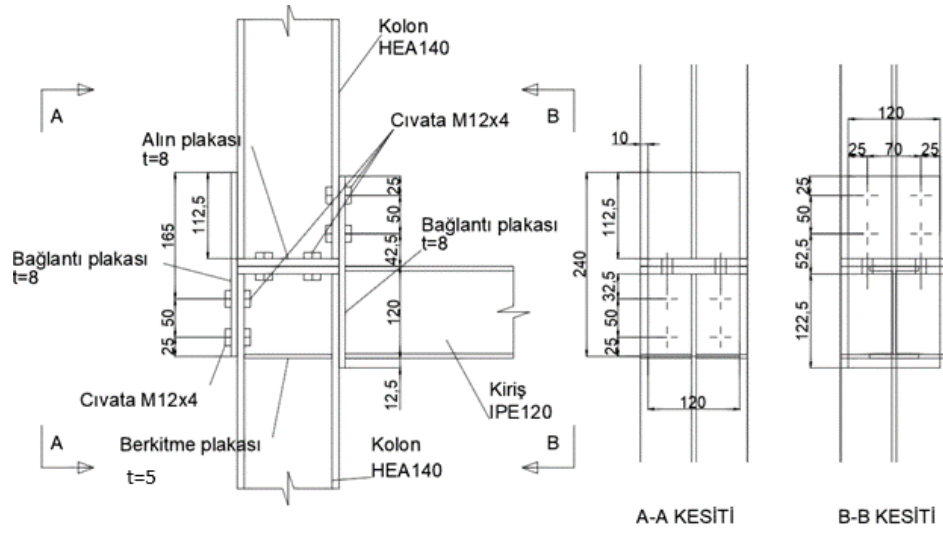
Şekil 5.1. Geleneksel Yöntem Çerçeve (a), Geliştirilmiş Modüler Yöntem Çerçeve (b)



(a)



(b)



(c)

Şekil 5.2. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı (a), Geleneksel Yöntem Guseli Bağlantı (b), Geliştirilmiş Modüler Yöntem Geometrik Detay (c)

5.3. Sonlu Eleman Programında Kullanılan Kolon-Kiriş Bağlantılarının Geometrisi

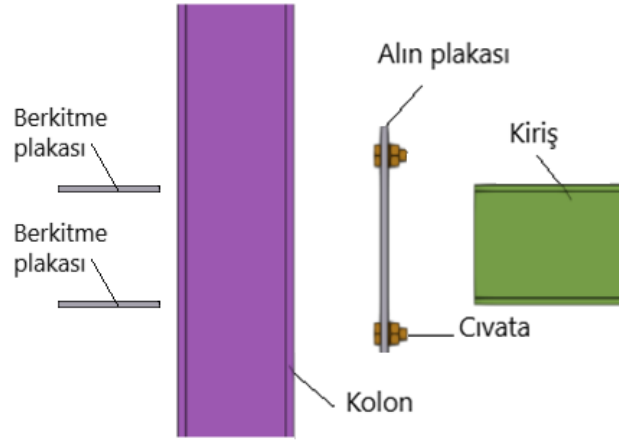
Sonlu Elemanlar Modellemesi (Finite Element Analysis- FEA), mühendislik analizlerinde kullanılan bir matematiksel ve sayısal bir yaklaşımı temsil etmektedir. Bu yaklaşım, karmaşık yapıları daha küçük ve daha basit elemanlara bölerek başlar. Her bir elemanın davranışı matematiksel ifadelerle tanımlanır ve sonunda bu elemanların birleşiminden oluşan karmaşık bir sistem davranışı simüle edilir. Sonlu Elemanlar Analizi, karmaşık fiziksel olayları ve yükleme koşullarını incelemek, gerilme, yerdeğiştirme, sıcaklık dağılımı gibi çeşitli değişkenleri hesaplamak ve tasarım veya analiz süreçlerinde önemli veriler sağlamak için kullanılmaktadır [48].

Sonlu elemanlar çalışması sırasında, üç farklı bağlantı yöntemi kullanılarak oluşturulan çerçeveler incelenmiştir. Bu çerçeveler, geleneksel yöntemle oluşturulmuş alın plakalı bağlantı (Şekil 5.3(a)), geleneksel yöntemle oluşturulmuş guseli bağlantı (Şekil 5.3(b)), ve bu çalışma için özel olarak geliştirilen modüler yöntemle oluşturulan birleşim bölgesi içeren çerçeve (Şekil 5.3(c)) olarak tasarlanmıştır. Bu üç farklı bağlantı yöntemi kullanılarak oluşturulan çerçeveler, farklı yükleme durumlarına tabi tutulmuş ve bu çalışmanın analizlerinde kullanılmıştır.

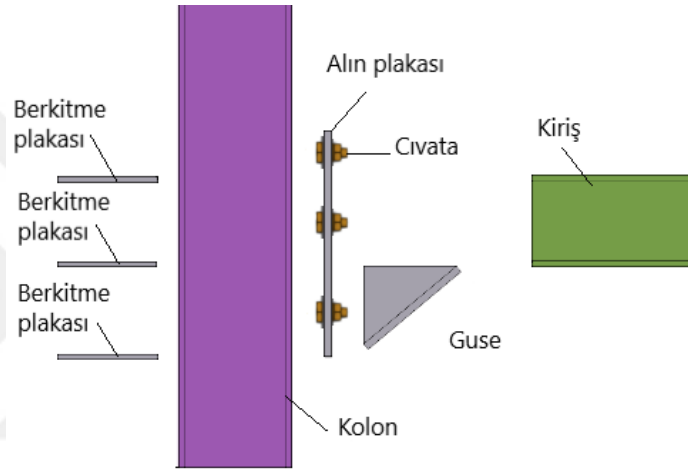
Analizler için seçilen taşıyıcı sistemler, belirli bir kat adedi, yükleme durumu ve eleman tipleri ile tanımlanmıştır. Kolon elemanları HEA 140 ve kiriş elemanları ise IPE 120 olarak belirlenmiştir ve bu detaylar Tablo 5.1'de özetlenmiştir.

Özellikle çalışma kapsamında tasarlanmış modüler çerçeve, alt kat kolon elemanını üst kat kolon elemanına bulonlu alın plakası kullanarak bağlamıştır. Kiriş elemanları, uç plakaya kaynak ile bağlanmış ve uç plakalar ise kolon elemanlarına bulonlar ile bağlanmıştır. Bağlantı elemanlarının kolon-kiriş birleşim bölgesindeki bağlantıları güçlendirmek amacıyla berkitmeler kullanılmıştır. Diğer bağlantı elemanları ve alın plakalarının kalınlıkları Şekil 5.2'de verilmiştir.

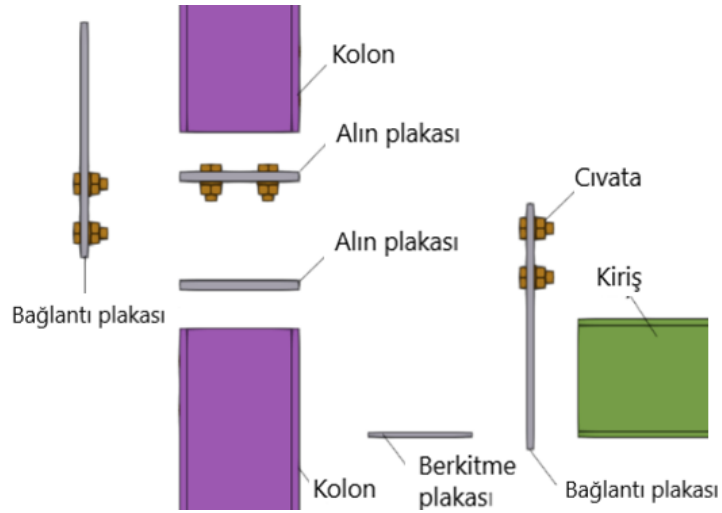
Bu çalışmanın detayları, Şekil 5.3, Şekil 5.4 ve Tablo 5.1'de detaylı olarak sunulmuştur.



(a)

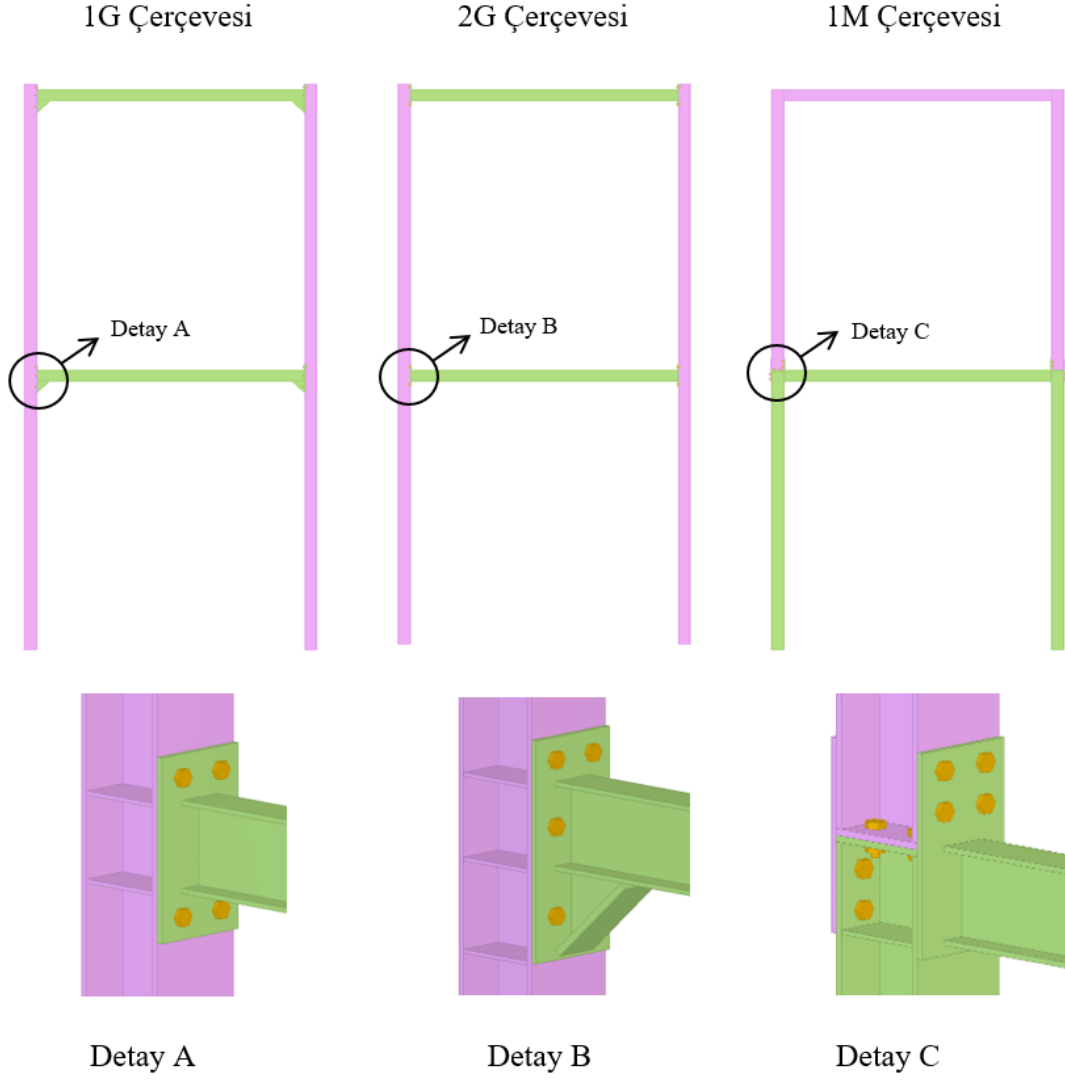


(b)



(c)

Şekil 5.3. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Birleşim Bölgesi (a), Geleneksel Yöntem Guseli Birleşim Bölgesi (b), Modüler Yöntem Birleşim Bölgesi (c)



Şekil 5.4. Geleneksel (1G-2G) Ve Modüler (1M) Yöntemle Birleşim Detayı Tasarlanmış Çerçeveler Ve Bağlantı Detayları.

Tablo 5.1. Sonlu Eleman Model Detayları

Çerçeve Türü	Kat Adedi	Yükleme Türü	İsimlendirme	Kolon	Kiriş	Berkitme (mm)	Levha (mm)
Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı	2	Yatay Deplasman (100mm)	1G-Y100	HEA 140	IPE 120	5	8
		Düşey Deplasman (100mm)	1G-D100				
		Çevrimsel yükleme (FEMA461)	1G-Ç				
Geleneksel Yöntem Guseli bağlantı	2	Yatay Deplasman (100mm)	2G-Y100	HEA 140	IPE 140	5	8
		Düşey Deplasman (100mm)	2G-D100				
		Çevrimsel yükleme (FEMA461)	2G-Ç				
Geliştirilmiş Modüler Yöntem 1	2	Yatay Deplasman (100mm)	1M-Y100	HEA 140	IPE 120	5	8
		Düşey Deplasman (100mm)	1M-D100				
		Çevrimsel yükleme (FEMA461)	1M-Ç				

5.4. Sonlu Eleman Programında Kullanılan Malzeme Özellikleri ve Sınır Koşulları

Sonlu elemanlar analizinde, malzeme modelinin doğru bir şekilde tanımlanması, kritik bir parametredir. Bu analizde, kolon, kiriş ve bulon malzemelerinin tanımlanmasında Plastisite in Ductile Materials (PDM) modeli kullanılmıştır. Ayrıca, birleşimde kullanılan cıvataların malzeme özellikleri [59] ile kolon-kiriş ve levhaların özellikleri [58] kaynaklarından alınmış ve bu veriler Tablo 5.2 'de özetlenmiştir.

Birleşim analizinin doğru sonuçlar vermesi için sınır şartları özenle tanımlanmıştır. Kolon ve kirişler, ankastre mesnet koşullarına sahip olarak modelde yer almıştır. Ayrıca, birleşimde yanal hareketi sınırlamak için yanal yerdeğiştirmeler de dikkate alınmıştır.

Yapısal analizlerde farklı yüzeyler veya elemanlar arasındaki kaynaklı bağlantıyı temsil etmek için 'Tie' adı verilen özellik kullanılmıştır. Tie bağlantısı, farklı

yüzeylerin veya bölgelerin birbirine kaynaklı veya bağlandığı bir tür yüzey bağlantısıdır. Bu bağlantı türü, iki veya daha fazla yüzey arasında herhangi bir bağlantı elemanı kullanmadan doğrudan temas oluşturur. "Tie" bağlantısı, yüzeylerin birbirine yapışık kalmasını ve yüklerin iletilmesini sağlar

Çalışmada, geliştirilmiş modüler yöntem ve geleneksel yöntemde yaygın olarak kullanılan iki farklı bağlantı kullanılarak inşa edilen çerçeve sistemlerindeki kolon ve kiriş elemanlarının kesit değerleri, çerçeve açıklıkları gibi özellikler, mühendislik deneyimlerine dayalı olarak belirlenmiştir. Bu araştırmanın temel amacı, bu üç farklı yöntemin yapı performansına olan etkilerini karşılaştırmaktır. Bu nedenle, üç farklı bağlantıyla oluşturulan çerçevelerin tüm teknik özellikleri, kesit boyutları ve açıklıkları aynıdır. Tek fark, birleşim bölgelerinin tasarımında ortaya çıkmaktadır.

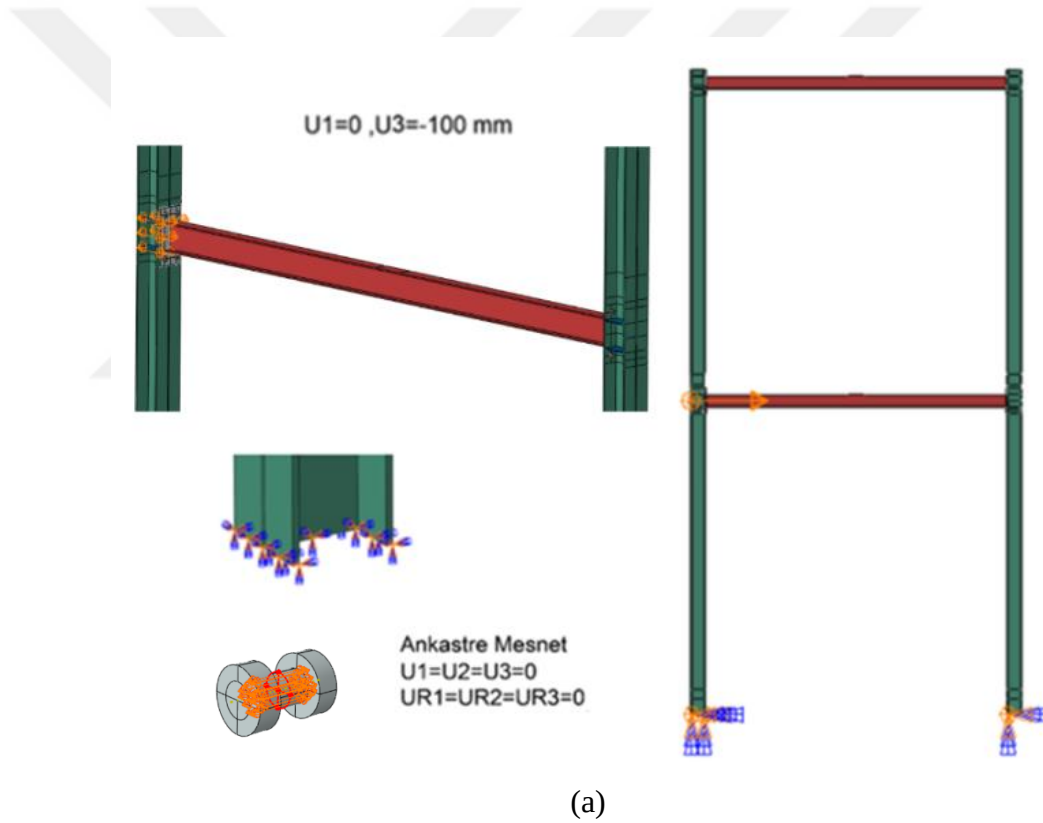
Birleşim bölgelerinin analizi için, her sisteme düşey yük, yatay yük ve çevrimsel yükler uygulanmıştır. Çalışma, birleşim noktasının 100mm yatay deplasman, 100mm düşey deplasman ve FEMA 461 yükleme protokolüne göre tekrarlı yatay yüklemeye maruz bırakılarak analiz edilmiştir. Alın plakalı bağlantı kullanılarak oluşturulan çerçeve sisteminin yatay, düşey ve çevrimsel yüklemeye tabi tutulan modeli ve sınır koşulları Şekil 5.5'te gösterilmiştir. Benzer şekilde, guseli ve modüler sistemde tasarımındaki bağlantı sistemine ait yatay yükleme, düşey yükleme, çevrimsel yükleme ve sınır koşulları sırasıyla Şekil 5.7 ve Şekil 5.9'da gösterilmiştir. Ayrıca, oluşturulan modellerin sınır koşulları, eleman tipleri ve sonlu eleman ağ sıklığı da Şekil 5.6, Şekil 5.8 ve Şekil 5.10'da detaylı olarak gösterilmiştir. Her çerçeve sistemi, yükleme durumlarının karşılaştırılması için benzer şekilde x, y ve z doğrultudaki hareketi ve dönmesi engellenmiştir. Bunun yanı sıra cıvata ön gerilmesinde, uygulanacak tork yüküne göre hesaplanarak 36.2 N olarak verilmiştir.

Tablo 5.2. Malzeme Özellikleri

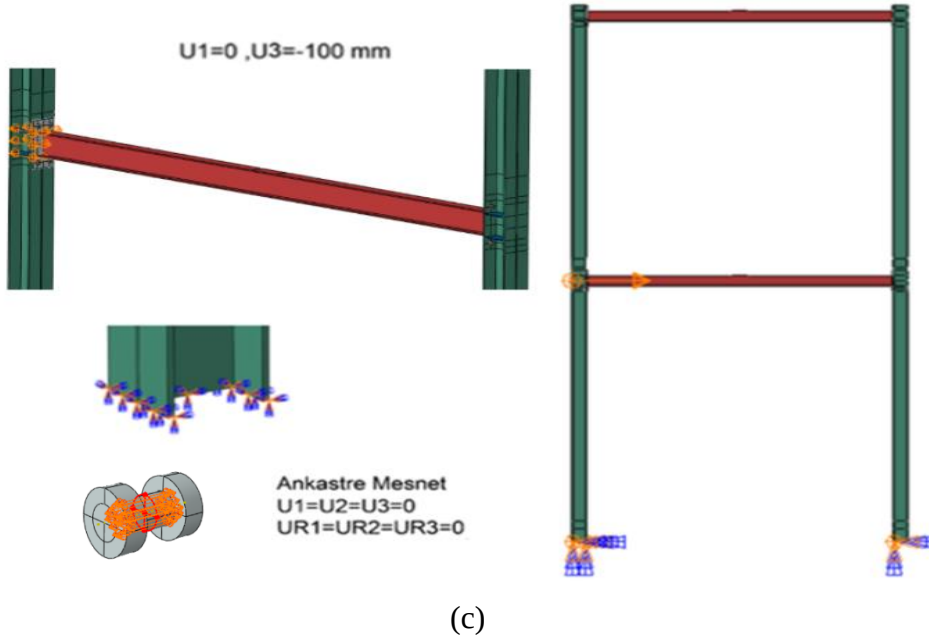
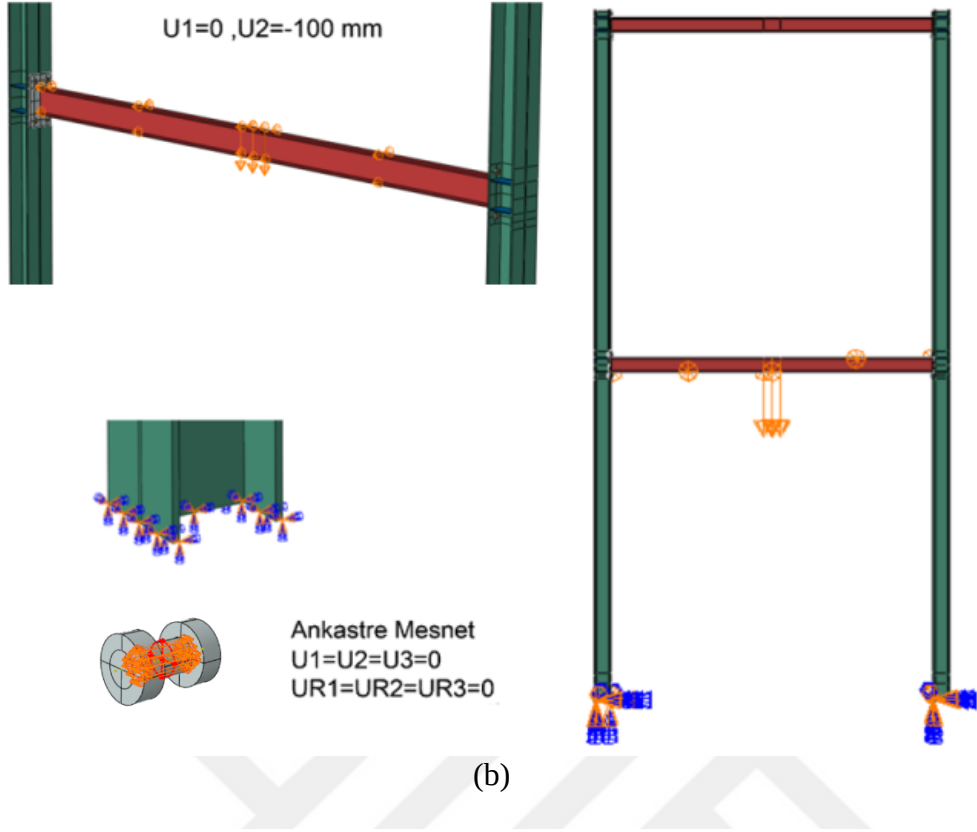
Malzeme	Akma Gerilmesi (MPa)	Kopma Gerilmesi	Elastisite Modülü (GPa)	Poisson Oranı	Plastic Şekil değiştirme
Çelik plaka	235	360	200	0.3	0.2
Çelik profil	275	423	200	0.3	0.2
Bulon (8.8)	640	800	200	0.3	0.15

5.5. Temas Özelliklerinin Tanımlanması

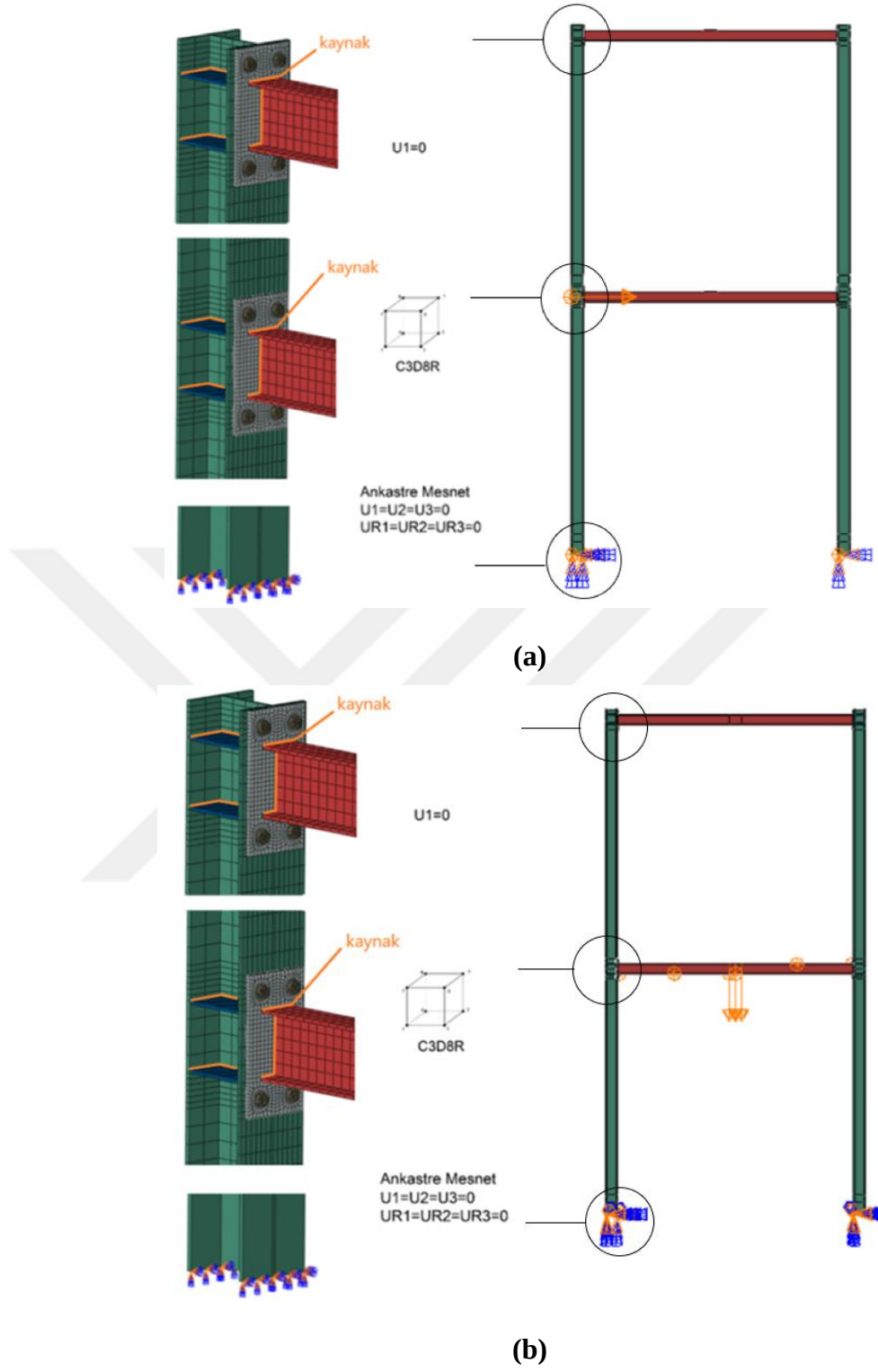
Modelleme çalışmasında, temas yüzeyleri arasındaki sürtünme davranışını tanımlamak için Abaqus yazılımında "Hard Contact" temas modeli kullanılmıştır. Temasın teğetsel davranışını tanımlamak amacıyla Penalty yöntemi seçilmiş ve izotropik bir sürtünme katsayısı (0.33) kullanılmıştır. Bu ayar, temas yüzeyleri arasındaki kayma hareketine karşı koyan sürtünme kuvvetinin her yönde aynı olduğunu ve kayma başladığında Penalty yöntemiyle hesaplandığını ifade eder. Diğer yandan, sürtünme katsayısının kayma hızı, temas basıncı veya sıcaklık gibi değişkenlerle değişmediği varsayılmıştır.



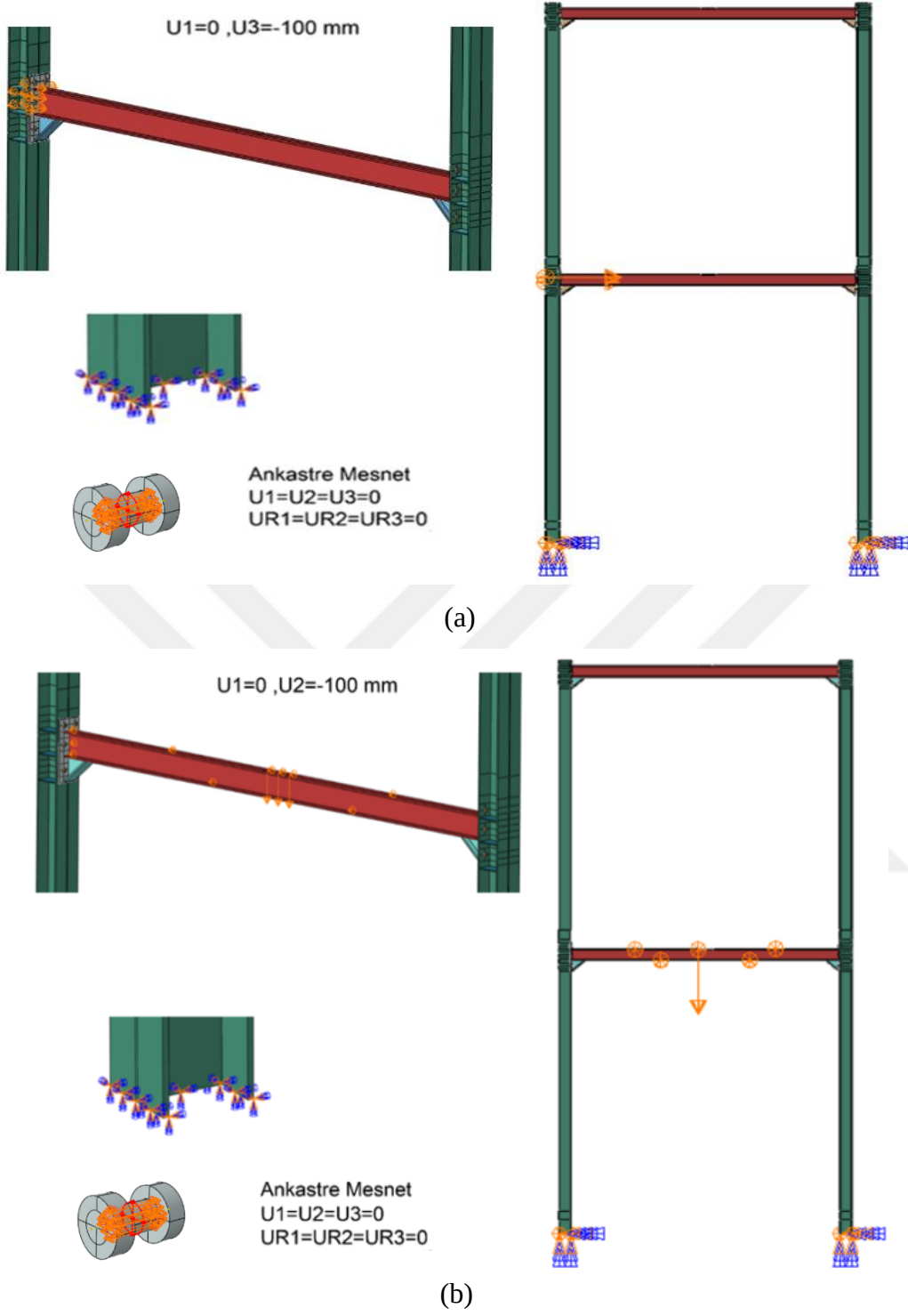
Şekil 5.5. Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (1G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)



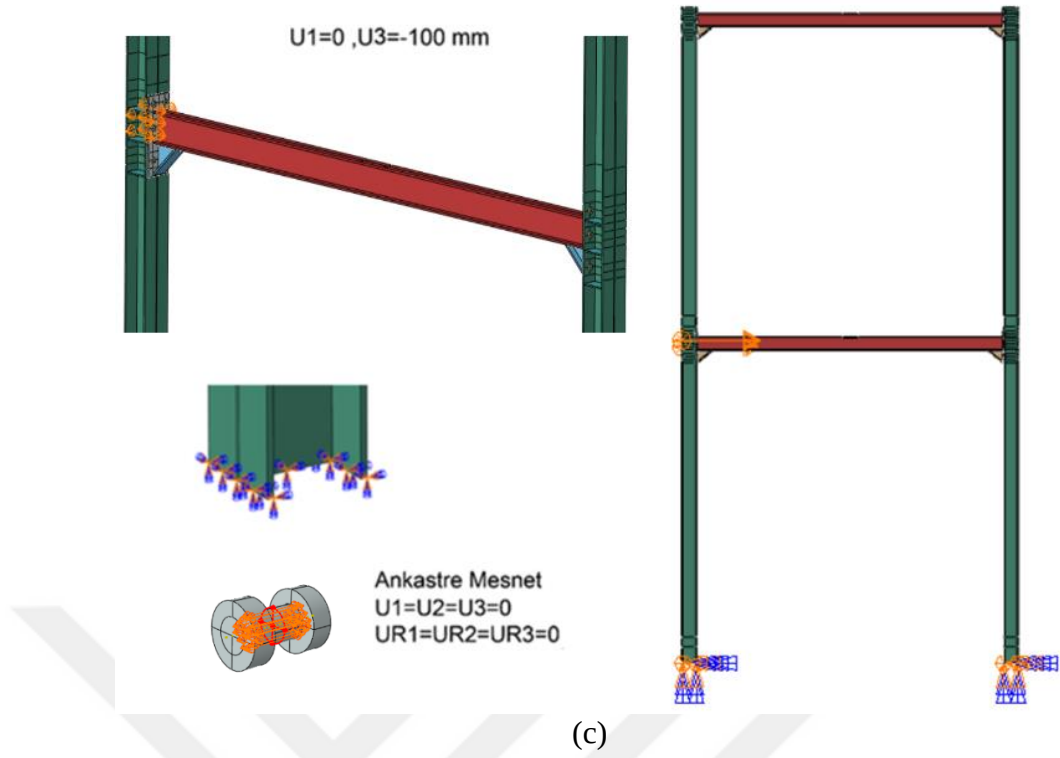
Şekil 5.5. (Devamı) Geleneksel Yöntem Alın Plakalı Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (1G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)



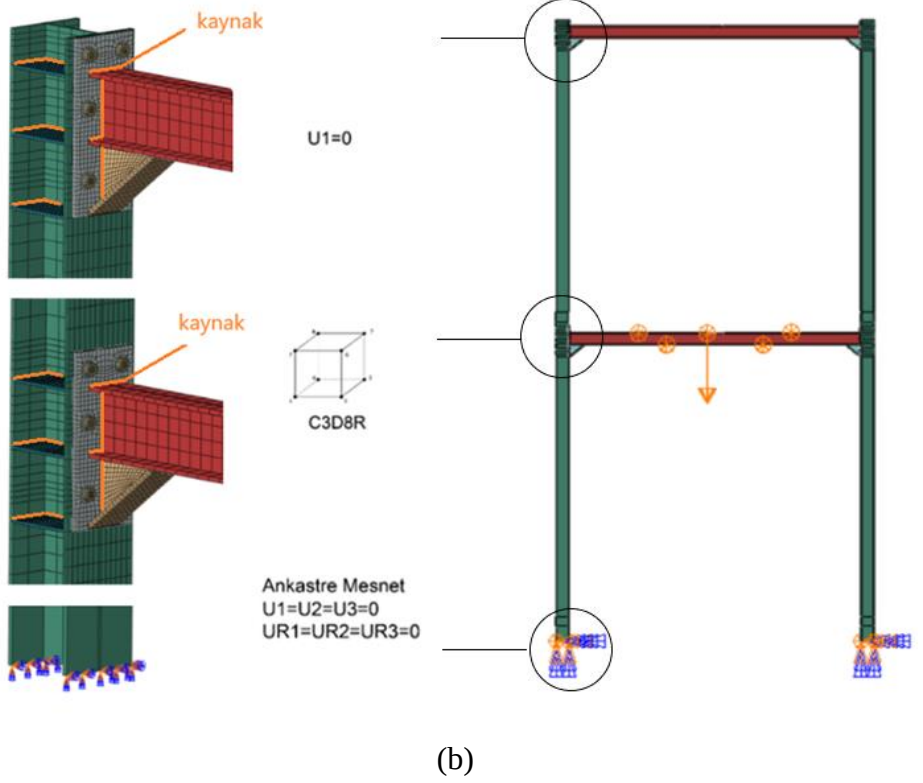
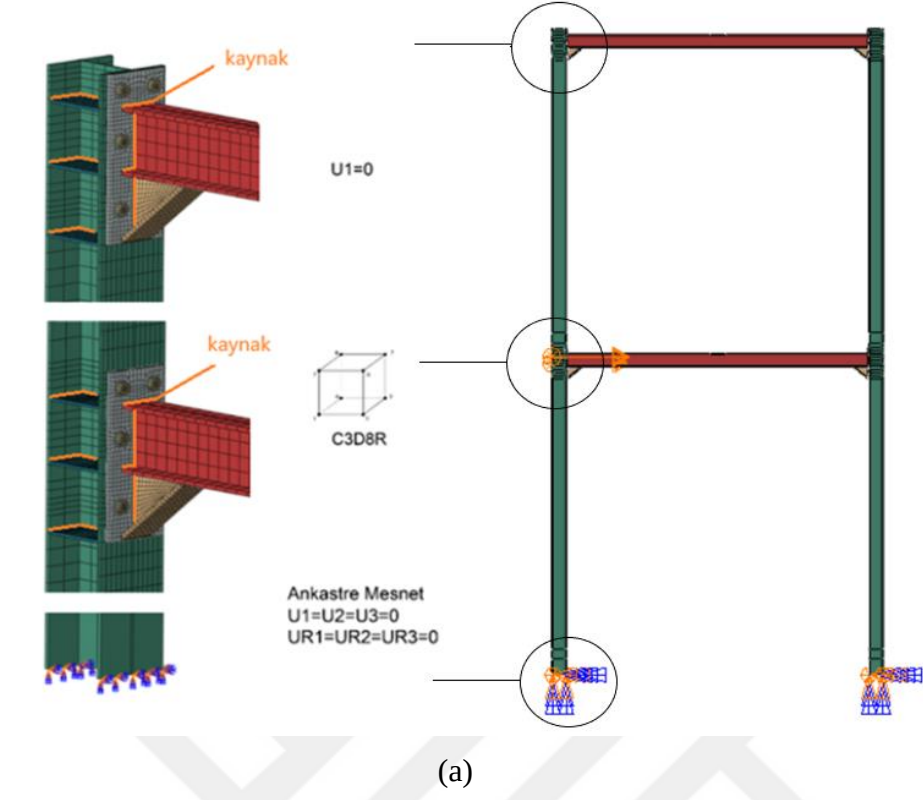
Şekil 5.6. Alın Plakalı Bağlantı Sisteminde Yatay ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)



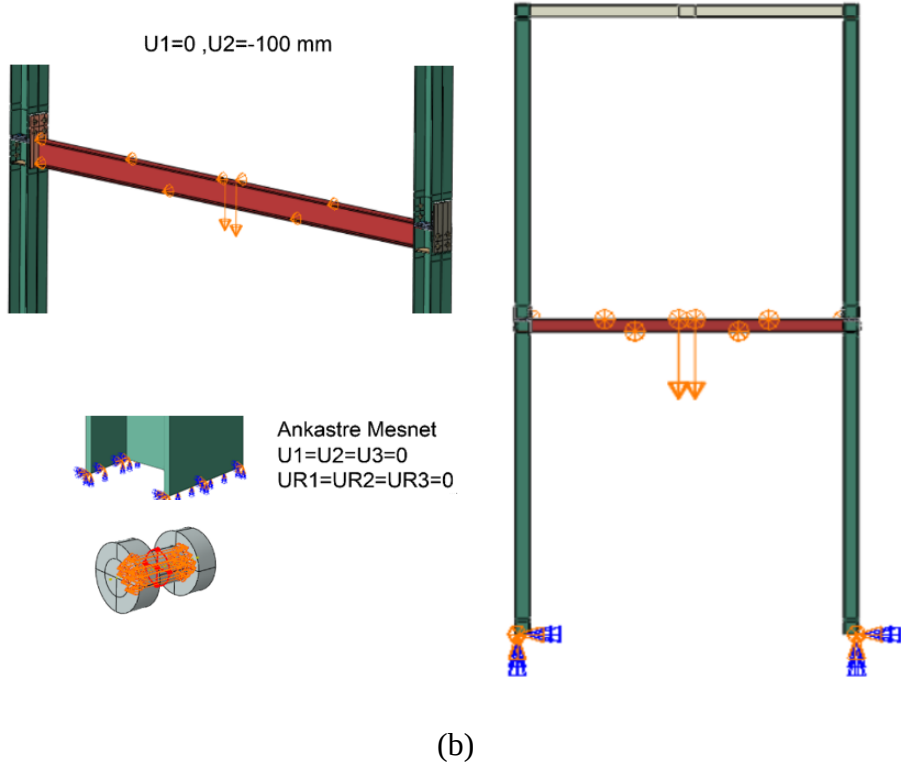
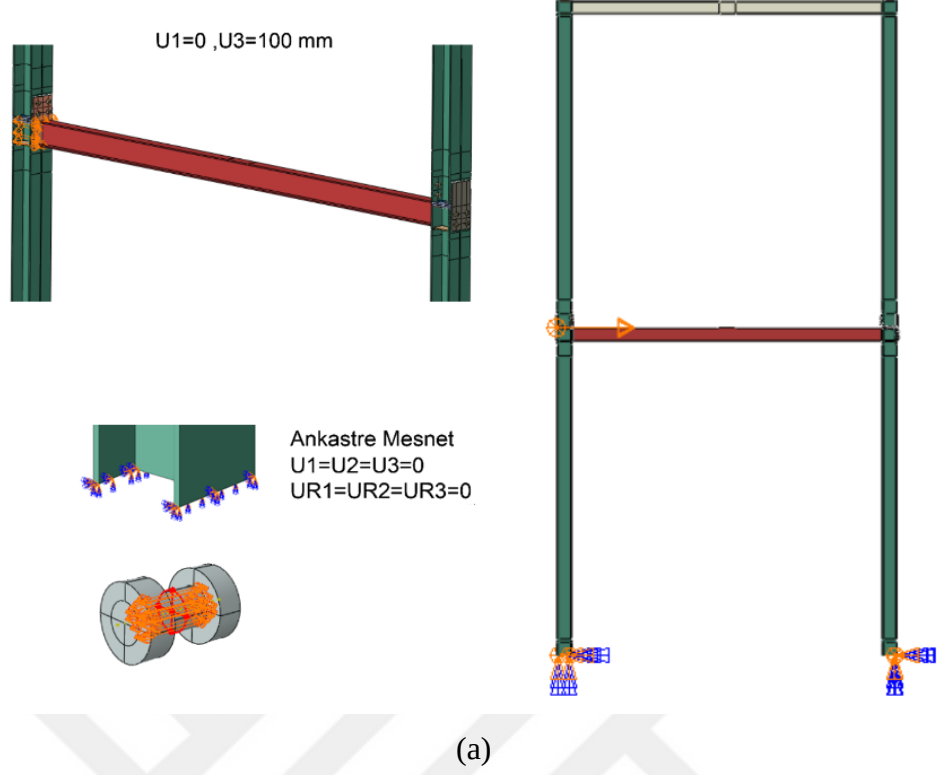
Şekil 5.7. Geleneksel Yöntem Guseli Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (2G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (2G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (2G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)



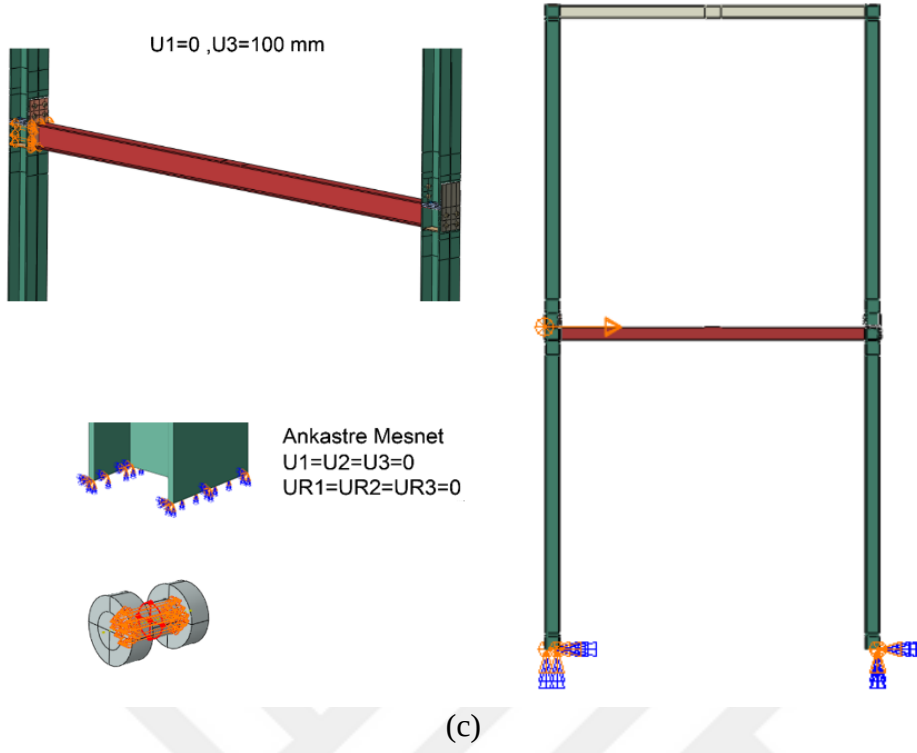
Şekil 5.7. (Devamı) Geleneksel Yöntem Guseli Bağlantı Sonlu Eleman Modellemesi, (2G-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (2G-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (2G-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)



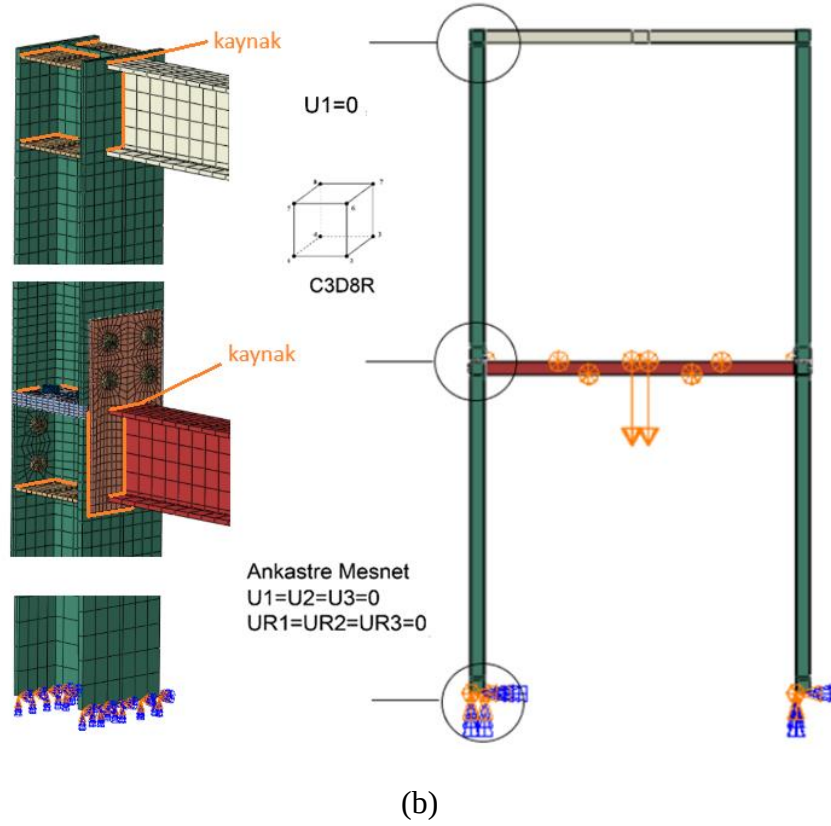
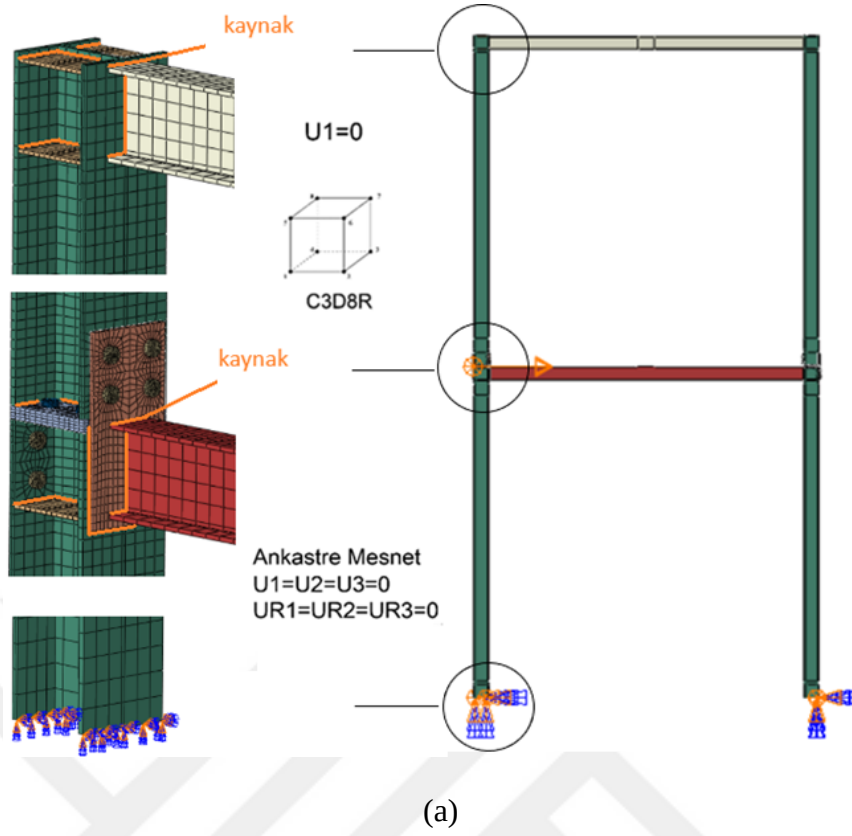
Şekil 5.8. Guseli Bağlantı Sisteminde Yatay, Düşey ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)



Şekil 5.9. Modüler Yöntem Sonlu Eleman Modellemesi, (1M-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1M-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1M-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)



Şekil 5.9. (Devam) Modüler Yöntem Sonlu Eleman Modellemesi, (1M-Y100); yatay yükleme ve Sınır Koşulları (a), (1M-D100); Düşey yükleme ve Sınır Koşulları (b), (1M-Ç); Çevrimsel yükleme ve Sınır Koşulları (c)

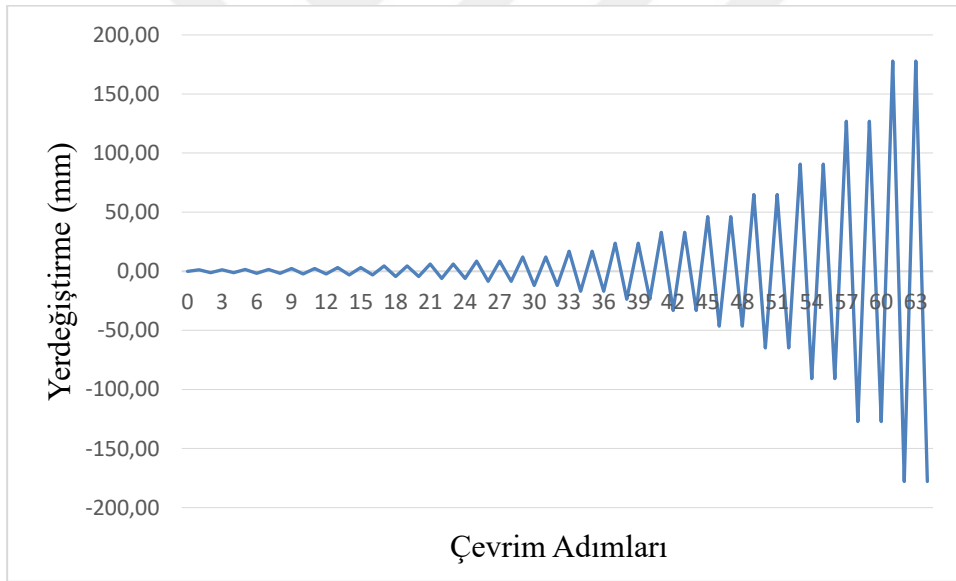


Şekil 5.10. Modüler Bağlantı Sisteminde Yatay, Düşey ve Çevrimsel Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (a), Düşey Yük, Sınır Koşulları ve Çözüm Ağı (b)

5.6. Tekrarlı Yatay Yüklemelerde Uygulanan Protokol

Bu çalışmada şekil 5.11’de gösterilen tekrarlı yatay yükleme testleri, FEMA 461 (2007) kılavuzuna uygun olarak yarı statik (quasi-static) yükleme protokolü çerçevesinde gerçekleştirilmiştir. FEMA 461, yapısal elemanların deprem etkisi altındaki davranışlarını laboratuvar ortamında test etmek amacıyla standartları belirleyen bir rehber niteliğindedir. Bu protokolde, yükleme süreci elemanın ilk hasar belirtileri göstermeden önce düşük yük seviyeleriyle başlatılmakta ve adım adım artırılmaktadır.

Yükleme protokolü, artan genliklerle tekrarlanan yük çevrimlerinden oluşmaktadır. Her bir yükleme çevriminde, pozitif ve negatif yönlerde yük uygulanarak elemanın davranışı gözlemlenmektedir. Maksimum deplasman değerleri, her bir çevrimde belirli bir katsayıyla çarpılarak bir sonraki çevrimin genliği artırılmaktadır. FEMA 461’e göre, bu katsayı genellikle 1.4 olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.11. Analizde kullanılan çevrimsel yük protokolü.

5.7. Tekrarlı Yatay Yük-Yerdeğiştirme Eğrilerinin Çıkartılması

ABAQUS yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde, yapısal elemanların yatay yükleme altındaki davranışları detaylı bir şekilde incelenmiştir. Analiz süresince, uygulanan yatay kuvvetler ile meydana gelen yerdeğiştirmeler kaydedilmiş ve bu veriler yük-yerdeğiştirme eğrilerinin çıkarılmasında kullanılmıştır. ABAQUS, yükleme boyunca yapısal elemanda oluşan yerdeğiştirmeyi otomatik olarak izlemekte ve her bir yükleme adımında bu verileri depolamaktadır. Elde edilen yük-

yerdeğiştirme ilişkisi grafiksel olarak ifade edilerek, yapı elemanının yükleme altındaki davranışı ayrıntılı bir şekilde ortaya konmuştur. Bu grafikler, her bir yükleme adımı için ayrı ayrı değerlendirilmektedir.

5.8. Dayanım Zarfı Eğrilerinin Çıkartılması

ABAQUS yazılımı ile yapılan analizler sonucu, yapısal elemanların tekrarlı ya da artan yüklemeler altındaki taşıma kapasiteleri dayanım zarfı eğrileriyle değerlendirilmektedir. Dayanım zarfı eğrisi, her bir yükleme adımımda elde edilen en yüksek kuvvet ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme değerlerinin birleştirilmesiyle oluşturulmuştur. Bu eğriler, yapısal elemanın maksimum yük taşıma kapasitesini belirlemekte ve yükleme sürecinde meydana gelen hasarların etkilerini analiz etmek amacıyla kullanılmaktadır. ABAQUS, bu eğrileri grafiksel olarak sunarak, elemanın maksimum dayanımını yatay eksen de kuvvet ve çevrimsel eksen de yerdeğiştirme değerleriyle görsel olarak ifade etmektedir.

5.9. Etkili Rijitlik Değerlerinin Hesaplanması

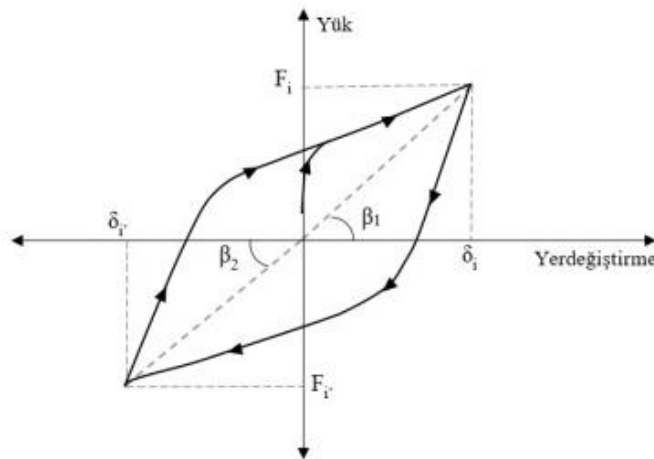
ABAQUS yazılımı, yükleme süresince yapısal elemanların gösterdiği rijitlik, yani deformasyona karşı dirençlerini etkili rijitlik değerleriyle değerlendirmektedir [24]. Rijitlik genellikle yük-yerdeğiştirme eğrisinin eğimi olarak hesaplanır. ABAQUS, her bir yükleme adımımda yapısal elemanda meydana gelen yerdeğiştirme ile uygulanan yük arasındaki ilişkiyi kullanarak rijitlik değerlerini otomatik olarak hesaplamaktadır. Bu hesaplamalar, her bir yükleme adımımda elde edilen etkili rijitlik eğrileri, rijitlikteki değişimleri ortaya koymakta ve yapı elemanının zamanla nasıl zayıfladığını veya sertleştiğini analiz etmek için kullanılmaktadır.

şekil 5.12’de gösterildiği üzere, her bir yükleme döngüsü için elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrisi, yapı elemanının döngüsel yükleme altındaki davranışını temsil etmektedir. Bu eğrinin eğimi, rijitlik hesaplamalarında kullanılarak pozitif (itme) ve negatif (çekme) yükleme yönlerinde elde edilen iki farklı eğim açısı (β_1 ve β_2) ile ifade edilmektedir. Rijitlik değerleri řu şekilde hesaplanmaktadır:

- İlk çevrimde elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrisinde, itme yönünde elde edilen rijitlik değeri $k_e(i)$, yük F_i ve yerdeğiştirme δ_i kullanılarak $k_e(i) = F_i/\delta_i$ formülüyle hesaplanır.

- Benzer şekilde, çekme yönünde elde edilen rijitlik değeri $k_e(c/c)$ F_i' ve δ_i' kullanılarak $k_e(c/c) = F_i'/\delta_i'$ formülüyle hesaplanır.

Bu hesaplamalar her bir yükleme döngüsü için tekrarlanarak rijitlikteki değişimlerin izlenmesine olanak tanımakta ve yapı elemanının zamanla nasıl zayıfladığı veya sertleştiği gibi etkilerin değerlendirilmesine yardımcı olmaktadır. ABAQUS, bu değerleri otomatik olarak hesaplayarak sonuçları rijitlik azalması veya artışının analiz edilmesi amacıyla sunmaktadır.



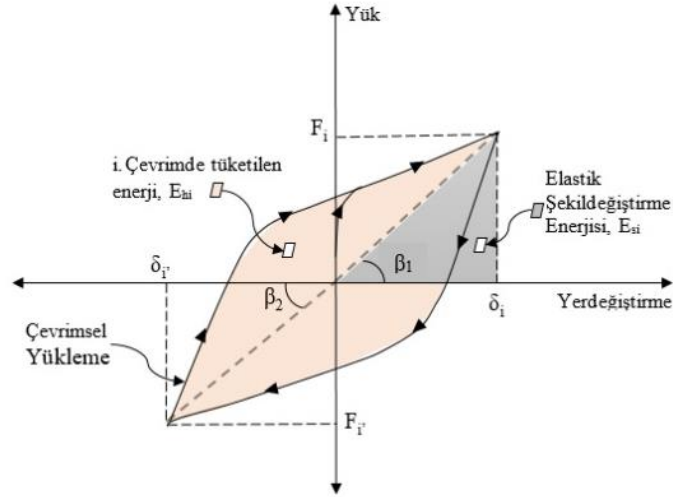
Şekil 5.12. Çevrimsel yüklemede her bir çevrim için rijitlik değerlerinin hesaplanması [32].

5.10. Enerji Tüketme Kapasitesinin Analizi

Yapıların elastik olmayan şekil değiştirme davranışı sırasında tüketilen enerji miktarı, yapının hasar görme kapasitesinin belirlenmesinde önemli bir parametre olarak kabul edilmektedir. Bu çalışmada, farklı özelliklere sahip 3 çelik çerçeve tekrarlı yatay yüklemeler altında enerji tüketme kapasiteleri incelenmektedir. Her bir elemanın yük-yer değiştirme eğrileri kullanılarak her çevrimde harcanan enerji miktarı hesaplanmaktadır.

Analiz süresince, her çevrimde yük-yer değiştirme eğrisinin altında kalan alan, o çevrimde tüketilen enerjiyi temsil etmektedir. Bu yöntemle, her bir çevrimde harcanan enerji toplanarak toplam enerji tüketimi elde edilmektedir. Grafikler oluşturulurken çevrimsel ekseninde tüketilen enerji miktarı, yatay ekseninde ise yer değiştirme değerleri gösterilmektedir. Şekil 5.13'te gösterildiği üzere enerji tüketimi, yükleme ve boşaltma döngüleri sırasında meydana gelen enerji kaybını yansıtırken, elastik şekil değiştirme enerjisi ise yapıdaki geri kazanılabilir enerji miktarını göstermektedir.

Bu kapsamda enerji tüketme kapasitesi, yapıların sismik dayanıklılığını değerlendirmek için kritik bir rol oynamaktadır. Enerji tüketimi analizi, yapının maruz kaldığı yüklemelere karşı dayanıklılığını belirlemede büyük önem taşımaktadır [25].



Şekil 5.13. i. Çevrimde tüketilen enerji ve depolanan elastik şekil değiştirme enerjisi [32].

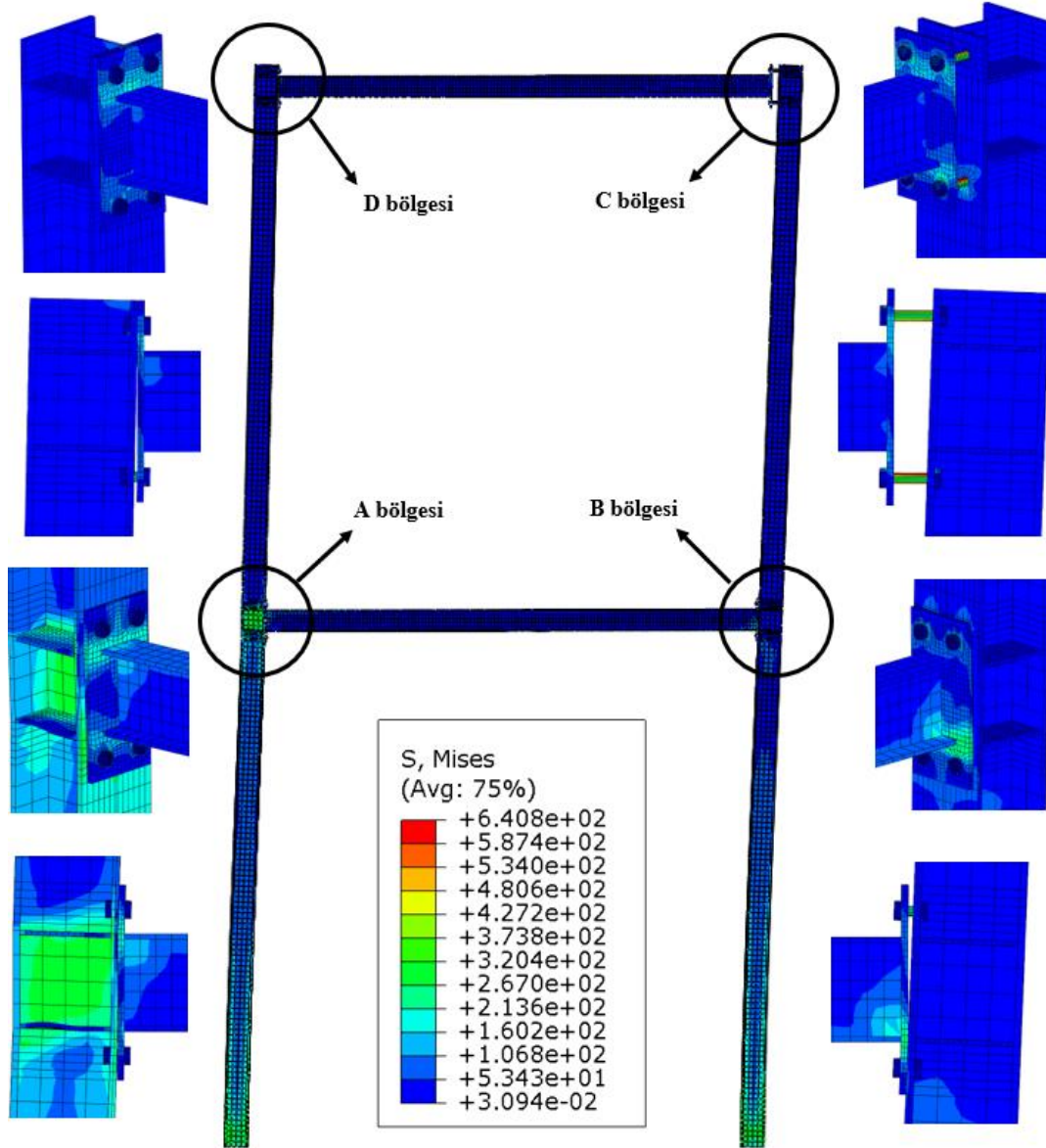
5.11. Bulgular ve İrdelemeler

Çalışmada belirlenen sınır şartları ve yükleme durumu altında birleşimde oluşan Von Mises gerilmeleri, deformasyon şekiller, yük taşıma kapasitesi, rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri ve kümülatif enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri incelenmiştir.

Üç farklı bağlantıyla tasarlanan çerçevelerin yatay ve düşey yükleme altında Von Mises gerilme dağılımları incelendiğinde üç çerçevede de yakın değerler elde edilmiştir. Bunun nedeni benzer tasarım prensipleri kullanılarak oluşturulması, Çerçevelerin aynı yükleme durumları ve sınır şartları altında analiz edilmesi, çelik malzeme özellikleri aynı olması, ABAQUS analizi için kullanılan parametrelerin (örneğin, ağ yoğunluğu, zaman adımı, doğrusal veya doğrusal olmayan malzeme modelleri, yaklaşık geometri) benzer olmasıdır.

Yatay yük etkisi altında 1G-Y100 modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.14 incelendiğinde, yük etkisi altında bulunan A bölgesinde belirgin bir deformasyon gözlemlenmiştir ve bu bölgede gerilme yaklaşık 400 MPa seviyesindedir. Kirişin alt flanşı boyunca devam eden ve kolona yerleştirilen berkitme plakası burkulma göstermiştir. A bölgesine simetrik olarak konumlanan B bölgesinde ise kirişten gelen yük etkisi altında, gerilme yoğunluğu kiriş-plaka bağlantısının alt

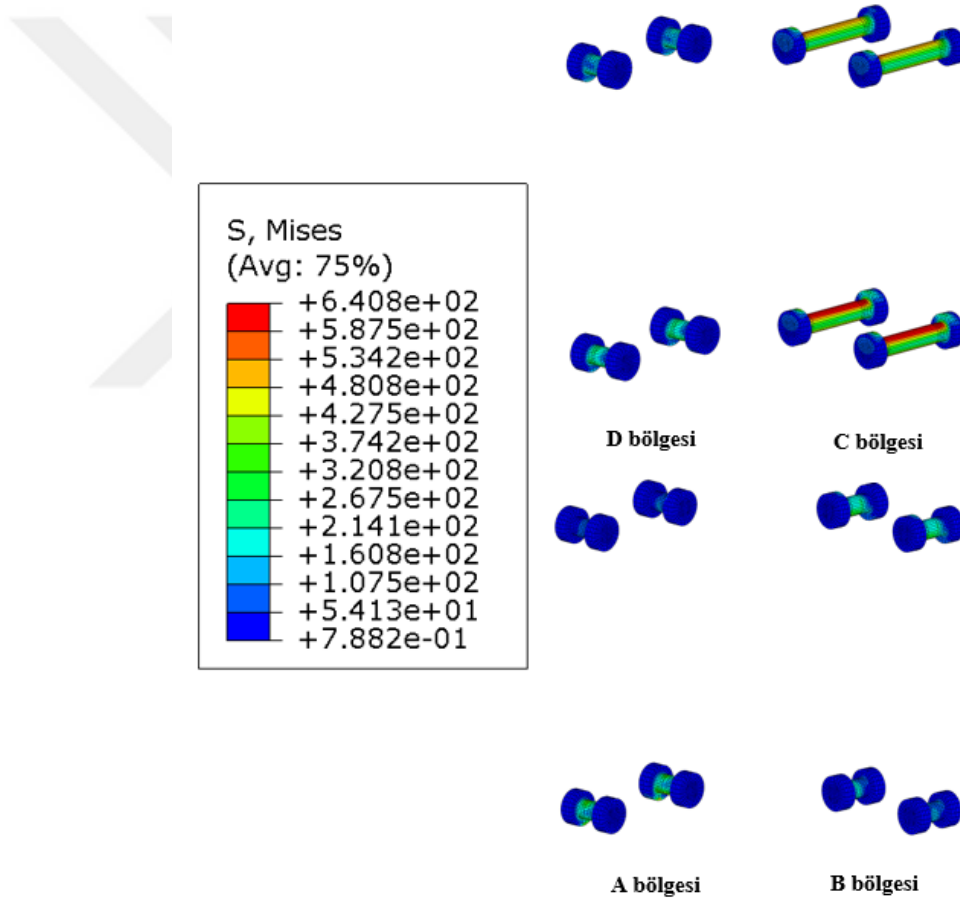
tarafında toplanmış olup gerilme değeri yaklaşık 250 MPa civarındadır. Bu bölgede, plakanın üst tarafında çekme, alt tarafında ise ezilme meydana geldiği tespit edilmiştir. C bölgesinde, bağlantıyı sağlayan cıvataların uzadığı gözlemlenmiş ve burada oluşan gerilme değeri yaklaşık 640 MPa olarak belirlenmiştir. D bölgesinde ise kiriş-plaka bağlantısının üst tarafında ezilme, alt tarafında ise çekme oluşmuştur.



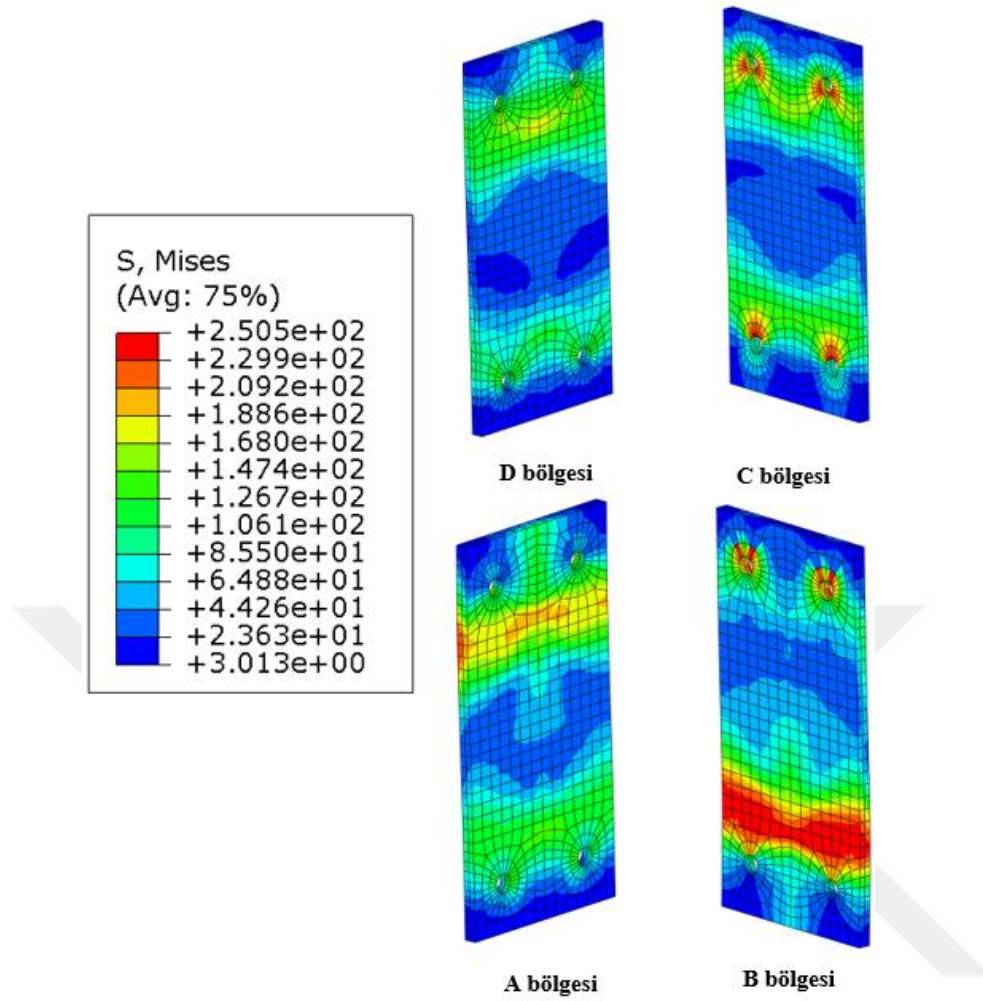
Şekil 5.14. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.

Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'da sunulan görseller, cıvata ve plakalar üzerindeki von Mises gerilme dağılımını ve yatay yüklerin bu elemanlar üzerinde oluşturduğu stresi göstermektedir. C bölgesinde yer alan cıvatalar, yüksek gerilme yoğunluklarına maruz kalmış olup, bu durum bu bölgelerdeki cıvataların önemli bir yük taşıdığını ve

malzeme yorgunluğu riski taşıdığını ortaya koymaktadır. Cıvataların çevresinde kırmızı ve turuncu renklerle işaretlenen alanlar, maksimum gerilme noktalarını belirtmektedir. Benzer şekilde, plakalar üzerinde de B bölgesinde yüksek gerilme değerleri gözlemlenmiştir. Deformasyon açısından incelendiğinde, C bölgesindeki cıvatalarda belirgin şekil değişiklikleri meydana gelmiştir. Bu deformasyonlar, bağlantı noktalarının stabilitesini olumsuz etkileyebilecek niteliktedir. Plakalar üzerinde de yatay yükler altında eğilme veya burkulma gibi şekil değişikliklerine neden olabilecek benzer deformasyonlar gözlemlenmiştir. Sonuç olarak, yatay yüklerin cıvata ve plakalar üzerindeki etkisi, yapının genel stabilitesi ve güvenliği açısından kritik bir öneme sahiptir.

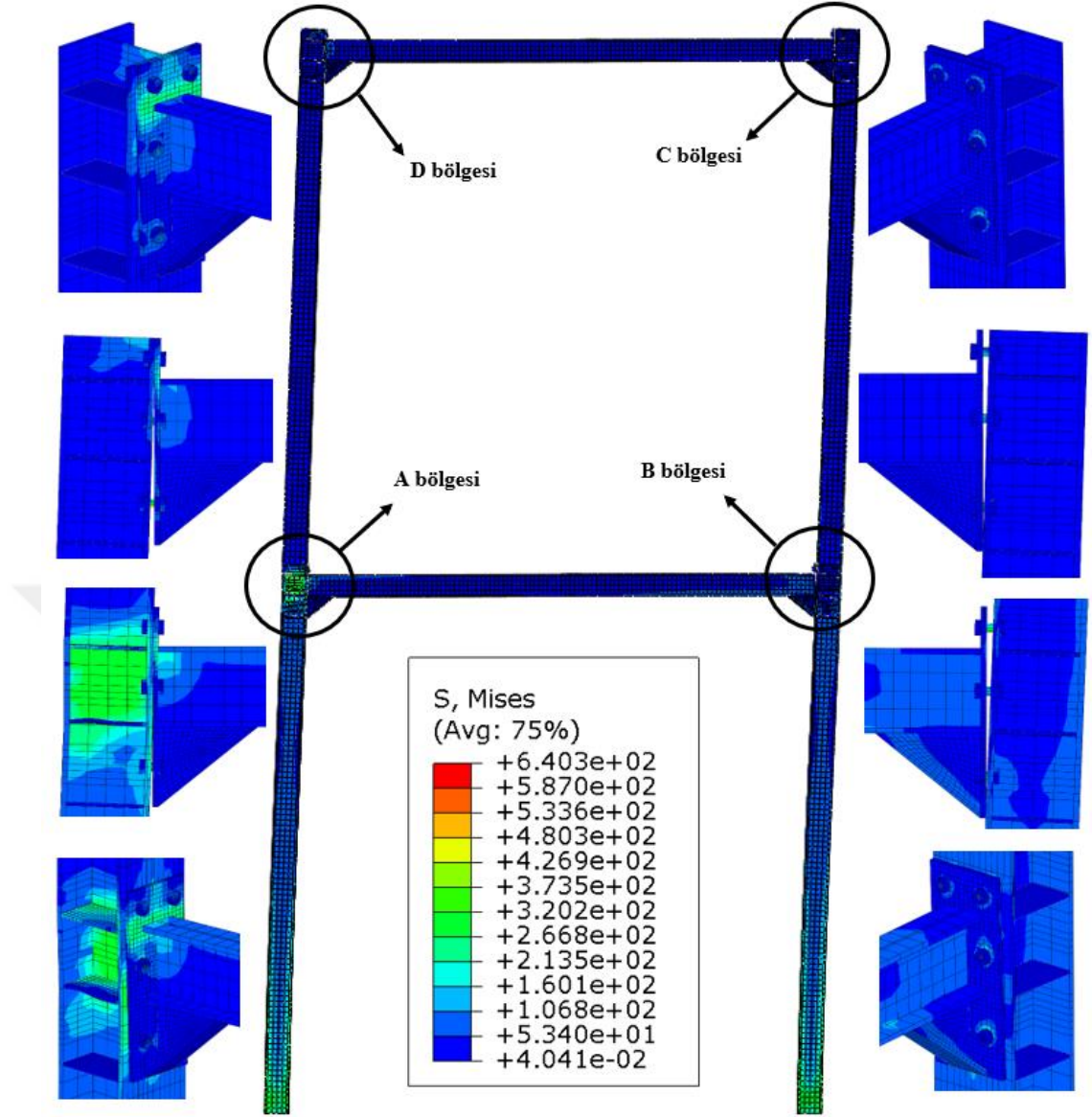


Şekil 5.15. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.



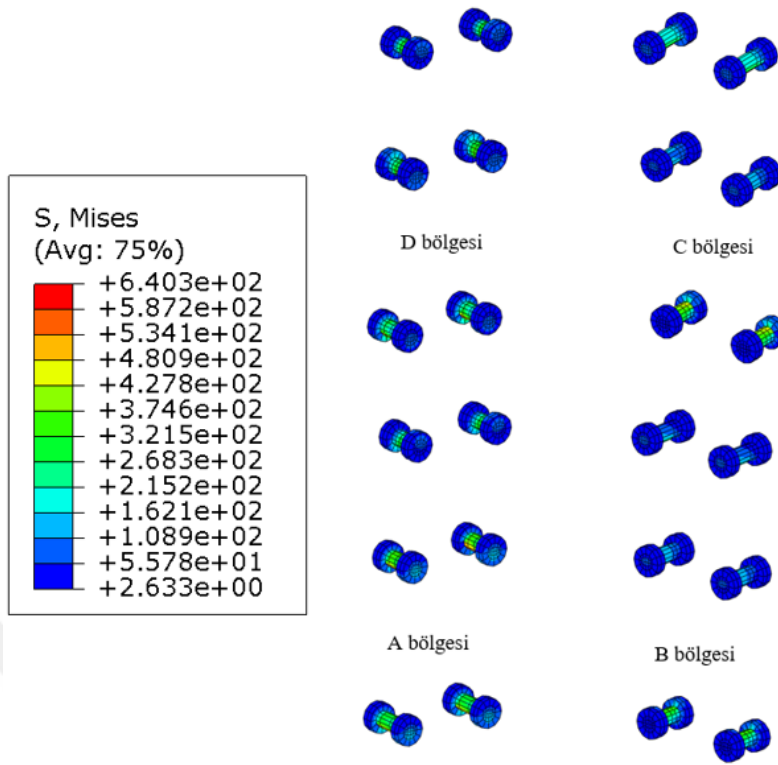
Şekil 5.16. Alın plakalı birleşimin (1G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

Yatay yük etkisi altında 2G-Y100 modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.17 incelendiğinde, çerçevenin genel yapısında yatay yüklerin etkisiyle önemli deformasyonlar ve gerilme birikimlerinin meydana geldiği görülmektedir. A bölgesinde, yatay yüklerin etkisiyle kirişin alt flanşında belirgin bir eğilme gerçekleşmiş ve bu durum berkitme plakasında burkulmaya yol açmıştır. Bu bölgede gözlemlenen en yüksek gerilme değeri yaklaşık 370 MPa'dır. Oluşan bu deformasyon, çerçevenin rijitliğini olumsuz yönde etkileyerek bu bölgede ciddi bir zayıflığa neden olmuştur. B ve C bölgelerinde, cıvata deliklerinin çevresinde yoğun gerilme birikimi gözlemlenmiştir. D bölgesinde ise kiriş-plaka bağlantısında hem basınç hem de çekme kuvvetleri etkili olmuş, bu da üst kısımda ezilme ve alt kısımda uzama şeklinde deformasyonlara sebebiyet vermiştir.

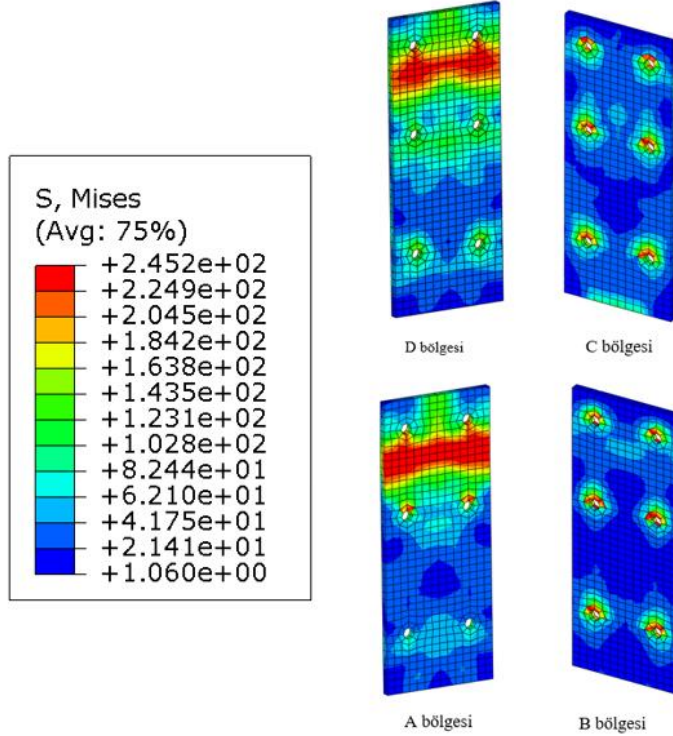


Şekil 5.17. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.

Çerçeve sisteminde cıvatalar ve alın plakaları, yük aktarımı ve bağlantı elemanlarının stabilitesi açısından kritik bir öneme sahiptir. Şekil 5.18 ve Şekil 5.19 incelendiğinde, cıvataların tüm bölgelerde benzer seviyelerde zorlandığı görülmektedir. Cıvatalar etrafında oluşan yerel gerilme birikimleri ve deformasyonlar dikkat çekicidir. A ve D bölgelerinde yer alan alın plakaları hem basınç hem de çekme kuvvetlerine maruz kalmış ve bu bölgelerde gerilme değeri, plakaların kiriş üst flanşıyla bağlantı noktasında 245 MPa seviyesine ulaşmıştır. Bu plakalar üzerinde gözlemlenen ezilme ve burkulma gibi deformasyonlar, bağlantıların dayanıklılığında azalmaya ve zamanla malzeme yorgunluğuna yol açabilecek zayıflıkların oluşmasına neden olabilir.

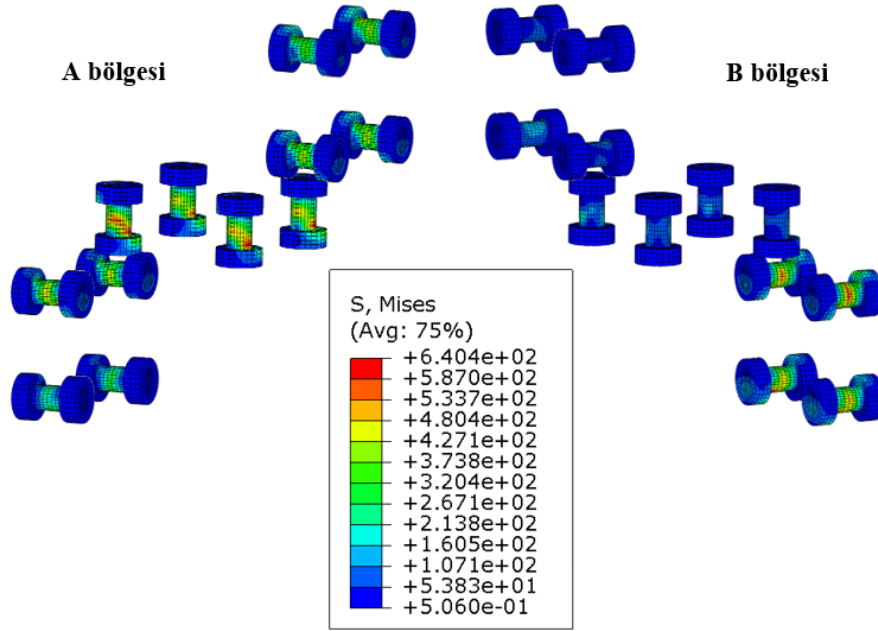


Şekil 5.18. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.

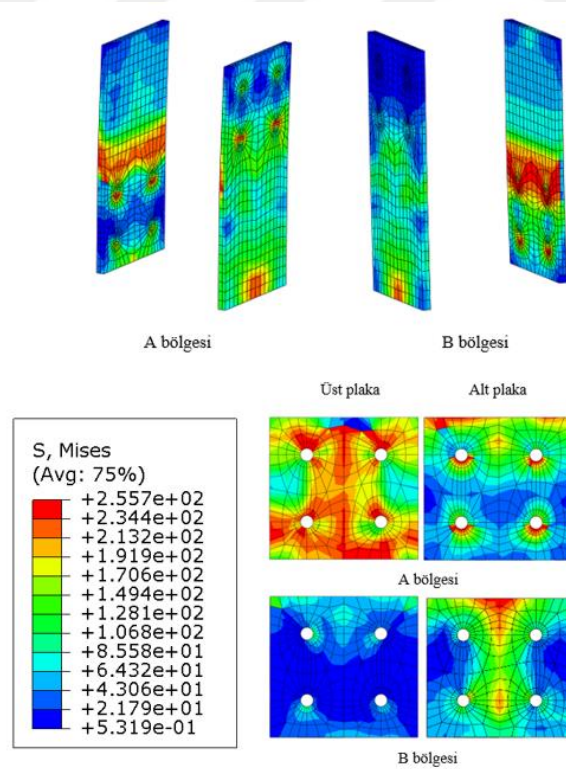


Şekil 5.19. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

gösterilen plakalardaki gerilme dağılımı incelendiğinde, maksimum 255 MPa seviyesinde bir gerilme birikimi gözlemlenmiştir.



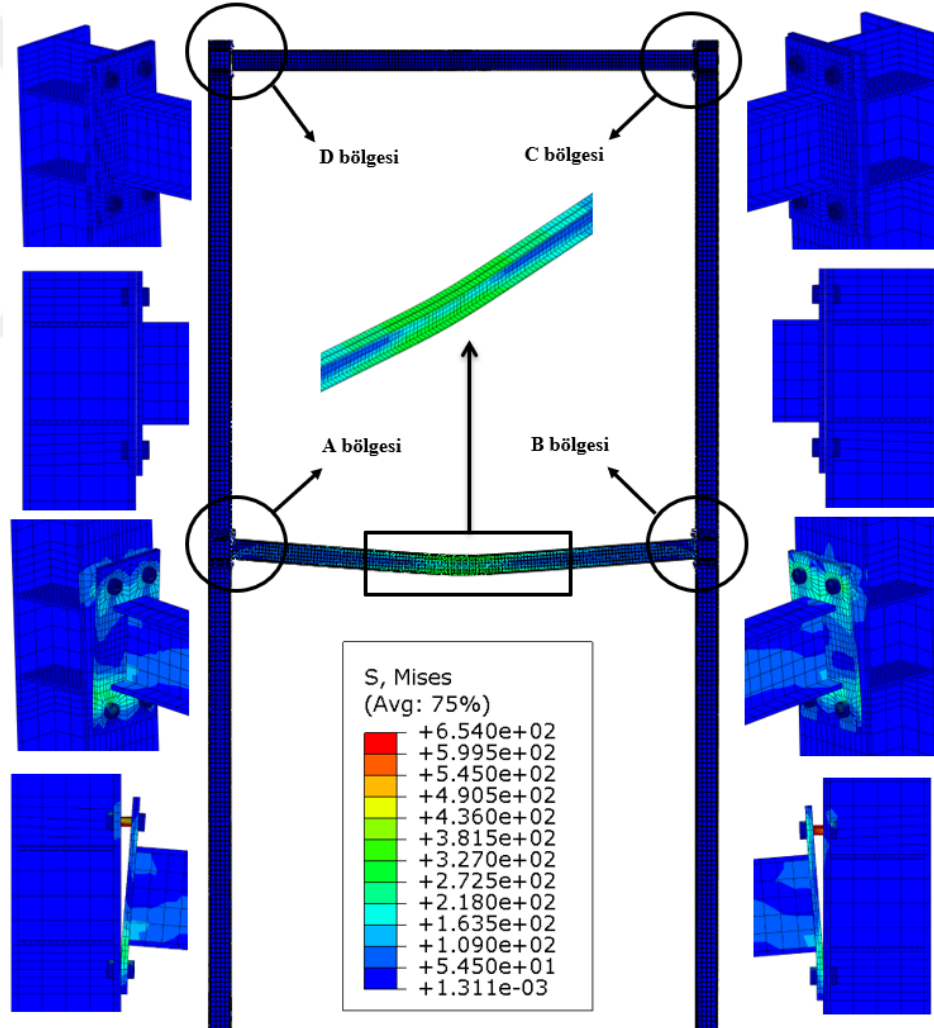
Şekil 5.21. Modüler birleşimin (1M-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.



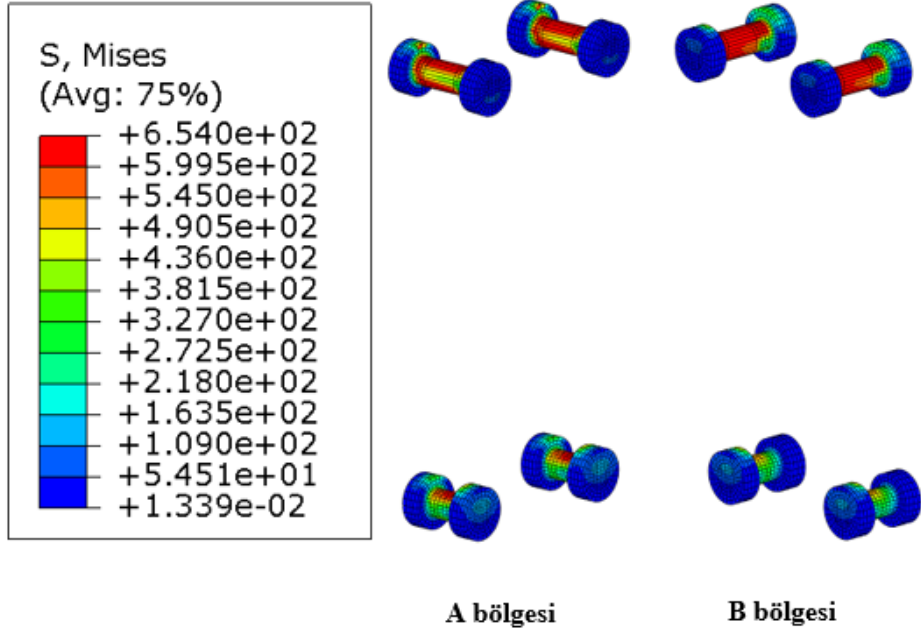
Şekil 5.22. Modüler birleşimin (1M-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

Düşey yük etkisi altında 1G-D100 modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.23 incelendiğinde, düşey yük etkisi altında bağlantılarda deformasyonlar meydana gelmiştir. Bu deformasyonlar, kiriş, cıvata ve bağlantı plakalarında gözlemlenmiştir. Maksimum gerilme değeri, yük etki alanında kirişin ortasında yaklaşık 435 MPa oluşmuştur. A ve B bölgelerinde bulunan bağlantılarda, üst kısmında çekme, alt kısmında ise basınç kuvvetlerinden kaynaklanan deformasyonlar tespit edilmiştir.

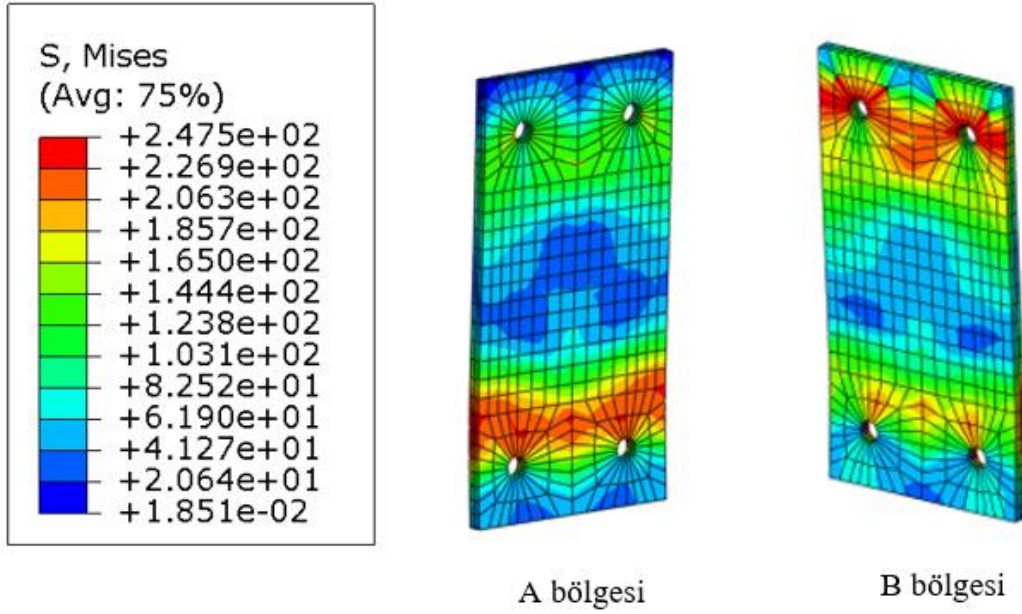
Şekil 5.24 ve 5.25'te, cıvata ve plakalardaki gerilme yoğunlukları gösterilmektedir. Üst cıvatalarda uzama gözlemlenmekte olup, en büyük gerilme değeri yaklaşık 654 MPa'dır. A bölgesinde, alın plakasının alt tarafında ve B bölgesinde, alın plakasının üst tarafında 245 MPa değerinde gerilme yoğunlaşması görülmektedir.



Şekil 5.23. Alın plakalı birleşimin (1G-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.



Şekil 5.24. Alın plakalı birleşimin (1G-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.

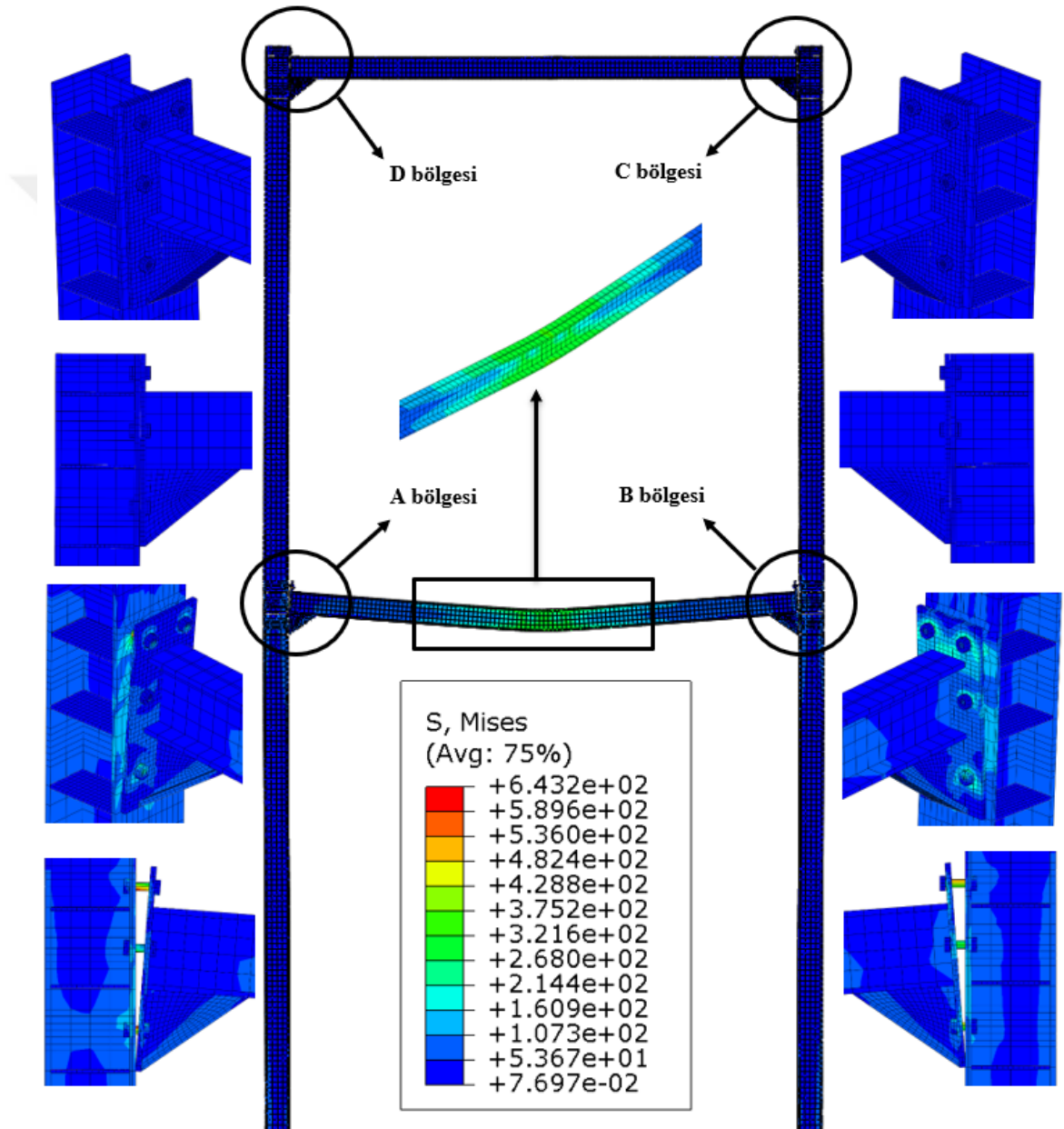


Şekil 5.25. Alın plakalı birleşimin (1G-d100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

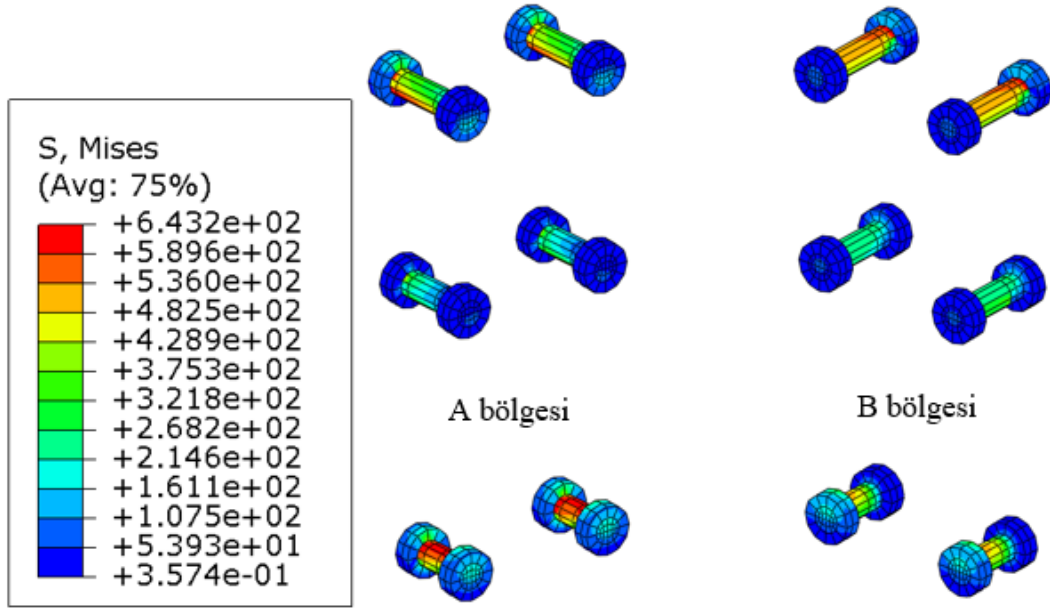
Düşey yük etkisi altında 2G-D100 modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.26 incelendiğinde düşey yük etkisi altında kiriş bağlantılarında deformasyonlar meydana gelmiştir. Bu deformasyonlar, alın plakalı bağlantılı modele benzer şekilde ortaya çıkmıştır. Gerilme yoğunluğu yük etki alanında olup, değeri yaklaşık 428 MPa'dır. Bağlantılarda, cıvata ve bağlantı plakaları incelendiğinde

bağlantının üst kısmında çekme, alt kısmında ise basınç kuvvetlerinden kaynaklanan deformasyonlar oluşmuştur.

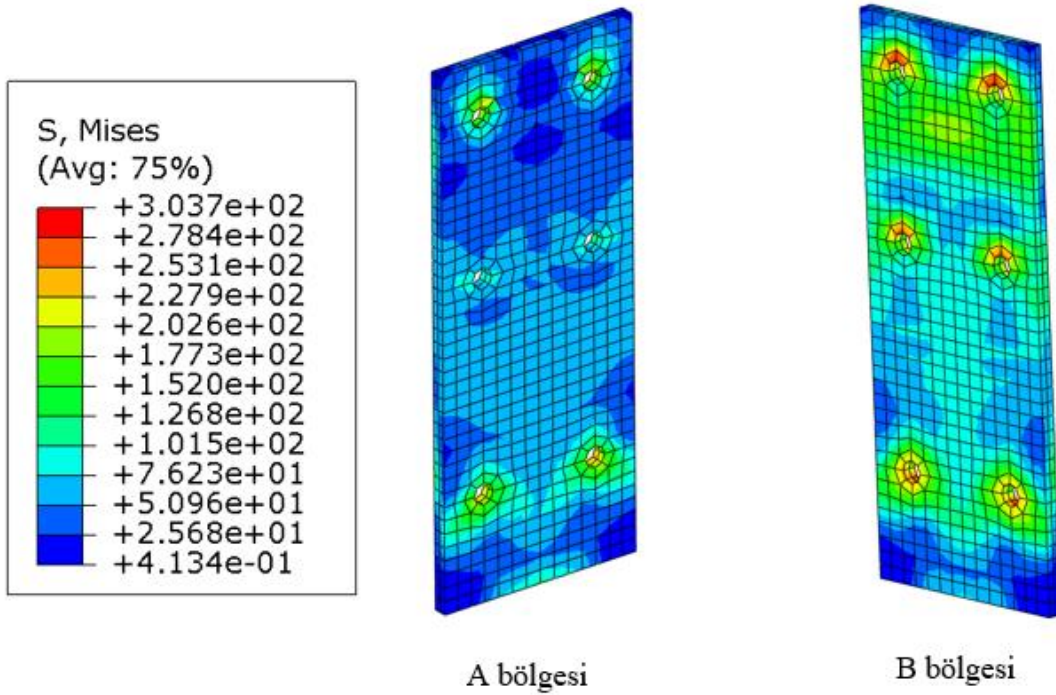
Şekil 5.27 ve 5.28’de, cıvata ve plakalardaki gerilme yoğunlukları gösterilmektedir. Üst cıvatalarda uzama gözlemlenirken, en büyük gerilme değeri yaklaşık 643 MPa’dır. A bölgesinde, alın plakasının alt tarafındaki cıvata delikleri çevresinde oluşan gerilme yoğunlaşması tespit edilmiştir. B bölgesinde ise, alın plakasının üst tarafında 200 MPa değerinde bir gerilme yoğunlaşması görülmektedir.



Şekil 5.26. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.



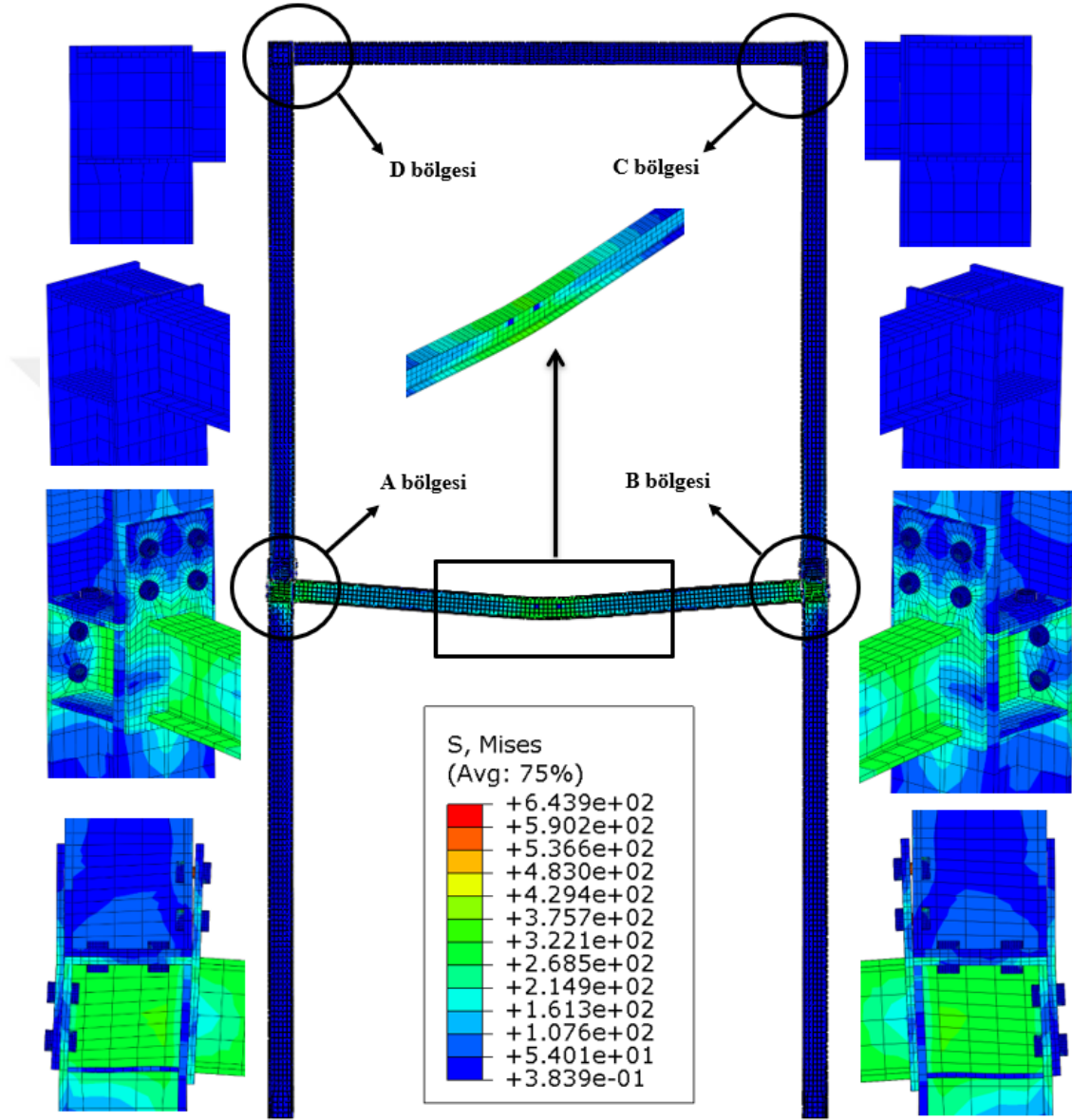
Şekil 5.27. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.



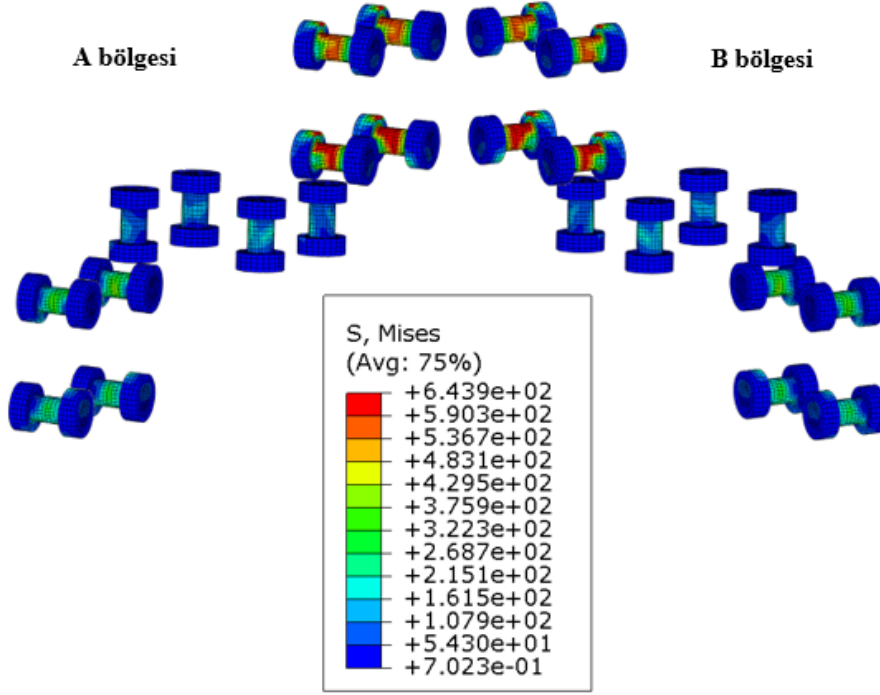
Şekil 5.28. Guseli birleşimin (2G-D100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

Düşey yük etkisi altında 1M-D100 modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.29 incelendiğinde modüler bağlantılı çerçevede deformasyon, diğer modellerde plaka ve kirişte gözlemlenirken, bu modelde kolon, kiriş ve plakalar üzerinde gerçekleşmiştir. Panel bölgesinde gerilme 375 MPa değerine ulaşmış olup,

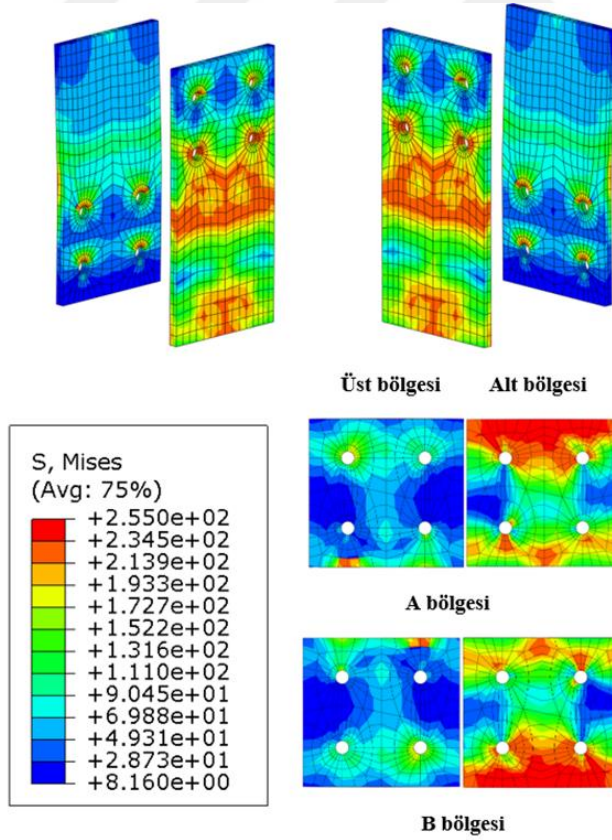
kolonda bulunan berkitme plakası burkulmuştur. Ayrıca, her iki bölgede iç kısımda bulunan plakada üst cıvatalar bir miktar uzamıştır. Bu cıvatalarda oluşan en yüksek gerilme değeri, Şekil 5.30’da yaklaşık 640 MPa olarak gösterilmiştir. En az zorlanan cıvatalar ise kolon gövdesinde bulunan cıvatalardır.



Şekil 5.29. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.

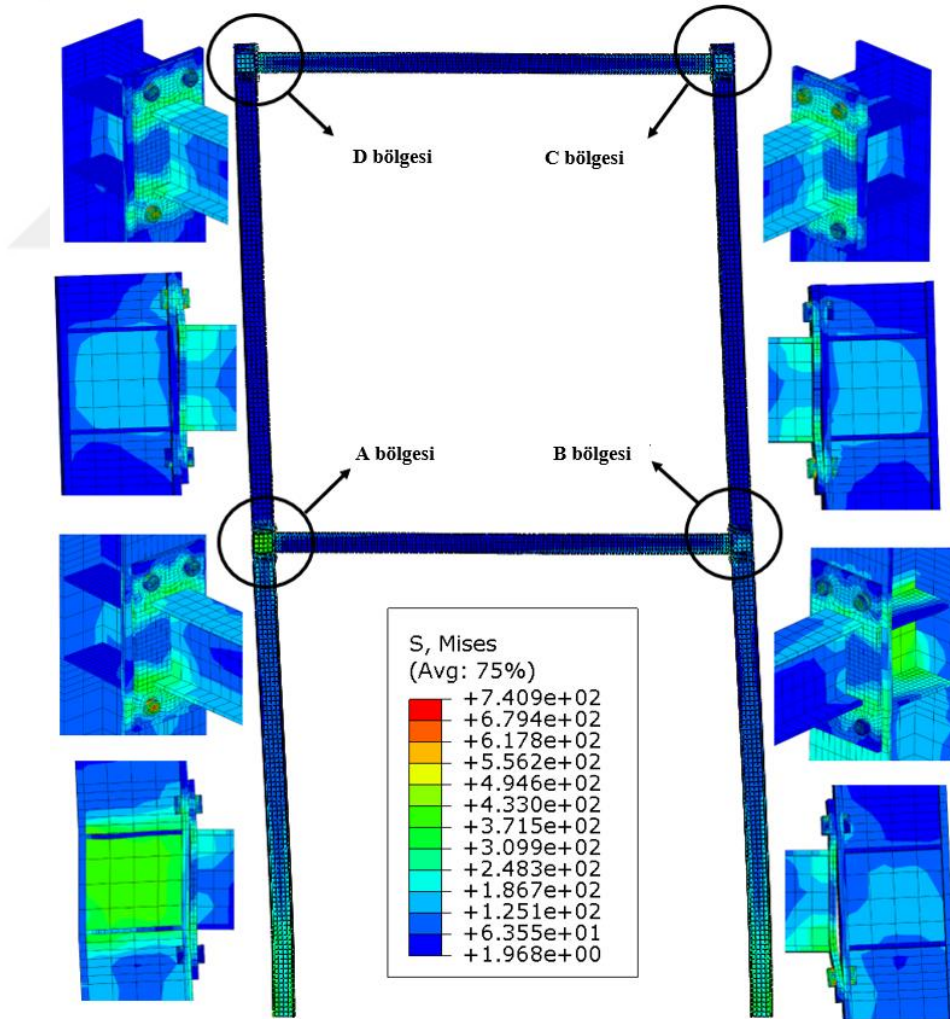


Şekil 5.30. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.

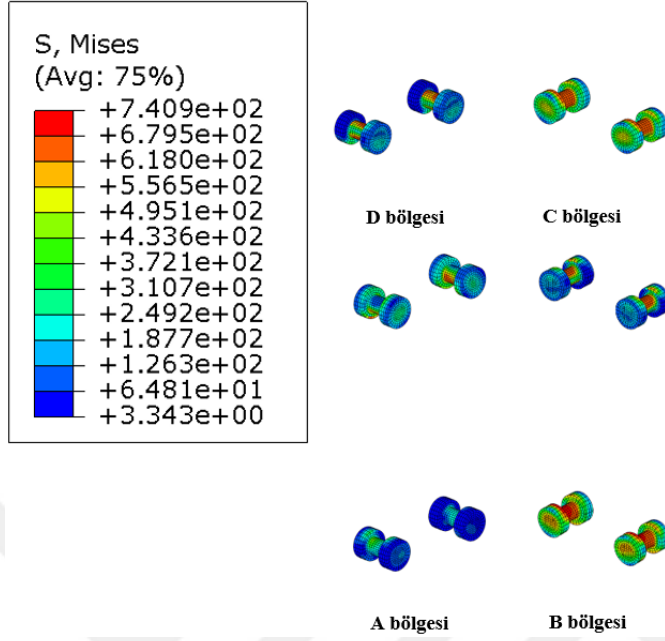


Şekil 5.31. Modüler birleşimin (1M-D100) düşey yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

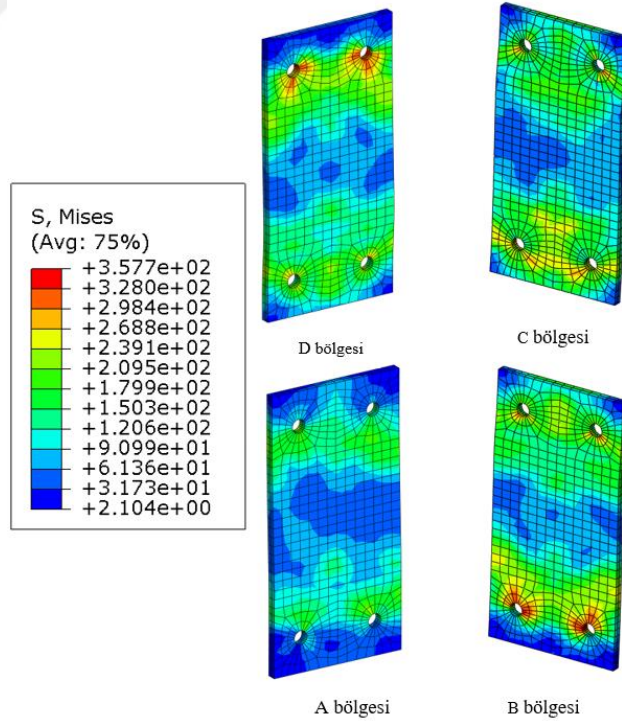
Çevrimsel yük etkisi altında 1G-Ç modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.32 incelendiğinde, çerçevenin genel olarak deformasyona uğradığı görülmektedir. Yük etki alanının bulunduğu A bölgesinde, HEA profil ve alın plakasında belirgin deformasyonlar gözlemlenmiştir. Bu bölgede en yüksek gerilme değeri yaklaşık 430 MPa'dır. Kirişin üst flanşının devamında kolona yerleştirilen berkitme plakası burkulmuştur. Alın plakaları arasında en büyük deformasyon B bölgesinde gözlemlenmiş olup, gerilme yoğunluğu kiriş-plaka bağlantısının alt ve üst flanşlarının bağlandığı bölgelerde meydana gelmiştir. C ve D bölgelerinde de benzer deformasyonlar gözlemlenmiş olmakla birlikte, bu bölgelerde deformasyon daha azdır. Plakaların alt ve üst flanşlarına bağlanan bölgelerde gerilme yoğunlaşması görülmektedir. Şekil 5.33'te cıvatalar incelendiğinde, B ve C bölgelerinde gerilme yoğunluğunun alt taraftaki cıvatalarda olduğu, D ve A bölgelerinde ise üst taraftaki cıvatalarda gerilme yoğunlaşmasının meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 5.32. Modüler birleşimin (1G-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.

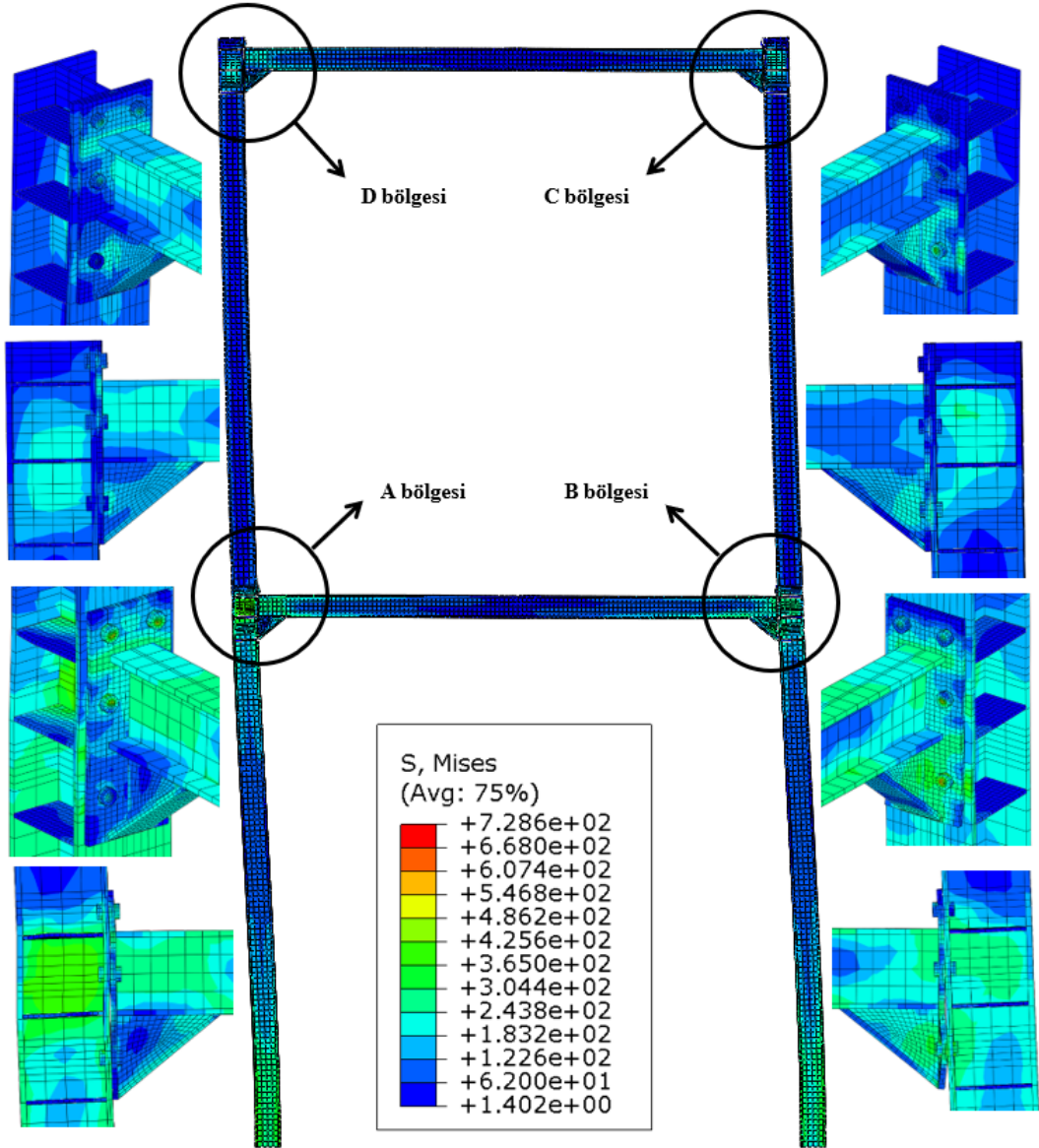


Şekil 5.33. Alın plakalı birleşimin (1G-Ç) çevrimsel yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.

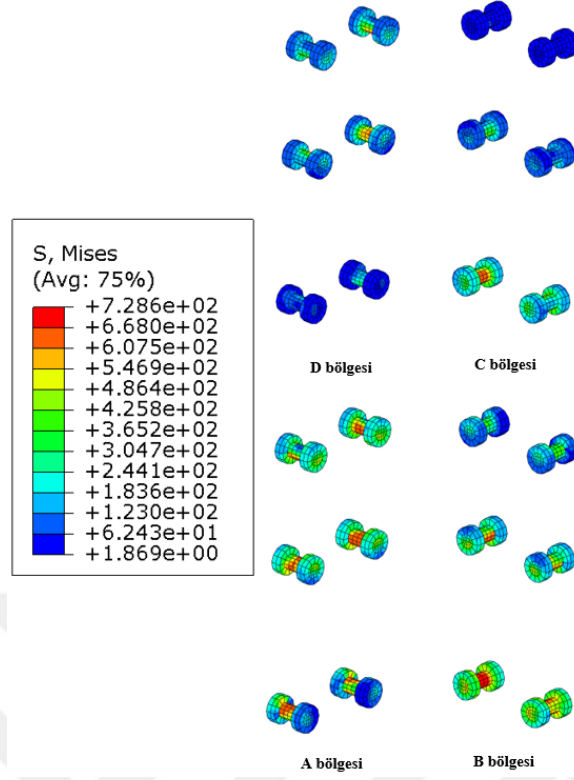


Şekil 5.34. Alın plakalı birleşimin (1G-Ç) çevrimsel yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

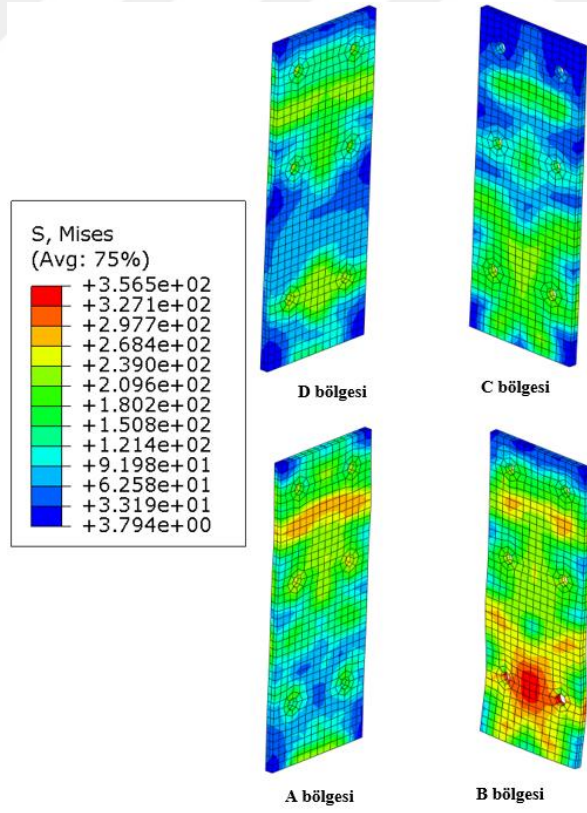
Çevrimsel yük etkisi altında 2G-Ç modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.35 incelendiğinde, yük etki alanının bulunduğu A bölgesinde HEA profil ve alın plakasında deformasyonlar gözlemlenmiştir. Bu bölgedeki en yüksek gerilme yoğunluğu, panel bölgesinde yaklaşık 425 MPa olarak belirlenmiştir. B bölgesinde, alın plakasının alt kısmında belirgin bir deformasyon meydana gelmiştir ve gerilme yoğunluğu, bağlantının guseli ve üst kısmında yoğunlaşmıştır. C ve D bölgelerinde ise deformasyon çok azdır. Şekil 5.36’da A ve B bölgelerindeki cıvataların daha yüksek gerilmeler altında zorlandığı görülmektedir. Bu bölgelerde en büyük gerilme değeri yaklaşık 725 MPa’dır. Plakalarda ise Şekil 5.37’de görüldüğü üzere yüksek gerilme konsantrasyonları, A ve B bölgelerinde gözlemlenmiştir.



Şekil 5.35. Modüler birleşimin (1G-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.

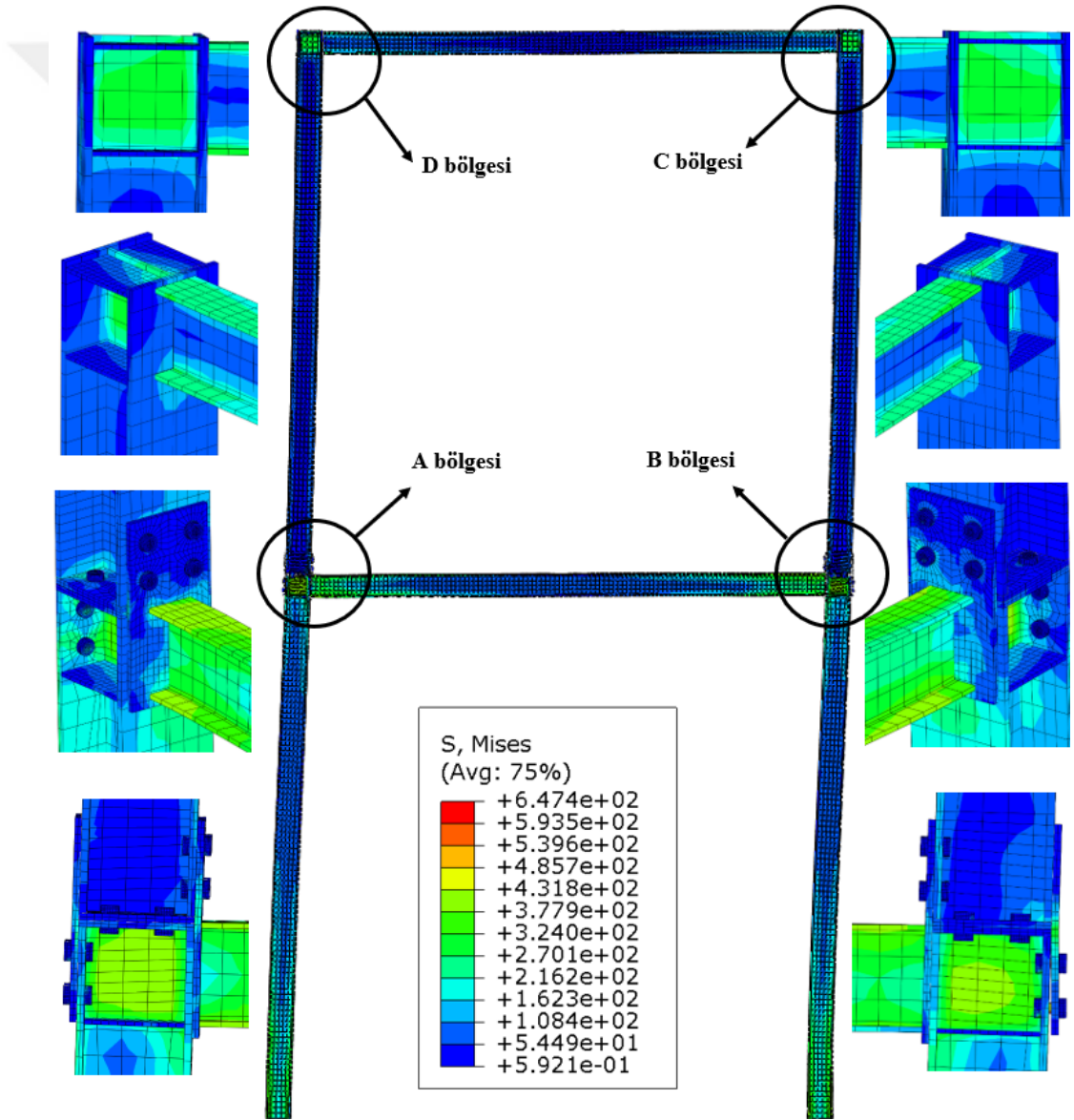


Şekil 5.36. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.

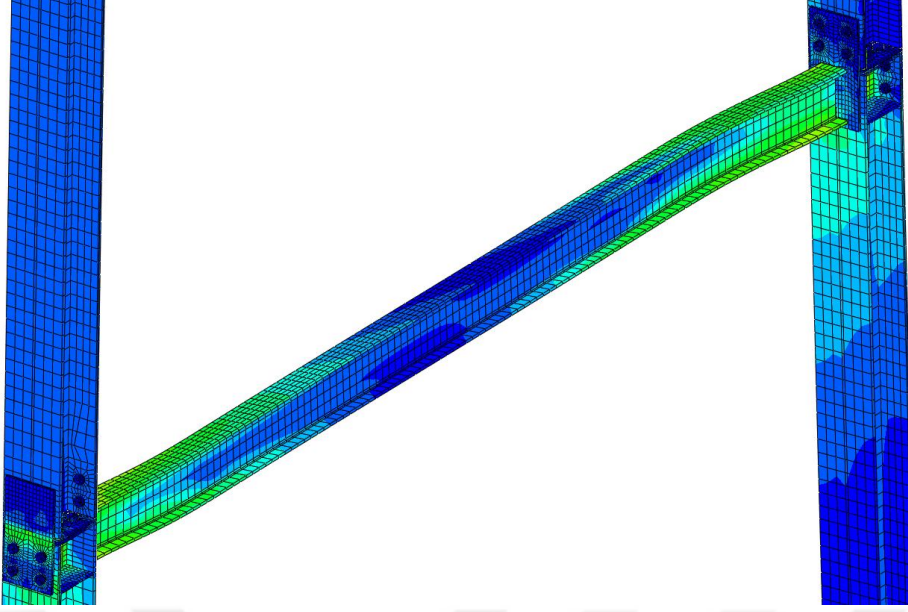


Şekil 5.37. Guseli birleşimin (2G-Y100) yatay yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

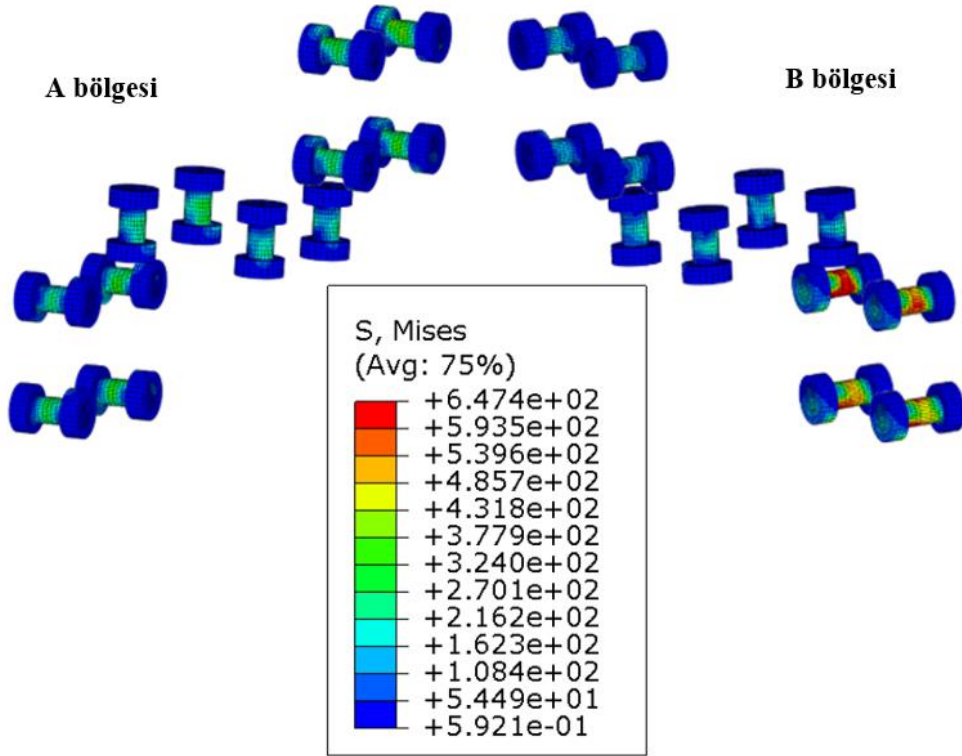
Çevrimsel yük etkisi altında 1M-Ç modeline ait von- mises gerilme dağılımlarının gösterildiği Şekil 5.38 incelendiğinde, en büyük gerilme yoğunluğunun panel bölgesinde ve kiriş uçlarında yaklaşık 430 MPa değerinde olduğu görülmektedir. B bölgesinde ise dış bağlantı plakasının alt ucunda deformasyon tespit edilmiştir. Şekil 5.39'da, kiriş üzerinde deformasyonlar gözlemlenmiştir. Şekil 5.40'ta cıvatalar incelendiğinde, A bölgesinde yükün cıvatalara düzgün dağılmış olduğu, ancak B bölgesinde yükün düzgün dağılmadığı ve dış bağlantı plakasının alt bağlantısını sağlayan cıvatalarda bir miktar uzama görüldüğü belirlenmiştir. Bu cıvatalarda gerilme yoğunluğu yaklaşık 645 MPa'dır. Bağlantı plakalarının gerilme dağılımını gösteren Şekil 5.41'de ise maksimum gerilme değeri 330 MPa olarak tespit edilmiştir.



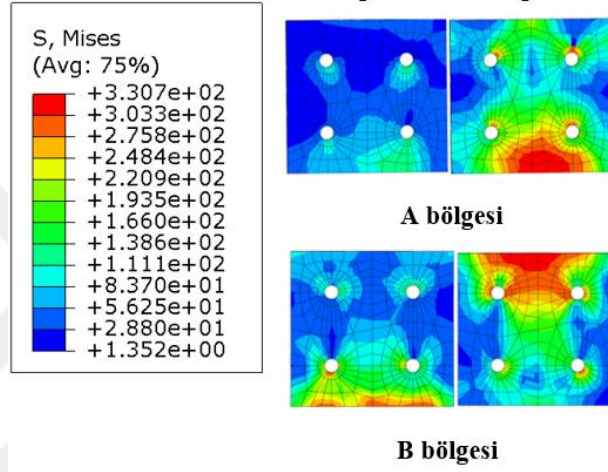
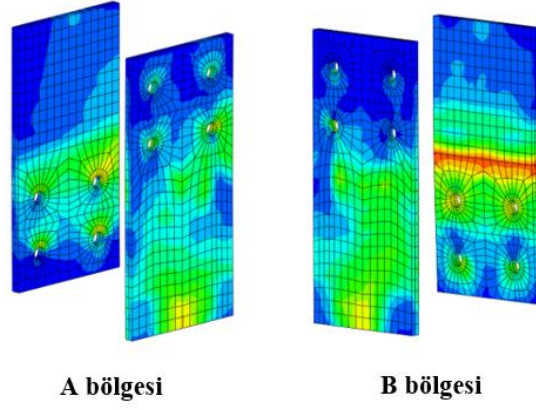
Şekil 5.38. Modüler birleşimin (1M-Ç) Çevrimsel yükleme (FEMA461) etkisi altında von- mises gerilme dağılımları.



Şekil 5.39. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında kirişte oluşan deformasyon.



Şekil 5.40. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında cıvatalarda oluşan von- mises gerilme dağılımları.



Şekil 5.41. Modüler birleşimin (1M-Ç) çevrimsel yük etkisi altında alın plakalarında oluşan von- mises gerilme dağılımları.

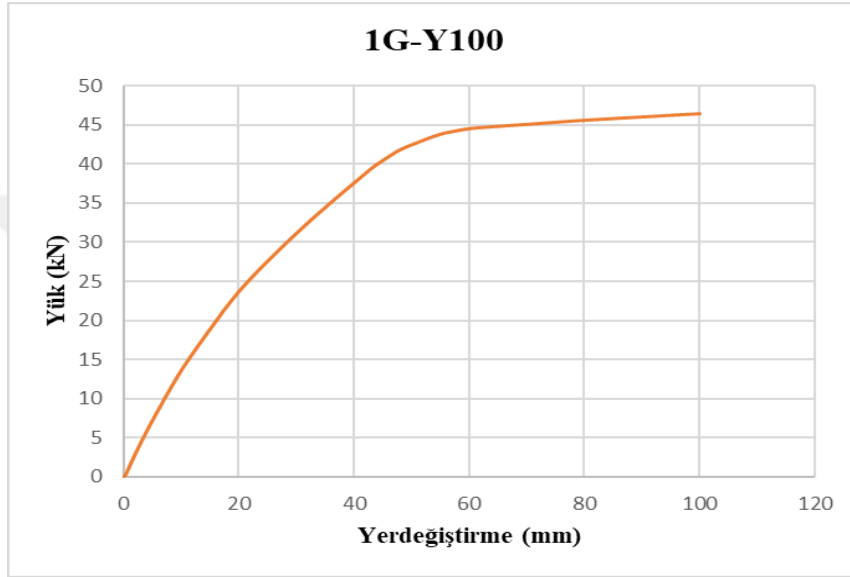
Şekil 5.42'de 1G-Y100 modeli, Şekil 5.43'te 2G-Y100 modeli ve Şekil 5.44'te 1M-Y100 modeli için yük-yerdeğiştirme grafikleri sunulmuştur. Grafiklerin analizi, 1G-Y100 ve 2G-Y100 modellerinin yük taşıma kapasitelerinin 46.39 kN ile birbirine benzer olduğunu göstermektedir. Buna karşın, tasarlanan modüler sistem bağlantısının (1M-Y100) yük taşıma kapasitesi 56.06 kN olarak belirlenmiştir.

Bu durumda, modüler bağlantı (1M-Y100), 1G-Y100 ve 2G-Y100 modellerine kıyasla sırasıyla %20.8 oranında daha yüksek bir yük taşıma kapasitesine sahiptir. Bu fark, modüler bağlantının süneklik ve yük taşıma kapasitesi açısından diğer modellere göre üstün olduğunu ortaya koymaktadır.

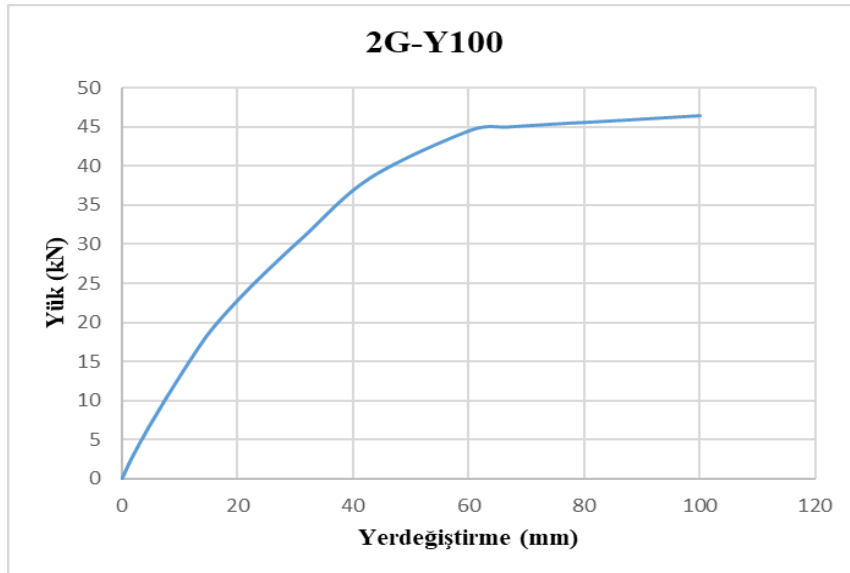
Yük Taşıma Kapasitesi ve Performans Değerlendirmesi açısından, yapı veya bağlantı sistemlerinin yük taşıma kapasiteleri, dayanıklılıkları ve performansları kritik bir öneme sahiptir. Bir yapının veya bağlantı sisteminin belirli bir yük altında ne kadar güvenilir bir şekilde davranabileceği, yapının güvenliği ve direnci açısından

belirleyicidir. 1M-Y100 modelinin diğer modellere göre daha yüksek yük taşıma kapasitesine sahip olması, modüler bağlantının sunduğu avantajları açıkça göstermektedir.

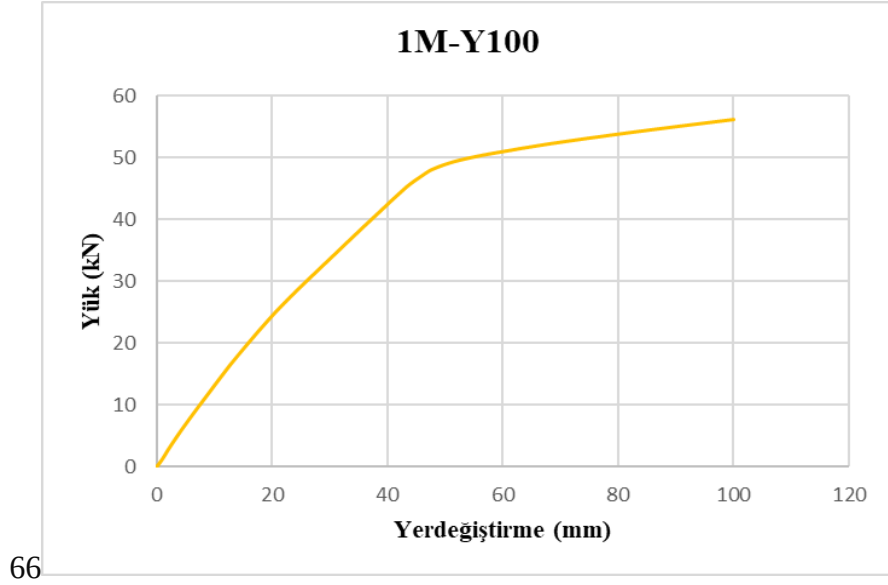
Modüler bağlantı, yapısal sistemlerde daha güçlü ve dayanıklı bir bağlantı sağlama potansiyeline sahiptir; bu da yapının genel güvenliğini ve direncini artırır. Ayrıca, bu veriler modüler bağlantılı çerçevenin deprem gibi döngüsel yüklere karşı dayanıklılığını artırabileceğini işaret etmektedir.



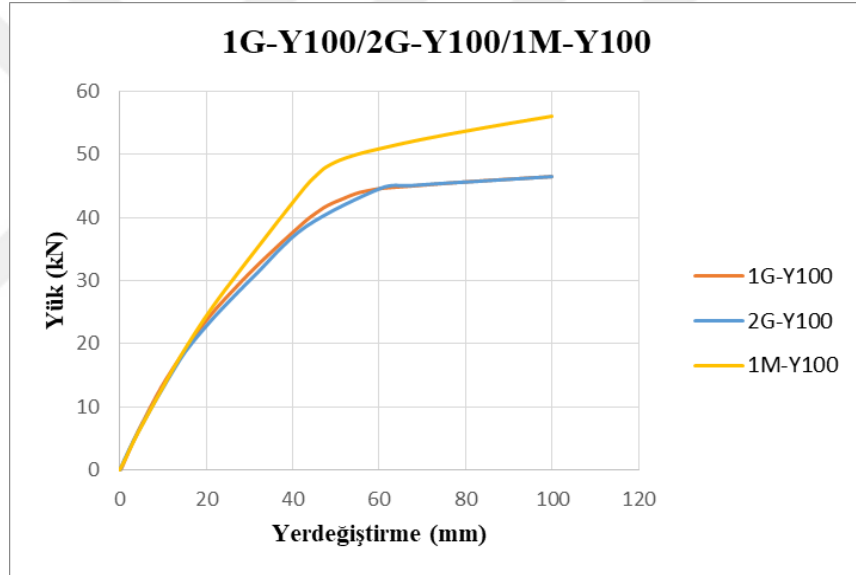
Şekil 5.42. 1G-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.



Şekil 5.43. 2G-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.



Şekil 5.44. 1M-Y100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.



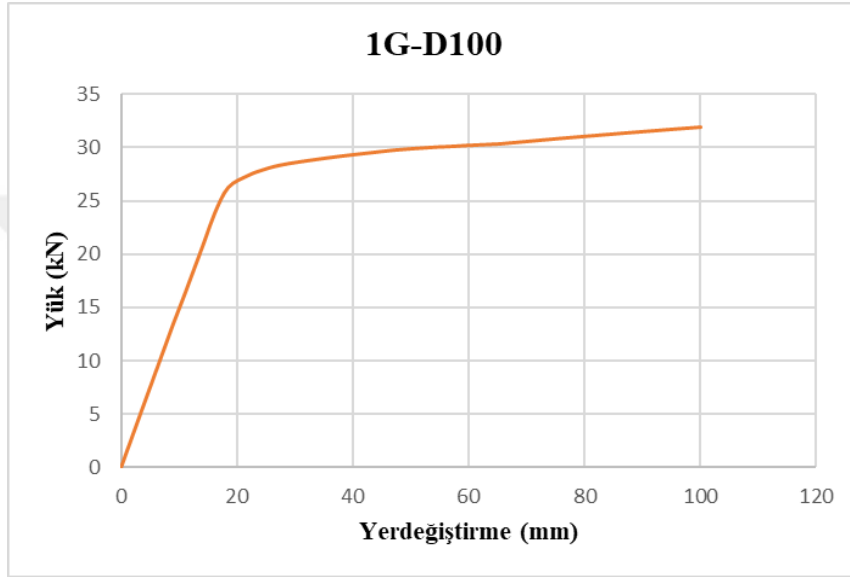
Şekil 5.45. 1G-Y100/2G-Y100/1M-Y100 Modellerinin Yük Deplasman Eğrisi.

Şekil 5.46'da 1G-D100 modeli için, Şekil 5.47'de 2G-D100 modeli için ve Şekil 5.48'de 1M-D100 modeli için yük-yerdeğiştirme grafikleri sunulmuştur. 1G-D100 modelinin yük taşıma kapasitesinin 31.9 kN, 2G-D100 modelinin ise 34.7 kN olduğu görülmektedir. Bu sonuçlara göre, 2G-D100 modeli, 1G-D100 modeline kıyasla %8.8 oranında daha yüksek bir yük taşıma kapasitesine sahiptir.

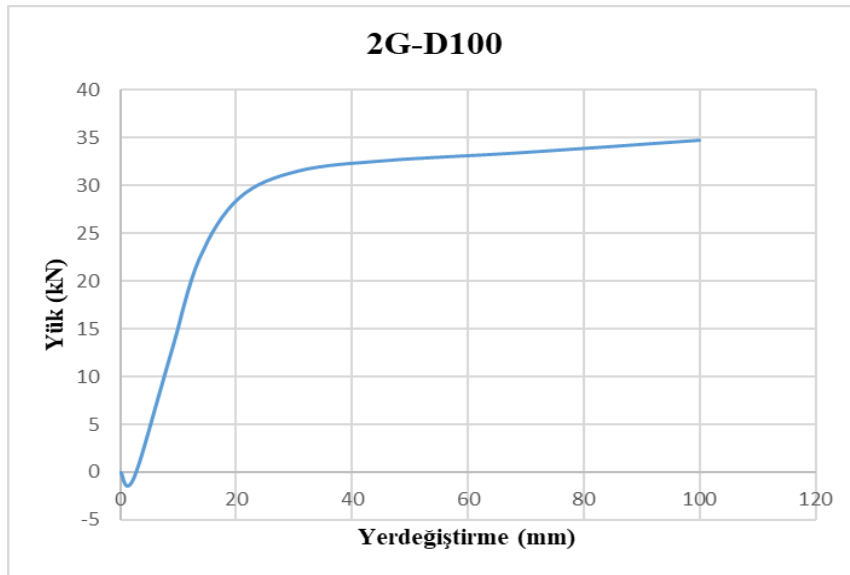
Tasarlanan modüler sistem bağlantısının (1M-D100) yük taşıma kapasitesi ise 64.15 kN olarak belirlenmiştir. Bu durumda, modüler bağlantı (1M-D100), en düşük kapasiteye sahip olan 1G-D100 modeline göre %101 oranında daha yüksek bir yük

taşıma kapasitesine sahiptir. Aynı şekilde, 1M-D100 modeli, 2G-D100 modeline kıyasla %85 oranında daha yüksek bir yük taşıma kapasitesi sunmaktadır.

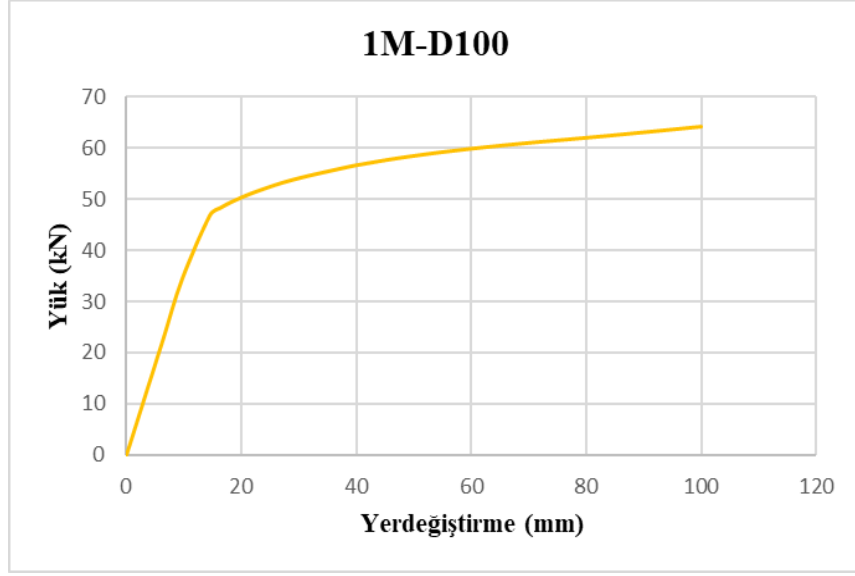
Bu veriler, modüler bağlantının (1M-D100) sadece diğer modellere kıyasla daha üstün olduğunu değil, aynı zamanda özellikle yük taşıma kapasitesi açısından önemli bir performans artışı sağladığını ortaya koymaktadır. Hem yatay hem de çevrimsel yükler altında modüler bağlantının sunduğu bu üstünlük, özellikle yüksek dayanım gerektiren yapı tasarımlarında tercih edilmesi gereken bir seçenek olduğunu göstermektedir.



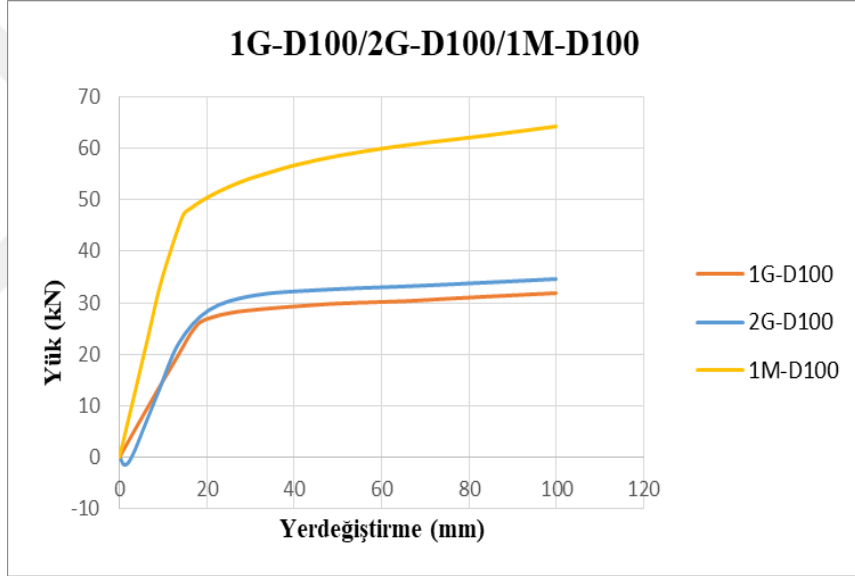
Şekil 5.46. 1G-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.



Şekil 5.47. 2G-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi.



Şekil 5.48. 1M-D100 Modelinin Yük Deplasman Eğrisi

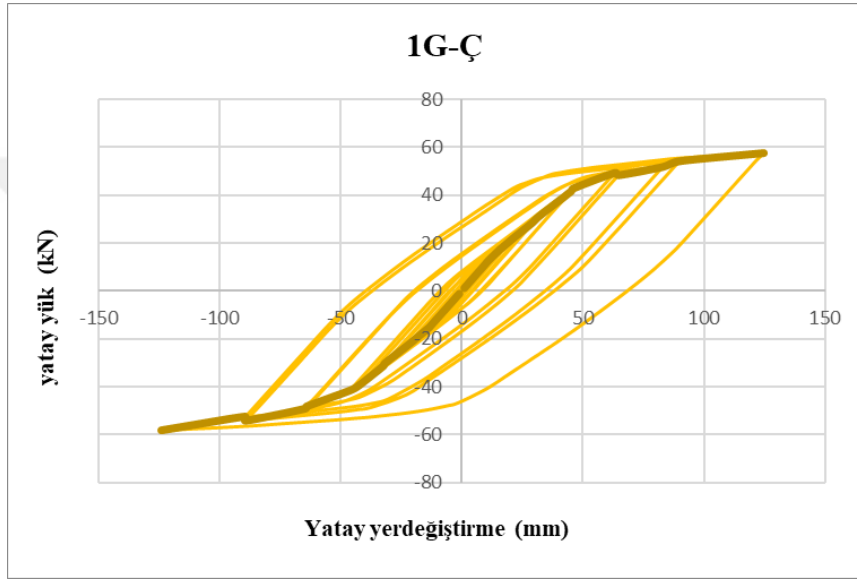


Şekil 5.49. 1G-D100/2G-D100/1M-D100 Modellerinin Yük Deplasman Eğrisi.

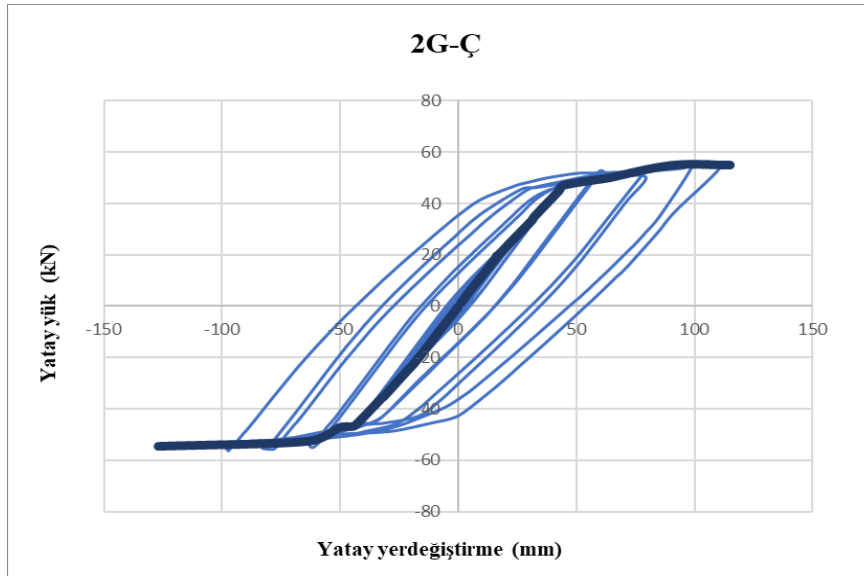
Bu verileri mühendislik açısından yorumlamak önemlidir. Bu testler, yapısal sistemlerin davranışını incelemek için kullanılır ve yapıların deprem gibi döngüsel yükler altında nasıl davrandığını anlamak için önemlidir. Verilerin bu testlerle elde edilmiş olması, yapıların deprem gibi döngüsel yüklere dayanıklılığını değerlendirmeye yardımcı olur.

Üç farklı bağlantı modelinin düzlem dışı yer değiştirme pik değerleri ve yük taşıma kapasiteleri arasında belirgin farklılıklar gözlenmiştir. 1G-Ç modelinde, düzlem dışı yer değiştirme pik değerleri-123.9 mm ile +124.6 mm arasında değişmekte olup, bu değerler 248.5 mm'lik bir toplam yer değiştirme aralığına işaret etmektedir. 2G-Ç

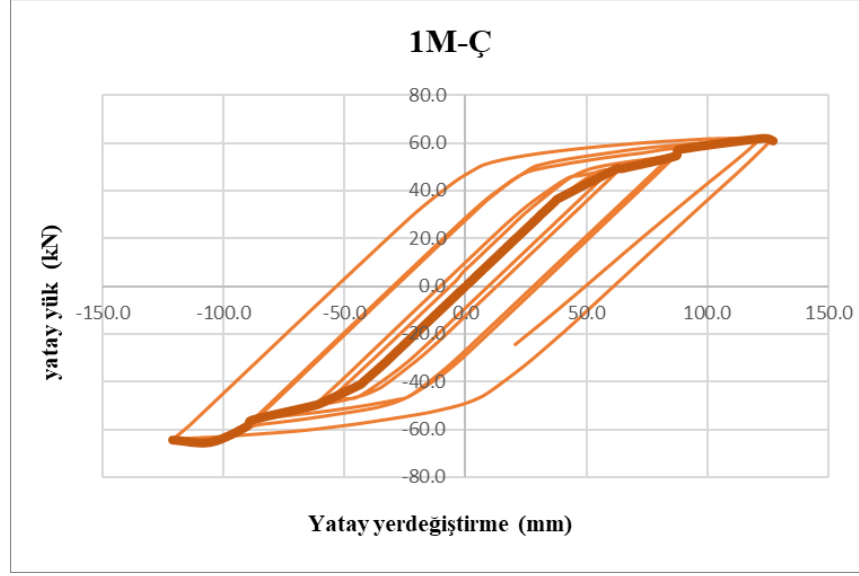
modelinde bu pik değerler -127 mm ile +123.4 mm arasında olup, toplamda 250.4 mm'lik bir yer değiştirme aralığına ulaşılmıştır. 1M-Ç modelinde ise -120.8 mm ile +127 mm arasında değişen pik değerler, 247.8 mm'lik bir yer değiştirme aralığı sağlamıştır. Bu sonuçlar incelendiğinde, 2G-Ç modeli ile 1G-Ç modeli arasında %0.76'lık, 1G-Ç modeli ile 1M-Ç modeli arasında %0.28'lik ve 2G-Ç modeli ile 1M-Ç modeli arasında %1.05'lik düzlem dışı yer değiştirme farkları olduğu belirlenmiştir. Bu farklar, farklı bağlantı tiplerinin düzlem dışı yer değiştirme üzerindeki etkisinin sınırlı olduğunu göstermektedir.



Şekil 5.50. 1G-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri.

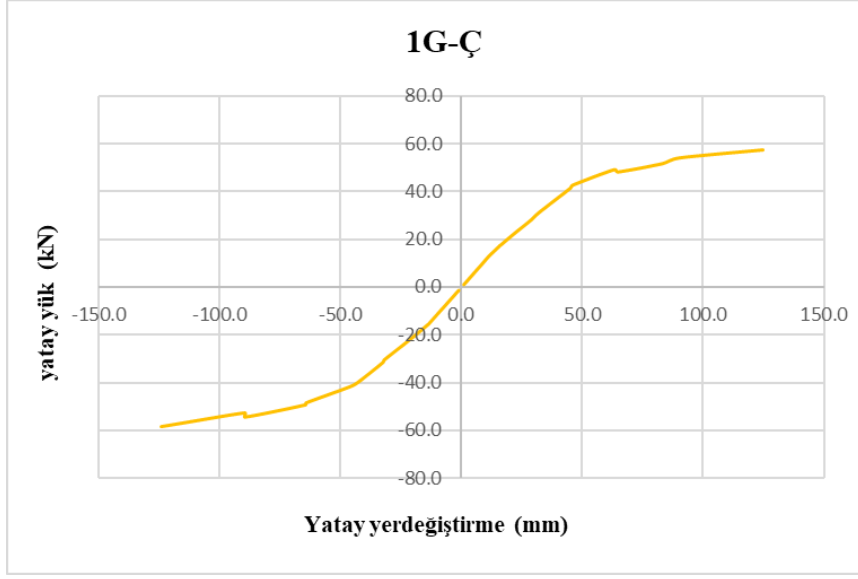


Şekil 5.51. 2G-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri.

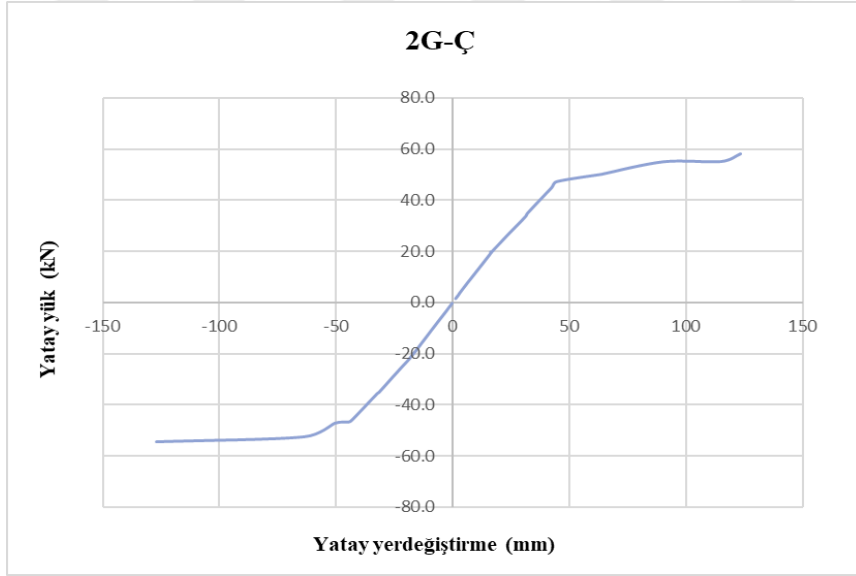


Şekil 5.52. 1M-Ç modeline ait çevrimsel yükleme sonucu oluşan çevrimsel eğri.

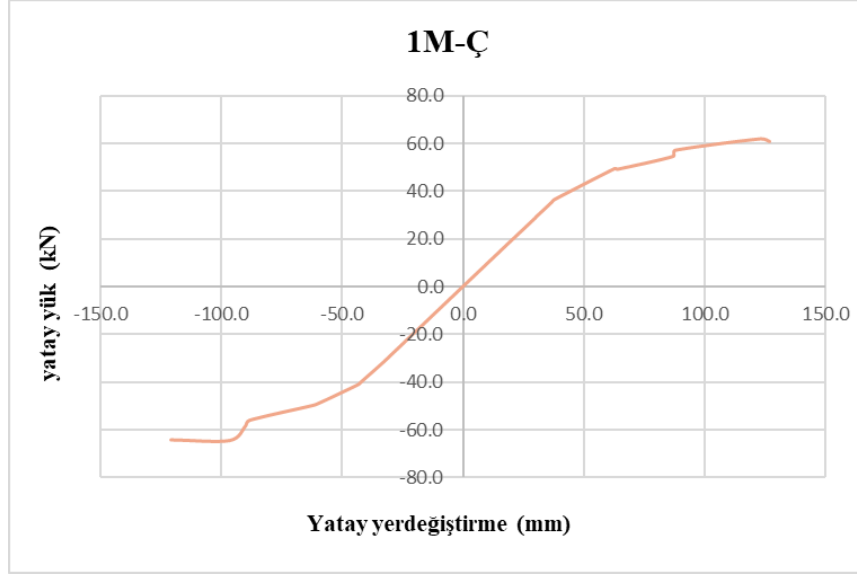
Yük taşıma kapasitesi açısından 1G-Ç, 2G-Ç ve 1M-Ç modelleri arasındaki basınç ve çekme kapasiteleri ayrı ayrı değerlendirildiğinde, basınç altında en yüksek kapasitenin 1M-Ç modelinde olduğu görülmüştür. 1M-Ç modeli, basınç altında 64.5 kN kapasite sunarak, 1G-Ç modeline göre %10.83 ve 2G-Ç modeline göre %18.35 daha yüksek bir performans sergilemiştir. 1G-Ç modeli, 58.2 kN basınç kapasitesi ile 2G-Ç modeline kıyasla %6.79 daha yüksek bir kapasiteye sahiptir. Çekme kapasitesi açısından incelendiğinde, 1M-Ç modeli yine en yüksek kapasiteye sahip olup, 62 kN kapasite sunmaktadır. Bu değer, 1G-Ç modeline göre %7.64 ve 2G-Ç modeline göre %6.9 daha yüksektir. 1G-Ç modeli, çekme altında 57.6 kN kapasite sunarken, 2G-Ç modeli 58 kN kapasiteye sahiptir, bu da aralarındaki farkın %0.69 olduğunu göstermektedir. Bu sonuçlar, 1M-Ç modelinin hem basınç hem de çekme altında diğer iki modele göre daha üstün performans sergilediğini ortaya koymaktadır.



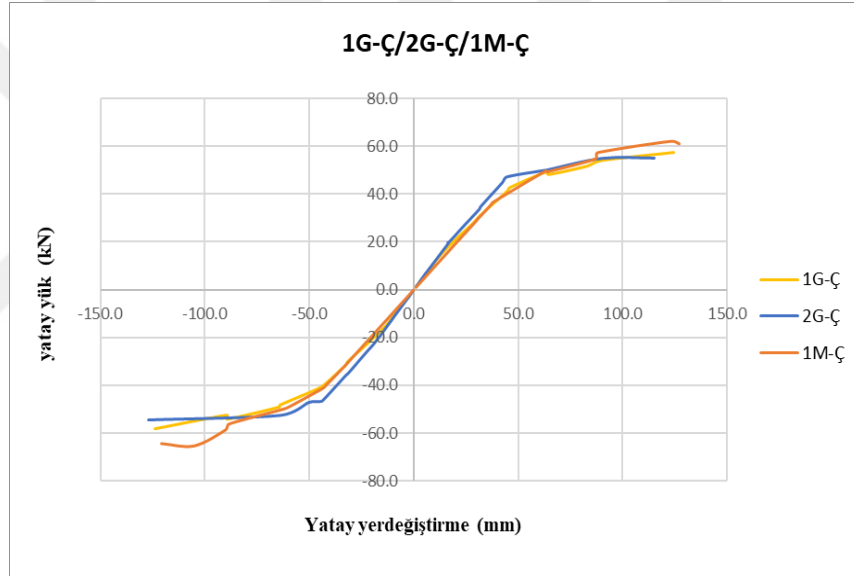
Şekil 5.53. 1G-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.



Şekil 5.54. 2G-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.



Şekil 5.55. 1M-Ç modeline ait dayanım zarfı eğrisi.

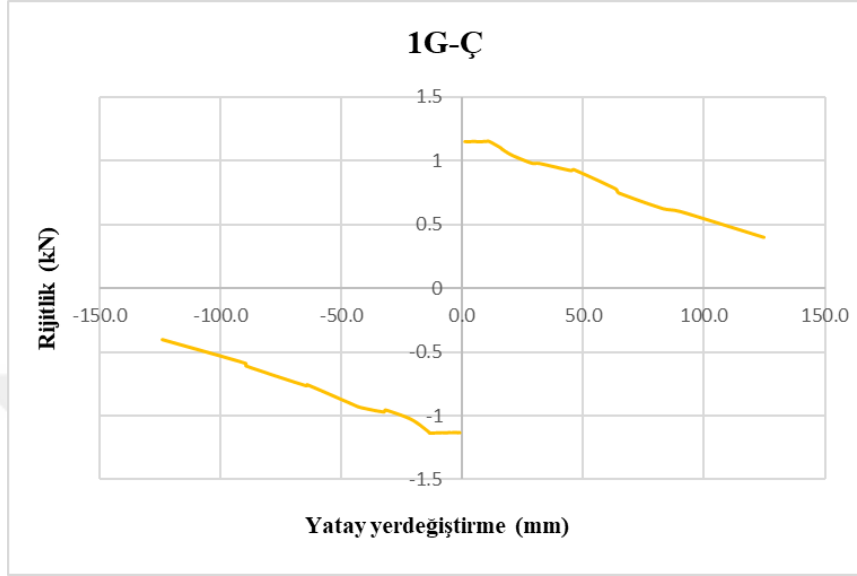


Şekil 5.56. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin dayanım zarfı eğrisi.

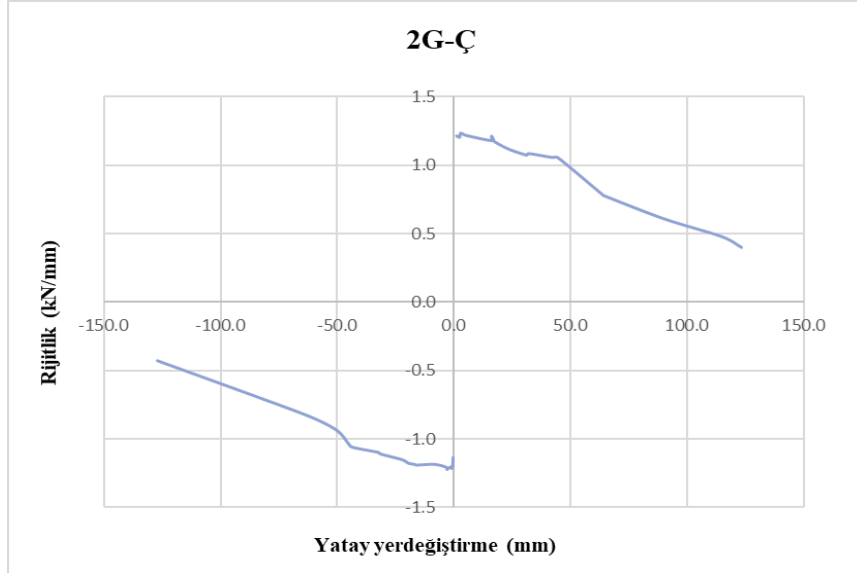
1G-Ç modelinde, itme rijitliği başlangıçta 1.2 kN/mm iken, çevrimsel deney sonu bitişte 0.42 kN/mm olarak ölçülmüştür. Bu, rijitliğin %65 oranında azaldığını göstermektedir. Çekme koşullarında ise başlangıç rijitliği 1.2 kN/mm ve çevrimsel deney sonu bitiş rijitliği 0.40 kN/mm olarak belirlenmiştir, bu da rijitlikte %66.7'lik bir azalma anlamına gelmektedir.

2G-Ç modelinde ise itme rijitliği başlangıçta 1.1 kN/mm, çevrimsel deney sonu bitişte ise 0.4 kN/mm olarak ölçülmüştür; bu, rijitliğin %63.6 oranında bir azalma yaşadığını göstermektedir. Çekme rijitliğinde ise başlangıç değeri 1.2 kN/mm ve çevrimsel deney sonu bitiş değeri 0.40 kN/mm olup, rijitlikte %66.7'lik bir azalma gerçekleşmiştir.

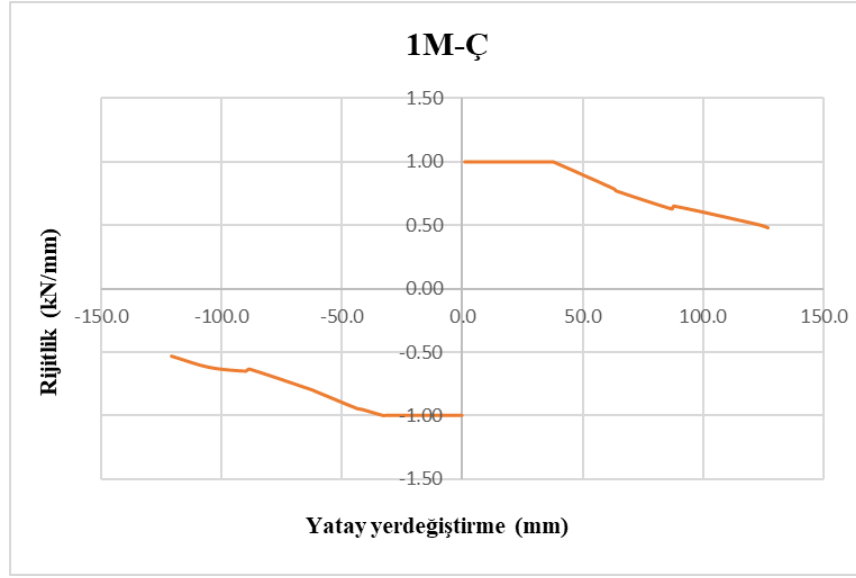
1M-Ç modelinde itme rijitliği başlangıçta 1 kN/mm ve çevrimsel deney sonu bitişte 0.53 kN/mm olarak bulunmuştur, bu da rijitlikte %47'lik bir azalmayı işaret etmektedir. Çekme rijitliği başlangıçta 1 kN/mm ve çevrimsel deney sonu bitişte 0.50 kN/mm olarak belirlenmiş olup, rijitlikte %50'lik bir azalma yaşanmıştır.



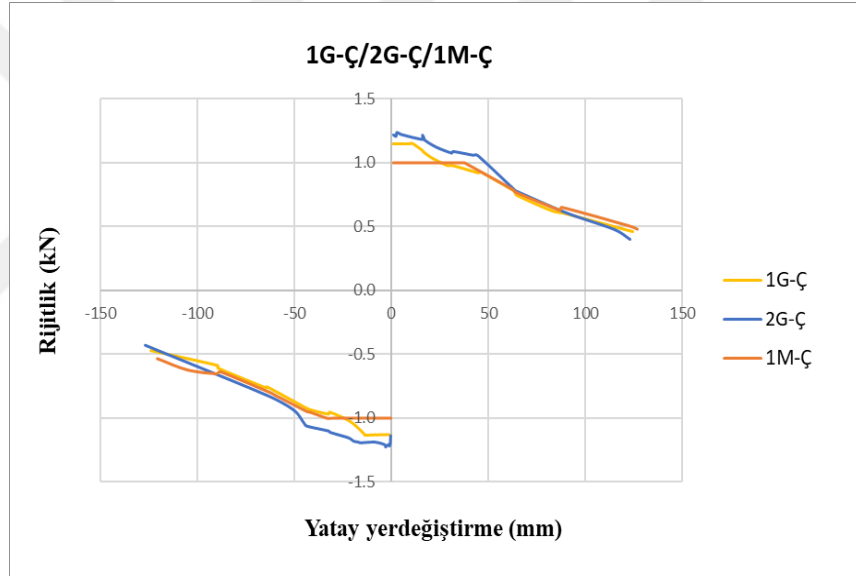
Şekil 5.57. 1G-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 5.58. 2G-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.



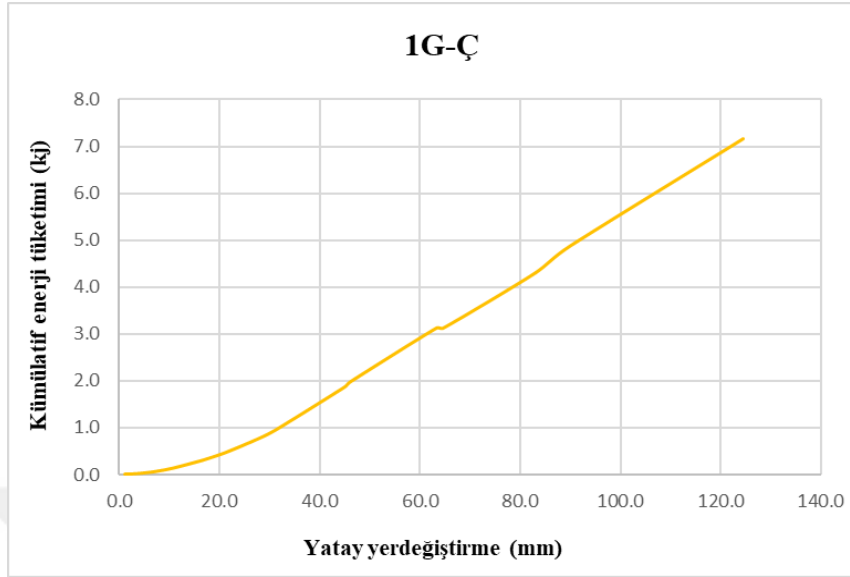
Şekil 5.59. 1M-Ç modeline ait rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.



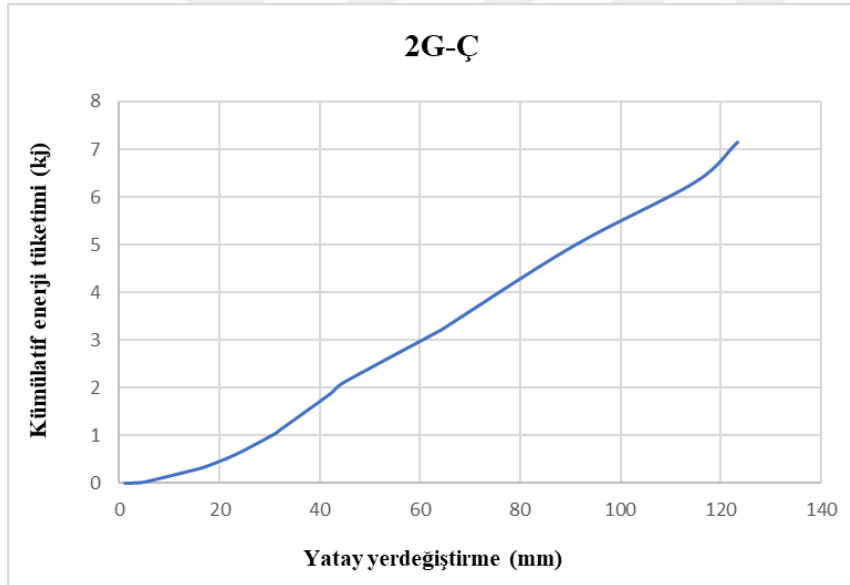
Şekil 5.60. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin rijitlik-yerdeğiştirme eğrileri.

Üç modelin kümülatif enerji tüketim sonuçları yüzdesel olarak karşılaştırıldığında, 1G-Ç modeli ile 2G-Ç modeli arasında enerji tüketimi açısından oldukça yakın bir performans gözlemlenmiştir. 1G-Ç modelinde, 124.6 mm yer değiştirme için kümülatif enerji tüketimi 7.2 kJ olarak gerçekleşmişken, 2G-Ç modelinde 123 mm yer değiştirmede bu değer yaklaşık 7.15 kJ olmuştur. Bu durum, 2G-Ç modelinin 1G-Ç modeline göre yaklaşık %0.7 daha az enerji tükettiğini göstermektedir. Diğer yandan, 1M-Ç modeli en yüksek enerji tüketimini göstermiştir. 127 mm yer değiştirme sonunda 7.8 kJ kümülatif enerji tüketimi ile 1G-Ç modeline kıyasla yaklaşık %8.3, 2G-Ç modeline kıyasla ise %9.1 daha fazla enerji tüketimi gerçekleşmiştir. Bu

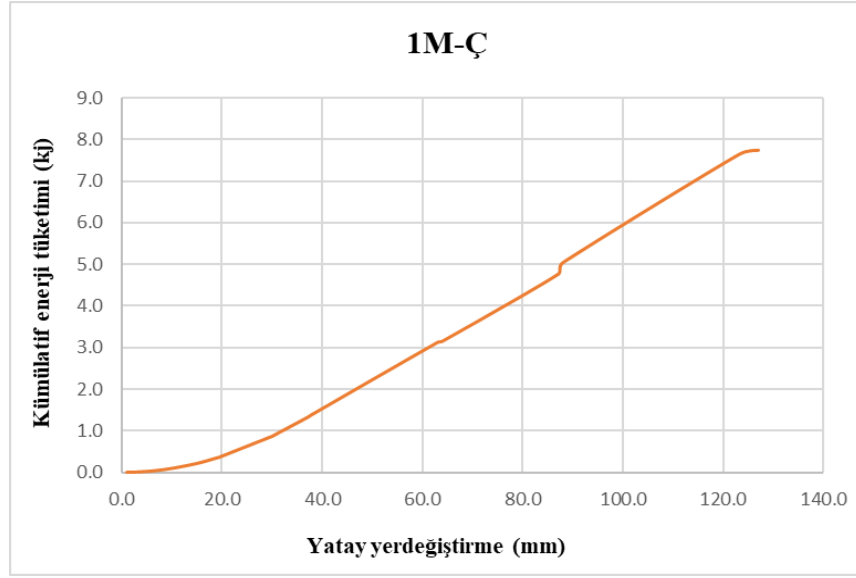
sonuçlara göre 1M-Ç modeli daha fazla enerji tüketme kapasitesine sahip olduğu gözlemlenmiştir.



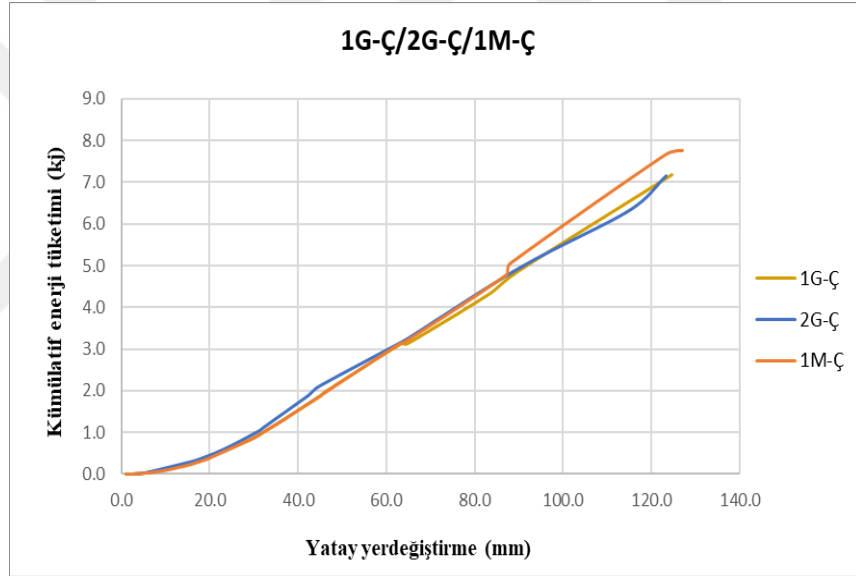
Şekil 5.61. 1G-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 5.62. 2G-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 5.63. 1M-Ç modeline ait enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 5.64. 1G-Ç/2G-Ç/1M-Ç modellerinin enerji tüketimi-yerdeğiştirme eğrileri.



6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, mevcut geleneksel çelik yapılarda kullanılan bağlantı tipleri ile çalışma kapsamında geliştirilen modüler sistem, yatay yük, düşey yük ve çevrimsel yükleme koşulları altında, sonlu elemanlar yöntemiyle Abaqus programı kullanılarak analiz edilmiştir. Analiz kapsamında, Von Mises gerilme dağılımı, yük-yer değiştirme eğrileri, enerji tüketimi ve rijitlik azalması gibi performans kriterleri detaylı bir şekilde incelenmiş ve karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir:

1. Geleneksel bağlantı tipleri, yatay ve düşey yüklemeler altında deformasyon şekli olarak benzer davranışlar sergilemiştir.
2. Modüler sistem bağlantıları, yatay ve düşey yükleme koşulunda da üstün yük taşıma kapasiteleri sunmuştur. 1M-Y100 modeli, 1G-Y100 ve 2G-Y100 modellerine kıyasla %20.8 oranında daha yüksek kapasite sağlarken, 1M-D100 modeli ise 1G-D100 ve 2G-D100 modellerine göre sırasıyla %101 ve %85 oranında daha fazla kapasite sunmuştur. Bu bulgular, modüler bağlantıların performans ve dayanıklılık açısından geleneksel bağlantılardan üstün olduğunu göstermektedir.
3. Modüler bağlantıların çelik çerçeveler üzerindeki avantajları açıkça ortaya konmuştur. Süneklik ve yük taşıma kapasitesi açısından, modüler bağlantıların diğer bağlantı tiplerine kıyasla üstün performans sergilediği tespit edilmiştir.
4. Enerji tüketimi açısından yapılan değerlendirmede, 1G-Ç ve 2G-Ç modelleri benzer sonuçlar verirken, 2G-Ç modeli %0.7 daha az enerji tüketimi ile öne çıkmıştır. Buna karşın, 1M-Ç modeli en yüksek enerji tüketimini sergileyerek, 1G-Ç ve 2G-Ç modellerine kıyasla sırasıyla %8.3 ve %9.1 oranında daha fazla enerji tüketmiştir.
5. 1M-Ç modelinin daha yüksek enerji tüketimi, bu modelin daha fazla enerji absorbe edebilme kapasitesine sahip olduğunu göstermektedir. Bu durum, modüler bağlantıların yüksek enerjili yükler altında daha dayanıklı bir

performans sergilediğini ve deprem gibi dinamik yükler karşısında avantaj sağladığını işaret etmektedir.

6. Rijitlik kaybı açısından, 1G-Ç ve 2G-Ç modellerinde sırasıyla %66.7 ve %63.6 oranında azalma görülürken, 1M-Ç modelinde rijitlik kaybı %47 oranında gerçekleşmiştir. Bu sonuçlar, 1M-Ç modelinin çevrimsel yükler altında diğer modellere kıyasla daha iyi rijitlik korunumu sağladığını ve daha üstün bir dayanıklılık sergilediğini ortaya koymaktadır.

Öneriler ve İleriki Çalışma Alanları:

Farklı yükleme koşullarında ve malzeme özelliklerinde daha geniş kapsamlı analizler yapılabilir. Modüler bağlantıların gerçek yapılar üzerindeki performansı deneysel olarak doğrulanabilir. Yapısal mühendisler, bu tür verileri kullanarak yapıların tasarımını optimize edebilirler.

KAYNAKLAR

- [1] Aktürk, Ö., Türk İnşaat Sektöründe Yapısal Çelik Üretim - Örgütlenme – Uygulama. İstanbul Kültür Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Mimarlık, Yüksek Lisans Tezi, 2005.
- [2] Hakan Gökdaş, Sık Kullanılan Yapısal Çelik Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Lineer Olmayan Davranışı. Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği, Yüksek Lisans Tezi, 2018.
- [3] Dbybhy-2007, <https://muhamaz.org/dbybhy-2007-dbybhy-2007.html> adresinden 08.10.2023 tarihinde alınmıştır
- [4] Bruneau, M., Uang, C.M. ve Whittaker, A., 1998. Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill Companies, New York.
- [5] Zorlu, M., Çelik Yapılarda Moment Çerçevelerinin Süneklik Düzeyini Belirleyen Tasarım Kuralları'nın Değerlendirilmesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- [6] STEEL TIPS, 2002. Use of Deep Columns in Special Steel Moment Frames, Structural Steel Educational Council
- [7] Menzur üniversitesi, Çelik Yapılar Basit Birleşimle https://www.munzur.edu.tr/birimler/akademik/fakulteler/muhendislik/bolumler/insaat/Pages/file/Mod%C3%BCl6BasitBirle%C5%9Fimler_Kaynaklar%20-%20Polat.pdf adresinden 08.10.2023 tarihinde alınmıştır
- [8] Lin, Y., Wang, X., Gong, J., Wang, S., Sun, H., Liu, H., 2023, Seismic Performance of an Exterior Joint between a Square Steel Tube Column and an H-Shape Steel Beam, Sustainability, 15(4): 3856
- [9] Feng, Y., Wei, M., Chong, X., Jiang, Q., & Zhu, Y. ,2022, Design and numerical analysis of steel frame joints with replaceable buckling-restrained links. Journal of Constructional Steel Research, 196, 107415.
- [10] Nunaz, E., Boainy, N., González, F., Torres, R., Picón, R., Guerrero, N., Cyclic ,2020, Behavior of Hollow Section Beam–Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Metals, 10(12):1608.
- [11] Yu, Y., Zhang, A., Pan, W., Mou, B., & Liu, X. ,2021, Seismic performance of beam-column connections with welded upper flange and bolted lower flange. Journal of Constructional Steel Research, 182, 106697.
- [12] Deng, E., Wang, Y., Liu, Z., Song, Y., Wang, Z., & Cao, D. ,2022, Experimental Study and Numerical Simulation for the Seismic Performance of an Innovative Connection between a Flat CFST Column and an H Beam. Buildings, 12(6), 735.

- [13] X. Liu, X. Cui, Z. Yang, and X. Zhan, 2017, Analysis of the Seismic Performance of Site-Bolted Beam to Column Connections in Modularized Prefabricated Steel Structures,” *Advances in Materials Science and Engineering*, 2017, 18
- [14] Liu, X., Wu, X., Wang, Y., & Cui, X. ,2022, Seismic performance of bolted connection between H-section beam and SST column welded with inclined braces. *Journal of Building Engineering*, 61, 105270.
- [15] Ramirez Ortiz, C.; Areiza Palma, G.; Gutierrez Amador, A.D.,2022,Ramirez Duque, J.L.; Cano Buitron, R.E.; Gonzales Escobar, L.F. Seismic Behavior of a Steel Beam-to-Concrete-Filled Steel Tubular Column Connection Using External Diaphragms. *Applied Sciences*, 12, 3618
- [16] Nuñez, E.; Parraguez, G.; Herrera, R. ,2020, Bidirectional Response of Weak-Axis End-plate Moment Connections: Numerical Approach. *Metals* 2020, 10, 964
- [17] Liu, X., Zhu, Y., Chen, X., & Li, Y. ,2022, Seismic performance of bolted double-web T-stub connections with T-shaped steel column. *Journal of Constructional Steel Research*, 191, 107168.
- [18] Wei, J., Qiao, H., Guo, Y., Ke, Z., Bao, Y., & Jiao, Z. ,2023, Cyclic loading test of earthquake-resilient steel frame joints with different connection forms. *Journal of Constructional Steel Research*, 211, 108130.
- [19] Chen, P., Pan, J., Hu, F., & Wang, Z. ,2022, Numerical investigation on seismic resilient steel beam-to-column connections with replaceable buckling-restrained fuses. *Journal of Constructional Steel Research*, 199, 107598.
- [20] Zhong, W., Zhao, M., Zhou, L., Tan, Z., Sun, W., & Zheng, Y. ,2022, Seismic performance of a narrow flange H-beam-to-column full-bolt end-plate weak-axis connection. *Structures*, 46, 637-653.
- [21] Zhang, B., Yuan, H., Xia, C., Liu, X., Liu, M., Liu, F., & Wang, P. (2021). Seismic behavior of thread-fixed one-side bolted endplate connection of steel beam to hollow square column. *Journal of Building Engineering*, 43, 102557.
- [22] Li, J., Wang, W., & Li, P. ,2021, Development, testing and performance evaluation of steel beam-through framed connections with curved knee braces for improving seismic performance. *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 106552.
- [23] IStructE/AFPS (2008). *Manual for the seismic design of steel and concrete buildings to Eurocode 8*. Institution of Structural Engineers, London.
- [24] ABAQUS. (2020). *ABAQUS Documentation*. Dassault Systèmes.
- [25] Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3. basım). Prentice Hall.
- [26] FEMA. (2009). *FEMA 461: Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [27] Gil, B., Goñi, R., Fabregas, M., & Bayo, E. (2024). "Design and Testing of a Steel-Enhanced Moment-Resisting Beam-to-Column Connection." *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108747.

- [28] Liu, R., Zhu, Y., Yan, G., Zheng, L., Wu, J., & Lai, Q. (2024). "Behavior of the damage-tolerant beam-column connection for earthquake-resilient steel frame: Experimental and numerical study." *Structures*, 67, 106985.
- [29] Hu, F., & Wang, Z. (2024). "Cyclic behavior of high-strength steel beam-to-column welded flange-bolted web connections." *Thin-Walled Structures*, 201(B), 111999.
- [30] Sun, D., Yang, Y., Miao, J., Liu, C., & Xue, W. (2024). "Hysteretic behavior and moment-rotation model of self-centering beam-column connection with angle steel." *Journal of Constructional Steel Research*, 213, 108410.
- [31] Zhu, G., & Tan, K. H. (2024). "Cyclic performance of precast steel beam-to-CECFST column exterior sub-assemblages with dry connections: Experimental studies and mechanism analyses." *Engineering Structures*, 315, 118410.
- [32] Liu, Y., Chen, X., & Tagawa, H. (2024). "Beam-to-column connection with double-stage yield buckling-restrained steel bar dampers." *Journal of Constructional Steel Research*, 212, 108278.
- [33] Liu, X. C., Liu, Y. K., Chen, X., & Zhang, A.-L. (2024). "Analysis of bolted connection for H-section beam and square steel tube column." *Structures*, 60, 105945.
- [34] Li, C.-Y., Huang, S., Hu, Y.-P., Li, T., & Chen, Y.-Z. (2024). "Seismic performance of H-shaped steel columns with slip friction connections at column ends." *Journal of Constructional Steel Research*, 217, 108664.
- [35] Chang, H.-Y., Chiu, P.-C., Lai, P.-C., & Lai, C.-M. (2024). "Post-fire performance evaluation of steel connections under a column-loss scenario." *Developments in the Built Environment*, 18, 100412.
- [36] Zhang, C., & Chen, Y. (2024). "Resilience-based seismic design and cyclic behavior of assembled joints between self-compacting concrete-filled rectangular steel tube frame columns and H-shaped steel beams." *Journal of Building Engineering*, 91, 109556.
- [37] Li, T., Men, J., Zhang, Q., Li, J., & Huang, C.-H. (2024). "Seismic fragility and resilience assessment of steel frame with replaceable T-stub connection components." *Engineering Structures*, 314, 118396.
- [38] Guo, H., Zheng, D., Zhang, J., & Liu, Y. (2024). "Experimental study on the seismic performance of angle connected high-strength steel moment resisting beam-column joint." *Journal of Constructional Steel Research*, 222, 108940.
- [39] Chatterjee, A., Chakravorty, T., & Bhattacharya, B. (2024). "Towards system reliability targeted design for flange-angle partially restrained steel moment connections." *Structural Safety*, 106, 102400.
- [40] Ahmed, N. Z. (2024). "Experimental and numerical investigation of the bending behavior in nontraditional steel beam-to-beam tip connections." *Structures*, 62, 106260.
- [41] Jiang, S., Shi, G., Zhang, N., Hou, L., & Zhao, H. (2024). "Experimental study on seismic behavior of high strength steel flange-plate connections with box columns." *Thin-Walled Structures*, 194(A), 111285.

- [42] Liu, J., An, Y., Cheng, X., & Lei, H. (2024). "Hysteretic behaviors of square hollow column-truss beam-diagonal brace connections in steel buildings." *Journal of Constructional Steel Research*, 212, 108290.
- [43] Zhang, N., Jiang, S., Chen, X., Bao, L., Zhou, F., Zhao, H., & Shi, G. (2024). "Experimental study on seismic behaviour of thick-flange steel beam to square CFST column joints with internal diaphragms." *Engineering Structures*, 319, 118792.
- [44] Niksefat, M., & Shamim, I. (2024). "Investigating seismic behaviour of cold-formed steel moment frames with the welded through-plate flexural connection." *Thin-Walled Structures*, 196, 111477.
- [45] Maglio, M., Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V., & Pisapia, A. (2024). "Probabilistic design procedure for steel moment resisting frames equipped with FREEDAM connections." *Journal of Structural Engineering*, 150(4), 04024027.
- [46] Yang, L., Peng, L., & Ban, H. (2024). "Experimental study on demountable and reusable steel beam-to-column joints with bolted-pinned connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 214, 108450.
- [47] Zhao, J., Qin, H., Okazaki, T., Hu, F., & Cai, Z. (2024). "Seismic resilient steel moment connections with top shear tabs and bottom replaceable metallic fuse: Analytical and experimental study." *Engineering Structures*, 306, 117789.
- [48] Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Butterworth-Heinemann.
- [49] Ashby, M. F., & Jones, D. R. H. (2012). *Engineering Materials 1: An Introduction to Properties, Applications, and Design*. Butterworth-Heinemann.
- [50] Callister, W. D. (2018). *Materials Science and Engineering: An Introduction*. Wiley.
- [51] Frost, H. J., & Ashby, M. F. (1982). *Deformation-Mechanism Maps: The Plasticity and Creep of Metals and Ceramics*. Pergamon Press.
- [52] Mises, R. von (1913). *Mechanics of Plastic Deformation*. Springer.
- [53] Cox, H. W. (1965). *Mechanics of Materials: An Introduction*. Wiley.
- [54] Ma, E. (2010). *Nanostructured Materials: Processing, Properties, and Applications*. Wiley.
- [55] Mesarovic, M. D., & Jha, S. K. (2003). *Theory of Elasticity and Plasticity*. Springer.
- [56] Yuan, F., Wang, Y., & Zhang, Z. (2006). *Nanomaterials and Nanotechnology*. Elsevier.
- [57] Dinu, F., Marginean, I., & Dubina, D. (2017). Experimental testing and numerical modelling of steel moment-frame connections under column loss. *Engineering Structures*, 151, 861-878.
- [58] Nasery, M. M. (2019). *Kompozit Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Tekrarlı Yük Etkisindeki Davranışlarının DeneySEL ve Teorik Olarak İncelenmesi (Doktora tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye)*.

- [59] Bull, L., Palmiere, E. J., Thackray, R. P., Burgess, I. W., & Davison, B. (2015). *Tensile behaviour of galvanised grade 8.8 bolt assemblies in fire*. Journal of Structural Fire Engineering, 6(3), 197-212.
- [60] Shi, G., Shi, Y., & Wang, Y. (2007). Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading. *Engineering Structures*, 29(5), 703-716.





ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Sibel HAZİNEDAR

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2020, Sakarya Üniversite, Mühendislik Fakülte, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2023, Sakarya Üniversite, Fen Bilimleri Fakülte, Yapı Anabilim Dalı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2019-2021 yılları arasında Gün İnşaat firmasında çelik konstrüksiyon imalatı üzerine çalıştı.
- 2021-2023 yılları arasında Tensaform firmasında asma germe yapıların imalatı üzerine çalıştı.
- 2023 yılından itibaren Orion Ağır Çelik Mühendislik ofisinde çelik konstrüksiyon yapıların tasarımı ve 3D modellemesi üzerine çalışmaktayım.

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- Hazinedar, S., Ağcakoca, E., & Nasery, M. M. (t.y.). *Geleneksel ve Modüler Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinin Farklı Yükleme Durumunda Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi*. Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği, Sakarya, Türkiye, 95-114.