T.C

DİCLE ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ÇERÇEVELERİN HİBRİT ÖĞRENME ESASLI JAYA ALGORİTMASI YÖNTEMİ İLE PERFORMANSA DAYALI OPTİMUM SİSMİK TASARIMI

Hikmet TUTAR

DOKTORA TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

EYLÜL 2020

T.C

DİCLE UNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ

DİYARBAKIR

Hikmet TUTAR tarafından yapılan "Çelik Çerçevelerin Hibrit Öğrenme Esaslı Jaya Algoritması Yöntemi ile Performansa Dayalı Optimum Sismik Tasarımı" konulu bu çalışma, jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında DOKTORA tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyesinin

Ünvanı Adı Soyadı

Başkan: Prof. Dr.

Üye : Prof. Dr.

Üye : Prof. Dr.

Üye : Prof. Dr.

Üye : Prof. Dr.

Tez Savunma Sınavı Tarihi: ……./……./…….

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.../...../20

Prof. Dr.Sevtap SÜMER EKER

ENSTİTÜ MÜDÜR V.

TEŞEKKÜR

Tez çalışmalarımda bilgi ve deneyimleriyle bana ışık tutan, her şartta destek ve yardımlarını esirgemeyen, öğrencisi olmaktan büyük onur duyduğum danışman hocam Prof. Dr. S. Özgür DEĞERTEKİN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca tez çalışmasına verdikleri katkıdan dolayı Prof. Dr. Arif Gürel (Harran Üniversitesi), Dr. Öğr. Ü. M. Emin Öncü (Dicle Üniversitesi), Doç. Dr. Saeed Gholizadeh (Urmia Üniversitesi, İran) ve Doç. Dr. Luciano Lamberti'ye (Bari Teknik Üniversitesi, İtalya) teşekkürü borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

		Sayfa
TEŞEKKÜR……..		I
İÇİNDEKİLER……..		II
ÖZET……..		VII
ABSTRACT……...		VIII
ÇİZELGE LİSTESİ……..		IX
ŞEKİLLER LİSTESİ……		XI
KISALTMA VE SİMGELER……..		XIX
1.	**GİRİŞ**……..	1
2.	**ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR**…….	7
2.1.	Çelik Yapıların Performansa Dayalı Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar……	7
2.2.	Çelik Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analizi Konusunda Yapılan Çalışmalar……	9
2.3.	Düzlem Çelik Çerçevelerin Performansa Dayalı Optimum Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar……	14
2.4.	Uzay Çelik Çerçevelerin Optimum Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar……	16
2.5.	Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon Yöntemi (TLBO) Kullanılarak Yapıların Optimum Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar……...	17
2.6.	Jaya Algoritması (JA) Kullanılarak Yapıların Optimum Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar……...	19
3.	**MATERYAL ve METOT……**	21
3.1.	Optimizasyon Nedir…….	21
3.1.1.	Mühendislikte Optimizasyonun Yeri……...	21
3.1.2.	Optimizasyonda Temel Kavramlar……..	23

3.1.3.	İnşaat Mühendisliğinde Optimizasyon……	24
3.2.	Sezgisel Optimizasyon Yöntemleri…….	25
3.2.1.	Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO)……..	27
3.2.2.	Jaya Algoritması (JA)……..	32
3.3.	Doğrusal Olmayan Davranış……...	33
3.3.1.	Yapı Sistemlerinin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı…...	34
3.3.2.	Yapı Sistemlerinin Geometri Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı…...	37
3.3.3.	Doğrusal Olmayan Sistemlerin Çözümünde Kullanılan Hesap Yöntemleri...	39
3.3.3.1.	Plastik Tasarımla İlgili Genel Kavramlar……	40
3.3.3.2.	Plastik Hesap Modelleri……...	46
3.3.3.3.	Plastik Mafsal Teorisi……..	47
3.3.3.4.	Yayılı Plastisite Modeli……...	51
3.4.	Deprem Performansının Değerlendirilmesi…….	52
3.4.1.	Yapısal Kapasite……..	53
3.4.2.	Kabul Kriterleri……	54
3.4.2.1.	Bina İçin Genel Kabul Kriterleri…….	55
3.4.2.2.	Eleman İçin Kabul Kriterleri……...	55
3.4.3.	Kapasite Spektrum Yöntemi……	57
3.4.4.	Yerdeğiştirme Katsayısı Metodu…….	58
3.4.4.1.	Yer Değiştirme Katsayıları Metodu ile Maksimum Hedef Yer Değiştirmenin Belirlenmesi…….	59
3.4.5.	Performans Hedefi……..…….	62
3.4.6.	Performans Seviyeleri……..	62
3.4.6.1.	Yapısal Performans Seviyeleri……	62

3.4.6.2.	Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları……..	64
3.4.6.3.	Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıklarının Tanımı……..	65
3.4.7.	Deprem Tehlike Seviyeleri……..	67
3.4.7.1.	Servis Depremi (SE) ……...	67
3.4.7.2.	Tasarım Depremi (DE)….. …….	67
3.4.7.3.	En Büyük Deprem (ME) …….	68
3.4.1.	Sismik Tehlikeler…….	68
3.4.1.1.	Sismik Riskler……..	69
3.4.1.2.	Sismik Riskin Belirlenmesi…….	70
3.4.1.3.	İvme Değerlerinin Zemin Sınıfına Göre Düzeltilmesi……	70
3.4.2.	Zeminlerin Sınıflandırılması……	71
3.4.3.	Spektral İvme Grafiği…….	73
3.5.	Düzlem Çelik Çerçeveler……	73
3.5.1.	OPENSEES v2.5.0 Yapı Analiz Yazılımı……...	74
3.5.2.	OPENSEES Yapı Analiz Yazılımı ile Yapı Sistemlerinin Modellenmesi…..	75
3.5.3.	Dayanım Durumuna Göre Tasarım…….	76
3.5.3.1.	Kapasite Tasarımı……	77
3.5.3.2.	Çekme Tasarımı…….	77
3.5.3.3.	Basınç Tasarımı……...	78
3.5.3.4.	Eğilme Tasarımı……..	78
3.5.3.5.	Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momenti Tasarımı……...	79
3.5.3.6.	OPENSEES Programı ile Statik Analiz……...	80
3.5.4.	Kullanılabilirlik Tasarım…….	80

3.5.4.1. Statik İtme Analizi…….. 81

3.5.4.2. OPENSEES Programı ile Statik İtme Analizi……. 83

3.6. Uzay Çelik Çerçeveler……. 84

3.6.1. SAP2000_OAPI Yazılımı…… 84

3.6.2. Hesap Yöntemleri…… 84

3.6.3. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi…….. 86

3.6.4. Modal Tepki Spektrumu Yöntemi……... 88

3.7. Optimum Tasarım Probleminin Formülasyonu……... 89

3.7.1. Amaç Fonksiyonu…… 89

3.7.2. Dayanım Sınırlayıcıları…… 90

3.7.3. Yatay Yerdeğiştirme Sınırlayıcıları……. 90

3.7.4. Plastik Dönme Sınırlayıcıları……... 91

3.8. Çelik Çerçevelerin TLBO ile Optimum Tasarım Algoritması…… 92

3.9. Çelik Çerçevelerin JA ile Optimum Tasarım Algoritması…….. 93

3.10. Çelik Çerçevelerin MTLBO ile Optimum Tasarım Algoritması……. 95

3.11. Çelik Çerçevelerin MJA Algoritmasıyla Optimum Tasarım Algoritması…... 97

3.12. Çelik Çerçevelerin HLBJA İle Optimum Tasarım Algoritması…….. 99

3.13. Uzay Çelik Çerçevelerin Optimum Sismik Tasarım Formülasyonu……... 101

4. BULGULAR VE TARTIŞMA…… 103

4.1. Düzlem Çelik Çerçeveler……. 103

4.1.1. İki Açıklıklı Üç Katlı Çelik Düzlem Çerçeve……. 104

4.1.2. Üç Açıklıklı Altı Katlı Çelik Düzlem Çerçeve…… 112

4.1.3. Dört Açıklıklı Oniki Katlı Düzlem Çelik Çerçeve…….. 119

4.2. Uzay Çelik Çerçeveler……. 127

4.2.1. 325 Elemanlı Uzay Çelik Çerçeve……... 129

4.2.2. 504 Elemanlı Uzay Çelik Çaprazlı Çerçeve…… 148

4.2.3. 499 Elemanlı Düzensiz Uzay Çelik Çerçeve……... 168

5. SONUÇ VE ÖNERİLER……. 187

6. KAYNAKLAR…….. 189

ÖZGEÇMİŞ……. 197

ÖZET

ÇELİK ÇERÇEVELERİN HİBRİT ÖĞRENME ESASLI JAYA ALGORİTMASI YÖNTEMİ İLE PERFORMANSA DAYALI OPTİMUM SİSMİK TASARIMI

DOKTORA TEZİ

Hikmet TUTAR

DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2020

Sezgisel optimizasyon yöntemleri, son otuz yılda karmaşık optimizasyon problemlerini çözmede yaygın olarak kullanılmaktadır. Öğretme-öğrenme-esaslı optimizasyon (TLBO) ve Jaya algoritması (JA) en popüler sezgisel yöntemler arasındadır. TLBO, herhangi bir sınıf ortamında öğretmenin öğrencilerle ve öğrencilerin birbirleriyle olan etkileşimini taklit etmektedir. JA ise optimizasyon işleminde en iyi çözüme yaklaşma ve en kötü çözümden uzaklaşma stratejisini uygulamaktadır. Çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı oldukça karmaşık ve zaman alan optimizasyon problemlerindendir. Bu çalışmada; TLBO, JA, modifiye TLBO (MTLBO), modifiye JA (MJA) ve JA ile TLBO'nun öğrenme aşamasını birleştiren hibrid öğrenme esaslı Jaya algoritması (HLBJA) ile düzlem çelik çerçeve sistemlerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı icra edilmiştir. Ayrıca aynı yöntemler uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımında da kullanılmıştır. Düzlem çelik çerçeve sistemlerin performansa dayalı optimum sismik tasarımında amaç, katlar arası ötelenme oranı ve dayanım sınırlayıcıları altında düzlem çelik çerçevelerin ağırlığını minimize etmektedir. Parçacık sürü optimizasyonu (PSO), geliştirilmiş kuantum parçacık sürü optimizasyonu (IQPSO), ateş böceği (FA) ve modifiye ateş böceği algoritması (MFA), TLBO ve JA ile önceden optimum tasarımı yapılmış üç düzlem çelik çerçevenin performansa dayalı optimum sismik tasarımında Statik itme analizi OPENSEES yapı analiz programında gerçekleştirilmiştir. Uzay çelik çerçevelerin sismik analizleri SAP2000 yapı analiz programında gerçekleştirilmiştir. Bu çerçevelerin optimum sismik tasarımında katlar arası ötelenme, dayanım sınırlayıcıları ve ayrıca enkesit-boyut sınırlayıcıları gözönüne alınarak minimum ağırlıklı uzay çelik çerçevelerin elde edilmesi amaçlanmaktadır. Uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımında ise daha önce guguk kuşu arama yöntemiyle (CS) optimize edilmiş 325, 504 ve 499 elemanlı üç adet uzay çelik çerçeve kullanılmıştır. Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlar, birbiriyle ve diğer optimizasyon yöntemleriyle optimum ağırlık ve optimum ağırlığı bulmak için gereken yapı analiz sayısı bakımından karşılaştırılmıştır. Ayrıca optimizasyon yöntemlerinin farklı başlangıç tasarımları için yapılan icraları sonucu bulunan tasarımlara ait ortalama ağırlık, en kötü ağırlık ve standart sapma gibi istatistiksel parametreler açısından da kıyaslamaları yapılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar HLBJA'nın, MTLBO, MJA, JA, TLBO ve literatürdeki diğer yöntemlerden daha hafif tasarımları daha kısa sürede bulabildiğini kanıtlamaktadır.

Anahtar kelimeler: Performansa dayalı tasarım, sismik tasarım, optimum tasarım; düzlem çelik çerçeveler, uzay çelik çerçeveler, öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon, Jaya algoritması, hibrit öğrenme esaslı jaya algoritması.

ABSTRACT

PERFORMANCE-BASED OPTIMUM SEISMIC DESIGN OF STEEL FRAMES USING THE HYBRID LEARNING BASED-JAYA ALGORITHM

PhD THESIS

Hikmet TUTAR

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF DICLE

2020

Metaheuristic optimization methods have been implemented as efficient tools for solving complicated optimization problems over the last three decades. Teaching-learning-based optimization (TLBO) and JA algorithm (JA) are among the most popular metaheuristic methods. TLBO mimics the teaching and learning process in a class in which learners are interacted with the teacher and themselves. JA implements the simple strategy that it tries to approach the best solution and moves away from the worst solution during the search process. The performance-based optimum seismic design of steel frames is one of the most complicated and time-consuming optimization problems. In this study, TLBO, modified TLBO (MTLBO), JA, modified JA (MJA) and the hybrid learning based-JA algorithm (HLBJA), which combines the JA and the learning phase of TLBO, are proposed for the performance-based optimum seismic design of planar steel frames. Moreover, the proposed methods are also implemented for optimum seismic design of spatial frames. The objective of performance-based optimum seismic design of planar steel frames is to minimize the weight of frames under the interstory drift and strength constraints. Three planar steel frames previously designed by particle swarm optimization (PSO), improved quantum particle swarm optimization (IQPSO), firefly (FA) and modified firefly algorithm (MFA), TLBO and JA are used to demonstrate the competence of proposed methods. The pushover analyses for performance based optimum seismic design of planar frames are performed by OPENSEES structural analysis programme while seismic analyses of spatial frames are perfomed by SAP2000 structural analyses software. The interstory drift, strength constraints and geometric-size design constraints are used for the optimum seismic design of spatial steel frames. Optimum seismic design of 325, 504 and 499-member space steel frames are realized in this thesis. The results obtained by the proposed methods are compared to each other and other optimization methods in terms of optimum weight and number of structural analyses. Several statistical parameters obtained from different executions of proposed methods such as average weight, worst weight and standard deviation are also presented in the design examples. The comparisons prove that HLBJA could find lighter designs with less computational effort than MTLBO, MJA, JA, TLBO and other methods in the literature.

Keywords: Performance based seismic design, optimum design; planar/spatial steel frames, teaching-learning based optimization, jaya algorithm, hybrid learning based-Jaya algorithm.

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge No		Sayfa
Çizelge 3.1.	Performans seviyelerine göre yerdeğiştirme sınırları (FEMA-273, 1997)	55
Çizelge 3.2.	Yapı yüksekliğine bağlı olarak değişen modal katılım katsayısı	60
Çizelge 3.3.	ATC 40 (1996) ve FEMA 356 (2000)'da tanımlanan yapı performans seviyeleri	63
Çizelge 3.4.	Taşıyıcı elemanların performans seviyeleri ve aralıkları	64
Çizelge 3.5.	Taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyeleri ve aralıkları	66
Çizelge 3.6.	Deprem tehlike seviyeleri ve özellikleri	67
Çizelge 3.7.	Çok seviyeli hedef performansın tanımlanması	68
Çizelge 3.8.	Uzun periyot spektral ivme değerlerine göre belirlenen Fa değerleri	71
Çizelge 3.9.	Kısa periyot spektral ivme değerlerine göre belirlenen Fv değerleri	71
Çizelge 3.10.	Zemin sınıflarının tanımlamaları (ASCE, 2016)	72
Çizelge 3.11.	Efektif sönüm oranlarına göre Bs ve B1 değerleri	73
Çizelge 3.12.	Esas yük kombinasyonları (ASCE, 2010)	77
Çizelge 3.13.	Etkin kütle çarpanı (Cm) için (FEMA-273, 1997)'te verilen değerler	81
Çizelge 3.14.	ASCE (2016)'ye göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi ile ilgili koşullar	85
Çizelge 3.15.	ASCE (2016)'ye göre Ct ve x parametreleri	87
Çizelge 3.16	ASCE (2016)'ye göre periyod üst sınır katsayısı Cu	88
Çizelge 4.1.	Yer parametrelerine göre performans seviyeleri (Kaveh ve ark., 2010).	104
Çizelge 4.2.	İki açıklıklı, üç katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması	106
Çizelge 4.3.	İki açıklıklı, üç katlı düzlem çelik çerçevenin en uygun ps değerinin araştırılması	107
Çizelge 4.4.	Üç açıklıklı, altı katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması	114

Çizelge 4.5. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması 121

Çizelge 4.6. ASCE (2016)'den alınan yük kombinasyonları 129

Çizelge 4.7. 325 elemanlı uzay çelik çerçevenin TLBO ile optimum sismik tasarımında farklı Ps değerleri için elde edilen sonuçların karşılaştırılması. 133

Çizelge 4.8. 325 elemanlı uzay çelik çerçevenin optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması 135

Çizelge 4.9. 325 elemanlı çelik çerçevede dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri 142

Çizelge 4.10. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması 155

Çizelge 4.11. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri 160

Çizelge 4.12. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması 175

Çizelge 4.13. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçede dayanım değerleri 180

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil No		Sayfa
Şekil 3.1.	İki farklı sınıfta öğrencilerin aldığı notların dağılımı.	28
Şekil 3.2.	Standart TLBO algoritmasının akış diyagramı	31
Şekil 3.3.	Standart JA algoritmasının akış diyagramı	33
Şekil 3.4.	Çelik malzemesinin ideal gerilme-uzama eğrisi (Beedle, 1958).	35
Şekil 3.5.	İdeal elasto-plastik malzemenin yükleme ve yük boşalma işleminden sonra gerilme şekil değiştirme durumu	36
Şekil 3.6.	Doğrusal elastik-pekleşen plastik malzemelerde tek eksenli gerilme durumunda yükleme ve yük boşalma durumu.	37
Şekil 3.7.	Çelik malzemesinin histeriz enerji grafiği	41
Şekil 3.8.	Geniş başlıklı W kesitinde plastik gerilme dağılımı başlık bölgesinde kısmi plastikleşme (Beedle, 1958)	42
Şekil 3.9.	Geniş başlıklı kiriş enkesitinde plastikleşme adımları	43
Şekil 3.10.	Geniş başlıklı kiriş için akma dağılımının değişimi (Beedle, 1958)	43
Şekil 3.11.	İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme ilişkisi (FEMA-356, 2000).	45
Şekil 3.12.	Plastisite modelleri (Deierlein ve ark., 2010).	47
Şekil 3.13.	Sürekli kirişte mesnet ve açıklık bölgesinde plastik eğrilik değişimi (Mazzoni ve ark., 2006).	49
Şekil 3.14.	Tekil yük etkisindeki bir basit kirişte mekanizma durumu.	51
Şekil 3.15.	I kesitli bir yapı elemanının fiberlere bölünmüş durumu	52
Şekil 3.16.	Kapasite eğrisi (Pushover eğrisi)	54
Şekil 3.17.	Eleman davranış eğrileri.	55
Şekil 3.18.	İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme ilişkisi (FEMA-356, 2000).	56

Şekil 3.19. Kapasite spektrum yöntemi kullanılarak performans noktasının belirlenmesi. 57
Şekil 3.20. İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite eğrisi. 59
Şekil 3.21. Performans seviyelerine göre değişen tasarım ivme spektrumu grafiği 61
Şekil 3.22. Kapasite eğrisi üzerinde performans seviyeleri ve aralıkları 65
Şekil 3.23. Spektral ivme grafiğinin elde edilmesi (ASCE, 2010) 74
Şekil 3.24. Düğüm noktalarındaki kolon-kiriş geometrik boyutları 102
Şekil 4.1. iki-açıklıklı, üç katlı çelik düzlem çerçeve. 105
Şekil 4.2. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 108
Şekil 4.3. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 109
Şekil 4.4. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 109
Şekil 4.5. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı 110
Şekil 4.6. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı 110
Şekil 4.7. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı 111
Şekil 4.8. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması 112
Şekil 4.9. Üç açıklıklı, altı katlı düzlem çelik çerçeve 113

Şekil 4.10. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 115
Şekil 4.11. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 116
Şekil 4.12. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 116
Şekil 4.13. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları 117
Şekil 4.14. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları 117
Şekil 4.15. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları 118
Şekil 4.16. Üç açıklıklı-Altı katlı, düzlem çelik çerçevede yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması 119
Şekil 4.17. Dört açıklıklı on iki katlı düzlem çelik çerçeve 120
Şekil 4.18. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 123
Şekil 4.19. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 124
Şekil 4.20. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı 124
Şekil 4.21. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı 125

Şekil 4.22. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı. 125
Şekil 4.23. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı. 126
Şekil 4.24. Dört açıklıklı, on iki katlı düzlem çelik çerçevenin yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması 127
Şekil 4.25. Tasarım tepki spektrumu. 128
Şekil 4.26. 325 elemanlı çelik çerçevede (a) üç boyutlu görünüşü (b) 1'inci katın (c) 2, 3'ncü katın (d) 4, 5'inci katın plan görünümü ve eleman gruplandırması (Farklı eleman grupları farklı renkte gösterilmiştir) 134
Şekil 4.27. 325 elemanlı uzay çelik çerçeve için en uygun popülasyon sayısının (Ps) belirlenmesi 135
Şekil 4.28. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için 139
Şekil 4.29. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için. 139
Şekil 4.30. 325 elemanlı uzay çelik çerçevde JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için. 140
Şekil 4.31. 325 elemanlı çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için. 140
Şekil 4.32. 325 elemanlı çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için. 141
Şekil 4.33. 325 elemanlı çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için. 141
Şekil 4.34. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 144
Şekil 4.35. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 145

Şekil 4.36. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 145
Şekil 4.37. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum
3 tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 146
Şekil 4.38. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 146
Şekil 4.39. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 147
Şekil 4.40. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede EQA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması. 147
Şekil 4.41. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede RSA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması. 148
Şekil 4.42. 504 elemanlı çelik çerçevede (a) üç boyutlu görünüşü (b) 1 ve 2'inci katın (c) 3 ve 4'inci katın (d) 5 ve 6'inci katın (e) 7 ve 8'inci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması. 154
Şekil 4.43. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 157
Şekil 4.44. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 157
Şekil 4.45. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 158
Şekil 4.46. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 158
Şekil 4.47. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 159

Şekil 4.48. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede HBLJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için. 159
Şekil 4.49. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı. 164
Şekil 4.50. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 164
Şekil 4.51. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 165
Şekil 4.52. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 165
Şekil 4.53. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 166
Şekil 4.54. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı 166
Şekil 4.55. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede EQA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması 167
Şekil 4.56. 504 elemanlı çaprazlı çaprazlı uzay çelik çerçevede RSA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması 168
Şekil 4.57. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevenin (a) üç boyutlu görünüşü, (b) 1'nci ve 2'nci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (c) 3-5'nci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (d) 6-7'ncu katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (e) 8-9'ncu katların plan görünümü ve eleman gruplandırması. (Farklı eleman grupları farklı renkte gösterilmiştir) 173
Şekil 4.58. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 177

Şekil 4.59. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 177
Şekil 4.60. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 178
Şekil 4.61. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 178
Şekil 4.62. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 179
Şekil 4.63. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum 179
Şekil 4.64. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede CS ile 9 ve 18 mod için elde edilen 182
Şekil 4.65. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede TLBO ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı 182
Şekil 4.66. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede JA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı 183
Şekil 4.67. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MTLBO ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı 183
Şekil 4.68. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MJA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı 184
Şekil 4.69. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede HLBJA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı 184
Şekil 4.70. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede 9 titreşim modlu sismik analizde yakınsama grafiklerinin karşılaştırılması 185

Şekil 4.71. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede 18 titreşim modlu sismik analizde 185

KISALTMA VE SİMGELER

d_l^i : *i*-inci performans seviyesi için *l*'nci kattaki göreli ötelenme oranı

θ_{all}^{CP} : *k'ncı* kattaki FEMA273'teki (1997) *CP* performans seviyesi hedef plastik dönme değeri

θ_{all}^{IO} : *k'ncı* kattaki FEMA273'teki (1997) *IO* performans seviyesi hedef plastik dönme değeri

θ_{all}^{LS} : *k'ncı* kattaki FEMA273'teki (1997) *LS* performans seviyesi hedef plastik dönme değeri

θ_k^{CP} : *k*'ncı kattaki *CP* performans seviyesi için plastik dönme

θ_k^{IO} : *k*'ncı kattaki *IO* performans seviyesi için plastik dönme

θ_k^{LS} : *k*'ncı kattaki *LS* performans seviyesi için plastik dönme

$\emptyset_j(x)$: Eşitsizlik sınırlayıcıları

E_H : Histeresiz enerji alanı

$g(I)_{\sigma,j}$: *j'nci* elemanın dayanım oranı

M_s : Kat kütle değerleri

Q_G^{sc} : Öz ağırlık yüklemesi

P_y : Akma kuvveti

U_{max} : Maksimum yerdeğiştirme

U_y : Akma yerdeğiştirmesi

W_s : Kat ağırlığı

σ_s : Gerilme

I_{maks} : Tasarım değişkeninin alabileceği en büyük değer

I_{min} : Tasarım değişkeninin alabileceği en küçük değer

C_1 : Doğrusal elastik yer değiştirmeyi maksimum inelastik yer değiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısı

C_2 : Histeresiz enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı

C_3 : İkinci mertebe etkileri nedeniyle artan yer değiştirmelerin etkisini göz önüne alan düzeltme katsayısıdır.

C_b : Uniform olmayan moment dağılımının etkisini gösteren katsayı

C_o : Çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktası yatay yer değiştirmesi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yer değiştirmesi arasındaki ilişkiyi gösteren modal katılım katsayısıdır.

C_{vx} : Yatay yükler için dağıtım katsayısı

C_w : Çarpılma katsayısı

F_{cr} : Elastik yanal burkulma gerilmesi

$I^{\text{öğretmen}}$: TLBO'da en iyi (öğretmen) tasarım

I^i : Popülasyonda *i*'nci tasarım

$I_{k,en\ iyi,it}$: *it*'inci iterasyonda popülasyondaki en iyi tasarımın *k*'ıncı tasarım değişkeni

$I_{k,en\ kötü,it}$: *it*'nci iterasyonda popülasyondaki en kötü tasarımın *k*'ncı tasarım değişkeni

$I_{k,l,it}$: *it*'nci iterasyonda popülasyondaki *l*'nci tasarımın *k*'ncı tasarım değişkeni

$I_{k,l,it}^{yeni}$: $I_{k,l,it}$ tasarım değişkeninin modifiye edilmesi ile elde edilen tasarım değişkeni

I_k : *k*-ncı eleman grubuna ait enkesit alanını gösterir.

I^{ort} : Popülasyondaki tasarım değişkenlerinin ortalamalarını ifade eden tasarım

K_e : Yapının elastik efektif rijitliğidir

K_i : Yapının elastik başlangıç rijitliği

L_b : Yatay ötelenmeye karşı kesitin basınç başlığının tutulu olduğu iki nokta arasındaki mesafe

L_p : Plastik eğilme kapasitesine ulaşmak için gereken mesnetlenmemiş iki nokta arasındaki mesafe

L_r : Yanal burkulmanın elastik olmayan bölgede kalması için gereken iki nokta arasında mesnetlenmemiş mesafe

M_{nx} : *X* ekseninde hesap edilen eğilme dayanımı

M_{ny} : *Y* ekseninde hesap edilen eğilme dayanımı

M_p : Plastik moment kapasitesi

M_{ux} : *x* eksenindeki eğilme momenti

M_{uy} : *y* eksenindeki eğilme momenti

P_n : Eksenel basınç dayanımı

P_u : Eksenel basınç yükü

S_a : Spektral ivme

T_f : TLBO'da öğretme faktörü

Z_x : *x* eksenindeki plastik kesit modülü

d_{all}^{i} : *i*-inci performans seviyesi için müsaade edilen katlar arası ötelenme oranı

$d_j(I)$: *j'nci* düğüm yerdeğiştirme için ceza değeri

$g(I)_{\sigma,j}$: Dayanım sınırlayıcısı

$g(I)_{d,l}^{i}$: Katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcısı

$g(I)_{g,l}^{i}$: Geometrik sınırlayıcılar

$g_i(I)$: *i'nci* eleman gerilmesi için ceza değeri

$r_{1,k}$ ve $r_{2,k}$:[0,1] *k*-ncı tasarım değişkeni için rastgele üretilen reel sayılar

r_{ts} : L_r'nin belirlenmesinde kullanılan atalet yarıçapı

y_o : Tarafsız eksenden elastik life olan en uzak mesafe

δ_{all}^{CP} : *CP* performans seviyesi için FEMA 273'te (1997) belirlenen sınır yerdeğiştirme değeri

δ_{all}^{IO} : *IO* performans seviyesi için FEMA 273'te (1997) belirlenen sınır yerdeğiştirme değeri

δ_{all}^{LS} : *LS* performans seviyesi için FEMA 273'te (1997) belirlenen sınır yerdeğiştirme değeri

δ_k^{CP} : *k*'ncı kattaki *CP* performans seviyelerindeki yatay yerdeğiştirme

δ_k^{IO} : *k*'ncı kattaki *IO* performans seviyelerindeki yatay yerdeğiştirme

δ_k^{LS} : *k*'ncı kattaki *LS* performans seviyelerindeki yatay yerdeğiştirme

θ_{yb} : Kiriş elemanlarda plastik dönme

θ_{yc} : Kolon elemanlarda plastik dönme

φ_b : Eğilmeye maruz elemanlarda dayanım katsayısı

φ_c : Eksenel basınca maruz elemanlarda dayanım katsayısı

$\varphi_k(x)$: Eşitlik sınırlayıcıları

$\emptyset$: Eğrilik yarıçapı

A : Enkesit alanı

ABC : Yapay arı koloni optimizasyonu

A_c : Net enkesit alanı

ACO : Karınca koloni optimizasyonu

A_g : Brüt enkesit alanı

AHP : Analitik hiyerarşi

AISC : American Institute of Steel Construction

$A_{k,l,it}$: *it*'inci iterasyonda *l*' inci tasarımın *k*'ıncı enkesit alanı

A_k : *k*'ncı gruptaki elemanların enkesit alanı

ASCE : American Society of Civil Engineers

ATC : Applied Technology Council

BSE-1 : Temel güvenlik depremi-1

BSE-2 : Temel güvenlik depremi-2

c : Bir katsayı olup *I* profilleri için 1.0 alınır ?

CA : Kültür algoritması

CBF : Merkezi çaprazlı çerçeve

CBO : Çarpışan cisimler optimizasyonu

C_m : Etkin katılım çarpanı

CP : Göçme öncesi performans seviyesi

CS : Guguk kuşu arama algoritması

CSS : Yüklü sistem arama optimizasyonu

CV : Sınırlayıcı ihlal yüzdesi

D : Ölü yük

d : Düğüm noktası yerdeğiştirme vektörü

DAJA : Ayrık gelişmiş Jaya algoritması

dE : Diferansiyel evrim

DE : En büyük deprem düzeyi

DL : Ölü yük

E : Elastisite modülü

ECBO : Gelişmiş çarpışan cisimler optimizasyonu

EHBMO : Gelişmiş bal arısı optimizasyonu

EHO : Fil sürüsü optimizasyonu

EPP : Elastik-mükemmel plastik

EQA : Eşdeğer statik analiz

ES : Evrimsel optimizasyon

F_a : Uzun periyot spektral ivme değerleri düzeltme katsayısı

FA : Ateş böceği algoritması

F_{cr} : Kritik elastik burkulma gerilmesi

FEMA : Federal Emergency Management Agency

F_u : Minimum çekme dayanımı

F_v : Uzun periyot spektral ivme değerleri düzeltme katsayısı

F_x : Bir katta her bağlantı noktasına uygulanan yatay yük

F_y : Minimum akma gerilmesi

F_{ye} : Beklenen akma gerilmesi

g : Yerçekimi ivmesi

GA : Genetik algoritma

G_m : *m'nci* seviyedeki katın deprem kuvveti

G_s : *s'nci* seviyedeki katın deprem kuvveti

HLBJA : Hibrid öğrenmeye dayalı jaya algoritması

H_m : *m'nci* katın temelden yüksekliği

HS : Armoni arama

H_s *: s'nci* katın temelden yüksekliği

I_b : Kiriş elemanının atalet momenti

I_c : Kolon elemanının atalet momenti

IO : Hemen kullanım performans seviyesi

IQPSO : Gelişmiş kuantum parçacık küme optimizasyonu

I_x : *x* eksenindeki elastik kesit modülü

id : Tasarım değişkeni sayısı

it : İterasyon sayısı

it_{maks} : Maksimum iterasyon sayısı

J : Burulma katsayısı

JA : Jaya algoritması

K : Efektif uzunluk katsayısı

K : Sistem rijitlik matrisi

k : Yapının peryoduna bağlı bir katsayı

K_e : Elastik rijitlik

KH : Krill herd

L : Eleman uzunluğu

LA : Los Angeles

lp : Öğrenme aşamasında popülasyon büyüklüğü

LR : Çatı katı hareketli yükü

LRFD : Yük ve gerilme faktörü tasarım yönetmeliği

LS : Can güvenliği performans seviyesi

M : Eğilme momenti

$m(pop(.))$: *i*'den *np*'ye kadar tasarım değişkenlerinin ortalaması

MATLAB : Matrix laboratuary

ME : En büyük deprem düzeyi

MFA : Modifiye edilmiş ateş böceği algoritması

MJA : Modifiye edilmiş jaya algoritması

Mk : *k*'ncı gruptaki toplam eleman sayısı

M_n : Karakteristik eğilme dayanımı

M_p : Plastik moment

MTLBO : Modifiye edilmiş öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon

ng : Eleman grup sayısı

NR : Kullanılması tavsiye edilmeyen performans seviyeleri gösterilmektedir.

N_s : Yapıdaki kat sayısı

NSA : Yapı analiz sayısı

OP : Kullanıma hazır performans seviyesi

OPENSEES : The Open System for Earthquake Engineering Simulation

PA : Statik itme analizi (Pushover analiz)

PBD : Performansa dayalı tasarım

PBOSD : Performansa dayalı optimum sismik tasarım

PBSD : Performansa dayalı sismik tasarım

P_s : Popülasyon sayısı

PSO : Parçacık küme optimizasyonu

P_{ye} : Elemanın beklenen eksenel akma kuvveti

Q : Yük

QCE : Beklenen eleman dayanımı

Q_i : Dış yük etkileri (kuvvet veya moment)

QPSO : Kuantum parçacık küme optimizasyonu

r : 0 ile 1 aralığında rastgele üretilen reel sayı

r : Atalet yarıçapı

R : Tepki azaltma faktörü

R_n : Karakteristik dayanım

RSA : Davranış spektrumu analizi

S_x : Statik mukavemet momenti

S_1 : 1 sn periyoda karşı gelen tepki spektrumu değeri

SA : Tavlama benzeşimi

SAP2000-OAPI: SAP2000 Open Application Programming Interface

SD : Standard sapma

SDOF : Tek serbestlik dereceli sistem

SE : Hafif şiddetli deprem düzeyi

SEAOC : Structural Engineering Association of California

S_S : Kısa periyoda karşı gelen tepki spektrumu değeri

T_e : Etkin periyot

T_F : 0 veya 1 olarak alınacak olan öğretme faktörüdür.

T_i : Yapının elastik dinamik analiz ile bulunan birinci doğal periyodu

TLBO : Öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon

TS : Tabu arama

U : Probleme özgü bir ceza sabiti

u : Yatay yerdeğiştirme

V_s : Zemin dalgası yayılma hızı

V_t : Taban kesme kuvveti

V_y : Akma kuvveti

w : Amaç fonksiyonunu büyüten bir katsayı

W : Mukavemet momenti

WCFBP : Ardışık ileri giden geri yayılımlı dalgacık

y : Tarafsız eksen mesafesi

γ : Yük katsayısı

Δ : Plastik yer değiştirmesi

δ_t : Tepe yerdeğiştirmesi

Δ_y : Akma yerdeğiştirmesi

ε : Birim uzama

θ : Kolon veya kiriş enkesitinde ki plastik dönme

θ_y : Akmadaki dönme

ρ_i : i'nci elemanın özgül ağırlığı

ϕ : Dayanım katsayısı

$\psi(I)$: Toplam ceza değeri

LL : Hareketli yükleme

$W(I)$: Amaç fonksiyonu

$rand$: 0 ve 1 aralığında rastgele üretilen gerçel sayı

ΔL : Elemanın birim uzama miktarı

ε : Birim yerdeğiştirme

ρ : Malzeme özgül ağırlığı

σ : Gerilme

$\varphi(I^{i,yeni})$: Yeni elde edilen tasarım için modifiye edilmiş amaç fonksiyonu

$\varphi(I^{maks})$: Popülasyonda en fazla modifiye edilmiş amaç fonksiyonu

$\varphi(I^{min})$: Popülasyonda en az modifiye edilmiş amaç fonksiyonu

$\varphi(I^{opt})$: Optimum tasarıma ait amaç fonksiyonu

$\varphi(I)$: Modifye edilmiş amaç fonksiyonu

1. GİRİŞ

1994 yılında Amerika Birleşik Devletleri'nin Northridge ve 1995 yılında Japonya'nın Kobe şehirlerinde meydana gelen depremler sonucunda yapılarda meydana gelen hasarların yürürlükte olan yönetmeliklerde ön görülen hasarların oldukça üzerinde olması kullanılan yönetmelik ve şartnamelerin sorgulanmasına yol açmıştır. Bu konuda yapılan çalışmalar performansa dayalı sismik tasarım (PBSD) felsefesinin temelini teşkil etmiştir. PBSD, en basit tanımıyla belli bir zaman aralığında olması muhtemel bir deprem sonucunda yapı elemanlarındaki hasar derecelerinin sınıflandırılmasıdır. PBSD, depremin talebine karşılık bina tepkisinin tahmin edilmesi olup temel amaç, olası bir depremde öngörülebilir hasarların meydana geleceği yapılar tasarlamaktır. Başka bir deyişle PBSD, bir yapıda belli bir zaman aralığında meydana gelme ihtimali olan bir deprem etkisi sonucunda, oluşabilecek hasarların sınıflandırılmasıdır.

PBSD konusundaki ilk çalışmalar Structural Engineering Association of California (SEAOC), Applied Technology Council (ATC) ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından oluşturulan çalışma grupları ile gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar sonucunda ATC-40 (1996), FEMA-273 (1997), FEMA-356 (2000) ve FEMA-440 (2005) yönergeleri hazırlanmıştır.

Kamu hizmetine daha kolay erişim ve yüksek yaşam standartlarına ulaşma isteği kırsal alandan kentlere doğru hızlı nüfus hareketliliğine sebep olmakta sismik açıdan riskli bölgelerde yer alan şehirlerin hızla büyümesi ve çok katlı binalara olan ihtiyacın artması yeni bir tasarım anlayışının geliştirilmesini gerektirmiştir. Yüksek yapıların sismik davranışları dikkate alındığında, yapıların 'dayanıma göre tasarımı' yerine 'şekil değiştirmeye göre tasarım' esasına göre boyutlandırılmasının uygun olacağı görülmüştür. Şekil değiştirmeye göre tasarım ise performansa dayalı tasarımı gerektirmektedir.

PBSD'de performans seviyeleri, ihmal edilebilecek hasar seviyesinden göçme öncesi hasar seviyesine kadar değişen hasar derecelerine bağlı olarak tanımlanmaktadır. Bunlar; hemen kullanım (IO), can güvenliği (LS) ve göçme öncesi (CP) performans seviyeleridir. Hiç bir koşulda yapının göçmesine izin verilmemesine karşın, performans seviyelerine göre öngörülen hasar durumları değişkenlik gösterebilir. FEMA-273 (1997) yönetmeliğine göre, IO performans seviyesinde yapı elemalarında hiçbir ciddi hasar meydana gelmeyecektir. Fakat sınırlı lokal hasarlara müsaade edilebilir. LS performans

seviyesinde bazı kiriş elemanlarında lokal burkulma, düğüm noktalarında ciddi hasarlar ve kirişlerin uç kısımlarında yoğun hasarlar gözlemlenebilir. CP performans seviyesinde ise kolon ve kiriş düğüm noktalarında kırılma/kopma meydana gelmekle beraber yapı hâlâ ayakta kalacaktır.

Deprem meydana geldikten sonra yapıların kullanımı her performans seviyesine göre ayrı ayrı tanımlanmıştır. IO performans seviyesinde minimum hasar görmüş veya hasarsız bir yapı depremden hemen sonra faaliyetine yeniden devam edebilir ve onarım maliyeti oldukça düşüktür. Ancak IO performans seviyesinde kalacak yapıların inşa edilmesi ekonomik açıdan oldukça maliyetlidir. LS performans seviyesinde ise gözle görülür hasar meydana gelebilir. Böyle bir durumda yapının hemen tahliye edilmesi gerekmektedir. Genelde beklenilen, yapıların çoğunun LS performans seviyesinde kalmasıdır. CP performans seviyesi göçme öncesi performans seviyesidir. İnsanların bu yapıları ikinci bir artçı deprem meydana gelmeden acilen terk etmesi gerekmektedir. CP performans seviyesindeki bir yapının onarılması mümkün değildir, yapı yıkılarak yerine yeni yapı inşa edilmelidir.

PBSD'de kullanılan parametrelerden biri de performans hedefidir. Performans hedefi, belirlenmiş bir deprem seviyesi için kabul edilebilir hasar seviyesidir. Bir bina için bir veya birden fazla performans hedefi belirlenebilir. Örneğin, bir konut yapısı iki performans hedefi için tasarlanabilir. Düşük yoğunluklu ve meydana gelme olasılığı yüksek bir depremde, IO ve CP performans hedefi seçilebilir. Başka bir ifade düşük şiddetteki bir depremde yapı hemen kullanım performans seviyesinde kalırken, büyük şiddetteki bir depremde yapının göçme öncesi performans seviyesinde kalması istenebilir. Seçilen performans hedefleri yapının kullanım amacına bağlıdır. Hastaneler, okullar ve itfaiye binalarının IO performans seviyesinde kalması beklenirken, konut türü binaların LS performans seviyesinde kalması yeterli görülebilmektedir.

Herhangi bir yapının performansı; kapasite eğrisi ve talep spektrum eğrisi arasındaki ilişki ile açıklanmaktadır. Burada kapasite ile yapıdaki her bir elemanın deformasyon-dayanım ilişkisi, talep spektrum eğrisi ile de yapının sismik hareket karşısında göstermesi beklenen en büyük deprem tepkisi olan tepki spektrumu ile ifade edilmektedir. Yapının kullanım amacı veya türüne göre deprem sonrası istenilen performans seviyeleri yönetmeliklere göre tasarımcı tarafından belirlenir. Yapıların

performansının değerlendirilmesi için performans seviyeleri ile deprem tehlike seviyelerinin ilişkilendirilmesi gerekmektedir. Her performans seviyesine karşılık bir deprem düzeyi belirlenmiştir. 50 yıl içinde oluşma ihtimali %50 olan depremler hafif şiddetli (SE), %10 olan depremler orta şiddetli (tasarım depremi) (DE) ve %2 olan depremler ise çok şiddetli depremler (ME) olarak tanımlamaktadır. Genel olarak herhangi bir yapının hafif şiddetteki bir deprem sonrasında IO, orta şiddetteki bir deprem sonrasında LS ve çok şiddetli bir deprem sonrasında ise CP performans seviyesinde kalması beklenmektedir (FEMA-273, 1997).

PBSD'yi belirlemek için yaygın olarak iki değerlendirme yöntemi kullanılmaktadır. Bunlardan birincisi yapının kapasite eğrisi ile spektrum eğrisinin çakıştırılması ile performans noktasını elde eden kapasite spektrum metodudur. İkinci yöntem ise kapasite ve spektrum eğrilerinin sayısal verilerini kullanarak grafiklerin çakıştırılmasına gerek kalmadan performans noktasının belirlenmesini sağlayan yer değiştirme katsayıları metodudur.

Her deprem düzeyine karşılık gelen performans seviyesi için yapı davranışını ve buna karşılık gelen kapasite eğrisini belirlemek için güvenilir bir yapı analiz yöntemi gerekmektedir. Yapıların depreme dayalı tasarımı için kullanılan ve gerçeğe en yakın sonuç veren analiz yöntemi 'Zaman Tanım Alanında Analiz' olarak bilinen doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemidir. Ancak bu analiz yöntemi derin bilgi ve tecrübe gerektirmektedir. Analizde kullanılacak deprem kayıtlarının özenle seçilmesi gerekir, aksi halde çok yanlış sonuçlar elde edilecektir. Bu analiz yöntemine göre, daha hızlı ve daha az parametre kullanılarak icra edilen yöntem doğrusal olmayan statik itme analizi (Pushover analiz) yöntemidir. Statik itme analizi, yapıların gerçek davranışını dinamik analiz kadar iyi tahmin etmese de, çoğu durumda sadeliği ve etkinliği nedeniyle araştırmacılar ve tasarımcılar tarafından tercih edilmektedir.

Bu tezde düzlem çelik çerçevelerin performans değerlendirmesi statik itme analizi ile yapılmıştır. Statik itme analizi için herhangi bir programlama dilinde kod yazılmamış, bunun yerine bu işlem OPENSEES v2.5.0 yapı analiz programına yaptırılmıştır. OPENSEES v2.5.0 programından elde edilen sonuçların değerlendirilmesi ve optimum tasarım işlemi için gerekli işlemler ise MATLAB programlama dilinde yapılmıştır. Dolayısıyla tez çalışmasının birinci kısmını oluşturan düzlem çelik çerçevelerin

performansa dayalı optimum sismik tasarımı (PBOSD) OPENSEES yazılımı ile MATLAB programlama dilinin etkileşimli olarak çalışmasıyla icra edilmiştir.

Tez çalışmasının ikinci kısmında ise uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımı eşdeğer statik analiz ve tepki spektrumu analiz yöntemleri kullanılarak icra edilmiştir. Tasarım örnekleri; uzay çelik çerçeve, uzay çaprazlı çelik çerçeve ve uzay düzensiz çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımları tezde önerilen algoritmalar ile yapılmıştır. Eşdeğer statik analiz ve tepki spektrumu analiz yöntemlerinin optimum tasarım üzerindeki etkileri kıyaslanmıştır. Ayrıca 9 modlu ve 18 modlu tepki spektrumu analiz ile düzensiz uzay çelik çerçevede mod etkileri karşılaştırılmıştır.

Geçmişte yapı analizinde basit ve uygulama kolaylığından dolayı statik analiz yöntemleri kullanılmaktaydı. Bilgisayar işlemci ve yazılım teknolojisindeki hızlı gelişmeler, yapı davranışının daha iyi tahmin edilebilmesini sağlayan dinamik analiz yöntemlerinin kullanılmasına olanak sağlamıştır. Bu durum depremlerin yapı üzerindeki etkisinin daha gerçekçi olarak modellenmesini ve daha doğru sonuçların elde edilmesini sağlamıştır. Dinamik analiz yöntemi, yapı hareketini dinamik yüklerin etkisi altında açıklamaktadır. Bu yöntem, mantıklı ve karmaşık matematiksel problemleri çözmeye olanak vermekte ve belirlenen birinci mod değerleri ile elde edilen moment, kesme kuvveti ve yerdeğiştirmeler kullanılarak deprem tepkisi ölçülmektedir.

Eşdeğer statik analiz yöntemi, atalet kuvvetlerinin yapı kütlesiyle ilişkili olarak değişmesine dayanmaktadır. Eşdeğer statik analiz yöntemi, taban kesme kuvvetinin kullanılmasıyla sismik yükleri kat ağırlıklarına oranlayarak her kata uygulayan statik bir yöntemdir. Diğer bir deyişle depremin dinamik etkisinin, yapı üzerine yanal olarak dağıtılmış statik bir kuvvet ile uygulanması ile elde edilen basitleştirilmiş bir tekniktir.

Tepki spektrum analiz yöntemi, bir sönüm oranı için belirli bir serbestlik derecesine kadar ivme, hız ve yer değiştirmelerin maksimum (spektral) tepki grafiğinin çizildiği dinamik analiz yöntemidir. Bu yöntemde belirlenen mod sayısı kadar spektral ivme değerleri kullanılarak elde edilen, moment, kesme kuvveti ve yerdeğiştirmelerin bir kombinasyonu ile deprem tepkisi ölçülmektedir.

Bu tez çalışmasında kullanılmasa da Zaman Tanım Alanında Analiz yönteminde ise, daha önce meydana gelen bir depremin kayıtları kullanılarak bir spektral grafik elde

edilmektedir. Bu analiz yöntemi, yönetmeliklerde verilen bazı özel yapılar için uygulanmakla beraber deprem verilerinin dikkatle seçilmesini gerektirdiğinden ve diğer yöntemlere göre uygulanması daha zor olduğundan çok tercih edilmemektedir.

Bu tez çalışmasında statik itme analizi, eşdeğer deprem yükü analizi ve tepki spektrum analiz yöntemleri kullanılmıştır.

Bu çalışmanın ikinci kısmını oluşturan uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımında ise, tüm sismik analizler SAP2000 yapı analiz programına yaptırılmıştır. Sismik analizden elde edilen sonuçlar, SAP2000'den elde edilen sonuçların farklı ortamlara aktarılmasını sağlayan SAP2000-OAPI (SAP2000-Open Application Programming Interface/SAP2000-Programlama Arayüzü Açık Uygulaması) aracılığıyla optimizasyon algoritmalarının kodlandığı MATLAB'daki ana programa aktarılmıştır. Bu şekilde MATLAB'da sismik analiz işlemleri ayrıca kodlamayarak çok büyük zaman ve emek tasarrufu sağlanmıştır.

Proje mühendisleri bir yapının analizini yapmadan önce yapıya ait enkesit ve birleşim detaylarının deneyim ve becerilerine göre ön boyutlandırmasını yaparlar. Ön boyutlandırma için yapılan analizden sonra ilgili yönetmelik şartları da göz önüne alarak yeterince güvenli veya ekonomik olmayan enkesitler hazır listelerdeki daha uygun enkesitlerle değiştirilir. Değiştirilen enkesitlerle yeniden analiz yapılarak yeni tasarımın yeterliliği/ekonomikliği tekrar kontrol edilir. Karmaşık olmayan yapılarda tekrarlı olarak yapılan bu işlemin kabul edilebilir bir zamanda bitirilmesi mümkündür. Ancak; karmaşık yapı sistemlerinde enkesitlerin sürekli olarak değiştirilmesi oldukça fazla zaman almakta ve çoğunlukla ekonomik tasarımlar tespit edilememektedir. Bu durumun üstesinden gelmek için güçlü optimizasyon yöntemleri kullanılabilir. Bu yöntemler aracılığıyla yapıya ait enkesitler otomatik olarak seçilerek ilgili yönetmeliklerdeki şartları sağlayan en hafif tasarımların elde edilmesi mümkün olur.

Artan yapı maliyetlerini en aza indirmek için son altmış yılda çeşitli optimizasyon yöntemleri geliştirilmiştir. Başlangıçta kullanılan optimizasyon yöntemleri karmaşık matematik hesaplamaları esas olan klasik yöntemlerdir. Hesaplama işlemlerinde karmaşık kullanılan gradyan/türev işlemleri sürekli tasarım değişkenine sahip problemlere uygun olduğundan klasik yöntemlerin pratik kullanımı oldukça sınırlı kalmıştır. Çelik yapı tasarımı gibi hazır çelik profil listelerinden enkesitlerin seçildiği

yani, ayrık tasarım değişkenlerinin kullanıldığı durumlarda ise karmaşık gradyan/türev işlemlerini gerektirmeyen sezgisel optimizasyon yöntemleri son 30 yıldır tercih edilmektedir.

Sezgisel optimizasyon yöntemleri doğadaki bir olay veya süreci taklit etmektedir. Bu çalışmada kullanılan sezgisel optimizasyon yöntemleri; öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon (TLBO) ve Jaya algoritması (JA) yöntemleridir. TLBO herhangi bir sınıftaki öğretmen-öğrenci ilişkisi ve öğrencilerin birbirleriyle etkileşimleri ile optimizasyon problemleri arasında benzerlik kurmaktadır. Jaya kelime olarak Sanskritçede 'zafer' anlamında olup, arama işleminde en iyi çözüme yaklaşmayı en kötü çözümden uzaklaşmayı esas almaktadır.

Bu doktora çalışmasında; düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı ve uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımı için ilk olarak TLBO ve JA yöntemleri kullanılmıştır. Sonrasında bu yöntemler üzerinde yapılan bazı değişikliklerle modifiye edilmiş öğretme-öğrenme esaslı optimizasyon (MTLBO) ve modifiye edilmiş Jaya algoritması (MJA) yöntemleri elde edilmiştir. Son olarak, TLBO ve JA'nın biraraya getirilmesiyle elde edilen hibrit öğrenmeye dayalı Jaya algoritması (HLBJA) geliştirilmiştir.

Optimum tasarımda amaç; yapı ağırlığının minimize edilmesidir. Tasarım değişkenleri, American Institute of Steel Construction'da (Amerikan Çelik Konstrüksiyon Birliği-AISC) hazır olarak verilen geniş başlıklı kiriş (W enkesitler) profil listesinden seçilmiştir. Tasarım sınırlayıcıları ise; düzlem çelik çerçevelerde American Institute of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design AISC-LRFD (1999) (Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü-Yük ve Dayanım Katsayıları Tasarımı) yönetmeliğindeki dayanım (etkileşim) denklemleri ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcıları alınmıştır. Uzay çelik çerçeve örneklerinde ise düzlem çelik çerçevelerde kullanılan dayanım denklemleri ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcılarının yanında kesit-boyut (geometrik) sınırlayıcıları da göz önüne alınmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Konu ile ilgili yapılmış önceki çalışmaların incelenmesi altı kısımda ele alınmıştır. İlk kısımda çelik yapıların performansa dayalı sismik tasarımı, ikinci kısımda çelik yapıların doğrusal olmayan statik analizi, üçüncü kısımda düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı, dördüncü kısımda uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımı, beşinci kısımda TLBO ve altıncı kısımda JA konusunda yapılan çalışmalar özetlenmiştir.

2.1. Çelik Yapıların Performansa Dayalı Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar

1994 Yılında Amerika Birleşik Devletleri-Northridge ve 1995 Yılında Japonya-Kobe'de meydana gelen depremlerde, yönetmelik kuralarına uyularak inşaa edilen bir çok yapıda ağır hasarların meydana gelmesi nedeniyle Kaliforniya Yapı Mühendisleri Birliği (Structural Engineering Association of California-SEAOC) SEAOC (1995) Vision 2000 adında bir rapor hazırlayarak performansa dayalı sismik tasarım kavramını açıklamışlardır. Yapılarda meydana gelen hasarlar gözlemlenerek performans seviyeleri, performans hedefleri ve her performans seviyesine karşı gelen deprem tehlike seviyelerinin tanımları yapılmıştır. Ayrıca doğrusal olmayan analiz yöntemleri açıklanarak performansa dayalı sismik tasarımın (PBSD) temeli atılmıştır. PBSD'de, üç tasarım hedefi: (i) yapının hizmet ömrü boyunca sıkça meydana gelebilecek düşük şiddetteki depremlerde yapısal olmayan hasarları önlemek, (ii) orta şiddetteki depremler sırasında yapısal hasarları önlemek ve yapısal olmayan hasarları en aza indirmek, (iii) nadiren meydana gelebilecek şiddetli depremlerde toptan göçme ve ciddi hasarlardan kaçınmak olarak tanımlanmıştır.

Applied Technology Council (Uygulamalı Teknoloji Konseyi) ATC-40 (1996) raporunda betonarme yapıların performansı ve güçlendirme yöntemlerini ele almış ve PBSD için doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ve performans hedefleri tanımlanmıştır. ATC-40 (1996) tarafından önerilen PBSD değerlendirme yöntemi kapasite spektrum metodudur. Bu yöntemde yapı performansının belirlenmesi için kapasite spektrumunun yerdeğiştirme spektrumuna dönüştürülmesi ve kapasite eğrisinin çakıştırılarak performans noktasının bulunması önerilmektedir. Yöntem genel olarak mevcut betonarme binaların deprem performansının değerlendirilmesine yönelik olarak

hazırlanmakla beraber yeni yapılacak olan yapıların incelenmesinde de kullanılmaktadır. Bu yöntemde amaç, deprem hareketinde yapıdan beklenen performans seviyesinin tespit edilmesi ve bunun kontrol edilmesidir. Diğer bir değişle, spektral yer değiştirme eğrisi ile doğrusal olmayan analiz sonucu elde edilen kapasite eğrisi çakıştırılarak performans noktasının belirlenmesidir.

Federal Emergency Management Agency (Federal Acil Durum İdare Ajansı-FEMA) tarafından hazırlanan FEMA-273 (1997)'te betonarme, çelik, hafif çelik ve ahşap yapıların performansının belirlenmesi için değerlendirme yöntemleri ile doğrusal-doğrusal olmayan analiz yöntemleri sunulmuştur. Ayrıca deprem tehlike seviyeleri, yapı performans seviyeleri ve performans hedefleri tanımlanmıştır. Taşıyıcı elemanlarının modellenmesi için gerekli parametreler ve davranış sınırlayıcıları verilmiştir. Yapı performansının değerlendirme yöntemi olarak yer değiştirme katsayıları metodu açıklanmıştır. Bu yöntemde, analiz sonucunda elde edilen yer değiştirmeler hedef yerdeğiştirmeye ulaşıncaya kadar yapı yanal yüklenerek elde edilen kapasite eğrisi üzerinde hedef yerdeğiştirme değerleri belirlenir ve yapının performans noktası bulunur. Bu değerlendirme yönteminin kapasite spektrum yönteminden farkı tüm yapılar için uygulanabiliyor olmasıdır.

FEMA-356 (2000), FEMA 273'ün gözden geçirilmiş halidir. Bu raporda, çelik ve betonarme yapı elemanlarının davranış durumları yeniden düzenlenmiştir. FEMA-440 (2005), FEMA 273 ve FEMA 356'da verilen yerdeğiştirme katsayıları metodu yönteminde hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesinde kullanılan katsayılar revize edilmiştir. Bu raporda, değerlendirme yöntemlerindeki eksiklikler için güncellemeler yapılmış ve daha iyi sonuçların elde edilmesi amacıyla doğrusal olmayan analiz yöntemleri geliştirilmiştir.

Performansa dayalı sismik tasarım konusunda konusunda yapılan başlıca çalışmalar şu şekilde sıralanabilir: Krawinkler (1996) mevcut ve yeni yapıların performans değerlendirmesinde kullanılan statik itme analizini açıklamıştır. Analizin düzgün uygulanması ve değerlendirmesi durumunda, doğrusal statik veya dinamik analizden daha doğru sonuçlar verebileceğini ifade etmiştir. Bununla birlikte, yöntemin bazen yanıltıcı sonuçlara neden olabilecek bazı varsayımlara dayandığını da ifade

edilmiştir. Bu nedenle, statik itme analizinin tasarım mühendisler için yardımcı bir araç olarak görülmesi gerektiği ifade etmiştir.

Krawinkler ve Seneviratna (1998) statik itme analizinin, mevcut ve yeni yapıların sismik performansının değerlendirilmesinde önemli bir araç haline geleceğini belirtmişlerdir. Çalışmalarında statik itme analizinin dayanabileceği temel kavramları özetlemiş ve itme tahminlerinin doğruluğunu değerlendirmişlerdir. Ayrıca statik itme analizi yönteminin yeterli bilgi sağlayacağı koşulları belirlemişlerdir.

Hasan ve ark. (2002) deprem yüklemesine maruz çelik çerçevelerde, PBSD için basit bir statik itme analiz tekniği sunmuşlardır. Önerdikleri teknikte, geleneksel doğrusal analiz yöntemine dayandırılmış ve plastikleşme derecesini ölçen bir "plastiklik faktörü" kullanılmıştır. Çelik çerçeve elemanlarında elastik ve geometrik rijitlik matrisleri sabit yükler altında doğrusal olmayan elastik-plastik davranışlarını hesaba katarak iteratif olarak değiştirilirken, yanal yüklerde iteratif artacak şekilde yapıya uygulanmıştır.

2.2. Çelik Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analizi Konusunda Yapılan Çalışmalar

Çoğu inşaat mühendisliği uygulamalarında yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışını göz önünde bulundurmak ve sismik taleplerini hesaplamak için doğrusal olmayan statik analiz olan Pushover analiz adı verilen yöntem kullanılmaktadır.

Çakıroğlu ve Özer (1980) düzlem çerçevelerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için genel bir yük artımı yöntemini geliştirmişlerdir. Bu çalışmalarında malzemenin elasto-plastik davranışı ve geometrik değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin yanında, plastik mafsal hipotezi ve bileşik iç kuvvet durumunu da hesaba katılmıştır.

Fajfar (2000) statik itme analizi değerlendirme yöntemleri olan deplasman katsayıları yöntemine ve kapasite spektrum metoduna alternatif olarak daha iyi sonuçlar elde edileceğini öne sürdüğü doğrusal olmayan bir yöntem olan N2 metodunu sunmuştur. Çok serbestlik dereceli modelin itme analizi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistem tepki spektrumu analiz yöntemini birleştirmiştir. Uygun bir yanal yük dağılımı seçilmesi durumunda yöntemin oldukça iyi sonuçlar verdiğini göstermiştir.

Moghadam ve Tso (2002)'de yüksek modların etkin olduğu çok katlı binalarda statik itme analiz yönteminin sonuçlarını kullanarak, yapıların maksimum deprem

etkilerini tahmin eden bir yöntem geliştirmişlerdir. Geliştirilen yöntem 20 katlı bir bina üzerinde test edilmiş ve yüksek yapılarda uygulanabilir olduğunu saptamışlardır.

Falcao ve Bento (2002)'de yapıların performansını değerlendirmek ve karşılaştırmak üzere doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerini ve kapasite spektrum metodu, yer değiştirme katsayıları metodu ve N2 performans değerlendirme yöntemlerini kullanmışlardır. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarını deneysel sonuçlarla karşılaştırılmış ve düzenli yapı sistemlerinde deprem talepleri hakkında yeterli bilgi sağladığını belirtmişlerdir.

Albanesi ve ark. (2002a) statik itme analiz yönteminde enerji yaklaşımını kullanmışlardır. Kapasite eğrisinin, yapıya etki eden yanal yüklerin bir fonksiyonu olarak hesaplanan eşdeğer enerji bazlı yer değiştirme ile değiştirilmesini önermişlerdir. Önerdikleri metodu, statik itme analiz yöntemi kullanılarak analiz edilen çok katlı betonarme çerçeveler (moment çerçevesi, perde çerçeve sistemi ve birleşik perde duvarlarına) üzerinde uygulamışlardır.

Albanesi ve ark. (2002b)'de statik itme analizine dayalı kapasite spektrum metodu, yer değiştirme katsayıları metodu ve N2 metodu gibi sık kullanılan değerlendirme yöntemlerini açıklamış ve yöntemler arasındaki farklılıkları ortaya koymuşlardır. Yöntemleri, deprem davranış büyüklükleri ve güvenilirlik dereceleri farklı zemin tipleri için değerlendirmişlerdir. Ayrıca ede edilen sonuçları doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleriyle karşılaştırmışlardır. Az katlı yapılarda elde edilen sonuçların doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi ile elde edilen sonuçlara yakın değerler verdiğini tespit etmişlerdir.

Chopra ve Goel (2002) standard statik itme analiz yöntemini, dinamik teoriyi esas alan modal statik itme analiz yöntemi olarak geliştirmişlerdir. Doğrusal davranan sistemlere uygulandığında, modal statik itme analiz yönteminin, standart tepki spektrumu analiz yöntemine eşdeğer olduğunu tesbit etmişlerdir.

Luco ve ark. (2003) doğrusal ve doğrusal olmayan tek serbestlik dereceli sistemler için zaman tanım alanında analiz yöntemini sunmuşlardır.

Jan ve ark. (2004) çalışmalarında daha yüksek modlu etkileri dikkate alan basitleştirilmiş bir statik itme analiz yöntemi önerilmiştir. Önerilen yöntemde, tepki spektrumu analiz yönteminde yüksek mod yerdeğiştirme katkısı oranları, yanal yük

dağılımı için yeni bir formül ve hedef tepe noktası yerdeğiştirmesinin saptanması için mod birleştirme kuralını sunmuşlardır. Önerilen yöntem beş farklı yükseklikteki yapı üzerinde test edilmiştir.

Chopra ve Goel (2004), modal statik itme analiz yöntemi ve statik itme analiz yöntemi arasında bir karşılaştırma çalışması yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda modal statik itme analiz yönteminin, statik itme analiz yönteminden daha gerçekçi sonuçlar verdiğini tespit etmişlerdir.

Chopra ve Goel (2004) modal statik itme analiz yönteminin simetrik olmayan binalar için uygulanabileceğini göstermişlerdir.

Lin ve ark. (2004) yapıların PBSD için, FEMA-273 (1997) önerilen yer değiştirme katsayıları metodu ile ATC-40 (1996) önerilen kapasite spektrum metodu ve diğer doğrusal olmayan değerlendirme yöntemlerini karşılaştırmışlardır. Ayrıca bu yöntemlerin mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için uygulanabileceğini göstermişlerdir.

Chopra ve ark. (2004) tarafında geliştirilen diğer bir yöntem ise adaptif modal kombinasyonları yöntemidir. Metod mevcut iki çelik moment çerçevesine uygulanmıştır. Adaptif modal kombinasyonları yönteminin yapıların statik itme eğrisinin belirlenmesinde yeterli etkinlikte bir yöntem olduğunu tespit etmişlerdir.

Kalkan ve Kunnath (2006) tarafından yapıların sismik performansını değerlendirmek için adaptif modal kombinasyonlarından türetilen bir itme analizi önerilmiştir.

Fragiacomo ve ark. (2006) yaptıkları çalışmada, yapıların sismik performansını değerlendirmek için kullanılan itme analizine dayanan doğrusal olmayan bazı statik değerlendirme yöntemlerinin güvenirliliğini araştırmışlardır.

Kalkan ve Kunnath (2007) yaptıkları çalışmalarında, adaptif modal kombinasyonları analiz yöntemini kullanmışlardır. Basit mod kombinasyon şekillerini dolaylı olarak daha yüksek mod etkilerini açıklamak için incelemişlerdir. Önerilen yöntem tipik moment çerçevelerine uygulamışlardır. Modal kombinasyona dayalı yanal yük şekilleri kullanılarak doğrusal olmayan statik analizden elde edilen talep eğrisinin,

katlar arası ötelenme oranının daha doğru biçimde hesaplanmasını sağladığını kanıtlamışlardır.

Özer (2007) doğrusal olmayan itme analizi yöntemini, ATC-40 ve FEMA-273'de verilen statik itme analizinin, kapasite spektrum metodu ve deplasman katsayıları metodu değerlendirme yöntemleri ile birleştirilerek sunmuştur.

Mao ve ark. (2008) çalışmalarında yapıların sismik taleplerinin tahmin edilmesi için geliştirilmiş bir modal statik itme analiz yöntemi sunmuşlardır. Yöntemi üç tasarım örneği üzerinde uygulamışlardır. Gelişmiş modal statik itme analiz yönteminin, statik itme analiz yönteminden ve modal statik itme analiz yönteminden daha doğru sonuçlar ürettiğini belirlemişlerdir.

Karavasilis ve ark. (2008) tarafından çelik moment düzlem çerçevelerin düşey kütle düzensizliği ile doğrusal olmayan sismik tepkisi üzerine kapsamlı bir parametrik çalışma sunulmuştur. Avrupa deprem ve yapısal yönetmeliğine göre tasarlanan 135 çerçeve, 30 deprem yer hareketine maruz bırakılarak test etmişlerdir. Oluşturulan tepki spektrumu veri tabanının istatistiksel analizi; kat sayısının, kiriş-kolon dayanım oranının doğrusal olmayan yerdeğiştirme taleplerinin yapı yüksekliğine bağlı dağılımını ve genliğini etkilediğini belirlemişlerdir.

Dutta ve ark. (2009), çeşitli itme analizi yöntemlerinin sismik yükleme altındaki yapıların doğrusal olmayan taleplerinin tahmin edilmesi için doğrusal olmayan dinamik analizin kolay bir alternatifi olduğunu ifade etmişlerdir. Yapıların dinamik tepkisi, inelastik düzenleyen temel parametrelerin çeşitli kombinasyonları nedeniyle doğruluğunun nasıl etkilendiği hakkında fikir verdiğini ifade etmişlerdir.

Calvi ve ark. (2007) yapıların kuvvete dayalı tasarım yöntemine alternatif olarak yer değiştirmeye dayalı sismik tasarım felsefesini savunmuşlardır. Çok çeşitli yapısal tip ve malzemeden oluşan yapıyı, elastik olmayan zaman tanım alanında analize tabi tutmuşlardır. Yerdeğiştirmeye dayalı tasarım yönteminin kuvvete dayalı tasarım yönteminden daha gerçekçi sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

Zarfam ve Mofid (2009) klasik statik itme analizi yöntemi yerine geliştirilmiş hali olan basitleştirilmiş modal statik itme analiz yönteminin yapıların doğrusal olmayan davranışlarını basitçe modellemekte kullanılabileceğini ifade etmişlerdir. Yöntemin yarı-

rijit bağlantılı az ve orta katlı binaların sismik analizinde kullanılabileceği göstermişlerdir.

Khoshnoud ve Marsono (2012), statik itme analiz ile modal statik itme analiz yöntemlerini karşılaştırmışlardır. Statik itme analiz yönteminin katlar arası ötelenme oranlarını doğru tahmin edemediğini ifade etmişlerdir. Ancak modal statik itme analiz yönteminin önemli bir işlem süresi gerektirdiğini belirtmişlerdir.

Kashkooli ve Banan (2013), modal statik itme analiz yönteminin doğruluğunu ölçmek için; hedef yerdeğiştirme, katlar arası ötelenme oranı ve taban kesme kuvvetine kat yüksekliğinin etkisini araştırmışlardır. Doğrusal olmayan statik analizlerin sonuçlarını, doğrusal olmayan dinamik analizler ve FEMA440 modifiye yer değiştirme katsayıları metodu sonuçları ile karşılaştırmışlardır.

Belejo ve Bento (2016) köprülerin sismik değerlendirmesinde başarıyla uygulanan geliştirilmiş modal statik itme analiz yöntemini bina türü yapılara uygulamışlardır. Bu amaçla, iki asimetrik yapının sismik analizinde geliştirilmiş modal statik itme analiz yöntemini kullanmışlardır. Bu yöntemi doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemine ve doğrusal olmayan statik itme analize alternatif olarak sunmuşlardır.

Salawdeh ve Goggins (2016) çok katlı çerçeve sistemleri için doğrudan yerdeğiştirmeye dayalı tasarım yaklaşımı kullanmışlardır. Bu amaçla 4 ve 12 katlı çelik çerçeve sistemleri tasarlamışlardır. Doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yönteminden elde edilen yerdeğiştirmelerin ve ötelenmelerin doğrudan yerdeğiştirmeye dayalı tasarım yönteminde kullanılan tasarımın yerdeğiştirme ile uyumlu olduğunu tespit etmişlerdir.

Mirjalili ve Rofooei (2017) yüksek modların etkilerini ve yapısal sistemlerin doğrusal olmayan davranışlarını değerlendirmek için dinamik itme analiz yöntemini önermişlerdir. Bu amaçla dinamik bir kat kuvveti dağılımı yük modelini; zaman tanım alanında analiz yöntemi ve doğrusal bir dinamik analiz olan tepki spektrumu analiz yöntemini kullanarak incelemişlerdir. 9, 15, ve 20 katlı düzlem çelik çerçeveleri OPENSEES dinamik analiz programını kullanarak parametrik çalışmalar için değerlendirmişlerdir. Bu çalışmanın sonucunda, önerilen dinamik itme analizi yönteminin, itme analizinin performansını önemli ölçüde artırabileceğini göstermişlerdir.

Yöntemin, moment aktaran çelik çerçevelerin doğrusal olmayan tepki taleplerini tahmin etmek için etkili bir yöntem olduğu sonucuna varmışlardır.

Sangtarash ve ark. (2018) modifiye edilmiş kapasite spektrum metodu ve modal statik itme analiz yönteminin birleştiren modifiye edilmiş kapasite spektrum metodu adı verilen doğrusal olmayan bir statik değerlendirme yöntemi önermişlerdir. Geliştirilen algoritmanın doğruluğu, burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin üzerinde test edilmiştir. Sonuç olarak bu yöntemin kabul edilebilir sismik talepler sağladığını ve burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveleri doğru şekilde hesaplayabildiğini ortaya koymuşlardır.

Sangtarash ve ark. (2019) planda ve düşeyde düzensizlikleri olan 3, 9 ve 20 katlı burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler seçmişlerdir. Her bir yapı için tepe yer değiştirmesi, kat ötelenme oranı, kat kesme kuvveti ve taban kesme kuvvetini ayrı ayrı hesaplamışlardır. Modal statik itme analiz-modifiye edilmiş kapasite spektrum metodunun doğruluğunu, zaman tanım alanında analiz yöntemi ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırarak, yöntemin burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveleri için kabul edilebilir sismik talepler sağladığını ortaya koymuşlardır.

2.3. Düzlem Çelik Çerçevelerin Performansa Dayalı Optimum Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar

Düzlem çelik çerçevelerin, performansa dayalı optimum sismik tasarımı (PBOSD) konusunda yapılmış olan çalışmalar şu şekilde özetlenebilir:

Kaveh ve ark. (2010) karınca kolonisi optimizasyonu (ACO) ve genetik algoritma (GA) yöntemlerini düzlem çelik çerçevelerin PBOSD'nda kullanmışlardır. Statik itme analizi yöntemini kullanarak FEMA-273 (1997) tanımlanan dört performans seviyesine göre (OP=kullanıma hazır, IO=hemen kullanım, LS=can güvenliği CP=göçme öncesi) daha önce klasik statik itme analizi yöntemi ile tasarımı yapılan dört açıklıklı üç katlı ve beş açıklıklı dokuz katlı yarı rijit çelik çerçevelerin optimum boyutlandırmasını yapmışlardır. ACO ile, GA ve klasik tasarım yöntemine kıyasla daha hafif çerçeve tasarımları elde etmişlerdir.

Tehranizadeh ve Moshref (2011) dört açıklıklı üç katlı ve beş açıklıklı dokuz katlı çelik çerçeveleri OP, IO, LS ve CP performans seviyelerine göre optimize etmişlerdir.

Optimum tasarımda yapı ağırlığının ve yapının maksimum histeresiz enerji kapasitesine bağlı sismik hasarının minimize edilmesini amaçlamışlardır. Diğer bir ifade ile minimum ağırlıkla maksimum enerji dağılımını elde etmeyi amaçlamışlardır.

Kaveh ve Talatahari (2012) tarafından düzlem çelik çerçevelerin PBOSD'nı yapmışlardır. Çalışmalarında, elektrik yüklü cisimlerin birbirine uyguladığı kuvvetleri tanımlayan Coulomb ve Gauss kanunlarıyla optimizasyon problemleri arasında benzeşim kuran yüklü sistem arama optimizasyonu (CSS) yöntemini kullanmışlardır. Bu yöntem ile parçacık küme optimizasyonu (PSO) ve ACO yöntemlerine göre daha hafif çerçeve tasarımları elde etmişlerdir.

Gholizadeh ve ark. (2013) GA, ACO, armoni arama (HS) ve PSO optimizasyon yöntemlerini kullanarak üç açıklıklı altı katlı ve dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevelerin PBOSD'nı icra etmişlerdir. Çalışmalarında kullandıkları optimizasyon yöntemleri arasında en hafif tasarımları PSO ile elde etmişlerdir.

Gholizadeh ve Moghadas (2014) gelişmiş kuantum parçacık küme optimizasyonu (IQPSO) yöntemini çelik çerçevelerin PBOSD'nda kullanmışlardır. FEMA-356 (2000) yönetmeliğindeki IO, LS ve CP performans seviyelerini esas alarak katlar arası göreli ötelenme oranı sınırlayıcıları altında minimum ağırlıklı çelik çerçeve tasarımları elde etmeyi amaçlamışlardır. Üç açıklıklı altı katlı ve dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevelerden elde ettikleri sonuçlar IQPSO'nin standart kuantum parçacık küme optimizasyonun yönteminden (QPSO) daha güçlü olduğunu ispatlamıştır.

Talatahari ve ark. (2014) dört performans seviyesini dikkate alarak, çelik çerçevelerin PBOSD'nı gerçekleştirmek için bir hibrit optimizasyon yöntemi kullanmışlardır. Bu performans seviyelerinin, yapısal maliyeti azaltmak için optimum yapı tasarımını belirlediklerini ifade etmişlerdir. Eşdeğer deprem yükü ile analiz yöntemine maruz kalan çelik yapı çerçevelerine itme analizini uygulamışlardır. Hibrit algoritma ile diğer sezgisel yöntemlerden daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Veladi (2014) momentum ve enerji kanunlarının optimizasyon problemlerine uyarlanması ile elde edilen cisimlerin çarpışması algoritmasını (CBO) kullanarak dört açıklıklı üç katlı ve beş açıklıklı dokuz katlı düzlem çelik çerçevelerin PBOSD'nı gerçekleştirmiştir. CBO ile PSO, ACO ve GA yöntemlerine kıyasla daha hafif çerçeve tasarımları elde edilmiştir.

Kaveh ve Nasrollahi (2014) yüklü sistem arama yöntemiyle (CSS) düzlem çelik çerçevelerin PBOSD'nı yapmışlardır. Önerilen yöntemi literatürde daha önce GA, ACO yöntemleriyle optimum tasarımı yapılmış olan dört açıklıklı üç katlı ve beş açıklıklı dokuz katlı düzlem çelik çerçevelere uygulamışlar ve daha hafif tasarımlar elde etmişlerdir.

Gholizadeh (2015) çelik çerçevelerin PBOSD için iki algoritma geliştirmiştir. Birinci algoritmada; performans seviyelerindeki optimum tasarımı elde etmek için (FA) ve modifiye edilmiş FA (MFA) yöntemini sunmuştur. İkinci algoritmada ise PBOSD'deki hesaplama süresini azaltmak ve doğrusal olmayan statik itme analizi yönteminin sonuçlarını etkili bir şekilde tahmin eden ardışık ileri giden geri yayılımlı dalgacık (WCFBP) olarak adlandırılan yeni bir sinir ağı modelini öne sürmüştür. Önerilen yöntemleri kullanarak iki açıklıklı üç katlı, üç açıklıklı altı katlı ve dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçeveleri optimize edilmiştir. Tasarım örneklerinden elde edilen sonuçlar WCFBP'nin MFA'ya kıyasla optimizasyon için gerekli hesaplama süresini önemli ölçüde azalttığını tespit edilmiştir.

Mansouri ve ark. (2018) yapay arı koloni (ABC) optimizasyon yöntemini ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin PBOSD'nı gerçekleştirmişlerdir. Her performans seviyesi için katlar arası öteleme oranı sınırlayıcıları dikkate alınarak yapı ağırlığının minimize edilmesi amaçlanmıştır.

Mansouri ve Maheri (2019) tarafından yapılan çalışmada, yeni bir sınırlayıcı kontrol yöntemi kullanılarak çelik çerçevelerin PBOSD'nı gerçekleştirmişlerdir. Önerilen yöntemde PBOSD'nin çözümündeki performansı ve etkinliği, üç temel problem üzerinde değerlendirmişlerdir. Sınırlayıcı kontrol yönteminin kullanılmasının oldukça iyi optimum tasarınları diğer sezgisel optimizasyon yöntemlerine göre daha az yapı analiz sayısında elde ettiğini tespit etmişlerdir.

2.4. Uzay Çelik Çerçevelerin Optimum Sismik Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar

Hasançebi ve ark. (2010), çelik çerçevelerin optimum tasarımında; tavlama benzeşimi (SA), evrim stratejisi (ES), GA, PSO, tabu arama (TS), ACO ve HS olmak üzere yedi farklı sezgisel optimizasyon yöntemi kullanmışlardır. Önerdikleri yöntemleri 224 elemanlı çaprazlı düzlem çerçeve, 325 elemanlı çaprazlı uzay çerçeve ve 568

elemanlı uzay çerçeveler üzerinde test etmişlerdir. Yapılan kıyaslamalar sonucunda ES ile en hafif tasarımların elde edildiğini tespit etmişlerdir.

Kaveh ve ark. (2015) uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımını guguk kuşu arama yöntemi (CS) ile gerçekleştirmişlerdir. Tepki spektrumu ve eşdeğer deprem yükü yöntemlerini kullanarak uzay çelik çerçevelerin optimim tasarımını icra etmişlerdir. Optimum tasarımların en kesitlerine ve davranışına bakıldığında farklı malzeme dağılımları ve sismik davranışlar göstermelerine karşın, tepki spektrumu ve eşdeğer deprem yükü yöntemlerinden yaklaşık aynı ağırlıkta tasarımlar elde edildiği tespit etmişlerdir.

2.5. Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon Yöntemi (TLBO) Kullanılarak Yapıların Optimum Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar

TLBO ilk kez Rao ve ark. (2011) tarafından mekanik tasarım problemlerinin optimizasyonu için önermiştir. TLBO, herhangi bir sınıftaki öğretmenin öğrencileriyle ve aynı zamanda öğrencilerin birbirleriyle etkileşimini taklit eden bir optimizasyon yöntemidir. Yöntem daha önce farklı optimizasyon yöntemleri ile optimize edilmiş beş adet matematik fonksiyonu, basınç kazanı, yay problemi, kaynaklı kiriş ve dişli çark takımı gibi dört farklı sistemlerin optimum tasarımına uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar ile TLBO'nun etkinliğini teyit etmiştir.

Rao ve ark. (2012), doğrusal olmayan büyük ölçekli matematik optimizasyon problemleri için TLBO yöntemini kullanmışlardır. Literatürde farklı yöntemler ile optimize edilen fonksiyonları TLBO'yu kullanarak optimize etmişlerdir. Elde edilen sonuçlarla TLBO algoritmasının daha kısa hesaplama süresi ile daha iyi sonuçlar bulabildiğini göstermişlerdir.

Toğan (2012) düzlem çelik çerçevelerin optimum tasarımında TLBO algoritmasını kullanmıştır. Katlar arası göreli ötelenme oranı ve AISC-LRFD (1999) verilen dayanım sınırlayıcıları altında minimum ağırlıklı çerçeve tasarımının elde edilmesi amaçlanmıştır. TLBO'nun etkinliği daha önce GA ve HS yöntemleriyle optimize edilmiş iki açıklıklı üç katlı, tek açıklıklı on katlı ve üç açıklıklı yirmi dört katlı düzlem çelik çerçeveler üzerinde teyit edilmiştir.

Togan (2013) ayrık tasarım değişkenli kafes yapıların optimum tasarımını TLBO ile yapmıştır. Elde edilen sonuçlar diğer sezgisel optimizasyon yöntemleriyle karşılaştırıldığında, TLBO'nun oldukça güçlü bir optimizasyon yöntemi olduğu tespit edilmiştir.

Dede ve Ayvaz (2013), TLBO algoritmasını ayrık değişkenli kafes yapılara uygulamışlardır. Bu çalışmanın sonuçlarını literatürdeki diğer çalışmalarla karşılaştırmış ve TLBO algoritmasının kafes yapıların optimizasyonunda etkin bir şekilde kullanılabilir olduğu göstermişlerdir.

Dede (2013) TLBO yöntemini ızgara sistemlerinin optimum tasarımı için icra etmiştir. AISC-LRFD (1999)'de tanımlanan W (geniş başlıklı I kiriş en kesitleri) en kesitlerinin tasarım değişkenleri olarak kabul kullanılmıştır. Elde ettiği sonuçları önceki çalışmalarda verilen sonuçlar ile karşılaştırmış ve TLBO algoritmasının ızgara sistemlerinin optimum tasarımda oldukça başarılı olduğu gösterilmiştir.

Dede ve Ayvaz (2013) TLBO'yu kafes yapıların ağırlık ve şekil optimizasyonunda kullanmışlardır. Tasarım sınırlayıcıları olarak yerdeğiştirme, gerilme ve Euler burkulma gerilme sınırlayıcıları kullanılmıştır. Daha önce farklı optimizasyon yömtemleriyle tasarımı yapılmış kafes yapıları kullanarak, TLBO'nun gücünü test etmişleridir. Sonuç olarak, TLBO algoritmasının yapıların boyut ve şekil optimizasyonunda etkin olarak kullanılabildiğini göstermişlerdir.

Degertekin ve Hayalioglu (2013), sürekli tasarım değişkenli kafes yapıların optimizasyonu için TLBO algoritmasını kullanmışlardır. Literatürde birçok faklı optimizasyon yöntemiyle optimize edilmiş 10, 25, 72 ve 200 elemanlı kafes sistemleri yerdeğiştirme ve gerilme sınırlayıcıları altında optimize etmişlerdir. Gerek hesaplama süresi ve gerekse optimum ağırlıklar açısından TLBO algoritması ile elde ettikleri sonuçların diğer optimizasyon yöntemlerine göre daha uygun sonuçlar elde ettiğini göstermişlerdir.

Baghlani ve Makiabadi (2013) doğal frekans sınırlayıcıları altında kafes yapıların şekil ve boyut optimizasyonunda TLBO'yu kullanmışlardır. Optimum tasarımdan elde edilen sonuçları PSO, HS ve FA gibi yöntemlerden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Bu karşılaştırmalar sonucunda, TLBO'nun diğer yöntemlerden daha iyi sonuçlar verdiğini göstermişlerdir.

Camp ve Farshchin (2014) modifiye edilmiş TLBO algoritmasını, ayrık ve sürekli tasarım değişkenleri uzay kafes yapılara uygulamışlardır. Önerdikleri yöntemi daha önce farklı yöntemlerle optimize edilmiş farklı uzay kafes yapıları üzerinde test etmişlerdir. Yöntemin, diğer sezgisel yöntemlerle karşılaştırıldığında daha hafif tasarımlar üretebildiğini, bazı örneklerde daha fazla ve bazı yapı sistemlerinin tasarımında ise daha az hesaplama süresine ihtiyaç duyduğunu tespit etmişlerdir.

Dede ve Togan (2015) kafes yapıların doğal frekans sınırlayıcıları altında enkesit ve şekil optimizasyonunu TLBO yöntemiyle gerçekleştirmişlerdir. Elde edilen sonuçlar diğer algoritmalardan elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlar ve TLBO yönteminin gücünü göstermişlerdir.

Farshchin ve ark. (2016) doğal frekans sınırlayıcıları altında kafes yapıların optimizasyonun için çok sınıflı bir TLBO (MC-TLBO) tekniğini önermişlerdir. Yöntemden elde ettikleri sonuçları, standart TLBO ve diğer optimizasyon yöntemleriyle kıyaslamışlar ve MC-TLBO'nun standart TLBO'dan diğer yöntemlerden çoğu durumda daha hafif kafes yapılar üretildiğini göstermişlerdir.

Baghlani ve ark. (2017) kafes yapıların optimum boyutlandırmasında etkili bir sınırlayıcı ihlal stratejisi kullanan modifiye edilmiş TLBO algoritması (MS-TLBO) geliştirmişlerdir. Yöntemi dört klasik kafes yapı üzerinde test etmişlerdir. Önerilen yöntemin her durumda daha az hesaplama süresinde daha hafif yapılar elde ettiğini göstermişlerdir.

Talatahari ve ark. (2019) TLBO ve HS algoritmalarının üstün yönlerini bir araya getiren hibrit bir algoritma sunmuşlardır. Yöntemi daha önce farklı yöntemlerce kullanılan referans kafes yapılar üzerinde icra etmişlerdir. Elde edilen sonuçlar önerilen hibrit algoritmanın referans alınan birçok algoritmadan daha iyi performans sağladığını göstermiştir.

2.6. Jaya Algoritması (JA) Kullanılarak Yapıların Optimum Tasarımı Konusunda Yapılan Çalışmalar

JA, ilk kez Rao (2016) tarafından sınırlandırılmış ve sınırlandırılmamış optimizasyon problemlerini çözmek için önerilmiştir. Jaya, Sanskritçe'de zafer anlamındadır. Yöntem, optimizasyon işlemi süresince en iyi çözüme yaklaşmayı ve en

kötü çözümden uzaklaşmayı amaçlamaktadır. JA, sadece bazı genel optimizasyon parametreleri kullanmaktadır. Buna karşın, diğer birçok optimizasyon yönteminin kendi içinde kullandığı ayar parametrelerine ihtiyaç duymamaktadır. Yöntem literatürden alınan 30 kıyaslama fonksiyonuna uygulanmış ve daha önce bu fonksiyonları optimize eden diğer optimizasyon yöntemlerinden daha hafif sonuçlar elde etmiştir.

Degertekin ve ark. (2018) kafes yapıların enkesit, şekil ve topoloji optimizasyonunda JA'yı kullanmışlardır. Çalışmada standart JA formülasyonu, hesaplama süresini kısaltmak için modifiye edilmiştir. JA'nın kafes yapılarının optimizasyonu için uygunluğunun araştırılmasına yönelik altı adet kafes yapı örneği kullanılmıştır. Bu çalışma sonucunda JA'nın optimum ağırlık, standart sapma ve talep edilen yapı analiz sayısı açısından diğer sezgisel optimizasyon yöntemlerinden daha iyi tasarımlar elde edebildiğini saptamışlardır.

Dede (2018) JA'yı çelik ızgara yapılarının optimum tasarımında kullanmıştır. Çalışmada; dayanım, yerdeğiştirme sınırlayıcıları altında minimum ağırlıklı ızgara yapıların elde edilmesi amaçlanmıştır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçları kıyaslamak için daha önce farklı yöntemlerle optimize edilmiş ızgara yapılar kullanılmıştır. Sonuç olarak, sunulan yöntemin ızgara yapıların optimum tasarımında etkin bir şekilde kullanılabileceğini belirlenmiştir.

Degertekin ve ark. (2019) yaptıkları çalışmada, ayrık tasarım değişkenli kafes yapıların enkesit, şekil ve topoloji optimizasyonu için gelişmiş JA (DAJA) yöntemini sunmuşlardır. Yöntem yedi adet kafes yapı üzerinde farklı optimizasyon yöntemleriyle kıyaslanmıştır. Bu kıyaslamalar DAJA'nın hemen hemen tüm örneklerde daha hafif sonuçları daha kısa hesaplama süresinde bulabildiğini göstermiştir.

Grzywinski ve ark. (2019) doğal frekans sınırlayıcıları altında kubbe kafes yapıların enkesit ve şekil optimizasyonu için JA yöntemini sunmuşlardır. JA algoritmasının etkinliğini göstermek için daha önce farklı sezgisel optimizasyon yöntemleriyle optimize edilmiş üç kubbe kafes yapı seçilmiş ve yöntemin geçerliliği gösterilmiştir.

3. MATERYAL ve METOT

3.1. Optimizasyon Nedir

Optimizasyon, seçilen amaç doğrultusunda belli sınırlayıcılar altında en uygun çözümün elde edilmesidir. Optimizasyonda; göz önüne alınan fonksiyonunun belli sınırlayıcılar altında maksimize veya minimize edilmesi amaçlanmaktadır. Optimizasyon sonucunda bulunan en iyi sonuç optimum sonuç olarak adlandırılmaktadır. Mevcut kaynakların gittikçe azalması ve nüfusun hızla artış göstermesi optimizasyonun önemini de arttırmaktadır. Yöneticilerin ve mühendislerin olmazsa olmazlarından birisi olan optimizasyon, karar verme aşamalarının her alanında etkin bir şekilde kullanılmaktadır. Optimizasyon, danışmanlık verilen tüm hizmet alanlarında ilgi görmektedir. Mühendislerce yapılan çalışmalarda optimum tasarım ve değerlendirme raporlarının hazırlanması bazı kurumlar tarafından istenmektedir. Yerel yönetimlerin ulaştırma başkanlıkları yeni bir güzergâh belirlemeden önce optimizasyon işlemini gerçekleştirmektedirler. Optimizasyon ekonomik açıdan olduğu kadar kaynakların verimli kullanılmasında da etkin bir şekilde rol oynamaktadır.

3.1.1. Mühendislikte Optimizasyonun Yeri

Mühendisliğin temel amacı bir ürün veya hizmetin en iyi şekilde sunulmasıdır. Bunun için ürün veya hizmete özgü optimizasyon işlemleri uygulanabilir. Dahası mühendisliğin kendisi bir optimizasyondur.

Optimizasyon; uygulamalı bilimler, bilgisayar, mühendislik ve ekonomi alanlarında büyük bir öneme sahiptir. Mühendislik insan yaşamının ve hayatının daha konforlu hale getirilmesi için kullanılan en önemli araçlardan biridir. Her mühendislik dalı kendisine özgü problemleri çözmek için optimizasyon yöntemlerinden faydalanmaktadır. Örneğin; makine mühendisliğinde ekonomik makine parça tasarımları üretmede, elektrik ve enerji mühendisliğinde iletim hatlarındaki kayıpları en aza indirmek ve enerjide verimliliği sağlamada, inşaat mühendisliğinde ise yapıların ekonomik tasarımı gibi konularda optimizasyon yöntemlerinden faydalanılmaktadır. Geleneksel tasarımda optimizasyon işlemi; mühendisin yeteneğine, becerisine ve tecrübesine bağlıdır. Ancak sınırlayıcı ve değişkenlerin fazla sayıda olduğu karmaşık problemlerin geleneksel

tasarımla çözülmesi mümkün değildir. Bu gibi karmaşık problemlerin optimize edilmesi için optimizasyon yöntemlerinin kullanılması gerekmektedir.

Bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler güçlü optimizasyon algoritmalarının kullanılmasına ve daha kısa sürede oldukça karmaşık sistemlerin optimize edilmesine olanak sağlamıştır. Ayrıca güçlü programlama dilleri sayesinde çok büyük verilerin işlenmesi ve değerlendirmesi kolaylıkla yapılabilmektedir. Bu güçlü programlama dilleri sayesinde sezgisel optimizasyon teknikleri oldukça geniş bir alanda kullanılmaya başlanmıştır. Optimum tasarım probleminin matematik modelinin olması gerekmektedir. Örneğin bir yapının minimum ağırlığı hesaplanmak isteniyorsa o yapının ağırlığının hesaplanması için bazı formülasyonlar gerektirmektedir. Dolayısıyla optimum tasarımda en önemli adım matematik modelin tanımlanmasıdır. Daha sonra o model için tasarım değişkenleri ve tasarım uzayının belirlenmesi gerekmektedir. Çelik yapılarda genellikle tasarım değişkenleri; enkesitler, açıklıklar ve malzemeler olabilir. Ayrıca tasarım değişkenler sürekli ve süreksiz olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Eğer tasarım değişkenleri belli bir aralıktaki her değer atanabiliyorsa sürekli tasarım değişkeni olarak kabul edilir. Ancak mevcut bir listede hazır olan değerler kullanılıyorsa bu durumda ayrık tasarım değişkenleri ayrık olarak kabul edilir. Genellikle çelik yapı tasarımında hazır çelik profil listelerindeki enkesitler kullanıldığından çelik yapıların optimum tasarımı ayrık tasarım değişkenli bir optimizasyon problemi olmaktadır. Optimum tasarım süresince üretilmesi mümkün olan olası tasarımların hepsi tasarım uzayını oluşturmaktadır.

Optimizasyonda tanımlanması gereken diğer bir kavram tasarım sınırlayıcılarıdır. Tasarım sınırlayıcıları göz önüne alınan problemin özelliğine bağlı olarak değişebilir. Çelik yapıların optimum tasarımında; müsaade edilen dayanım sınır değerleri, en üst kat için müsaade edilen en büyük yanal deplasman değeri veya katlar arası ötelenme değeri tasarım sınırlayıcıları olarak hesaba katılabilir.

İnşaat mühendisliğinde optimum tasarım problemi; göz önüne alınan yapının ağırlığının tasarım uzayındaki en uygun tasarım değişkenlerini seçerek belli tasarım sınırlayıcıları altında minimize edilmesi olarak tanımlanabilir. Çelik yapıların optimum tasarımı ise; dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcıları altında hazır enkesit listesindeki en uygun enkesitleri kullanarak minimum ağırlıklı çelik yapının elde

edilmesidir. Yapıda enkesitlerin minimize edildiği enkesit optimizasyonu dışında, düğüm noktalarının yerdeğiştirmesine müsaade edilen şekil optimizasyonu ve elemanların çıkarılabildiği topoloji optimizasyonu da son yıllarda büyük ilgi görmektedir.

3.1.2. Optimizasyonda Temel Kavramlar

-Tasarım Değişkenleri

Amaç fonksiyonlarının hesaplanmasında birbirinden bağımsız değişkenlerin seçilebildiği bir uzayda bulunan değişkenlere tasarım değişkenleri denilmektedir. Yapıların optimum tasarımlarında kullanılan değişkenler sırasıyla, en kesit, düğüm noktası koordinatları ile eleman boyları veya eleman sayısı olarak belirlenmektedir. Tasarım değişkenleri, belirli bir aralıkta her değeri alabilen değişken tiplemesine sürekli tasarım değişkenli ve sınırları önceden belirlenmiş belli değerlerden oluşan değişken tiplemesine ayrık değişkenli tasarım değişkenleri adı verilmektedir. Örneğin, kesitlerin eni ve genişliği üzerinden hesaplamalar yapılarak elde edilen alanlardan hareketle amaç fonksiyonu hesaplandığında bu değişken tipi sürekli değişkenli tasarım değişkenleri olarak adlandırılır. Eğer haddelenmiş çelik profillerin hazır kesitleri kullanılacaksa bu tür kesitlerin her birisine rakam verilerek ayrıştırılan kesitlerden oluşan değişkenlere ayrık tasarım değişkenleri denilmektedir.

-Sınırlayıcılar

Optimum tasarımda sınırlayıcılar, optimizasyonu yapılacak olan tasarımın uyması gereken maksimum ve minimum değerlerdir. Bu değerler eşitsizlik veya eşitlik olarak ele alınmaktadır.

-Davranış Sınırlayıcıları

Çelik yapının uyması gereken, geometrik sınırlayıcılar, yerdeğiştirme, sehim, ötelenme oranları ve gerilme durumlarıdır.

-İmalat sınırlayıcıları

Yapının estetik, yapım ve imalatı ile ilgili sınırlamalardır. Bunlar pencere, kapı ve diğer boşlukların yanında eleman malzemesinde plak yüksekliği-genişliği veya bir çatının rüzgâr ve kar akması sınırlayıcıları altında eğiminin ayarlanmasıdır.

Bir optimizasyon fonksiyonunda kullanılan sınırlayıcılar;

Eşitsizlik sınırlayıcıları olarak; $\emptyset_j(\times) \leq \mathbf{0}$ j=1, 2…., m **(3.1)**

Eşitlik sınırlayıcıları olarak; $\emptyset_k(\times) = \mathbf{0}$ k=1, 2…., n **(3.2)**

Bu denklemde sırasıyla × tasarım değişkeni, n ve m eşitlik ve eşitsizlik sınırlayıcılarının sayısını göstermektedir.

-Tasarım uzayı

Amaç fonksiyonunun elde edilmesinde kullanılan değişkenlerin bulunduğu uzaya tasarım uzayı adı verilmektedir. Bu tasarım uzayında ayrık ve sürekli olmak üzere iki değişken tipinden birisi bulunabilir. Tasarım değişkenlerinin sayısına göre ayrı ayrı tasarım uzayları oluşturulması gerekmektedir. Tasarım değişkenlerinin sayısı tasarım uzayının boyutunu vermektedir. Bir tasarım uzayının boyutu ne kadar büyük olursa oluşturulacak çözüm takımları kombinasyon sayısı o kadar artmaktadır.

-Amaç Fonksiyonu

Tasarım uzayında bulunan sürekli veya ayrık tasarım değişkenleri kullanılarak en büyük veya en küçük fayda sağlayacak şekilde araştırılan fonksiyondur. Amaç fonksiyonları genellikle aranılan en iyi değer ile ceza değerlerinin toplanmasından oluşmaktadır. Amaç fonksiyonunun ıraksama veya yakınsamasını kontrol etmek için sınırlayıcıları sağlamayan elemanlar için ceza olarak bazı değerlerle toplanması veya çarpılması için katsayılar kullanılmaktadır. Mühendislikte kullanılan amaç fonksiyonları genellikle yapı ağırlığından yola çıkılarak elde edilen yapı maliyetidir.

3.1.3. İnşaat Mühendisliğinde Optimizasyon

İnşaat mühendisliğinde optimum tasarım adımları aşağıda verilmiştir.

i. Amaçların belirlenmesi
ii. İhtiyaçların belirlenmesi.
iii. Ön tasarımın rastgele oluşturulması ve analizinin gerçekleştirilmesi
iv. Optimum tasarımın elde edilmesi
v. Yapının sınırlayıcılarının kontrolü ve ceza fonksiyonları sonuçlarının incelenmesi.

Optimizasyonda başarının en temel kuralı amaç fonksiyonlarının fonksiyonelliğinin iyi belirlenmesidir. İhtiyaçlar, tasarımı yapılacak olan yapının talep edilecek amaçları sağlayacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Yapının geometrisi belirlenir. Optimimum tasarımın ikinci aşamasında kullanım ihtiyaçlarına göre yapıda kullanılacak malzeme türü ve özellikleri belirlenir. Taşıyıcı elemanların ön boyutlandırılması rastgele tasarım uzayından seçilir. Elemanların birleşim noktalarının tipleri belirlenir. Tasarlanan yapının yüklemeleri yapının kullanım amacına uygun olarak belirlenir. Yüklemeler yapıldıktan sonra tasarım analiz edilir. Elde edilen sonuçların yönetmeliklerde belirlenen veya tasarımcı tarafından konulan sınırlayıcıların sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Tasarımın sonuçlarının sınır değerleri aşması durumunda optimizasyona tabii tutulan değişkenler değiştirilerek yeniden analiz edilir. Tasarım değişkenleri değiştirilerek çok sayıda amaç fonksiyonu ve tasarım değişken takımı elde edilir. Elde edilen amaç fonksiyonları içerisinde en uygun değerler optimum değer ve bu sonuca götüren tasarım değişkenleri takımına optimum tasarım değişkenleri grubu adı verilmektedir. Bu tasarım gruplarının oluşturduğu yapıya optimum tasarım denir. İnşaat mühendisliğinde optimum yapının amaç fonksiyonu minimum ağırlık olarak kabul edilmektedir. Optimum tasarım ise en hafif yapı olarak ele alınmaktadır. Genellikle sınırlayıcılar; geometrik, gerilme oranı, sehim, burkulma, yerdeğiştirme ve katlar arası öteleme oranıdır.

3.2. Sezgisel Optimizasyon Yöntemleri

Optimizasyon yöntemleri klasik ve sezgisel olmak üzere ikiye ayrılır. Klasik optimizasyon yöntemleri aşama aşama hedeflenen amaç fonksiyonuna ulaşmak için matematiksel formülasyonlardan teşkil edilmiştir. Amaç fonksiyonuna giderken çözümden uzaklaştığında tamamen ıraksamakta ya da yakınsadığında tamamen yerelleşmektedir. Dolayısıyla global ve lokal aramada tek yönlü çalışmaktadır. Bu çalışmada klasik optimizasyon yöntemine alternatif olarak lokal ve global arama yapabilen sezgisel optimizasyon yöntemleri kullanılmıştır. Sezgisel optimizasyon doğal olayların doğal yaşam yöntemleri veya doğada yaşayan hayvanların yaşamlarını sürdürmekte kullandıkları zekanın formülize edilerek yaşamsal problemleri çözmeyi amaçlayan optimizasyon yöntemidir.

Doğadaki olayları taklit eden sezgisel optimizasyon yöntemleri 30 yılı aşkın süredir klasik optimizasyon yöntemlerine alternatif olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemlerin başlıcaları GA (Holland John, 1975), ACO (Colorni ve ark., 1992), PSO (Kennedy, 2011), CBO (Kaveh ve Mahdavi, 2014), CSS (Kaveh ve Talatahari, 2010) ve FA (Yang, 2009) yöntemleridir.

Sezgisel algoritmalar genellikle bir deneme yanılma yaklaşımı kullanarak mevcut tüm çözümler arasından en uygun çözümü arar. Her aşamada, önceki adım kullanılarak yeni çözümler elde edilir. Sezgisel algoritmalar arasındaki temel fark, yeni çözümün elde edilme şeklidir. Genellikle, yeni değişkenler doğal olaylar düzeninde üretilir. Sezgisel algoritmalar, bir ceza fonksiyonu kullanarak kısıtlanmış problemleri sınırsız problemlere dönüştürür. Bu nedenle, bunları karmaşık kısıtlamaları olan problemlerde kullanmak daha uygundur (Kaveh ve ark., 2019).

Son zamanlarda farklı özelliklere sahip birçok sezgisel algoritma geliştirilmiştir. Doğadan ilham alınarak geliştirilen teknikler üç sınıfa ayrılır. Bu tekniklerden ilki evrimsel algoritmalardır. Bu teknikler doğal evrimi taklit eden yöntemleri kullanır. Bunlardan Holland John (1975)'nun GA'sı ve Beyer ve Schwefel (2002)'in Evrimsel stratejileri (ES) Algoritması ve Kaveh ve Bakhshpoori (2016)'nin WEO algoritmaları örnek olarak verilebilir.

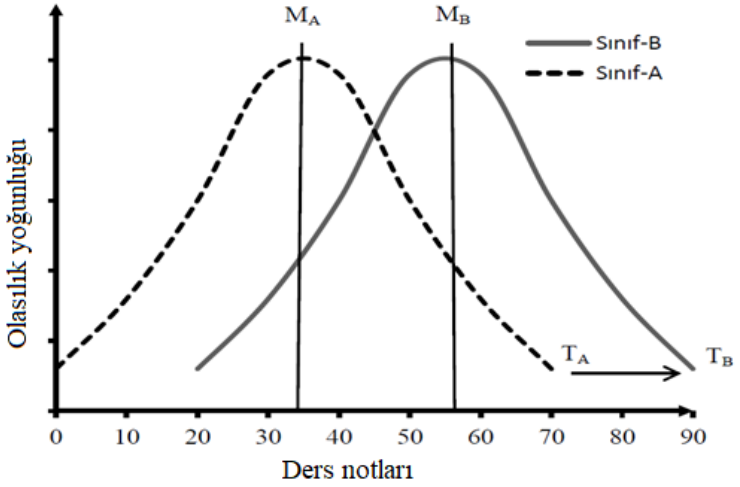
İkinci gruptaki yöntemler fizik yasalarından ilham almıştır. Örnek olarak malzeme biliminde kullanılan Kirkpatrick ve ark. (1983) tarafından önerilen tavlama sürecini taklit eden tavlama benzeşimi (SA) yöntemi, Glover (1989) tarafından önerilen insan beyinindeki hafıza özelliklerini taklit eden tabu arama (TS) yöntemi, Geem ve ark. (2001) tarafından önerilen müzikte en iyi armoniyi bulmak için müzisyenlerin yaptığı işlemleri taklit eden armoni arama (HS) yöntemi bu grupta sayılabilir.

Üçüncü teknik olarak sürü zekasını taklit eden algoritmalardır. Dorigo ve Blum (2005) tarafından sunulan karınca kolonisinin besin aramak için izledikleri yöntemi taklit eden karınca koloni optimizasyonu (ACO), Eberhart ve Kennedy (1995) tarafından hayvanların sürü davranışlarının taklit edildiği parçacık küme optimizasyonu (PSO), Karaboga (2005) tarafından önertilen arıların nektar toplama stratejilerini taklit eden yapay arı koloni algoritması (ABC) yöntemleri bu gruptadır.

3.2.1. Öğretme-Öğrenme Esaslı Optimizasyon (TLBO)

TLBO ilk kez Rao ve ark. (2011) tarafından sınırlayıcılı ve sınırlayıcısız matematiksel optimizasyon problemleri önerilmiştir. Bir sınıftaki öğretmenin ve öğrencilerin seviyelerini arttırmak için yaptığı çalışmalar ve aynı zamanda öğrencilerin birbirleri üzerindeki etkileşimlerinden esinlenerek geliştirilen bir optimizasyon yöntemidir. Yöntem öğretme ve öğrenme olmak üzere iki kısımdan meydana gelmektedir. Sınıftaki en iyi öğrenci öğretmen olarak atanır, daha sonra rastgele seçilen her öğrencinin bilgi seviyesinin öğretmenin bilgi seviyesine yaklaşması için seçilen öğrenci ile öğretmen arasında etkileşimin kurulduğu stratejiler uygulanır. İkinci aşamada ise öğrenciler arasında bilgi alışverişi sağlandığı bir etkileşim oluşturularak öğrencilerin birbirlerinin bilgi seviyelerinin yükseltmesi amaçlanır.

TLBO'da sınıftaki en başarılı öğrenci öğretmen olarak atanarak kendi bilgi ve tecrübesini diğer öğrencilere aktarır. Dolayısıyla öğrencilerin bilgi ve başarı durumu seçilen öğretmenin bilgi ve başarı durumuna bağlıdır. Her öğretmen, kendi bilgi ve tecrübesini öğrencilerine aktararak sınıfının başarı seviyesini olabildiğince arttırmayı amaçlamaktadır. Öğretmen ve öğrencilerin kaliteleri arasında sıkı bir ilişki bulunmaktadır. Rastgele seçilen ve oluşturulan A ve B gibi iki farklı sınıftaki öğretmenler sırasıyla T_A ve T_B olarak adlandırılsın ve sınıfların başlangıçtaki başarı durumlarının aynı seviyede olduğu kabul edilsin. Öğrencilerin başarı durumlarını gösteren not durumu şekil 3.1'de gösterilmektedir.



Şekil 3.1. İki farklı sınıfta öğrencilerin aldığı notların dağılımı.

Şekil 3.1'e göre; B sınıfındaki not ortalaması M_B, A sınıfındaki not ortalaması olan M_A'dan daha yüksektir. ($M_B > M_A$). Bu durumda, A sınıfının öğretmeni olan T_A kendi sınıfının not ortalamasını B sınıfı ortalamasına ulaştırmaya çalışmaktadır. Bu durum bir sınıfın başarısının öğretmenin başarısına ve öğrencilerin kapasitesine bağlı olduğunu göstermektedir. Başka bir ifadeyle daha yüksek not ortalaması olan öğrencilerin olduğu sınıfın öğretmeni doğal olarak daha başarılı olarak kabul edilmektedir. Ayrıca daha yüksek ders notu alan öğrencilerin birbirleriyle etkileşimlerinin de daha kuvvetli olduğu söylenebilir.

TLBO yöntemi ile yapıların optimum tasarımı arasında şu şekilde bir ilişki kurulabilir: Sınıf; TLBO'da farklı yapı tasarımlarını ihtiva eden popülasyonu, sınıftaki her bir öğrenci; popülasyondaki bir yapı tasarımını, öğrencilere öğretilen konu; yapıda ayrıldığı her bir eleman grubu, sınav; yapının analizi, başarı notu; her bir çelik yapı tasarımının ağırlığını, öğretmen; popülasyondaki en hafif çelik yapı tasarımını temsil etmektedir.

TLBO yöntemiyle optimum tasarım aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır:

Adım 1: TLBO'da başlangıç popülasyonunun oluşturulması:

Bu adımda, popülasyon büyüklüğü (*ps*) kadar öğrenciden oluşan bir sınıf rastgele olarak üretilir. Oluşturulan bu popülasyon matris formunda aşağıdaki gösterilebilir:

$$I_{ng} = I_{min} + \text{rand}(ng) \times (I_{max} - I_{min}) \quad \textbf{(3.3)}$$

$$ps = \begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & I_{ng-1}^1 & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & I_{ng-1}^2 & I_{ng}^2 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots \\ I_1^{ps-1} & I_1^{ps-1} & \dots & I_{ng-1}^{ps-1} & I_{ng}^{ps-1} \\ I_1^{ps} & I_2^{ps} & \dots & I_{ng-1}^{ps} & I_{ng}^{ps} \end{bmatrix} \begin{matrix} \rightarrow & W(I^1) \\ \rightarrow & W(I^2) \\ : & : \\ : & : \\ \rightarrow & W(I^{ps-1}) \\ \rightarrow & W(I^{ps}) \end{matrix} \quad \textbf{(3.4)}$$

Bu matriste her sıra bir öğrenciyi ifade etmektedir. $I^1, I^2, \dots I^{ps-1}, I^{ps}$ ve $W(I^1), W(I^1), \dots W(I^{ps-1}), W(I^{ps})$ sırasıyla öğrencileri (çelik yapı tasarımları) ve bu öğrencilere ait amaç fonksiyonunu (çelik yapı ağırlıklarını) göstermektedir. Hesaplanan amaç fonksiyonları küçükten büyüğe $W(I^1) < W(I^1) < W(I^{ps-1}) < W(I^{ps})$ şeklinde sıralanmıştır.

Adım 2: Öğretme aşaması:

Bu aşamada minimum amaç fonksiyonu değerine sahip olan I^1 öğrencisi (çelik yapı tasarımı) öğretmen olarak atanır ($I^{\text{Öğr.}} = I^1$). Öğretmenin amacı, sınıfın ortalamasını ($I^{ort.}$) olabildiğince yükseltmektir. Bu amaçla popülasyondaki rastgele seçilen *i*'nci öğrenci ($i \neq 1$) aşağıdaki verilen denklemle etkileşime girerek öğrencinin seviyesini yükseltmeye çalışır:

$$I^{yeni,i} = I^i + r(I^1 - T_F I^{ort}) \quad \textbf{(3.5)}$$

bu bağıntıda *r*, [0,1] aralığında rastgele üretilen bir reel sayı; T_F, 0 veya 1 olarak alınacak olan öğretme faktörüdür. Popülasyondaki öğrenci ortalamalarını ifade eden I^{ort} ise şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$I^{ort} = \begin{bmatrix} m\left(sınıf\left(\sum_{i=1}^{ps} I_1^i\right)\right), m\left(sınıf\left(\sum_{i=1}^{ps} I_2^i\right)\right), \dots, \\ \dots, m\left(sınıf\left(\sum_{i=1}^{ps} I_{ng}^i\right)\right) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

burada $i'nci$ tasarım değişkeninin ortalama değeridir. Eğer yeni tasarım ($I^{yeni,i}$), mevcut öğrenci (I^i) daha iyi ise ($W\left(I^{yeni,i}\right) < W(I^i)$), yeni öğrenci mevcut öğrencinin yerini alır, ($I^i = I^{yeni,i}$). Aksi halde mevcut öğrenci aynen kalır.

Adım 3: Öğrenme aşaması:

Adım 2'de öğretmenin sınıfın ortalamasını daha iyi bir seviyeye getirme çabası yanında bu adımda ise öğrenciler ise kendi aralarındaki etkileşime girerek biribirlerinin

başarılarını arttırmaya çalışırlar. Bu amaçla rastgele seçilen bir öğrenci kendini geliştirmek amacıyla popülasyonda rastgele seçilen başka bir öğrenci ile etkileşime girer. Öğrenme aşamasında i ve j (i≠j) gibi farklı öğrenci arasında bilgi paylaşımı şu şekilde yapılmaktadır:

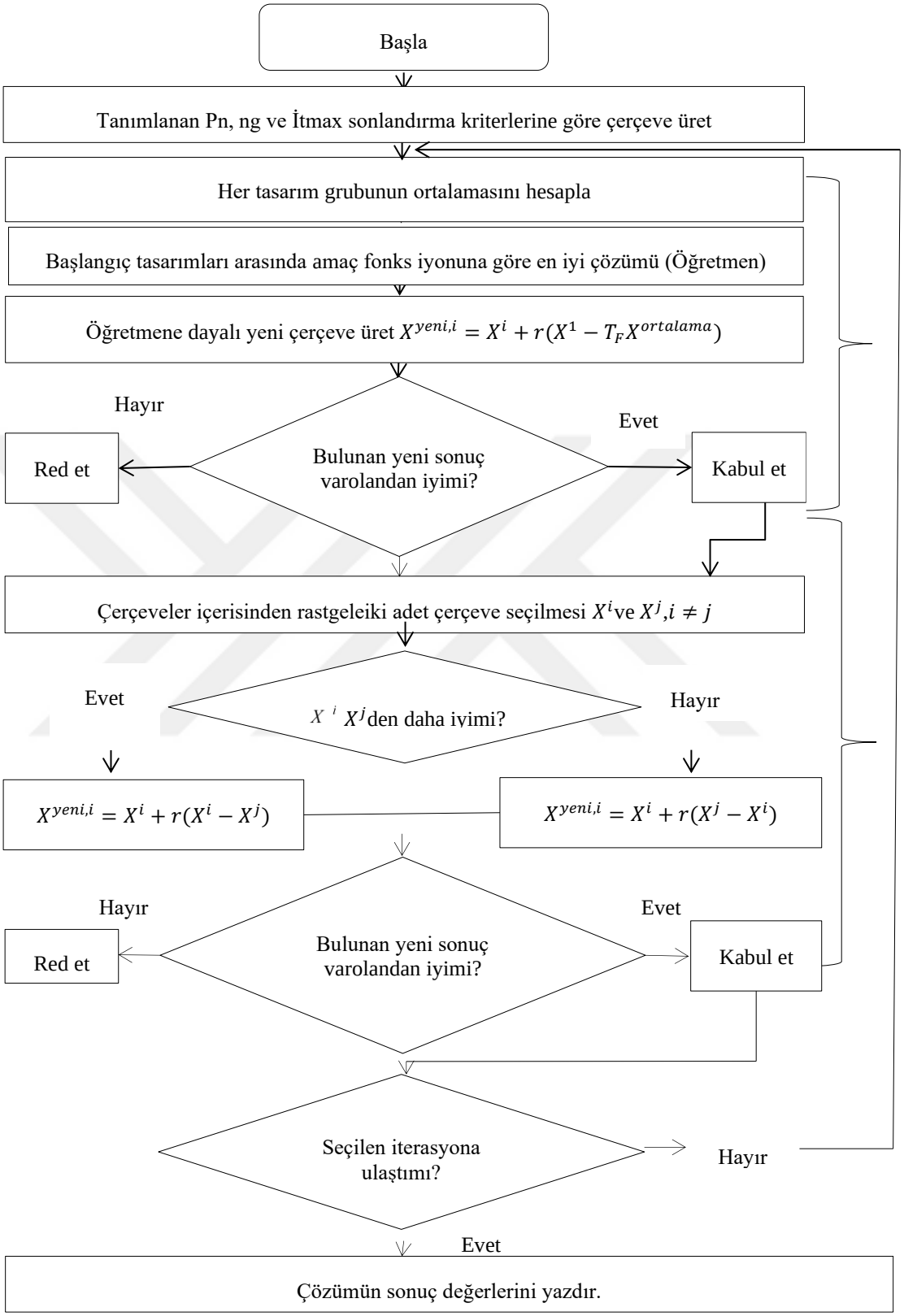
$$I^{yeni,i} = I^i + r\left(I^i - I^j\right) \qquad eğer \quad W\left(I^i\right) < W\left(I^j\right) \tag{3.7}$$

$$I^{yeni,i} = I^i + r\left(I^j - I^i\right) \qquad eğer \quad W\left(I^j\right) < W\left(I^i\right) \tag{3.8}$$

I^j rastgele olarak seçilen ve I^i'den farklı olan öğrencidir. Eğer yeni öğrenci ($I^{yeni,i}$) mevcut öğrenciden (I^i) daha başarılı ise (($W\left(I^{yeni,i}\right) < W\left(I^i\right)$), yeni öğrenci mevcut öğrencinin yerini alır, $I^i = I^{yeni,i}$. Aksi halde mevcut öğrenci aynen kalır.

Adım 4: Optimizasyon işleminin bitirilmesi:

2. ve 3. adımların önceden belirlenmiş maksimum iterasyon sayısı kadar tekrarlanması durumunda optimum tasarım işlemi bitirilir. Bu durumda popülasyonda sınırlayıcıları sağlayan en başarılı öğrenci aranan optimum öğrencidir (optimum çelik yapı tasarımıdır)



Şekil 3.2. Standart TLBO algoritmasının akış diyagramı

3.2.2. Jaya Algoritması (JA)

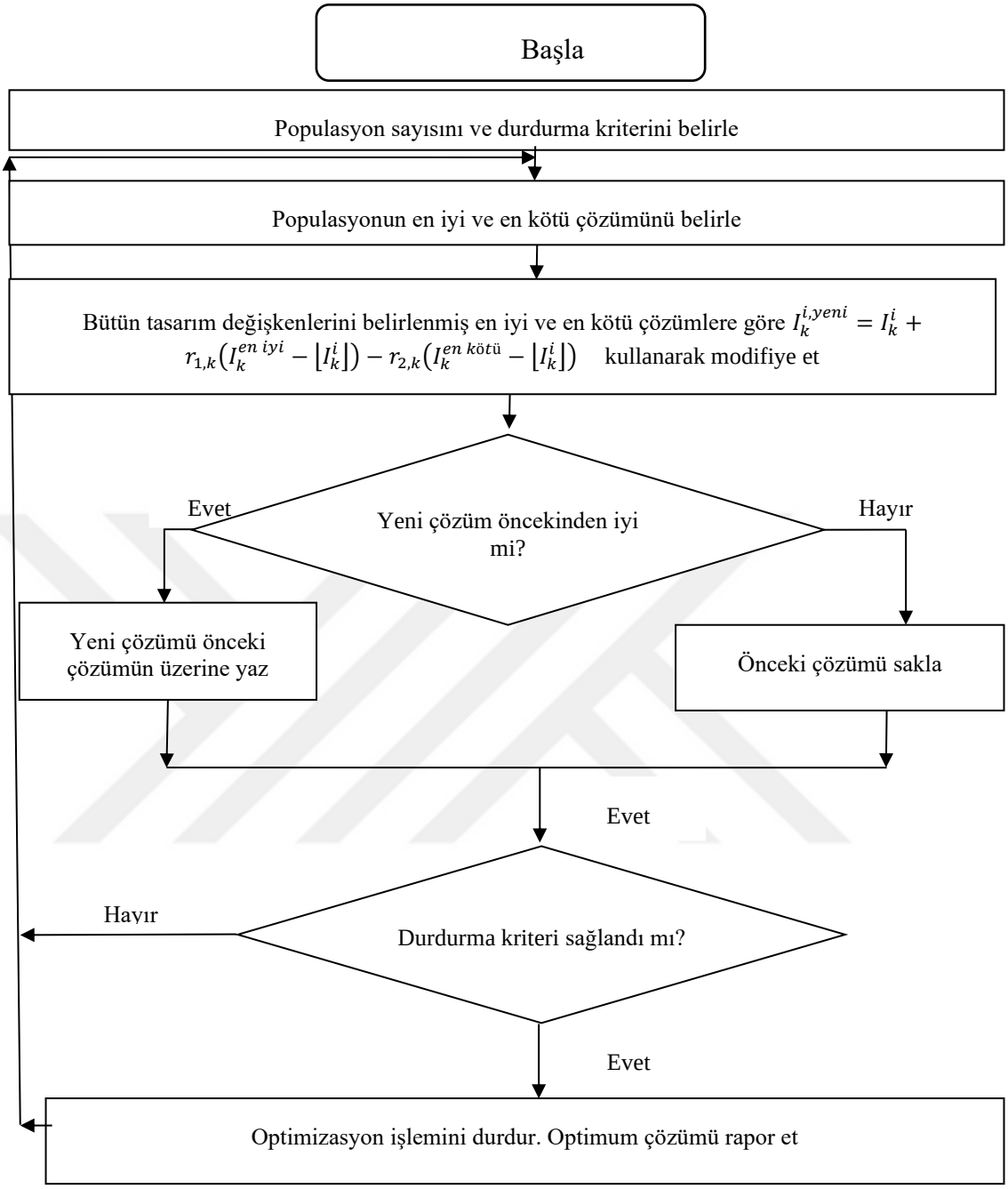
Bu yöntem sınırlayıcılı ve sınırlayıcısız optimizasyon problemlerinde kullanmak için Rao (2016) tarafından önerilmiştir. Jaya kelime olarak Sanskritçede 'zafer' anlamına gelmektedir. Bu yaklaşım arama işlemi boyunca en iyi çözüme yaklaşarak en kötü çözümden uzaklaşmak prensibine dayanmaktadır. JA'nın en önemli özelliği ise kendine ait parametreler kullanmamasıdır. Sadece popülasyon sayısı (*ps*) ve maksimum döngü sayısı (it_{max}) gibi genel kontrol parametreleri kullanmaktadır.

$$I_k^{i,yeni} = I_k^i + r_{1,k}\left(I_k^{en\ iyi} - \left|I_k^i\right|\right) - r_{2,k}\left(I_k^{en\ kötü} - \left|I_k^i\right|\right) \quad \textbf{(3.9)}$$

JA tasarım değişkenlerini modifiye edecek tek bir denklem kullanmaktadır. *i'nci* tasarımdaki *k'ncı* tasarım değişkeni aşağıdaki gibi modifiye edilir:

$I_k^{i,yeni}$ yeni tasarım değişkenini, $r_{1,k}$ ve $r_{2,k}$ [0,1] *k'ncı* tasarım değişkeni için rastgele üretilen reel sayılar, $I_k^{en\ iyi}$ ve $I_k^{en\ kötü}$ popülasyondaki en iyi ve en kötü *k*'ncı tasarım değişkenini ifade eder. Bu denklemde, $r_{1,k}\left(I_k^{en\ iyi} - \left|I_k^i\right|\right)$ terimi en iyi tasarıma yaklaşma eğilimini gösterirken, $r_{2,k}\left(I_k^{en\ kötü} - \left|I_k^i\right|\right)$ terimi ise en kötü tasarımdan uzaklaşma eğilimini göstermektedir. $r_{1,k}$ ve $r_{2,k}$ reel sayıları tasarım uzayında daha etkili aramayı sağlamaktadır (Rao, 2016).

Tüm tasarım değişkenleri değiştirildikten sonra yeni tasarım önceki tasarım ile karşılaştırılır. Eğer yeni tasarım önceki tasarımdan daha iyi ise yeni tasarım önceki tasarımın yerini alır. Aksi halde önceki tasarım aynen kalır. Bu şekilde JA'da bir iterasyon tamamlanır. Aynı işlemler maksimum iterasyon sayısına kadar tekrarlanır. Maksimum iterasyon sayısı aşıldığında arama işlemi sonlandırılır. Son olarak elde edilen en iyi tasarım optimum tasarım olarak atanır.



Şekil 3.3. Standart JA algoritmasının akış diyagramı

3.3. Doğrusal Olmayan Davranış

Çelik yapı sistemlerinde kullanılan elemanların narin olması nedeniyle analizlerinin malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre yapılması daha gerçekçi ve doğru sonuçlar verebilir. Malzeme davranışı elastik ötesi davranış gösterdiği için malzemenin elastik ötesi kapasitesi dikkate alınarak hesaplamaların

yapılması gerekmektedir. Yapıdaki düğüm noktalarında birleşen elemanların ucunda meydana gelen iç kuvvetlere uç kuvvetleri ve meydana gelen yerdeğiştirmelere uç yerdeğiştirmeleri denir. Kiriş ve kolonlardan meydana gelen çerçeve sistemlerin çözümünde eleman uç yerdeğiştirme ve kuvvetlerin şu şartları sağlaması gerekmektedir: (i) elemanların dengesinden elde edilen denklemler ile düğüm noktalarının denge denklemleri, (ii) düğüm noktasında birleştirilen elemanların uç yerdeğiştirmeleri ile mesnet noktalarındaki geometrik uygunluk şartlarından elde edilen gometrik uygunluk koşulları, (iii) yapı malzemesinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarından elde edilen bünye denklemleridir (Çakıroğlu ve ark., 1970).

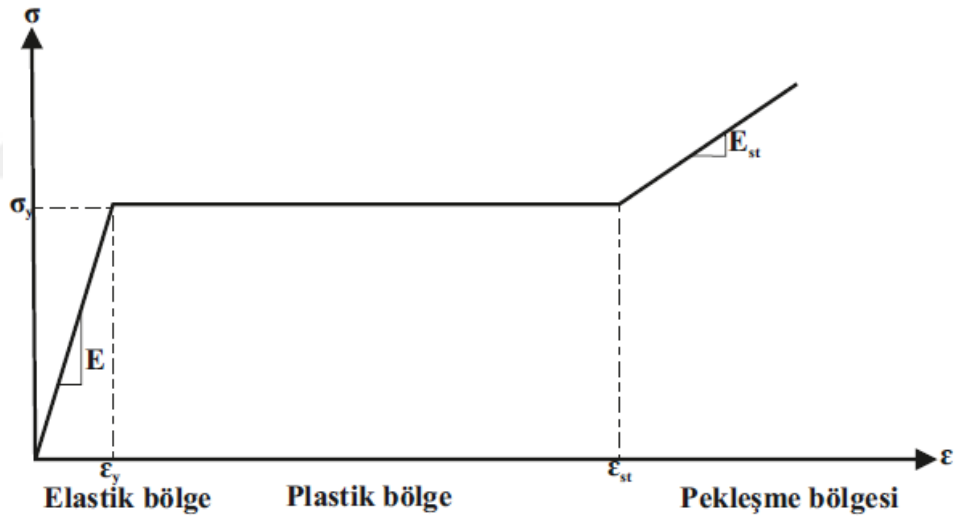
Bu şartlar problemin özelliğine göre uygun varsayımlar yapılarak, yapı analizlerinde gerekli denklem takımının elde edilmesinde kullanılmaktadır. Malzemenin davranışının doğrusal elastik kabul edildiği yapı sistemlerinde, denge denklemlerinin şekildeğiştirmemiş yapı üzerinde yazılması yeterlidir. Yapıların doğrusal olmayan davranışlarını ifade etmek için doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Doğrusal olmayan davranışı ifade etmek için iki yöntem sunulmuştur. Birincisi, yapı sistemlerinde doğrusal olmayan sistem davranışına neden olan etkenlerin belirlenmesi ve bu etkenler göz önünde bulundurularak yapı davranışını gerçeğe yakın bir şekilde temsil edecek hesap modelinin oluşturulmasıdır. İkinci yöntem ise hesap modelin analizi sonucunda doğrusal olmayan denklem takımının etkin olarak çözülmesidir.

Yapı mühendisliği problemlerinde doğrusal olmayan davranışın nedenleri iki ana başlık altında incelenmektedir. Malzemenin doğrusal davranış göstermemesi ve geometri değişimlerinin denge denklemleri ile geometrik uygunluk koşullarına etkisinden kaynaklanmaktadır. Malzemenin doğrusal olmayan davranışı ve geometrik değişimin doğrusal olmaması yapı sisteminin doğrusal olmayan davranış sergilemesine neden olmaktadır.

3.3.1. Yapı Sistemlerinin Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı

Malzemenin doğrusal olmayan davranışı malzemenin özelliğine bağlı olarak gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi üzerinden karmaşık doğrusal olmayan bir değişim sergilenmesine bağlanmaktadır. Analiz sonucu elde edilen malzeme davranışının daha iyi yorumlanması ve değerlendirilmesi için ileri matematiksel yöntemler kullanılmaktadır.

Her ne kadar kullanılan bu matematiksel yöntemler gerçeğe yakın sonuçlar vermese de yine de malzemenin davranışını ifade eden basit malzeme davranış modellerinin kullanması önemlidir. Analiz çalışmalarında kabul edilen basit hesaplama modellerinin kullanılması çeşitli yakınsaklıkta sonuçların elde edilmesinde kolaylık sağlamaktadır. Bu hesaplama modellerinin başlıcaları; doğrusal davranış sergileyen elastik malzeme modeli, rijit pekleşen plastik malzeme modeli, rijit ideal plastik malzeme modeli, doğrusal davranış sergileyen ideal elastik-plastik malzeme modeli ve doğrusal davranış gösteren elastik-pekleşen plastik malzeme modellerinden bir kaçıdır (Celep, 2014). Şekil 3.4'te çelik malzemesinin gerilme-uzama grafiği verilmiştir. Bu grafiğe göre, malzeme gerilme ile beraber ilk önce elastik davranmaktadır. İkinci aşamada ise malzeme elastik ötesi davranış göstererek plastik bölgede kalmaktadır. Malzeme üzerine yük etkimesi sonucu oluşan gerilmenin büyümesi nedeniyle malzeme pekleşerek uzamaya devam etmektedir.

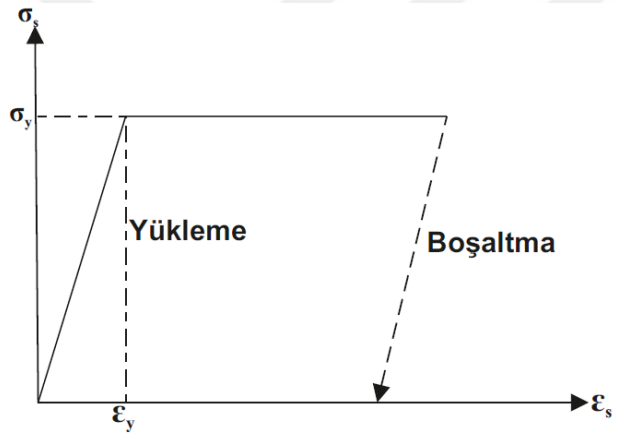


Şekil 3.4. Çelik malzemesinin ideal gerilme-uzama eğrisi (Beedle, 1958).

Başlangıçta artırılan yüklemeler ile beraber malzeme doğrusal davranış göstererek akma gerilmesine ulaşmaktadır. Yükleme devam ettikçe malzemede bir gerilme artışı gözlenmezken yerdeğiştirmelerde artış meydana gelmektedir. Yük boşalması doğrusal olarak devam ederken plastik şekil değiştirme kalıcı duruma gelmiştir. Çok eksenli gerilme durumlarında ise gerilmeler, gerilme ekseninde tanımlanan akma yüzeyine ulaşıncaya kadar doğrusal şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Yük arttırılmaya

devam ederken gerilme, akma değerine ulaşacak fakat akma yüzü eğrisinin dışına çıkamayacaktır. Akma yüzeyine ulaştıktan sonra yük artımı devam ederse plastik şekil değiştirmeler oluşurken gerilme noktası akma yüzeyi üzerinde kalarak hareket eder. Yüklemenin küçük bir değişimle oluştuğu kabul edilirse, gerilmelerin daima akma yüzeyi üzerinde (teğeti) kalacağı söylenebilir. Yük boşalması durumunda ise gerilme merkezi akma yüzeyinin içerisine doğru geri gelmektedir. Bu durumda yapı elemanında sadece plastik şekil değiştirmelerin oluştuğu kabul edilmektedir (Celep, 2014).

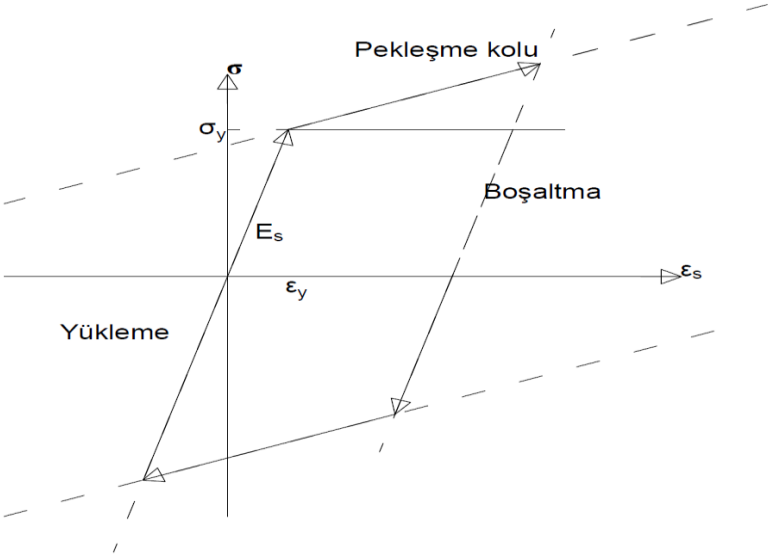
Bir eksenli gerilme durumunda malzemenin yükleme-boşalma durumunda ideal elasto-plastik (doğrusal elastik-tam plastik) davranışı şekil.3.5. te gösterilmiştir.



Şekil 3.5. İdeal elasto-plastik malzemenin yükleme ve yük boşalma işleminden sonra gerilme şekil değiştirme durumu

Şekil 3.5'te ideal elasto-plastik malzeme elastik bölgede doğrusal davranış sergileyerek plastik bölgeye geçtiğinde akmaya başlayacaktır. Malzeme akarak plastik bölgede uzamaya devam ettikten sonra kesit incelmesine geçerek pekleşme bölgesine geçecektir. Bu durumda plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Elastik bölgede kalan malzemelerin yük boşaltma işleminden sonra gerilme ile doğru orantılı olarak kısalmaya başlayacak ve hemen hemen ilk boyuna gelecektir. Ancak plastik bölgeye geçen malzemelerin tekrar aynı eğri üzerinden geri gelmesi mümkün değildir. Enkesitler ilk halini alsa dahi boyda uzama ve rijitlikte kayıplar meydana gelmektedir. Pekleşme bölgesinde bulunan bir malzemenin yük boşalması sırasında kesit ve boyda ilk değerlere göre büyük farklar oluşmaktadır. Çok eksenli gerilme durumlarında gerilme ekseninde

tanımlanan akma yüzeyine erişinceye kadar doğrusal (elastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Ancak akma yüzeyine eriştikten sonra artan gerilmeler altında belirlenen ilk akma yüzeyinin dışına çıkılmaktadır. Bu durumda gerilme ile akma yüzeyi beraber hereket ederek ileriye doğru ötelemektedir. Bu model kinematik pekleşme modeli olarak adlandırılmaktadır. Kinematik pekleşme modelinde akma yüzeyinin ötelenmesi nedeniyle her gerilme seviyesinde yük boşalmasının doğrusal kalması sağlanmaktadır. Şekil 3.6'da gösterilen akma yüzeyinin ötelenmesi ile her gerilme seviyesinde boşalmanın elastik olması sağlanmaktadır (Celep, 2014).



Şekil 3.6. Doğrusal elastik-pekleşen plastik malzemelerde tek eksenli gerilme durumunda yükleme ve yük boşalma durumu.

3.3.2. Yapı Sistemlerinin Geometri Bakımından Doğrusal Olmayan Davranışı

Yapıya yanal olarak etki eden dış yükler yapı sisteminin geometrik olarak yatay hareket etmesine, yani yatay yerdeğiştirmeye sebep olmaktadır. Bu yerdeğiştirme ise yapıda ikinci mertebe etkileri meydana getirmektedir.

Geometri değişimlerinin çok küçük olmadığı yapı sistemlerinde denge denklemleri yapının şekil değiştirmiş durumu üzerinde yazılmalıdır. Yanal dış yüklerden dolayı yapılarda oluşan bu yerdeğiştirme durumlarını ifade eden yerdeğiştirme

değerlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazıldığı bu duruma ikinci mertebe teorisi denilmektedir. Yerdeğiştirmeleri büyük olan şekil değiştirmiş sisteme doğrusal olmayan sistem adı verilmektedir. Bu yapıların sistem hesabı için iki yöntem kullanılmaktadır. İlk yöntem, ikinci mertebe teorisini kullanan sonlu yerdeğiştirme yöntemidir. Geometri değişimlerinin büyük olduğu sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmasıdır. Geometri değişimlerinin denge denklemleri üzerinde etkisinin göz ardı edilmediği bu teoriye "İkinci mertebe teorisi" denilmektedir. İkinci yöntem yerdeğiştirmelerin geometrik süreklilik denklemlerine etkisi ikinci mertebe teorisinde göz önüne alınmamaktadır. Sonlu yerdeğiştirme teorisinde, geometri değişimleri çok büyük değerler aldığından geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisiyle beraber, geometrik süreklilik denklemlerine etkisi dikkate alınmalıdır. Bu durumun dikkate alındığı teoriye "Sonlu yerdeğiştirme teorisi" adı verilmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980)

Çelik yapılarda ikinci mertebe davranışlar, yapının stabilitesini ve rijitliğini büyük ölçüde etkilemektedir. Denge denklemleri yazılırken geometrik değişimlerin göz önünde bulundurulduğunda ikinci mertebe etkileri göz önüne alınarak analiz yapılması gerekir (Chen, 2018). Bu tür problemlerin çözümlerinde doğrusal ve doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemleri kullanılarak da ikinci mertebe analizleri (Artımsal yöntemler) gerçekleştirilebilir. (Iu ve ark., 2008).

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan hesabının her adımında problemin çözümü için doğrusallaştırılması esasına dayanan analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemler; doğrusal, doğrusal olmayan artımsal ve doğrudan döngü yöntemleri olmak üzere üçe ayrılır.

Herhangi bir döngü işlemi olmadan uygulanabilen doğrusal artımsal yöntemlerin uygulanabilirliği oldukça kolaydır. Bu yöntemde, yapının doğrusal olmayan davranışı doğrusal parçalar kullanılarak birleştirilir. Yapı sistemlerini etkileyen yüklerin tümü küçük yük parçalarına ayrılır, ardından artımsal (iteratif) olarak artan yükler nedeniyle meydana gelen yer değiştirmeler doğrusal bir yaklaşımla elde edilir. Doğrusal artımsal yöntemler; tek adımda çözülen pratik artımsal yöntemler ve öngörme-düzeltme artımsal yöntemleri olmak üzere ikiye ayrılır. Runge-Kutta yaklaşımı adı verilen bir yöntem bu doğrusal artımlı yöntemlerin elde edilmesinde kullanılır (McGuire ve ark., 2000).

Doğrusal olmayan itme yönteminde yük adımı boyunca meydana gelen yerdeğiştirmeler, iç kuvvet fonksiyonları ve yük adımlarının her kademesinde bulunan rijitlik matrisleri kullanılır. Her bir yük adımında rijitlik matrisleri yeniden oluşturularak bir sonraki adımda kullanılır. Artan yüklemeler sonucu elde edilen yerdeğiştirmeler arasındaki fark ihmal edilecek duruma ulaşıncaya kadar döngü işlemleri devam ettirilir. Sonraki yük artırımı için tekrar başa dönülür. Newton-Raphson yöntemi doğrusal olmayan analiz problemlerinde sıklıkla kullanılmaktadır. Bu yöntemin ilk döngü aşaması doğrusal artımsal yöntemlerle aynı işleve sahiptir. İkinci ve sonraki adımları eleman kuvvetleri hesaplanarak global koordinatlara aktarıldıktan sonra uygulanan dış yük ve iç kuvvet arasındaki dengelenmemiş yük vektörleri belirlenir. İstenen yakınsama kriteri sağlanıncaya kadar döngü işlemleri devam ettirilir (Crisfield, 1991).

3.3.3. Doğrusal Olmayan Sistemlerin Çözümünde Kullanılan Hesap Yöntemleri

Taşıyıcı sistemlerin en kesitlerindeki gerilmelerin akma gerilmesine ulaştıktan sonra yüklemeye devam edilmesi durumunda plastik davranış meydana gelecektir. Yapı enkesitinin akmasına neden olan bu yüke taşıma yükü denir. Bu yükleme durumu ve eleman kesitlerinde meydana gelen plastik davranışa dayalı geliştirilen bu yönteme taşıma gücü yöntemi adı verilmektedir (Arda ve Uzgider, 1986).

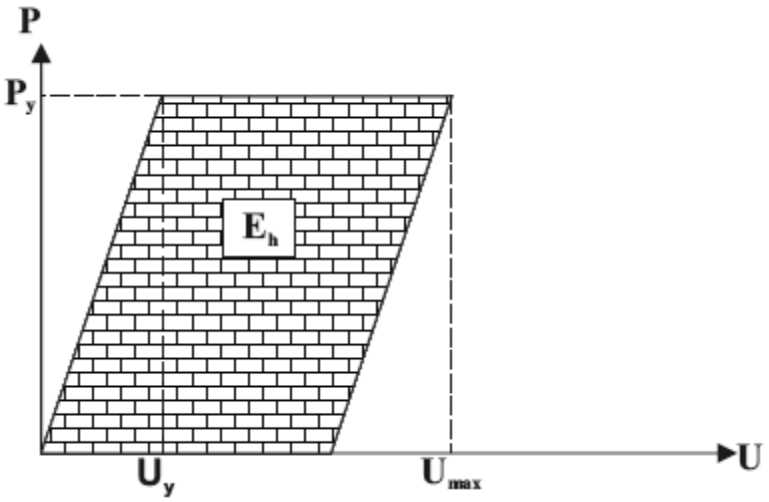
Plastik taşıma gücü yönteminin dayandığı genel kabuller şöyle sıralanabilir: (i) Yükler ve bu yükleri taşıyan sistemler aynı düzlem içerisinde yer almaktadır. (ii) Taşıyıcı sistemin tüm elemanları aynı düzlem içinde yer almaktadır. (iii) Kullanılan yapı malzemesi sünektir. Sünek olan bu malzeme kopmadan ve kırılmadan büyük şekil değiştirme yapma kabiliyetine sahiptir. Yerdeğiştirmeler küçük olduğu için denge denklemleri taşıyıcı sistemin yer değiştirmemiş geometrisi üzerinde yazılmaktadır. Sistemin mekanizma durumunu belirlemek için yazılacak virtüel iş ifadesi küçük yerdeğiştirme varsayımına dayanılarak yazılmaktadır. Ayrıca yapı plastik taşıma yüküne ulaşmadan hiçbir ani stabilite kaybına (genel burkulma, yerel burkulma ve yanal burulmalı burkulma vb.) izin verilmemelidir. Yapının düğüm noktaları plastik dayanım kuvvetlerini veya plastik moment kapasitesini güvenle aktaracak şekilde tasarlanmalıdır. Sisteme etki ettirilen yüklerin arasındaki oran her bir adımda sabit kalmalıdır (Bruneau ve ark., 1998)

Plastik taşıma gücü hesabında enkesitin nihai taşıma gücüne enkesit tamamen plastikleştiğinde erişilmektedir. Bir enkesitte plastikleşme meydana geldiğinde, taşıyıcı sistem tümüyle göçmez. Genel kural, plastikleşen enkesitin basit ya da bileşik olarak kesit zorlarına dayanımı gerilme dağılımı olabildiği sürece mümkündür. Plastik açıdan gerilme durumlarının kabul edilebilir olma durumları, seçilen akma kriterine uymasıyla mümkündür. Düzlem gerilme durumunda akma kriteri olarak Von Mises akma kriteri kullanılabilir (Celep, 2014).

3.3.3.1. Plastik Tasarımla İlgili Genel Kavramlar

Yük altında taşıma gücünü kaybetmeden büyük deformasyon yapabilen malzemeler sünek malzeme olarak tanımlanır. Çeliğin en önemli özelliği, sünek olması ve tekrarlı doğrusal olmayan yüklemeler altında enerji yutma kapasitesidir. Bu durum, çelik yapılarda plastik analiz ve tasarımın kullanılmasına imkân verir. Çelik elemanının gerilme ve birim uzama değerleri elastik bölgede birbiriyle orantılı iken, plastik bölgede böyle bir orantılılık bulunmaz ve kalıcı deformasyonlar oluşur. Plastik tasarımda, çelik elemanının gerilme birim-uzama ilişkisinden, akmadan başlayarak pekleşme bölgesinin başlangıcına kadar yararlanılır. Pekleşme bölgesi teorik olarak ek dayanım gösterir. Ancak bu bölgede oluşan kalıcı şekildeğiştirmeler çelik yapının kullanımına etki edecek kadar büyük oldukları için birim uzamaların pekleşme bölgesine geçmelerine müsaade edilmez.

Bir çelik elemanın plastik olarak birim uzaması veya kısalması için ihtiyaç duyulan enerjiye histerezis enerji denir. Şekil 3.7'de gösterildiği gibi histerezis enerji, plastik yük ile plastik şekildeğiştirme değerlerinin oluşturdukları eğrinin altında kalan alanın hesaplanması ile elde edilmektedir. Plastik tasarımın daha karmaşık sürekli kirişlerde, rijit çelik çerçevelerde ve hiper statiklik derecesi büyük sistemlerde elastik tasarımdan daha avantajlı olduğu bilinmektedir. Yapı çeliğinin, gerilme-birim şekildeğiştirme eğrisine bakıldığında plastik bölgedeki deformasyon kapasitesinin oldukça fazla olduğu görülmektedir.



Şekil 3.7. Çelik malzemesinin histeriz enerji grafiği

Doktora tezinin sonraki konularında tanımlanacak kavramların daha iyi anlaşılabilmesi için plastik mukavemet momenti, kesit şekil faktörü ve moment-eğrilik ilişkisi gibi kavramların bu kısımda açıklanacaktır. Bu kavramların belirlenmesinde elastik davranışı ifade eden eğilme denklemlerinin iyi bilinmesi gerekir.

$$E_H = P_y(\mathrm{U_{max}} - \mathrm{U_y}) \tag{3.10}$$

burada $\mathrm{E_H}$: histerezis enerji alanı, $\mathrm{P_y}$: akma yükü, $\mathrm{U_{max}}$: maksimum yerdeğiştirme, $\mathrm{U_y}$: akma yerdeğiştirmesini göstermektedir. Eğrilik yarıçapı (∅), moment (M) ve akma momenti (My) ise şu şekilde ifade edilebilir:

$$\emptyset = \frac{1}{\rho} = \frac{1}{y} = \frac{1}{E_y} \tag{3.11}$$

$$M = EI\emptyset \tag{3.12}$$

$$M_y = \sigma_s\, W \tag{3.13}$$

burada $\boldsymbol{\varepsilon}$: enkesitteki birim uzama, y: tarafsız eksene olan mesafe, $\boldsymbol{\sigma_s}$: gerilme, $\boldsymbol{E}$: elastisite modülü, $\boldsymbol{I}$: atalet momenti, M: moment, $\mathrm{M_y}$: mukavemet momentini göstermektedir.

Enkesite ait eğriliğin belirlenmesi ile gerilme dağılımı elde edilmektedir. Kısmen plastikleşmenin meydana geldiği enkesitlerde, elastik enkesit eğriliği en dış liflerin

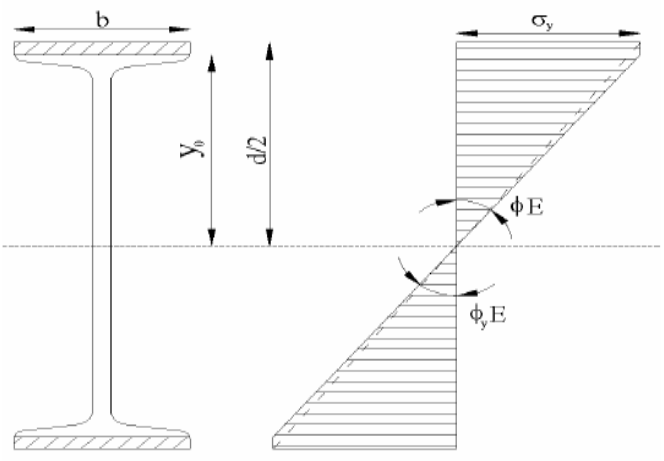
deformasyonu tarafından kontrol edilmektedir. Akmış liflerin deformasyon dayanımına ek katkısı yoktur.

$$\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E} \tag{3.14}$$

$$\tan\emptyset = \emptyset = \frac{\varepsilon}{y_o} \tag{3.15}$$

$$\tan\emptyset = \emptyset = \frac{\sigma_y}{Ey_o} \tag{3.16}$$

burada y_o: tarafsız eksenden elastik life olan en uzak mesafedir. Geniş başlıklı çelik enkesitlerin moment-eğrilik ilişkisi, plastikleşmenin başlık bölgesiyle sınırlı olup olmadığına göre belirlenmektedir. Eğer plastikleşme sadece başlıkla sınırlandırılmışsa, moment-eğrilik ilişkisi, şekil 3.8'deki gibi hesaplanır (Beedle, 1958).



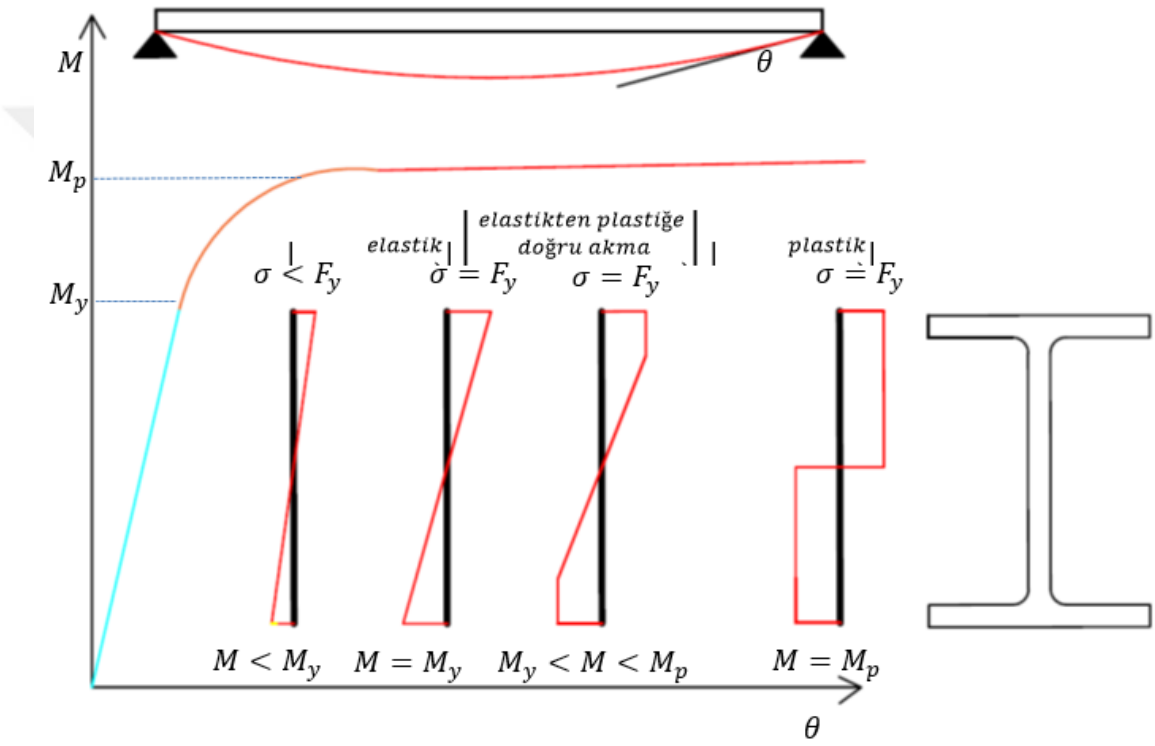
Şekil 3.8. Geniş başlıklı W kesitinde plastik gerilme dağılımı başlık bölgesinde kısmi plastikleşme (Beedle, 1958)

$$\frac{M}{M_y} = \frac{\emptyset}{\emptyset_y}\left(1 - \frac{bd^2}{6W}\right) + \frac{bd}{4W}\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\emptyset_y}{\emptyset}\right)^2\right]\left(1 < \frac{\emptyset}{\emptyset_y} < \frac{d/2}{\left(\frac{d}{2} - t\right)}\right) \tag{3.17}$$

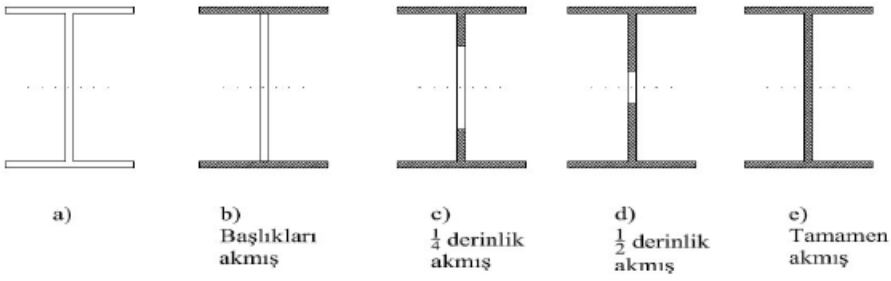
Başlık bölgesinde ve gövdenin bir kısmında plastikleşmenin oluştuğu durumlarda ise moment–eğrilik ilişkisi aşağıda verildiği gibi hesaplanır (Beedle, 1958):

$$\frac{M}{M_y} = f - \frac{Wd^2}{12W}\left(\frac{\emptyset}{\emptyset_y}\right)^2 \left(\frac{d/2}{\left(\frac{d}{2}-c\right)} < \frac{\emptyset}{\emptyset_y} < \infty\right) \quad (3.18)$$

burada f: şekil faktörü, c: enkesit başlık bölgesinden gövde dolgu bölümüne olan mesafeyi ifade etmektedir.(3.17) ve (3.18) denklemleri kullanılarak elde edilen plastikleşme adımlarına ait moment-eğrilik ilişkileri Şekil.3.9'daki gibidir. Geniş başlıklı kirişte akma dağılımının değişimi ise Şekil. 3.10'da gösterilmiştir.



Şekil 3.9. Geniş başlıklı kiriş enkesitinde plastikleşme adımları



Şekil 3.10. Geniş başlıklı kiriş için akma dağılımının değişimi (Beedle, 1958)

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{\sigma_y Z}{\sigma_y W} = \frac{Z}{W} \quad \textbf{(3.19)}$$

Plastik analizde şekil faktörü (f), elastik sınırdan sonra kalan dayanımı ifade eder ve plastik momentin (M_p) akma momentine (M_y) oranı olarak belirlenir. Geniş başlıklı enkesitlerde (I profilleri) şekil faktörü yaklaşık olarak 1.14 alınabilir (Beedle, 1958).

Eksenlere göre değişen plastik mukavemet momenti (Z), enkesitte düzgün gerilme dağılımı olması durumunda tarafsız eksenin üstünde kalan enkesitlerin statik momentleriyle ($S_{xüst}$), altında kalan enkesitlerin statik momentlerinin (S_{xalt}) toplamına eşittir. Tarafsız eksen plastik hesapta altta ve üstte kalan alanların eşitliğinden elde edilirken, elastik hesapta statik moment dengesinden elde edilmektedir. Eğer kesit çift simetri eksenli bir kesit ise plastik hesaptaki tarafsız eksenle elastik hesaptaki tarafsız eksen çakışırlar.

Dikdörtgen enkesitlerde plastik mukavemet momenti, elastik mukavemet momenti ve kesit şekil faktörünün bulunması için yapılan hesaplamalar aşağıda verilmiştir:

$$S_{xalt} = S_{xüst} = \frac{d}{2} b \left(\frac{d/2}{2}\right) = \frac{bd^2}{8} \quad \textbf{(3.20)}$$

$$Z = S_{xalt} + S_{xüst} = \frac{bd^2}{8} + \frac{bd^2}{8} = \frac{bd^2}{4} \quad \textbf{(3.21)}$$

$$W = \frac{bd^2}{6} \quad \textbf{(3.22)}$$

$$f = \frac{Z}{W} = \frac{\frac{bd^2}{4}}{\frac{bd^2}{6}} = 1.5 \quad \textbf{(3.23)}$$

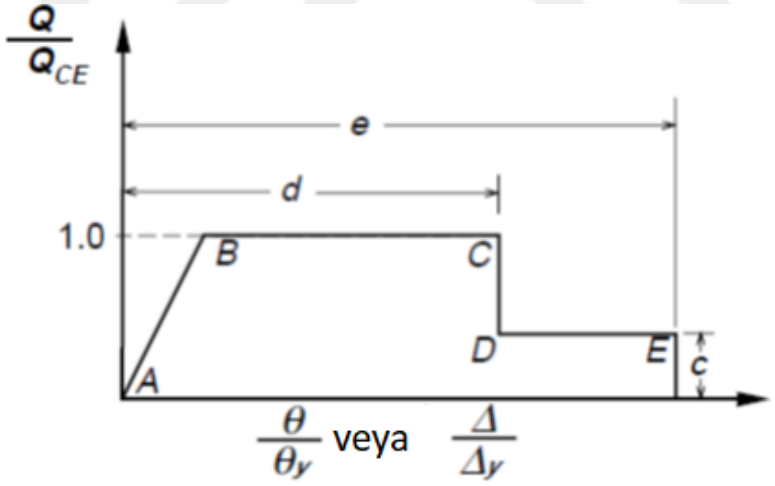
Bir plastik analiz yönteminin şu üç koşulu sağlanması gerekmektedir: (i) Mekanizma koşulu: Yapı göçme yükü ile mekanizma durumuna ulaştığında plastik göçme yüküne ulaşılmış olur, (ii) Denge koşulu: Tüm sistem veya sistemin herhangi bir düğüm noktası için statik denge koşulu sağlanmalıdır, (iii) Plastik moment koşulu: Yapı sisteminin taşıyıcı kısmının hiçbir noktasında eleman kesitinin plastik moment kapasitesi aşılmamalıdır.

Yapıya etki eden yük modeli, doğrusal statik analizde kat yüksekliğine ve kat ağırlığına bağlı olarak doğrusal denklemlerle analize dahil edilmektedir. Deprem

yüklerinden oluşan iç kuvvetlerin hesaplanması ve işleme tabi tutulması doğrusal-elastik statik analizlerle elde edilmektedir. FEMA 273 (1997) Bölüm 2.9.1.'de doğrusal statik analiz sonuçlarının depremin yapıdan süneklik talebinin çok küçük olması durumunda çok iyi sonuç vereceği, ancak çok katlı düzensiz geometrideki yapılarda ise deprem talebine yaklaşık sonuç vermekten uzak kaldığı ifade edilmiştir.

Yüksek mod etkilerinin gözardı edilmediği yapı sistemlerinde doğrusal olmayan hesap yöntemleri önerilirken, yüksek mod etkilerinin önemli olmadığı düzgün geometrideki ve az katlı yapı sistemleri için doğrusal dinamik analiz yöntemleri yeterli doğrulukta sonuçlar vermektedir. Çelik yapıların doğrusal olmayan statik analiz işlemleri konusunda daha detaylı bilgi FEMA-273 (1997) Bölüm 5'de mevcuttur.

Şekil 3.11'de eleman uçlarında yüklemelere bağlı meydana gelen yerdeğiştirme değişimi gösterilmiştir. Bu yük-şekildeğiştirme eğrisi elastik bölgedeki eğimin %3'ü kadar bir pekleşme dikkate alınarak kullanılabilir. Daha büyük pekleşme değerlerinde yapılacak deneyler ile kontrol edilerek kullanılabilir (FEMA-273, 1997).



Şekil 3.11. İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme ilişkisi (FEMA-356, 2000).

burada Q: yük, Q_{CE}: beklenen eleman dayanımı, θ: kolon veya kiriş kesitindeki plastik dönme, θ_y: akma noktasındaki dönme, Δ: plastik yerdeğiştirme, Δ_y: akma yerdeğiştirmesidir. Kolon ve kiriş elemanlarına ait plastik moment kapasiteleri aşağıdaki verilen bağıntılarla hesap edilmektedir FEMA 273 (1997):

$$\theta_{yb} = \frac{ZF_{ye}L_b}{6EI_b} \quad (3.24)$$

$$\theta_{yc} = \frac{ZF_{ye}L_c}{6EI_c}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (3.25)$$

burada θ_{yb}: kirişler için plastik dönmeyi θ_{yc}: kolonlar için plastik dönmeyi, Z: plastik mafsal momentini, F_{ye}: akma gerilmesini, L: eleman boyunu, I: atalet momentini, E: elastisite modülünü göstermektedir.

3.3.3.2. Plastik Hesap Modelleri

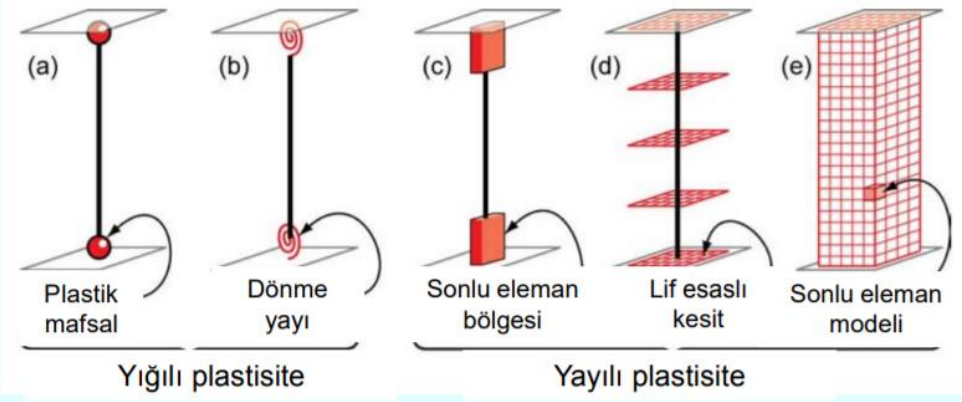
Doğrusal olmayan statik hesapta, çoklu fiber ve plastik mafsal olmak üzere iki plastik hesap modeli bulunmaktadır. Plastik mafsal modeli yoğunlaştırılmış plastisite davranışı olarak ifade edilir ve doğrusal olmayan hesabı basit bir hale getirmektir. Bu model, maksimum eğriliğe ulaşan şekil değiştirme kapasitesi ve plastik mafsal boyuna bağlıdır. Bu nedenle enkesitlerin doğrusal olmayan davranış parametrelerinin seçimi plastik mafsal modelinden alınacak sonuçların doğruluğuna direk olarak etki etmektedir. Plastik mafsal teorisinde kullanılan parametreler, dezavantajlar ve varsayımlar hakkında geniş bilgi için Charney ve Bertero (1982) ve Bertero ve ark. (1984) tarafından yapılan çalışmalardan yararlanılabilir.

Yayılı plastisite modelinin bir parçası olan Fiber eleman modeli yapı elemanlarının enkesitlerini çok sayıda fiber elemana bölerek daha detaylı hesap imkânı sağlayan analiz yöntemidir. Bu model eleman boyunca doğrusal olmayan davranışın yayılışını gerçeğe yakın olarak hesaba katmaktadır. Bu nedenle çok karmaşık ve çok yüksek plastik davranışa neden olan etkilerde bile yapıların hasar tahmininde çok iyi sonuçlar verebilmektedir (Pinho ve ark., 2006).

Yukarıda detaylarıyla anlatılan doğrusal olmayan davranış yöntemlerinin modellenmesinde kullanılan plastisite hesap modelleri basitten karmaşığa doğru Şekil 3.12'de gösterilmiştir. Burada mühendisin bilgisine ve tecrübesine dayanarak hangi yapı sistemi için hangi hesap modelini kullanacağına karar vermesi gerekmektedir.

Doğrusal olmayan davranış genel olarak beş farklı hesap modeliyle yapılmaktadır. Şekil 3.12'de görüldüğü gibi bu tasarım modelleri yoğunlaştırılmış plasitisite davranışı temsil eden plastik mafsal ve doğrusal olmayan yay mafsalı, yayılı plastisite davranışı

temsil eden sonlu uzunluktaki mafsal bölge, fiber enkesit ve sonlu eleman hesap modellerinden oluşmaktadır.



Şekil 3.12. Plastisite modelleri (Deierlein ve ark., 2010).

Yığılı plastisitenin avantajları, basit yaklaşım sağlaması ve sayısal çözümlemede etkin olmasıdır. Dezavantajları ise yük-moment $(P-M)$ etkileşimi dikkate alınmadığından moment-dönme $(M-\theta)$ ilişkisi tanımlanmalıdır. Yayılı plastisitenin avantajları, yük (P) veya yerdeğiştirme (u) lif elemanlardaki plastisitenin eleman boyunca yayılı olarak elde edilmesini sağlar. Dezavantajları ise elemanların enkesitlerinde yerel dağılım etkileri ve yerel burkulma problemleri dikkate alınabilmektedir.

3.3.3.3. Plastik Mafsal Teorisi

Yapı elemanlarında meydana gelen plastik mafsallar, yapıların PBD'de önemli bir yere sahiptir. Bu nedenle plastik mafsal teorisi ve plastik analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi oldukça büyük bir önem arz etmektedir.

Plastik mafsal teorisine göre, iç kuvvetlerin akma şartının sağlandığı noktalarda plastikleşmeden hemen sonra bu noktalarda plastik mafsal meydana gelir. Yükün arttırılması halinde, plastik mafsalın meydana geldiği noktalar serbestçe dönmeye başlar. Plastikleşme limit yük değerine ulaştığında ise yapı, oluşan plastik mafsallar nedeniyle mekanizma durumuna geçerek kullanılmaz hale gelir. Bir plastik mafsalın uzunluğu, yapı kirişinde momentin, akma momentinin üzerine çıktığı kısmın uzunluğu olarak ifade edilir. Plastik mafsal uzunluğu, yapının geometrisine ve yüklemeye bağlı bir bölge olarak

ifade edilse de analitik yöntemlerde plastik dönmenin meydana geldiği bölgenin noktasal olduğu kabul edilmektedir.

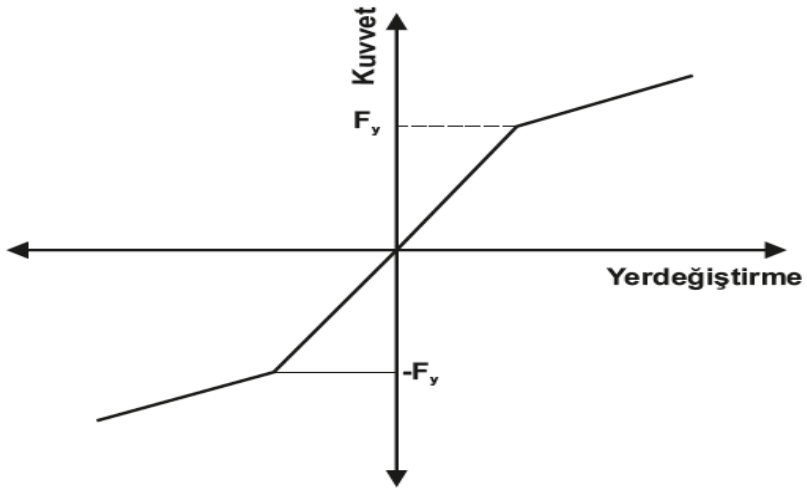
Yapı elemanlarında meydana gelen her bir plastikleşme ile beraber yapının hiperstatiklik derecesi, bir derece düşer. Plastik mafsal sayısının artması halinde yük artımı olmadan yapı yerdeğiştirme yapar. Bu durumda sistem mekanizma durumuna geçer. Genel plastik mafsal kabulünde hiperstatiklik derecesinin bir fazlası kadar plastik mafsal oluştuğunda göçme meydana gelir. Göçme, sistemin mekanizma durumuna gelmesi veya yapının bir kısmını oluşturan sistemde plastik mafsalların mekanizma durumu meydana gelmeden yapı dengesini kararsız hale getirmesiyle meydana gelir.

Yapı sistemlerine etki eden dış yüklerin artmasıyla beraber yapı elemanlarında meydana gelen iç kuvvetlerde de artma olur. Doğrusal olmayan davranış gösteren malzemeden imal edilen yapı sistemlerinde iç kuvvetlerin artması sonucu yapı sistemlerinin bazı enkesitlerinde doğrusal olmayan şekil değiştirmeler oluşur. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genelde yapı sistemi üzerinde yayılı olarak bulunur. Ancak, yapı sistemlerinin belirli bölgelerinde doğrusal olmayan-eğilme şekil değiştirmelerinin de belirli bölgelerde yığıldığı ve bu bölgelerde plastik mafsalların meydana geldiği varsayılabilir. Bu varsayıma dayalı yapılan hipoteze plastik mafsal hipotezi denir. Elastik ötesi şekil değiştirmelerin eleman boyunca yayılı olmayıp sadece plastik mafsal kesitlerinde toplandığı kabul edilmektedir. Bu kabul doğrultusunda şu kabuller yapılmaktadır: Plastik şekildeğiştirmeler sonsuz uzunluktaki enkesitlerde (bölgelerde) toplanmaktadır. Bu bölgelerdeki eğilme momenti (M), plastik momente (M_p) eşittir. Burada yerdeğiştirmelerin küçük olduğu varsayımı yapılarak, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi göz ardı edilmektedir. Dolayısıyla pekleşme etkisi yok sayılmaktadır. Kirişlerde meydana gelen yanal burulmalı burkulma ve yerel burkulma gibi stabilite kayıplarına karşın gerekli önlemler alındığı kabul edilmektedir. Diğer bir kabul ise plastik mafsalların, yapının göçme yük durumuna gelmesini sağlayacak kadar dönme kapasitesine sahip olduklarıdır.

Plastik mafsal adı verilen bu noktasal eleman bu bölgesel enkesitin tam ortasına yerleştirilmektedir. Bu hipotez deprem etkisinde kalan veya yeni yapılacak olan yapılarda doğrusal olmayan analizler ile şekil değiştirmeye dayalı performans değerlendirmesi için kullanılmaktadır. Gerek bina türü yapılarda gerekse köprü ve viyadüklerde başarılı bir

şekilde kullanıldığı uygulamalar mevcuttur (Aydınoğlu, 2005). Yeterli oranda sünek davranış gösteren betonarme ve çelik yapı sistemlerinde, plastik mafsal hipotezi kullanılarak sistem hesapları büyük ölçüde kısaltılmaktadır.

Yapıların doğrusal olmayan (nonlinear) davranışının matematiksel modellenmesi yukarıda verilen yöntemler ile sınırlı değildir. Tersinir etki eden deprem yükleri nedeniyle yapı elemanlarının tersinir yüklemeler altında tersinir davranışı elastik ötesi davranışının da uygun çevrimsel ilişkiler ile tanımlanması gerekir. Tersinir davranışı tanımlamada kullanılan parametreler yapı elemanının şekline ve yapı elemanının malzemesine bağlı olarak farklılık gösterir. Bu durumda hangi tersinir ilişkinin kullanılacağı yapı tasarımcısının bilgi birikimi ve tecrübesi ile belirlenmektedir. Şekil 3.13'de çelik yapı elemanlarının histerezis davranış modeli (bi-lineer model) aşağıda örnek olarak verilmiştir.



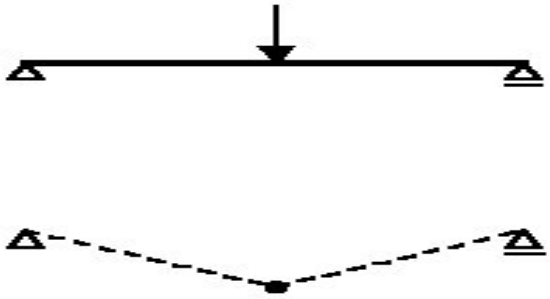
Şekil 3.13. Sürekli kirişte mesnet ve açıklık bölgesinde plastik eğrilik değişimi (Mazzoni ve ark., 2006).

Plastik mafsalların oluşabilmesi için enkesitlerin plastik eğrilik kapasitelerine sahip olması ve oluşan elastik ötesi şekil değiştirmelerin kabul edilebilir sınır şartlarında kalması gerekir. Enkesitlerin dönme kapasitesi, kesme kuvveti veya normal kuvvet etkisinde azalır. Çerçeve kolonlarında eğilme momenti ile beraber eksenel basınç kuvveti de bulunmaktadır. Bu durumda normal kuvvet enkesitlerin moment eğrilik ilişkisinde

etkin olarak değişiklikliğe neden olduğu için bu enkesitlerde veya elemanların çözümünde plastik mafsal kabulü yapılamaz. Bu tür durumlarda eksenel normal kuvvet etkisinde dönme kapasitesi kısıtlı kalacağından plastik mafsal hipotezi etkinliğini yitirmektedir.

Plastik mafsal uzunluğu, eleman kesitindeki moment-eğrilik değişimine, eleman uzunluğunca eğilme momenti değişimine, eleman kesit yüksekliğine ve eleman kesitindeki normal kuvvetin olup olmamasına bağlıdır. Plastik mafsal teorisi hesabında, sisteme etki eden dış yükler nedeniyle meydana gelen ve sürekli artan iç kuvvetler nedeniyle elemanların plastikleşmenin belirli noktalardaki eleman enkesitlerinde yoğunlaştığı kabul edilmektedir. Bu nedenle fiziksel olarak gerçekleşmesi gereken plastikleşme geometrik olarak belirli bir noktada yoğunlaştırılarak bu kısım dışında kalan eleman kısmının doğrusal davrandığı kabul edilmektedir. Yapı elemanlarında artan dış yüklere bağlı olarak enkesitte belli bir süre sonra akma ve sonrasında plastikleşmeye başlar. Plastik mafsal meydana geldikten sonra enkesit artık yük taşıma kapasitesinin sınır durumuna erişmiş kabul edilir. Plastikleşme sınırına gelmiş olan plastik mafsalların sonsuz dönme kabiliyetleri olduğu kabul edilir. Yeterli sayıda plastik mafsal meydana geldikten sonra, sisteme etki eden dış yüklerde bir artma olmadan yer değiştirme gerçekleşir. Bu durumda plastik mafsallar arasında kalan elastik kısım hareket edebilir. Bu kısımların hareket etmesi neticesinde meydana gelen duruma mekanizma denir.

Bir yapı sistemde plastik mafsallar şekil 3.14'te gösterildiği gibi yapının tekil yüklerin etki ettiği noktalarda ve eleman uçlarında meydana gelir. Yayılı yük ile yüklenmiş sitemlerin açıklıklarında, yani kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktada veya momentin maksimum olduğu orta açıklıklarda meydana gelmektedir.



Şekil 3.14. Tekil yük etkisindeki bir basit kirişte mekanizma durumu.

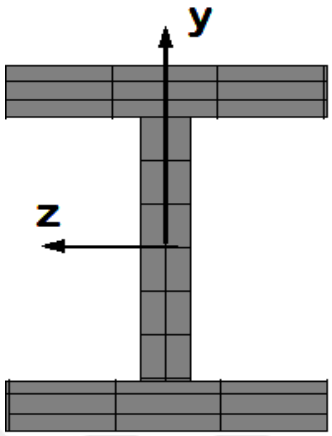
3.3.3.4. Yayılı Plastisite Modeli

Yayılı plastisite modelinde eleman enkesiti fiberlere bölünür. Yayılı plastisite modelin başarısı eleman kesitinin bölündüğü fiber sayısı ile ilişkilidir. Yayılı plastisite elemanı olarak ele alınan malzeme modelleri ne kadar fazla fiber sayısına bölündüyse enkesitin eğilme davranışı o kadar hassas modellenebilir. Fiber modelde, düzlem kesitlerin analiz sonrası düzlem kalacağı ve eğilme momenti etkisinde gerilme dağılımının doğrusal kalacağı kabulü bulunmaktadır. Her bir fiber lif belirli bir uzunluktadır ve bu lifler birbirine eklenerek yapının elemanını oluşturur. Fiber lif elemanlarının uzama-kısalma ilişkisinde etkili olan yük talebi, fiber uzunluğun orta noktasında hesaba dahil edilmektedir. Bu nedenle yapı elemanını oluşturan fiber eleman uzunluğunun miktarı hesabın doğruluğunda önem arz etmektedir.

Bu kısımda dikkat edilecek durum, yapı sistem elemanında kritik etkilerin meydana gelmesi beklenen enkesitin, fiber lif elemanın orta noktasına gelecek şekilde tasarlanmasıdır. Örneğin konsol kiriş davranışı gösteren elemanlarda en kritik enkesit mesnete en yakın enkesit olacağından, mesnete yakın bölgelerde fiber eleman uzunluklarının kısa seçilmesi önemlidir.

Fiber kiriş eleman modeli yaklaşık yirmi yılı aşkın süredir çalışılmaktadır. Bu model genel olarak iki boyutlu elemana ait enkesitin bir seri parçalara ayrılması ya da üç boyutlu elemanın fiberlere bölünmesi ilkesine dayanmaktadır. İki boyutlu ya da üç boyutlu kirişlerde eğilme momenti veya normal kuvvet etkisi altında ortaya çıkacak kuvvetler enkesit boyunca fiber elemanlardaki gerilme değerlerinin integrasyonu sonucu

elde edilir (Ceresa ve ark., 2007). Şekil 3.15'te *I* enkesitin fiberlere bölünmüş durumu verilmiştir.



Şekil 3.15. I kesitli bir yapı elemanının fiberlere bölünmüş durumu

Genel olarak yapıların tasarımında yukarıda bahsedilen doğrusal olmayan plastik modelleme yöntemleri kullanılır ve doğrusal olmayan analizler sonucu elemanlardaki iç kuvvet dağılımı ve şekildeğiştirmeler elde edilir. Elde edilen iç kuvvet ve şekildeğiştirmeler hedef performans seviyesine göre yönetmeliklerde belirlenen sınır değerler ile karşılaştırılarak elde edilen tasarım sonuçları değerlendirilir.

Bu tez çalışmasında doğrusal olmayan statik analiz yöntemi olarak uygulama kolaylığı ve kesine yakın sonuçlar verdiği için statik itme analizi (Pushover Analysis=PA) yöntemi tercih edilmiştir. Ayrıca daha doğru sonuçlar elde edildiği için plastisite modeli olarak yayılı plastisite (fiber) modeli kullanılmıştır.

3.4. Deprem Performansının Değerlendirilmesi

Yapıların performanslarının değerlendirmesi, ekonomik ve gerçekçi yapı tasarımı için doğrusal olmayan malzeme davranışı ve büyük yerdeğiştirmelerin geometrik uygunluk koşullarına etkisinin hesaba katılması ile sağlanmaktadır. Bu amaçla kullanılan analiz yöntemleri, doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemleri ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleridir. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri yapının doğrusal olmayan davranışını gerçeğe en yakın şekilde tahmin eden analiz yöntemleridir. Bununla birlikte doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemlerinde uygulanması deneyim

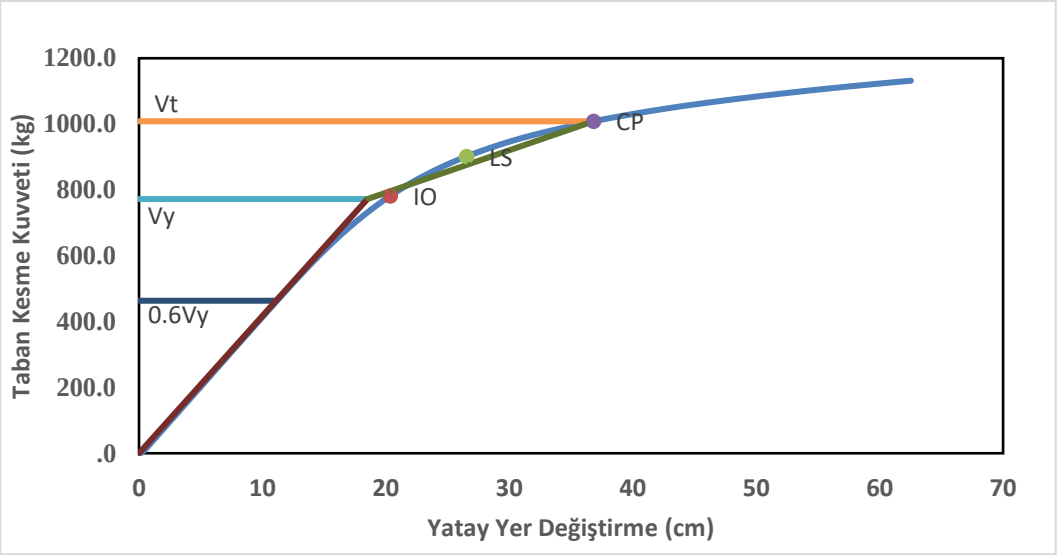
ve uzmanlık istediğinden doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemleri pratikte daha çok kullanılmaktadır.

Herhangi bir yapının deprem performansı, belirli bir deprem etkisinde kalan bir yapıda oluşabilecek hasar düzeylerinin ve dağılımının belirlenip yapı güvenlik seviyesi olarak tanımlanmasıdır. Yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi için yapı sistem elemanlarının kapasitelerine ek olarak yapının global ve lokal deformasyon taleplerinin belirlenmesi gerekmektedir. Yapı sistemlerinin belirlenen taleplerinin elde edilmesi için malzeme ve yapı davranışını doğru ve etkili bir şekilde tahmin edecek uygun analiz yöntemleri kullanılmalıdır. Ayrıca yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi için deprem performansı değerlendirme metotların belirlenmesi önem arz etmektedir.

3.4.1. Yapısal Kapasite

Performansa dayalı tasarımın değerlendirme yöntemlerinin iki temel parametresi talep ve kapasitedir. Talep, yapıya etki eden deprem yer hareketini, kapasite ise yapının etki eden deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir. Yapıya ait spektrum eğrisi ile kapasite spektrum eğrisinin kesiştiği nokta performans noktası olarak adlandırılır. Belirlenen performans noktasından hareketle taşıyıcı yapı elemanlarının hangi performans seviyelerinde kaldıkları belirlenir.

Yapısal kapasite, taşıyıcı sistemi meydana getiren elemanların dayanım ve şekil değiştirme kapasitelerinin birleşimi olarak tayin edilmektedir. Doğrusal-elastik sınır ötesinde yapının kapasitesi belirlenmek istendiğinde, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre hesap yapılması gerekmektedir. Yapısal kapasite; kapasite eğrisi (pushover eğrisi) ile ifade edilmektedir. Şekil 3.16'da gösterilen kapasite eğrisi, taban kesme kuvveti (V_t) ile yapı tepe noktasının yatay yer değiştirmesi (δ_t) ile değişimi olarak gösterilmektedir.



Şekil 3.16. Kapasite eğrisi (Pushover eğrisi)

Bu eğriden yararlanarak, dayanım bakımından yetersiz yapı elemanları, bu elemanların konumları ve olası kısmi veya toptan göçme mekanizmaları belirlenir. Ayrıca belirli bir deprem hareketi etkisindeki yapıdan beklenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmeyeceği değerlendirilerek kontrol edilmektedir.

Yapı, önce sabit düşey yükler altında analiz edilir ve sonra iteratif olarak artan yatay yükler ile taşıma kapasitesinin sınır durumuna kadar itilerek kapasite eğrisi elde edilir. Yapı kapasite eğrisi, yapının birinci doğal titreşim modu esas alınarak belirlenen eşdeğer statik yatay yüklemeler ile çizilir. Dolayısıyla yapının davranışını birinci doğal titreşim modu belirler. Bu durum, özel periyodu 1 s'den daha küçük olan yapılar için geçerlidir. Birinci doğal titreşim periyodu $T = 1.0\ s$'yi aşan yapıların davranışını belirlemek için daha yüksek mod etkilerinin de göz önünde bulundurulmasını gerektirir. Diğer yandan, burulma titreşimlerinin etkili olduğu yapı sistemlerinde ise burulma titreşim modlarının da hesaba katılması gerekmektedir.

3.4.2. Kabul Kriterleri

Performans noktası belirlendikten sonra yapı sisteminin ve yapı elemanlarının performans noktasındaki sonuçlarının değerlendirilmesi gerekmektedir. Yapının talep edilen performans seviyesinde olup olmadığının kontrol edilmesi için kabul edilebilir sınırlar belirlenmiştir. Bu sınırlar iki kısımda toplanabilir;

3.4.2.1. Bina İçin Genel Kabul Kriterleri

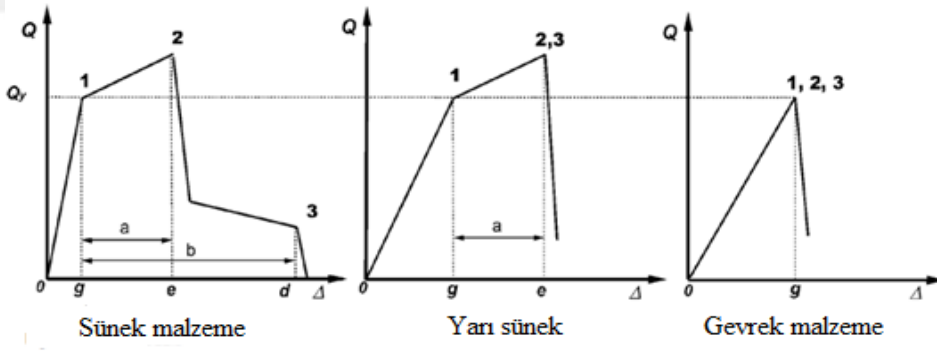
FEMA-273 (1997) verilen moment aktaran çelik çerçeveler için performans seviyelerine göre yer değiştirme sınır değerleri Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Performans seviyelerine göre yerdeğiştirme sınırları (FEMA-273, 1997)

Yapı Cinsi	CP	LS	IO
Moment aktaran çerçeve	% 5 geçici veya kalıcı	% 2.5 geçici, % 1 kalıcı	% 0.7 geçici, ihmal edilecek kadar kalıcı

3.4.2.2. Eleman İçin Kabul Kriterleri

Malzemenin farklı sünek davranışları için şekil 3.17'de idealleştirilmiş genel kuvvet-şekil değiştirme eğrileri gösterilmiştir.



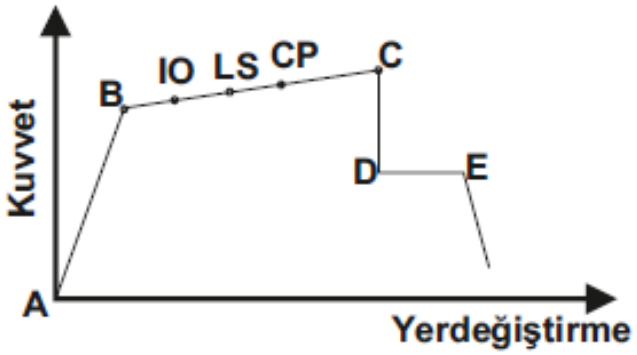
Şekil 3.17. Eleman davranış eğrileri.

Sünek malzemeden yapılan yapı elemanlarında elastik davranışı takip eden elastik ötesi davranış görülmektedir. Plastik davranış olarak adlandırılan elastik ötesi davranış içinde gerilme pekleşmesi de gözlemlenmektedir. Bu tür davranış gösteren eleman için kabul kriterleri tipik olarak performans seviyesine göre 1-2 noktaları arasındadır. Eleman davranışı gerilme pekleşmesinin $e > 2g$ olması durumunda yerdeğiştirme kontrollü, aksi halde kuvvet kontrollü olarak değerlendirilir.

Yarı sünek davranışta elastik sınırı takip eden elastik ötesi durum ve sonrasındaki hızlı dayanım kaybı ile karakterize edilir. Elastik sınırın $e > 2g$ olması halinde yerdeğiştirme kontrollü davranış, aksi halde ise kuvvet kontrollü davranış olarak değerlendirilir.

Gevrek malzeme eğrisi ise sünek olmayan davranışı temsil etmektedir. Bu eğri elastik sınırı takip eden ani dayanım kaybı ile karakterize edilmektedir. Bu tip malzeme davranışı daima kuvvet kontrollü olarak belirlenmiştir. Bu davranışın kabul kriterleri elastik sınır içinde yer almaktadır.

Genelleştirilmiş kuvvet–yerdeğiştirme ilişkisini ifade eden grafik şekil 3.18'de gösterilmiştir (FEMA-356 (2000).



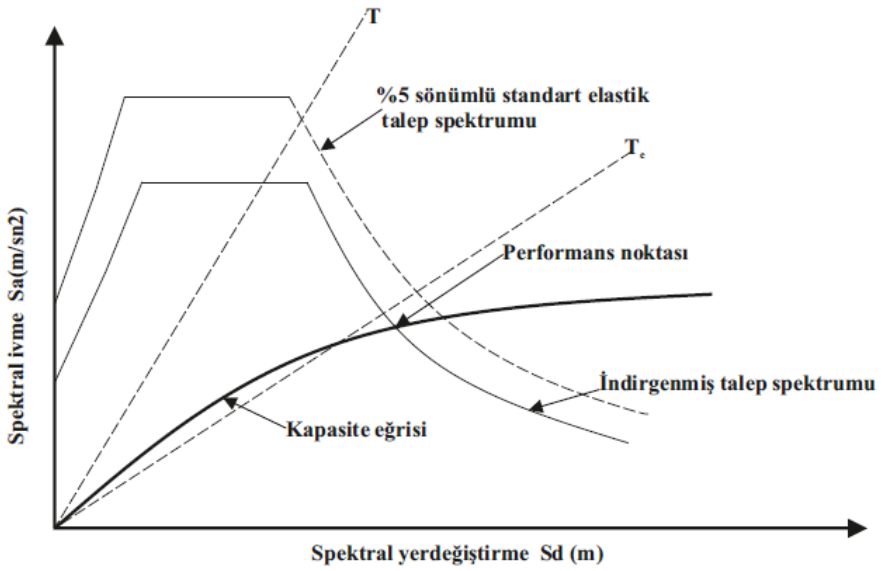
Şekil 3.18. İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme ilişkisi (FEMA-356, 2000).

Malzeme; akmanın olmadığı yüklemesiz durumdaki A noktası ile akmanın gerçekleştiği B noktası arasında elastik davranış gösteririr. B ile C noktası arasında kalan kısmın eğimi elastik sınır eğimin %0-%10 kadar olup bu kısma gerilme pekleşmesi denir. C noktasının ordinatı malzeme dayanımını, apsisi ise dayanım kaybının başladığı şekil değiştirme değerini ifade etmektedir. D noktasının ötesinde, büyük oranda dayanım azalması gösteren bileşen E noktasına kadar bu davranışına devam etmektedir. E noktasının ötesinde dayanım sıfıra yakındır. İdealleştirilmiş kuvvet-yer değiştirme eğrisi üzerinde gösterilen IO noktası hemen kullanım, LS noktası can güvenliği ve CP noktası ise göçmenin önlenmesi performans noktalarını göstermektedir. FEMA 356 (2000)'da

eleman tiplerine göre kabul edilebilir şekil değiştirme veya şekil değiştirme oranlarının sayısal sınır değerleri verilmiştir.

3.4.3. Kapasite Spektrum Yöntemi

Deprem performanslarının değerlendirme yöntemlerinden Kapasite Spektrum Yöntemi (CSM) ilk kez ATC 40'da (1995) tanımlanmıştır. Bu değerlendirme yönteminde yapıların deprem etkisi altında yatay yer değiştirme talepleri ile yatay yük taşıma kapasitelerinin birbirlerine bağlı olduğu ifade edilmektedir. CSM'de şekil değiştirmelere bağlı elastik talep spektrumları belli bir sönüm oranında azaltılır ve yapının kapasite eğrisi ile çakıştırılarak performans noktası belirlenir (FEMA-440, 2005). Öncelikle uygun analiz yöntemi kullanılarak yapı sisteminin kapasite eğrisi elde edilmektedir. Bu kapasite eğrisi spektral formata dönüştürülerek ve sönüm katsayısı kullanılarak indirgenmiş talep spektrumu eğrisi elde edilir. Spektral forma dönüştürülmüş olan kapasite eğrisi ile sönümlü talep spektrum eğrisi kesiştirilerek şekil 3.19'daki gibi performans noktası elde edilir.



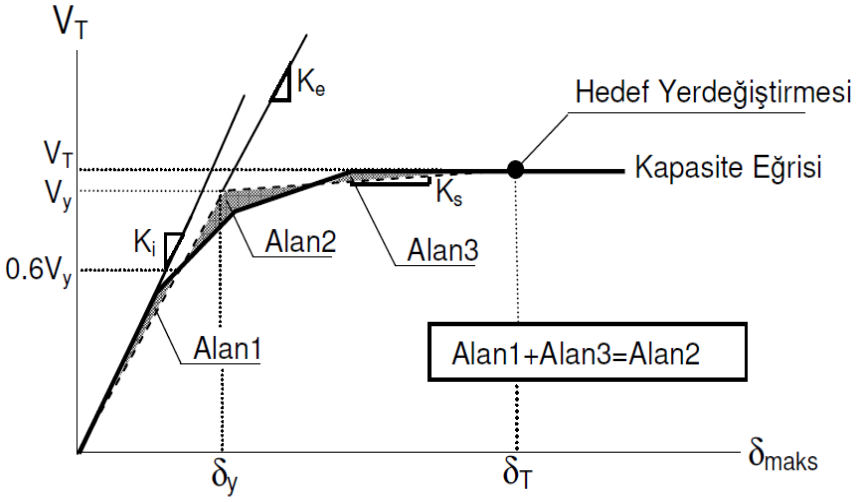
Şekil 3.19. Kapasite spektrum yöntemi kullanılarak performans noktasının belirlenmesi.

3.4.4. Yerdeğiştirme Katsayısı Metodu

Yer değiştirme katsayıları metodu; belirli bir deprem hareketi için hesaplanan yer değiştirme talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağlı olduğu esasına dayanmaktadır (FEMA-356, 2000). Yerdeğiştirme talebi, bazı katsayılar kullanılarak doğrudan sayısal bir yöntemle hesaplanmaktadır. Yani yapı sisteminin malzeme ve geometrik özelliklerine bağlı olarak, yapının periyodu, çevrimsel (histerez) davranışı ve ikinci mertebe etkilerini temsil eden bazı katsayılar kullanılarak yerdeğiştirme talebi hesaplanır. Uygulanması kolay ve işlem adımları az olan bir yöntemdir.

Yer değiştirme katsayıları metodunda önce taban kesme kuvveti ile maksimum tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi belirleyen kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisinin çiziminde, yapının birinci doğal titreşim periyoduna ve etkin olan modlara bağlı olarak uygun bir yatay yük dağılımı seçilir. Sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, doğrusal olmayan teoriye göre hesap yapılarak kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisi; elastik kısmının eğimi elastik rijitliği (K_e), elastoplastik kısmının eğimi ise elastoplastik rijitliği (K_s) gösteren iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilir. Bu eğride K_e doğrusunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatı belirlenir. Bu değer $0.60xV_y$ değil ise K_e için yeni bir değer seçilerek işlem tekrarlanır. Bu şart sağlandıktan sonra idealleştirme yapılır ve efektif periyodu (T_e) hesaplanır.

Şekil 3.20'de idealleştirme yapılırken, gerçek ve idealleştirilmiş kapasite diyagramlarının altında kalan alanların eşit olması ve K_e eğimli doğrunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatının, K_e ve K_s eğimli doğruların kesiştiği noktanın ordinatının 0.60 katı olması koşulları esas alınır.



Şekil 3.20. İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite eğrisi.

Kapasite eğrisi idealleştirildikten sonra, yapının efektif periyodu (T_e) şu şekilde hesaplanır (FEMA-440, 2005):

$$T_e = T\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{3.26}$$

burada T_i yapının elastik dinamik analiz ile bulunan birinci doğal periyodu, K_i yapının elastik başlangıç rijitliği, K_e yapının elastik efektif rijitliğidir.

3.4.4.1. Yer Değiştirme Katsayıları Metodu ile Maksimum Hedef Yer Değiştirmenin Belirlenmesi

Yapı efektif periyodu bulunduktan sonra hedef yerdeğiştirme aşağıdaki gibi hesaplanır (FEMA-356, 2000)

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{3.27}$$

bu denklemde C_o: çok serbestlik dereceli sistemin tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi ifade eden modal katılım katsayısı olup üç şekilde hesaplanabilmektedir:

a) Yerdeğiştirme kontrolünün yapıldığı tepe noktasına ait birinci modal katılım çarpanı ($PF_1\delta_{tepe1}$) olarak alınabilir.

b) Yerdeğistirme kontrolünün yapıldığı noktada, hedef yer değistirmeye ulaşmış yapının deforme olmuş şekline ait şekil vektörü kullanılarak hesaplanan modal katılım çarpanı olarak alınabilir.

c) Yapı taşıyıcı sistem özelliğine bağlı olarak kullanılan yatay yük dağılımına ve yapının kat adedine bağlı olarak çizelge 3.2'den belirlenebilir. Çizelgede verilmeyen ara değerler doğrusal enterpolasyon ile belirlenir.

Çizelge 3.2. Yapı yüksekliğine bağlı olarak değişen modal katılım katsayısı

Yapının kat sayısı	Etkin kütle çarpanı (C_o)
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

burada C_1 doğrusal elastik yerdeğiştirmeyi beklenen maksimum inelastik yerdeğiştirmeye dönüştüren düzeltme katsayısıdır.

$$C_1^i = \begin{pmatrix} eğer\ T < 0.1\ ise\ \ C_1^i = 1.5 \\ eğer\ 0.1 < T < T_0^i\ ise\ \ C_1^i = \left((-0.5)/(T_0^i - 1)\right)(T - T_0^i) + 1 \ldots i = IO, LS, CP \\ eğer\ T_0^i < T\ ise\ C_1^i = 1.0 \end{pmatrix} \quad \textbf{(3.28)}$$

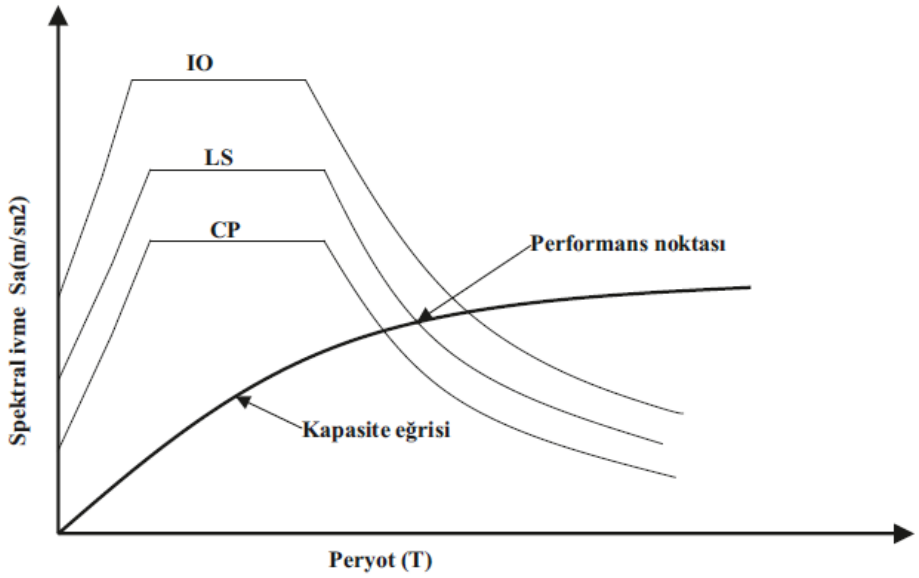
C_2 histerez enerji şeklinin etkisini hesaba katan düzeltme katsayısı

$$C_2^i = \begin{pmatrix} eğer\ T < 0.1\ ise\ \ C_2^i = 1.5 \\ eğer\ 0.1 < T < T_0^i\ ise\ \ C_2^i = \left((1.2 - 1.5)/(T_0^i - 0.1)\right)(T - T_0^i) + 1.2 \ldots \mathrm{i} = \mathrm{IO, LS, CP} \\ eğer\ T_0^i < T\ ise\ C_2^i = 1.2 \end{pmatrix} \textbf{(3.29)}$$

C_3 ikinci mertebe etkileri nedeniyle artan yer değiştirmelerin etkisini göz önüne alan düzeltme katsayısıdır. FEMA-440 (2005)'ta bu katsayının çıkarılması önerilmektedir, bu nedenle bu katsayı 1.0 olarak alınacaktır.

$$C_3^i = 1.0 \quad i = \mathrm{IO, LS, CP} \qquad \textbf{(3.30)}$$

S_a gözönüne alınan yapının etkin doğal periyoduna ve sönüm oranına bağlı olarak belirlenen ve g yer çekimi ivmesini de içeren spektral ivmedir. Şekil 3.21'de performans seviyelerine göre değişen spektral ivme grafiği verilmiştir.



Şekil 3.21. Performans seviyelerine göre değişen tasarım ivme spektrumu grafiği

Her performans seviyesi için tasarım spektrumu şu şekilde hesaplanır:

$$S_a^i = \begin{cases} \text{eğer } 0 < T \le T_0^i \quad \text{ise} \quad F_v S_1^i \left(0.4 + 3T/T_0^i\right) \\ \text{eğer } 0.2T_0^i < T \le T_0^i \text{ ise } F_v S_1^i \ldots i = IO, LS, CP \\ \text{eğer } T \ge T_0^i \quad \text{ise} \quad F_v S_1^i / T \end{cases} \qquad \textbf{(3.31)}$$

$$T_o^i = \frac{F_v S_1^i}{F_a S_s^i} \qquad \textbf{(3.32)}$$

Burada T yapının elastik temel periyodu olup modal analizden hesaplanır. S_s ve S_1 sırasıyla yapının kısa periyot ve 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayıları olup boyutsuz büyüklüklerdir. F_a ve F_v, yerel zemin etki katsayıları olup FEMA-273 (1997)'te yapının bulunduğu bölgeye ve yer altı zeminine bağlı olarak belirlenmektedir.

Bu katsayı ve büyüklüklerin hesabına yönelik ayrıntılı açıklamalar FEMA-273 (1997) ve FEMA-356 (2000) bulunmaktadır. Yukarıdaki açıklamalardan görüldüğü gibi, yerdeğiştirme katsayısı yönteminde hedef yerdeğiştirmenin bulunması için ardışık yaklaşım yolunun izlenmesi gerekmektedir. Başlangıçta seçilen ve etkin doğal

periyodunun hesabına esas olan yer değiştirmesi ile hesap sonucunda bulunan değerlerin eşit veya birbirine yeterince yakın olması durumunda hedef yerdeğiştirme hesaplanmış olur ve ardışık yaklaşıma son verilir. Öngörülen deprem etkisi altındaki hedef yer değiştirme bulunduktan sonra, performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilir.

3.4.5. Performans Hedefi

Yapısal performans, bir yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyeleri ile belirlenmektedir. Performans hedefi olarak da tanımlanan yapısal performans, binanın öngörülen deprem tehlike seviyesi için kullanımı, bina içindeki kullanım fonksiyonlarının önemi ve binanın onarım maliyeti gibi koşullara bağlı olarak istenen performans seviyesinin belirlenmesidir. Depremden sonra bir yapı için, çoklu deprem tehlike seviyelerinde farklı performans hedefleri öngörülebilir. Deprem tehlike seviyelerinin belirlenmesi, performans hedeflerinin tanımlanması ve performans seviyelerinin seçilmesinden ibarettir.

3.4.6. Performans Seviyeleri

Performans seviyeleri, deprem etkisinde oluşabilecek hasar miktarının sınır koşullarıdır. Bu sınır koşulları, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasar miktarı, bu hasarın performans seviyeleri için tehlike oluşturup oluşturmayacağı, yapının depremden sonra kullanılıp kullanılmayacağı ve zararın neden olduğu ekonomik kayıplara göre belirlenmektedir. Yapı performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin kombinasyonundan meydana gelmektedir.

3.4.6.1. Yapısal Performans Seviyeleri

Bir yapının performans seviyesi, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin kombinasyonundan meydana gelir. Çizelge 3.3'te yapı performans seviyelerinin olası kombinasyonları verilmiştir.

PBSD'de her performans hedefi, deprem tehlike düzeyi için belirli bir performans seviyesi olarak belirlenir. Performans hedefini belirlemek için ilk olarak yapının performans seviyesi belirlenir daha sonra ilgili deprem tehlike düzeyi tespit edilir. FEMA-356 (2000) esas alınarak belirlenen yapı performans seviyeleri IO, LS ve CP

performans seviyeleridir. Her performans hedefi 50 yılda beklenilen depremin olma olasılığına karşılık gelmektedir.

Çizelge 3.3. ATC 40 (1996) ve FEMA 356 (2000)'da tanımlanan yapı performans seviyeleri

Taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyeleri	Taşıyıcı elemanların performans seviyeleri				
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5
N-A	1-A	2-A	NR	NR	NR
N-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR
N-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C
N-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D
N-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E

NR: Kullanılması tavsiye edilmeyen performans seviyelerini göstermektedir.

Yapısal performans seviyeleri aşağıda tanımlanmıştır.

1-A: Kullanıma devam (S1+NA): Yapıda önemli hasar bulunmadığı veya küçük hasarların kolaylıkla onarılabilecek düzeyde olduğu sınırlı hasar durumunu tarif etmektedir. Yapı sisteminin deprem sonrası dayanım, rijitlik ve sünekliği deprem öncesinde olduğu gibidir. Bina kesintisiz kullanıma açılacak durumda bulunmaktadır.

1-B: Hemen kullanım (S1+NB): Yapıda oldukça az hasar meydana gelmiştir. Yapı dayanım, süneklik ve rijitliğini büyük ölçüde korumaktadır. Yapısal olmayan elemanlar kontrol edildiğinde güvenle kullanılabilir durumdadır.

3-C: Can güvenliği (S3+NC): Yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda önemli ve belirli ölçülerde hasar meydana gelmiştir. Yapı deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin bir bölümünü kaybetmiş olmakla beraber küçük yerdeğiştirmeler yapmıştır. Ancak yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda can güvenliği tehlikesi oluşturacak durum meydana gelmemiştir. Yapının onarımı gerçekleştirilmeden kullanılması uygun değildir.

5-E: Göçmenin önlenmesi-yapısal stabilitenin korunması (S5+NE): Yapının taşıyıcı sistemi sadece düşey yükler altında stabilitesini koruyabilecek durumdadır.

Yapının artçı depremlere karşı dayanma gücü kalmamıştır bu nedenle kullanılmaması gerekir. Yapının onarılması teknik veya ekonomik açıdan uygun değildir.

3.4.6.2. Taşıyıcı Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıkları

ATC 40 (1996) ve FEMA 273 (1997)'de belirlenen, taşıyıcı elemanlar için performans seviyeleri ve performans aralıkları çizelge 3.4'te verilmiştir.

Çizelge 3.4. Taşıyıcı elemanların performans seviyeleri ve aralıkları

Performans seviyesi	Performans aralığı	Kod
Hemen Kullanım		S-1
	Hasar kontrol	S-2
Can güvenliği		S-3
	Sınırlı güvenlik	S-4
Göçmenin önlenmesi		S-5

Hemen kullanım (S-1): Taşıyıcı sistemin hasarı çok azdır. Depreme maruz kalan yapının deprem öncesi dayanım, rijitlik ve süneklik durumlarını deprem sonrasında da aynen korunmaktadır. Meydana gelen yapı hasarı nedeniyle can güvenliğini tehlikeye düşürecek yaralanma riski oranı çok düşüktür.

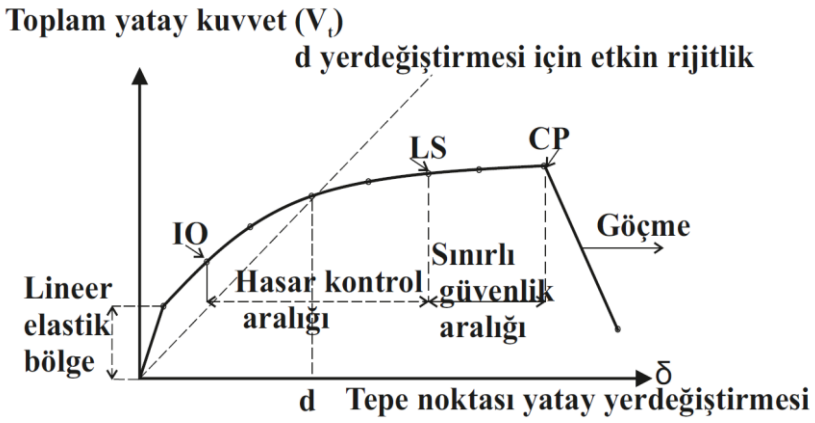
Hasar kontrol (S-2): Hemen kullanım performans seviyesi ile can güvenliği performans seviyesi arasında bulunduğu performans aralığıdır.

Can güvenliği (S-3): Taşıyıcı sistemde önemli hasar meydana gelmekle beraber yapının bölgesel veya toptan göçmesi söz konusu değildir. Deprem anında yaralanmalar meydana gelebilir. Ancak, bu yaralanma olayları yapısal hasarlar ile ilgili değildir ve yapısal hasar nedeniyle meydana gelen ölüm riski çok düşüktür.

Sınırlı güvenlik (S-4): Bu performans aralığında taşıyıcı elemanların performansları bütünüyle can güvenliği koşullarını sağlamayabilir. Ancak bu aralıktaki yapının performansı, göçmenin önlenmesi performans seviyesindeki performanstan daha yüksektir.

Göçmenin önlenmesi, stabilitenin korunması (S-5): Yapının toptan veya bölgesel göçme sınırına gelmesini sağlayan ağır hasar durumudur. Taşıyıcı elemanlarda büyük hasar meydana gelmiş, yapının dayanım ve rijitliğinde önemli azalmalar oluşmuştur. Ayrıca yapı taşıma kapasitesi düşey yüklemeleri taşımaya devam eder. Yapı göçme önleme ve stabilitesini korumaktadır. Bu tür yapılarda, büyük oranda can güvenliği riski bulunmaktadır.

Yukarıda tanımı yapılan performans seviyeleri ve aralıkları, şekil 3.22'de kapasite eğrisi üzerinde işaretlenerek gösterilmiştir.



Şekil 3.22. Kapasite eğrisi üzerinde performans seviyeleri ve aralıkları

3.4.6.3. Taşıyıcı Olmayan Elemanlar İçin Performans Seviyeleri ve Aralıklarının Tanımı

Taşıyıcı olmayan elemanlar için belirlenen performans seviyeleri ve performans aralıkları aşağıda çizelge 3.5'te verilmiştir (ATC 40, 1996; FEMA 273, 1997):

Çizelge 3.5. Taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyeleri ve aralıkları

Performans seviyesi	Kod
Kullanıma devam (OP)	N-A
Hemen kullanım(LS)	N-B
Can güvenliği(CP)	N-C
Azaltılmış hasar	N-D

Kullanıma devam (N-A): Taşıyıcı olmayan elemanlar ile tesisat ve diğer ekipmanda hasar meydana gelmez. Hasar meydana gelse bile ihmal edilebilecek kadardır. Meydana gelen bu hasar durumu yapının, tesisatın ve diğer ekipmanın kullanımını engellememektedir.

Hemen kullanım (N-B): Taşıyıcı olmayan elemanlarında, tesisat ve ekipmanda hasar meydana gelebilir. Bazı yapı elemanlarında onarımlar, tesisat ve ekipmanın değiştirilmesi gerekebilir. Yapıda kullanım bakımından ortaya çıkacak durumlar ise kısa zamanda giderilip yapı fonksiyonuna göre kullanılmaya devam edilir.

Can güvenliği (N-C): Taşıyıcı olmayan elemanlarda, ekipman ve tesisatta hasar meydana gelebilir. Ancak, yapının içinde veya dışındaki ağır yapı elemanlarında ve teçhizatında yaralanmalara neden olabilecek makine devrilmesi, malzeme kopmaları, parça düşmeleri söz konusu değildir. Genellikle tesisat ve diğer ekipmanda genel onarım ihtiyacı doğabilir.

Azaltılmış hasar (N-D): Taşıyıcı olmayan yapı elemanlarında, makine ekipmanında ve tesisatta ciddi hasarlar oluşabilir. Ancak, yapıların dış cephe kaplamalarının dökülmesi, asma tavanların ve buna bağlı yangın ile havalandırma tesisatlarının düşmesi gibi insanların gruplar halinde yaralanmalarına sebep olabilecek büyük derecedeki hasarlar meydana gelmez.

Hiçbir performansın dikkate alınmadığı seviye (N-E): Bazı durumlarda, yapının davranışını ve fonksiyonel kullanımını etkilemeyen ikincil elemanlar için performansın dikkate alınmadığı durumlar olabilir.

3.4.7. Deprem Tehlike Seviyeleri

PBD ve değerlendirme yönteminde kullanılan, farklı performans düzeylerinde deprem hareketleri tanımlanmıştır. Genel olarak, 50 yıllık sürede aşılma olasılıkları ile meydana gelme olasılıkları bulunan deprem hareketleri ve benzer depremlerin zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler. Çizelge 3.6'da deprem tehlike seviyeleri ve özellikleri ile ilgili tanımlamalar verilmiştir FEMA-273 (1997).

Çizelge 3.6. Deprem tehlike seviyeleri ve özellikleri

Deprem Tehlike seviyeleri	50 yılda aşılma olasılığı (%)	Yaklaşık dönüş periyodu (Yıl)	Depremin etkisi	FEMA-273-FEMA-356
Servis depremi (SE)	50	72	0.5×DE	-
Tasarım depremi (DE)	10	475	DE	Temel güvenlik depremi-1 (BSE-1)
En büyük deprem (ME)	2	2475	1.5×DE	Temel güvenlik depremi-2 (BSE-2)

ATC 40 (1996)'da tanımlanan deprem yer hareketleri FEMA-273 (1997) ve FEMA 356 (2000) verilen deprem hareketleri tanımları ile karşılaştırılmıştır.

3.4.7.1. Servis Depremi (SE)

50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıl olarak kabul edilmektedir. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin (DE) yarısı kadardır.

3.4.7.2. Tasarım Depremi (DE)

50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıl olarak kabul edilmektedir. Bu deprem birçok proje tasarımında tasarım depremi olarak alınmaktadır. FEMA-273'de (1997) temel güvenlik depremi-1 (BSE-1) olarak adlandırılmıştır.

3.4.7.3. En Büyük Deprem (ME)

Belirli bir bölgede jeolojik veriler çerçevesinde olma olasılığı olan en büyük yer hareketidir. Bu depremin 50 yılda aşılma olasılığı %5, dönüş periyodu yaklaşık 1000 yıl kabul edilmektedir. Bu depremin etkisi ise tasarım depreminin 1.25-1.50 katı civarındadır. Buna karşılık FEMA 273'te (1997), temel güvenlik depremi-2 (BSE-2) olarak adlandırılan ve 50 yılda asılma olasılığı %2 olan, dönüş periyodu ise yaklaşık 2475 yıl olarak tanımlanan bu depremin ATC 40'daki (1996) en büyük depreme (ME) karşı geldiği, ancak etkisinin daha büyük olduğu belirtilmiştir.

Belirli bir yer hareketi altında tek bir performans hedefi öngörülebileceği gibi, birden fazla deprem hareketi altında çok seviyeli performans hedefleri de esas alınabilir. Çizelge 3.7'de çok seviyeli performans hedefi için verilmiştir. Bu çizelgeye göre meydana gelen SE için yapının kullanıma devam, DE'de IO ve ME'de ise CP'de kalması istenmektedir.

Çizelge 3.7. Çok seviyeli hedef performansın tanımlanması

Yer hareketi	Bina performans seviyesi		
	Kullanıma devam	Hemen kullanım	Can güvenliği
Servis depremi	×		
Tasarım depremi		×	
En büyük deprem			×

3.4.1. Sismik Tehlikeler

Sismik tehlikeler, deprem veya benzeri sarsıntı sırasında olası zarar veya kayıp kaynaklarıdır. Deprem yer hareketinden kaynaklanan toprak kaymaları veya tsunamiler gibi doğal olaylar olabilir. Ayrıca, korunmasız binalar, kırılgan borular veya gevşek ekipman gibi taşıyıcı olmayan yapılar, deprem sarsıntısına maruz kaldığında tehlikeye neden olabilecek unsurları içerebilir.

Daha güçlü yer hareketleri daha büyük sismik tehlikeler veya zarar verici tehlikeler oluşturduğundan, bilim adamları sismik tehlikeleri potansiyel yer sarsıntısı

açısından ölçmüşlerdir. Diğer bir deyişle, bir bölgedeki sismik tehlike seviyesi, belirli bir süre boyunca bölgede belli bir etkiyi aşan yer sarsıntısının oluşma olasılığı olarak ölçülür. Bu tür sarsıntı olasılığı, bölgedeki geçmiş deprem aktivitesinin, yer altında ve üzerinde oluşan gerilme kanıtlarının ve sismik dalgaların yer kabuğunda ve yer üstündeki topraklarda nasıl hareket edebileceğinin kanıtları ile tahmin edilmektedir.

3.4.1.1. Sismik Riskler

Sismik riskler, sismik tehlikelere maruz kalma durumunda meydana gelebilecek zarar veya kayıplardır. Yapılar için sismik risk ise yapının deprem etkisi altında yapının üzerine etki eden yüklerin o yapı üzerinde oluşturacağı şekil değişikliklerinin hangi aşamada olacağı ve yapının taşıyıcı veya taşıyıcı olmayan sistemi üzerinde ne ölçüde risk oluşturacağıdır.

Sismik risk; bir yapının bulunduğu lokal noktanın faya yakınlığına, fay kırığı ile yapının bulunduğu lokal bölge arasındaki kısmın zemin koşulları ile yapının temelinin oturduğu yerel zemin özelliklerine ve seçilen deprem hareketinin büyüklüğüne bağlıdır. Herhangi bir depremde fay kırığının yapının bulunduğu bölgeden geçmesi, kumlu kesimlerde zemin sıvılaşması, killi kesimlerde zemin kayması veya kıyı kesimlerinde tsunami gibi yapının davranışı dışındaki bazı etkilerde sismik risk oluşturur.

FEMA-356 (2000)'de deprem hareketi etkisi ile meydana gelebilecek sismik riski istatistiksel ve deneysel yöntemlerle belirlenmiştir. İstatistiksel olarak deprem hareketinin dönüş periyotları belirlenmiştir. Deneysel çalışmalar ile aktif olan bir fayda oluşacak en büyük ivmeye sahip deprem ve bu ivme kayıtlarının tepkisinin alınması ile oluşturulan spektrum grafiği belirlenir. Sismik risk seviyesi; ivme-zaman spektrumu olarak veya bir ivme-zaman kaydı olarak ivme-zaman grafiği şeklinde tanımlanır.

Ayrıca sismik risk ile beklenen zararlar doğrudan ekonomik zararlar (onarım ve güçlendirme maliyetleri) ve dolaylı ekonomik zararlar (kapalı kalma süresince özel mülk veya kamu altyapısı zararından kaynaklanan gelirler ve hizmetlerin aksaması nedeniyle belirlenemeyen gelirler) cinsinden ölçülürler. Ayrıca özel risk önlemleri için yapılan yatırımlar, toplanma alanlarının kullanım dışı kalması, göçler ve oluşması muhtemel enkaz miktarları gibi afet planlanmasında kullanılmaktadır.

3.4.1.2. Sismik Riskin Belirlenmesi

Herhangi bir deprem hareketi etkisine ait spektral grafiği oluşturmada, kısa periyot harita spektral ivme katsayısı $S_S = 0.2\,s$ ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı $S_1 = 1.0\,s$ olan %5 sönümlü yönetmeliklerde kabul edilen bir grafik kullanılabilir. Ayrıca S_S ve S_1 aşağıdaki şekilde de belirlenebilir:

a. Kullanılacak tasarım depremi, kabul görmüş tasarım depremine ait grafiklerle uyuşuyorsa bu değerler direk bu grafiklerden alınır.

b. Kullanılacak tasarım depremi kabul görmüş tasarım depremine ait grafiklerle uyuşmuyorsa bu değerler benzer grafiklerden logaritmik interpolasyon veya ekstrapolasyon yaparak elde edilir.

c. Elde edilen değerler yerel zemin sınıfına göre revize edilir.

d. Tasarım depremi BSE-2 ise değerleri ilerde verilecektir.

e. Tasarım depremi BSE-1 ise değerleri ilerde verilecektir.

BSE-1 depremi için yukarıda belirlenen S_S değerine karşı gelen ivme değeri S_{xs} ile S_1 ivme değeri olan S_{x1} değerlerinin en küçüğü olarak alınabilir.

3.4.1.3. İvme Değerlerinin Zemin Sınıfına Göre Düzeltilmesi

S_{xs} ve S_{x1} değerleri şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$S_{xs} = F_a S_s \tag{3.33}$$

$$S_{x1} = F_v S_1 \tag{3.34}$$

burada F_a ve F_v zemin sınıfına bağlı olarak çizelge 3.8 ve 3.9'dan alınan katsayılarıdır.

Çizelge 3.8. Uzun periyot spektral ivme değerlerine göre belirlenen F_v değerleri

Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F					

Çizelge 3.9. Kısa periyot spektral ivme değerlerine göre belirlenen F_a değerleri

Zemin Sınıfı	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 0.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F					

3.4.2. Zeminlerin Sınıflandırılması

Zemin sınıflarının tanımlamaları çizelge 3.10'da verilmiştir.

Çizelge 3.10. Zemin sınıflarının tanımlamaları (ASCE, 2016)

Zemin sınıfı	Zemin Türü	Yaklaşık kayma dalgası yayılma hızı
A	Sert kaya	V_s > 1500 m/s
B	Kaya	750 m/s < V_s ≤ 1500 m/s
C	Çok sert zemin ve kaya	365 m/s <V_s ≤ 750 m/s veya SPT sayısı; N > 50 veya drenajsız kayma mukavemeti; su>100 kN/m²
D	Konsolide zemin	185 m/s < V_s ≤365 m/s veya SPT sayısı; 15 < N ≤ 50 veya drenajsız kayma mukavemeti;50 kN/m² < su ≤ 100 kN/m²
E	3m'den fazla kalınlıkta kısmının plastisite indeksi; PI > 20 veya su oranı w > %40 ve ;	drenajsız kayma mukavemeti; su < 25 kN/m² veya kayma dalgası yayılma hızı yaklaşık; Vs < 185 m/s
F	Detaylı geoteknik araştırma yapılmalıdır.	

F sınıfına giren zeminler şu özellikleri gösterirler:

a. Özellikle sismik yüklemeler altında kolay çökebilecek; akışkan ve konsolide olamamış zeminler

b. 3 m'den daha fazla kalınlıktaki tabakada organik kil tabakası içeren zeminler.

c. Yüksek plastisiteli killer (7,5 m'den daha fazla kalınlıktaki tabakada PI> 75)

d. Konsolide olamamış yumuşak killer (H> 36 m tabakalar)

Spektral ivme grafiği oluştururken yerel zemin özellikleri, aşağıdaki koşullardan birinin sağlanması durumunda mutlaka kullanılmalıdır.

a. Yerel zemin grubu E ise ve BSE-2 depreminin kısa periyodu (S_S) 2.0g yi geçtiğinde

b. Yerel zemin grubu F ise (S_s 0.2g' den küçük olursa zemin cinsi olarak E grubu zemini kullan) sismik risk seviyesi bir ivme kaydı olarak belirlendi ise

3.4.3. Spektral İvme Grafiği

Yatay spektral ivme grafiği Şekil 3.23'de verilmiş olup aşağıdaki deklemlerle hesaplanabilir.

$$0 < T < T_0 \; için \; S_a = S_{XS}\left[\left(\frac{5}{B_s} - 2\right)\frac{T}{T_s} + 0.4\right] \quad \textbf{(3.35)}$$

$$T < T_s \; için \; S_a = \frac{S_{XS}}{S_{BS}} \quad \textbf{(3.36)}$$

$$T > T_S \;\; için \; S_a = \frac{S_{X1}}{S_{B1}\,T} \quad \textbf{(3.37)}$$

TS ve *T0* değerleri ise aşağıdaki formüllerden elde edilebilir.

$$T_S = \frac{S_{X1}B_S}{S_{X1}\,B_1 T} \quad \textbf{(3.38)}$$

$$T_0 = 0.2T_S \quad \textbf{(3.39)}$$

burada *Bs* ve *B1* değerleri ise çizelge 3.11'den alınabilir. Düşey ivme değerleri ise yatay ivme değerlerinin 2/3 ü olarak alınabilir.

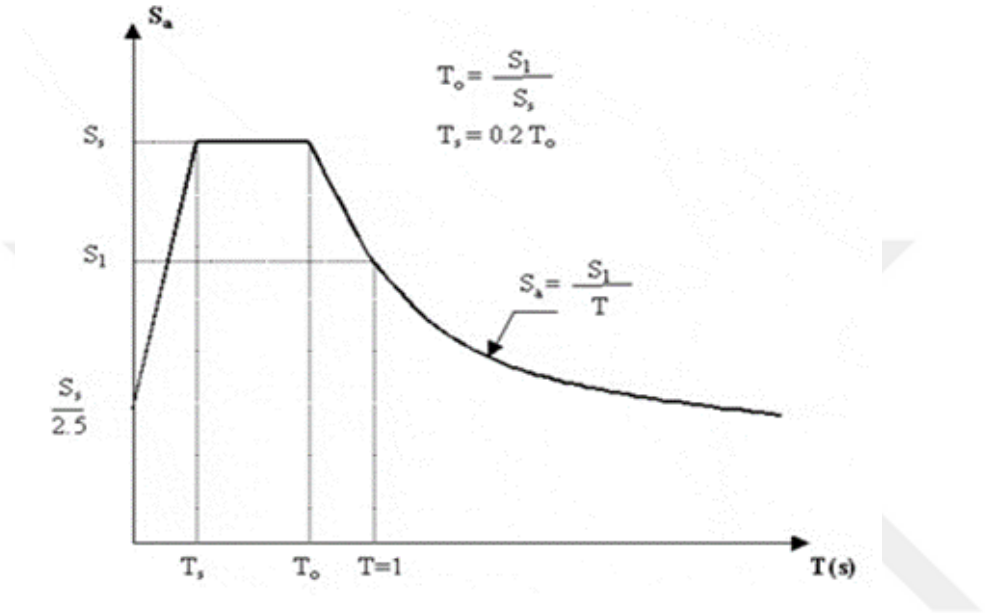
Çizelge 3.11. Efektif sönüm oranlarına göre B_s ve B_1 değerleri

Efektif Vizkoz Sönüm	$\boldsymbol{B_s}$	$\boldsymbol{B_1}$
≤2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
≥50	3.0	2.0

3.5. Düzlem Çelik Çerçeveler

Çelik moment çerçeveleri binalarda en çok kullanılan sistemlerden biridir. Çelik çerçeveleri kullanmanın önemli nedenlerinden biri, yapıda uygun bir mimari alan

yaratmaktır. Çelik moment dayanımlı çerçeveler; düzenleniş biçimleri, kullanılan birleşim eleman çeşidi, bağlantı noktalarının sünekliği, birleşim bölgesinin veya elemanların dönme rijitlikleri, birleşim bölgelerinin ve elemanların moment dönme kapasitelerine göre sınıflandırılmaktadır.



Şekil 3.23. Spektral ivme grafiğinin elde edilmesi (ASCE, 2010)

3.5.1. OPENSEES v2.5.0 Yapı Analiz Yazılımı

OPENSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation), yapı sistemlerinin deprem hesaplarında kullanılan yapı analiz yazılımdır. OPENSEES programı açık kaynak kodlu sonlu eleman yazılımı olup Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berekeley, ABD) tarafından yapısal sistemlerinin deprem tepkilerinin hesabı için geliştirilmiştir. İçerdiği farklı malzeme modelleri, eleman tipleri ve hesaplama algoritmaları sayesinde yapıların doğrusal olmayan davranışlarını modelleme ve analizinde geniş olanaklar sunar. Büyük ölçekli yapılar da olmak üzere her türlü yapı sistemi modellenebilir ve analiz edilir. Diğer ticari yapı analiz programlarından farklı olarak, OPENSEES'de kullanıcı birçok parametreyi kendisi tanımlayabilmektedir.

OPENSEES, farklı malzeme modelleri ve eleman tanımlamaları (kiriş, kolon ve çapraz elemanları) yapılabilmekte ve çözüm algoritmaları kullanarak yapıların doğrusal veya doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesini ve analizini yapabilmektedir. Malzeme tanımlama da doğrusal ve doğrusal olmayan malzeme modelleri mevcuttur. Analiz yöntemleri olarak dinamik, statik itme ve zaman-tanım alanında analizler yapılabilmektedir.

3.5.2. OPENSEES Yapı Analiz Yazılımı ile Yapı Sistemlerinin Modellenmesi

Bu çalışmada, doğrusal olmayan PA (pushover analiz/statik itme analizi) OPENSEES yapı analiz yazılımına yaptırılarak düzlem çelik çerçevelerin AISC-LRFD (1999) yönetmeliğine göre optimum tasarımı gerçekleştirilmiştir.

Yapıların deprem hareketi etkisindeki performanslarının belirlenmesi amacıyla basitleştirilmiş doğrusal olmayan analiz yöntemleri sıklıkla kullanılmaktadır. PBSD için kullanılan analiz yöntemleri; yapı sisteminin yatay kuvvetler etkisindeki davranışını temsil eden yatay kuvvet-yatay yer değiştirme bağıntısının malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre belirlenmesine ve bu bağıntının değerlendirilmesine dayanmaktadır. Statik itme analizi adı verilen doğrusal olmayan artımsal itme işlemi sonucunda yapının kuvvet-yerdeğiştirme değerleri elde edilir. Bu analizler sonucunda bulunan taban kesme kuvveti (V_t) ile tepe yerdeğiştirmesi (δ_t) ilişkisinden kapasite eğrisi elde edilmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemi ile yapının performansının değerlendirilmesi iki farklı kritere göre belirlenebilmektedir: Dayanım esaslı değerlendirmede, yapıya etki eden yatay deprem kuvvetleri yönetmeliklerde öngörülen seviyeye ulaştığında dayanım, yerdeğiştirme ve şekil değiştirmeler için yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp-sağlanamadığı kontrol edilir. Yerdeğiştirme/şekil değiştirme esaslı değerlendirmede ise, belirli bir deprem hareketi etkisinde belirli bir yük dağılım biçimi için yapı yerdeğiştirme talebine ulaştığında, beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanamadığı kontrol edilir.

Bu çalışmada; kapasite tasarım kriteri ve kullanılabilirlik tasarım kriteri olmak üzere iki tasarım kriteri kullanılmıştır. Yapı elemanları ve birleşimleri hem dayanım sınır durumları hem de kullanılabilirlik sınır durumları için ayrı ayrı kontrol edilecektir.

3.5.3. Dayanım Durumuna Göre Tasarım

Çelik yapıların dayanımı konusunda iki farklı standard kullanılmaktadır. Bunlar; taşıma gücü yöntemini esas alan American Institute of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design (AISC-LRFD/Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü-Yük ve Dayanım Katsayıları Tasarımı) ve emniyet gerilmeleri yöntemini esas alan American Institute of Steel Construction-Allowable Stress Design (AISC-ASD/ Amerikan Çelik Konstrüksiyon Enstitüsü-Müsaade Edilen Gerilme Dayanımı Tasarımı) yönetmelikleridir.

AISC-LRFD yönetmeliğinin esasları Ravindra ve Galambos (1978) tarafından belirlenmiş ve 1986 yılında yayınlanmıştır. AISC-LRFD'nin felsefesi şu bağıntıyla ifade edilebilir:

$$\sum \gamma Q_i \leq \phi R_n \tag{3.40}$$

burada Q_i dış yük etkileri (kuvvet veya moment), γ yük katsayısı, R_n karakteristik dayanım (Yapı ve yapı elemanının dayanım katsayısı (R) göz önüne alınmadan hesaplanan dayanım), ϕ: dayanım katsayısını göstermektedir. Bu denklemdeki ϕR_n ifadesi yapının tasarım dayanımıdır.

Deprem (yatay) ve düşey yüklemeler için kullanılan yükleme durumları AISC-LRFD (2005)'de çizelge 3.12' de verilmiştir.

Çizelge 3.12. Esas yük kombinasyonları (ASCE, 2010)

Yükleme kombinasyonu	Statik		Statik itme (FEMA-356)	
	Çelik tasarım	Yükleme katsayısı	Yükleme katsayısıı (Q_G^{sc})	
UDLSTL1	Dayanım	1.4D	Sehim	1.0D+1.0LL
UDLSTL2	Dayanım	1.2D+1.6LL		
UDLSTL3	Sehim	1.0D		
UDLSTL4	Sehim	1.0D+1.0LL		

$$\mathrm{W_s} = D + LL \tag{3.41}$$

$$M_s = (D + LL)/g \quad (3.42)$$

burada Q_G^{sc}öz ağırlık yüklemesi, D ölü yükleme, LL hareketli yükleme, W_s kat ağırlığı, M_s kat kütle değerlerini ve g yerçekimi kuvvetini göstermektedir.

3.5.3.1. Kapasite Tasarımı

AISC-LRFD (1999) yönetmeliğinde yapı elemanlarının dayanım sınırları için yeterli kapasiteye sahip olması gerektiği belirtilmektedir. Kapasite tasarımının anlatıldığı bu kısımda yapı elemanlarının eksantrik normal kuvvet, kesme kuvveti, çekme kuvveti, basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisi altındaki kapasite tasarım dayanımlarının hesaplamaları hakkında aşağıda geniş bilgilere yer verilmiştir.

3.5.3.2. Çekme Tasarımı

Çekme elemanının taşıma gücüne ulaşması için akma ya da kırılma gibi iki sınır durumdan birine ulaşması gerekir. Akma gerilmesinin aşılması ile başlayan aşırı deformasyonu önlemek için brüt enkesitteki (A_g) normal gerilmenin akma gerilmesinden (F_y) küçük olması şartı bulunmaktadır. Kırılmanın engellenmesi için ise net enkesitteki (A_e) normal gerilmenin çekme gerilmesinden (F_u) küçük olması gerekmektedir. Buna göre akma ve kırılma durumları karakteristik dayanımlar sırasıyla aşağıda verilmiştir:

$$P_n = F_y A_g \quad (3.43)$$

$$P_n = F_u A_e \quad (3.44)$$

burada A_c net enkesit alanı, A_g brüt enkesit alanı, F_y minimum akma gerilmesi, F_u minimum çekme dayanımı olarak adlandırılmaktadır.

3.5.3.3. Basınç Tasarımı

Narin olmayan elamanların eksenel basınç kuvveti etkisindeki karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı (P_n) şu şekilde hesaplanır:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.45)$$

burada F_{cr} kritik burkulma gerilmesi olup aşağıdaki denklemlerle hesaplamaktadır:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ (elastik\ olmayan\ malzeme) ise, F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right]F_y \quad (3.46)$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ i (elastik malzeme) } ise, F_{cr} = \left[0.878^{F_y/F_e}\right]F_y \quad (3.47)$$

burada F_e elastik burkulma gerilmesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$F_e = \frac{\pi^2}{(\frac{KL}{r})^2} \quad (3.48)$$

burada K efektif uzunluk katsayısını, L eleman burkulma boyunu, r atalet yarıçapını göstermektedir.

3.5.3.4. Eğilme Tasarımı

Kuvvetli eksen (x ekseni) etrafında eğilmeye maruz W geniş başlıklı çelik profillerin (I profiller) karakteristik eğilme dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$L_b \leq L_p \text{ ise } M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.49)$$

$$L_b < L_p \leq L_r \text{ ise } M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p \quad (3.50)$$

$$L_b > L_r \text{ ise } M_n = M_p = F_{cr}S_x \leq M_p \quad (3.51)$$

bu denklemlerde L_b basınç başlığında yanal yerdeğiştirmenin ve enkesit burulmasının önlendiği noktalar arasındaki eleman uzunluğunu, L_p akma sınır durumu için yanal olarak desteklenmeyen sınır uzunluğunu, L_r elastik olmayan yanal burulmalı burkulma için sınır uzunluğunu göstermektedir ve aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadırlar:

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.52)$$

$$L_r = 1.95 r_{rts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76\left(\frac{0.7F_yS_xh_o}{E\ J_c}\right)}} \quad (3.53)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{J_c}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.54)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}}} \quad (3.55)$$

Bu denklemlerde M_n karaktersitik eğilme momenti dayanımını, M_p plastik eğilme momentini, Z_x x ekseni etrafında plastik kesit modülünü, S_x x ekseni etrafındaki

elastik kesit modülünü, *J* burulma katsayısını, C_w Çarpılma katsayısını, *c I* profilleri için 1.0 alınan bir katsayıyı, r_{ts}: L_r'nin belirlenmesinde kullanılan atalet yarıçapını ifade etmektedir. $C_b\ ise$ üniform olmayan moment dağılımın etkisini yansıtan katsayı olup aşağıdaki denklem ile hesaplanır.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 3.0 \quad (3.56)$$

bu denklemde M_A, M_b, M_c ve M_{max} elemanın yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki kiriş uzunluğunun sırasıyla 1/4, 1/2, 3/4 noktalarındaki ve yanal stabilite elemanları arasındaki kiriş uzunluğu boyunca en büyük eğilme momentinin mutlak değerleridir.

3.5.3.5. Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momenti Tasarımı

Eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki elemanların tasarımında kullanılacak deklemler şu şekildedir:

$$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} \geq 0.2 \text{ ise } g_s(\times) = \left[\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{u\times}}{\emptyset_b M_{n\times}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b M_{ny}}\right)\right] - 1 \leq 0 \quad (3.57)$$

$$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} \leq 0.2 \text{ ise } g_s(\times) = \left[\frac{P_u}{2\emptyset_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{u\times}}{\emptyset_b M_{n\times}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b M_{ny}}\right)\right] - 1 \leq 0 \quad (3.58)$$

burada M_{ux} ve M_{uy} sırasıyla *x* ve *y* eksenlerindeki gerekli eğilme momenti dayanımı, M_{nx} ve M_{ny} sırasıyla *x* ve *y* eksenlerindeki tasarım eğilme momenti dayanımı, P_u: eksenel basınç kuvveti dayanımı, P_n karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı, φ_c eksenel basınç kuvveti etkisi için dayanım katsayısı ($\varphi_c = 0.85$), φ_b eğilme momenti etkisi için dayanım katsayısıdır (φ_b =0.90).

3.5.3.6. OPENSEES Programı ile Statik Analiz

OPENSEES programında statik analiz için aşağıdaki adımlar izlenmektedir:

i. Yapının iki veya üç boyutlu modellemesi yapılır, serbestlik dereceleri tanıtılır, temele bağlı olan kolonların mesnet şartları belirlenir, malzeme akma dayanımı ve diğer malzeme özellikleri tanımlanır.

ii. Düşey yüklemelerden dolayı her düğüm noktasına gelen kütle değerleri belirlenir, eleman enkesitleri kısımlara (fiberlere) bölünür.

iii. Eleman yüklemeleri ve tipleri tanımlanır ve atanır.

iv. Analiz çalıştırılır. Analiz sonucunda elde edilen iç kuvvetlere eleman dayanımlarının yeterli olup olmadığı belirlenir.

3.5.4. Kullanılabilirlik Tasarım

Kullanılabilirlik sınır durumları yapının kullanım amacına göre belirlenir. Yapıların kullanım amacını ve performanslarını olumsuz etkileyen sehim, yanal ötelenme ve titreşim gibi durumlarda yapının sistem ve eleman bazında yeterli rijitliğe sahip olması gerekir. Kullanılabilirlik sınır durumunun aşılması yapının fonksiyonunu kaybetmesi anlamına gelir.

PBSD'de tasarım kriteri ve kapasite seviyeleri kuvvet esaslı değil, yerdeğiştirme esaslıdır. Statik itme analizinde yanal yük biçimi; belirlenmesi gereken önemli parametrelerden biridir. İtme işlemi genellikle ters üçgen şeklindeki yanal yük (*k*=1) ile gerçekleştirilebilmektedir. Bu konuda yapılan çalışmalar yanal yükün birinci modun hakim olduğu az katlı yapılarda kullanılmasının uygun sonuçlar verdiğini göstermiştir (Krawinkler ve Seneviratna, 1998). Yüksek modların hakim olduğu çok katlı binalar için parabolik yanal yük dağılımı (*k*=2) kullanılmalıdır. En çok kullanılan yanal yük biçimleri ters üçgen (*k*=1), parabolik (*k*=2) ve düzgün yayılı yanal yüklerdir.

Performansa dayalı deprem tasarımında, doğrusal olmayan PA için düşey yüklemeleri FEMA-273 (1997) aşağıdaki şekilde verilmektedir:

$$Q_G^{PBD} = 1.1(Q_D + Q_L) \tag{3.59}$$

Burada Q_D ve Q_L sırasıyla ölü ve hareketli yükleri göstermektedir. Doğrusal olmayan PA'da taban kesme kuvveti (V_b) ve yapı yüksekliği boyunca yatay yükleme dağıtım katsayısı (C_{vx}) aşağıda gibi hesaplanır:

$$V_b = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \tag{3.60}$$

$$C_{vx} = \left(\frac{G_s H_s^k}{\sum_{m=1}^{ns} G_m H_m^k}\right) \tag{3.61}$$

$$P_s = C_{vx} V_b \tag{3.62}$$

$$k = \begin{pmatrix} eğer\ T \leq 0.5\ ise\ k = 1.0 \\ eğer\ 0.5 \leq T \leq 2.5\ ise\ \ k = 0.5(T - 2.5) + 2) \\ eğer\ 2.5 \leq T\ ise\ k = 2 \end{pmatrix} \tag{3.63}$$

burada H_s ve H_m s ve m katları için yapının temelden yüksekliğini, G_s ve G_m s ve m seviyelerindeki katların deprem kuvvetini, k yapının peryoduna bağlı bir katsayıyı (bu çalışmada k=2 alınmıştır), N_s yapıdaki kat sayısını göstermektedir. C_m etkin kütle çarpanı bina taşıyıcı sistemine ve kat adedine bağlı olarak çizelge 3.13'ten belirlenmektedir.

Çizelge 3.13. Etkin kütle çarpanı (Cm) için (FEMA-273, 1997)'te verilen değerler

Kat sayısı	Betonarme çerçeve	Betonarme perde	Betonarme destek - payanda	Çelik Çerçeve	Çelik dışmerkezli çaprazlı	Çelik eşmerkezli çaprazlı	Diğer
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 ve dahası	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Not: 1. Doğal titreşim periyodu 1.00 sn'den büyük olan binalarda Cm=1.00 alınır.

3.5.4.1. Statik İtme Analizi

FEMA-273 (1997)'te statik itme analizi, kuvvet kontrollü ve yerdeğiştirme kontrollü olmak üzere iki şekilde yapılmaktadır. Kuvvet kontrollü itme analizinde önceden belirlenmiş yanal yük biçimi yapıya statik olarak uygulanmaktadır. Yerdeğiştirme kontrollü itme analizinde ise, bir yanal yük şekli seçilir ve bu yanal yük şeklinin büyüklüğü, önceden belirlenmiş yerdeğiştirme değerine ulaşmak için adım adım değiştirilir ve yapının istenen yerdeğiştirmesine karşılık gelen kuvvet miktarı hesaplanır. Kullanılan bir yanal yük biçimi ile yapının elastik bölge ötesine itilmesine dayanmaktadır. İtme işlemi sonucunda, V_b ve δ_{tepe1}'den oluşan kapasite eğrisi elde edilmektedir.

Bu çalışmada doğrusal olmayan PA için gerekli olan veriler tasarım örnekleri bölümünde açıklanacaktır. PA için birçok yöntem mevcut olup bu çalışmada yer değiştirme katsayıları metodunda kullanılmıştır. Bu yöntemde, yapı yatay yüklemeler altında hedef yerdeğiştirmeye ulaşıncaya kadar itilmektedir. Depreme maruz kalan bir yapının en gerçekçi değerlendirmesi doğrusal olmayan bir THA yöntemidir. Bununla birlikte, bunun için geniş kapsamlı hesaplama araçlarının yanı sıra bir dizi uygun yer

hareketi seçilmesi gerektirdiğinden, dinamik yüklemeye maruz kalan yapıların kapasite eğrisini tahmin etmek için statik itme analizleri daha sık kullanılmaktadır.

Mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan yöntemlerin başında PA gelmektedir. Bu analiz yöntemi, yapı üzerindeki düşey yükler altında yatay yükün iteratif bir şekilde arttırılmasıyla yapıyı oluşturan elemanlarda plastik şekildeğiştirmeler göz önüne alınarak performansın belirlenmesi esasına dayanır.

Bu yöntemde idealleştirilmiş taşıyıcı sistemde sabit düşey yükler altında yatay yükler orantılı olarak arttırılarak, yani küçük ötelenmeler verilerek her bir adımda taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların davranışları izlenir. Bu hesaplama yönteminde malzemenin elastik sınırların ötesinde plastik davranışları da göz önüne alınır. Yapı belirlenen yanal ötelenme sınırına erişinceye kadar veya taşıyıcı sistemi teşkil eden elemanların daha önce tanımlanmış göçme şekil değiştirmelerine ulaşıncaya kadar analiz devam ettirilir. Sonuçta bulunan şekil değiştirme göz önüne alınarak deprem sonrası oluşacak hasar seviyesi belirlenebilir. Yatay yük artırımı binada önceden belirlenen hedef yerdeğiştirme sınırına ulaşılıncaya kadar devam eder. Bu yöntem yapının yerdeğiştirme yeteneğine dayanan ve süneklikle doğrudan ilgili olup yapının göçme şekli de kolaylıkla elde edilebilir. Yöntemin gevrek kırılma (ani göçme) olmadığı durumlarda uygulanabildiği unutulmamalıdır. PA sonucunda yapı sistemlerin taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme eğrileri elde edilerek ötelenme oranları belirlenmekte ve yapının hangi performans seviyesinde olduğu tespit edilmektedir.

Elnashai (2002) tarafından yapılan çalışmada, yapıların depreme karşı davranışının belirlenmesi için dinamik analiz yöntemlerinin kullanılmasının daha uygun olduğunu belirtilmiştir. Ancak bu analiz yöntemlerinin hesap adımları ve kullandıkları parametreler, statik analiz yöntemleri ile karşılaştırıldıklarında oldukça karmaşık olduklarını ifade etmiştir. Yaptığı çalışmada, çelik çerçevelerin deprem performanslarının değerlendirilmesi için "doğrusal olmayan PA" analiz yöntemini kullanmıştır. PA'yı yapıların kapasitesini ve stabilitesini değerlendirmek ve olası plastik mekanizmaları ve buna bağlı enerji sönümleme kısımlarını belirlemek için kullanmıştır.

Krawinkler ve Seneviratna (1998) ise PA'nın basit olması nedeniyle dinamik analiz yöntemiyle kıyaslandığında, daha yaygın olarak kullanıldığını ifade etmişlerdir. Bu analiz yönteminin çok daha fazla tercih edilmesinin nedeni olarak, dinamik analiz

yöntemlerindeki gibi yoğun hesap adımları ve analizin modelleme zorluklarının olmayışı, yapı elemanı ve yapı sisteminin deformasyon taleplerinin kabul edilebilir duyarlılıkta hesaplanabilmesi olduğunu belirtmişlerdir. Buna rağmen henüz pek çok problem ve kısıtlama PA yönteminde aşılabilmiş olmadığını ifade etmişlerdir. PA yönteminde problemleri ve kısıtlamaları aşabilmek için birçok araştırmacı; Bracci ve ark. (1997); Elnashai (2001); Chen ve ark. (2018); Antoniou ve Pinho (2004); Aydınoğlu (2004) tarafından birçok yenilik önerilmiştir Buna rağmen yapısal düzensizlikler veya farklı özellikteki yer hareketinin (genliği, etkinlik süresi, faz özellikleri vb.) meydana gelmesi durumunda yeni geliştirilen yöntemlerde de yeterli ve güvenilir sonuçlar belirlenemeyebilir. Bu kısıtlamalar nedeniyle, yapıların performansa dayalı değerlendirilmesinde, doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemlerinin kullanılması zorunlu olabilmektedir (Elnashai, 2002).

3.5.4.2. OPENSEES Programı ile Statik İtme Analizi

Bir yapının PA'sı OPENSEES programında aşağıda verilen adımlar izlenerek yapılmaktadır.

i. Yapının iki veya üç boyutlu modellemesi tanıtılır, malzeme akma dayanımı ve diğer özellikleri tanımlanır, mesnet noktaları tanımlanır

ii. Elemanlara atanan enkesitler fiberlere bölünür

iii. Düşey yüklemeler FEMA-356 (2000)'ya göre kirişlere yayılı olarak atanır.

iv. Yatay yüklemeler dağıtım katsayısına göre belirlenerek her katın kolonlarının üst noktasına atanır.

v. Yapının belirlenen bir hedef yerdeğiştirmenin 1.5 katına kadar iteratif olarak uygulanır.

vi. Analiz icra edilir ve yapı elemanlarındaki iç kuvvetler, yerdeğiştirmeler ve dönme oranları hesaplanır.

3.6. Uzay Çelik Çerçeveler

Uzay çelik çerçeveler, düzlem çelik çerçevelerden farklı olarak üç boyutlu olarak tanımlanan ve düğüm noktalarında 6 serbestlik derecesine sahip sistemlerdir

3.6.1. SAP2000_OAPI Yazılımı

Bu çalışmada uzay çelik çerçevelerin dinamik analizi için ayrıca bir kodlama yapılmamış bunun yerine MATLAB programlama dili ve SAP2000-OAPI (Structural Analysis Programme-Open Application Program Interface/Açık Program Uygulama Arayüzü) uygulaması interaktif bir şekilde çalıştırılmıştır.

İlk adımda SAP2000 v20 (2018) yapı analiz yazılımında modellenen ve dinamik analizi yaptırılan uzay çelik çerçeve için elde edilen eleman iç kuvvetler, düğüm yerdeğiştirmeleri ve plastik dönme oranları SAP2000-OAPI arayüz uygulamasıyla MATLAB programlama diline aktarılmaktadır. MATLAB'da kodlanan optimizasyon algoritmasıyla uzay çelik çerçevenin tasarım sınırlayıcılarını sağlayıp sağlamadığı kontrol edilerek ilk analiz yapılır. MATLAB'da kodlanan optimizasyon algoritması kullanılarak yeni bir uzay çelik çerçeve tasarımı elde edilir ve ardından bu tasarımın SAP2000 programında dinamik analiz gerçekleştirilir. Dinamik analiz sonucu elde edilen değerler SAP2000-OAPI vasıtasıyla tekrar MATLAB programına aktarılarak uzay çelik çerçevenin sınırlayıcıları sağlayıp sağlamadığı tekrar kontrol edilir. Bu işlemler optimizasyon işlemi tamamlanıncaya kadar tekrarlanır.

3.6.2. Hesap Yöntemleri

Depreme dayanıklı yapı tasarımı ile ilgili yönetmeliklerde genellikle statik analiz ve dinamik analiz yöntemleri önerilmektedir. Statik analiz yöntemi olarak Eşdeğer Deprem Yükü yöntemi depreme dayanıklı yapı tasarımında basit bir yöntem olduğu için en çok tercih edilen yöntemdir. Ancak bu yöntemin basit olmasına rağmen bina ve yapı türüne göre uygulanma alanı sınırlandırılmıştır. Bu yöntemin uygulanamadığı durumlarda ise Modal Tepki Spektumu veya diğer adıyla bilinen Mod Birleştirme yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Analiz gibi dinamik analiz yöntemlerine başvurulur.

ASCE (2016)'ye göre depreme dayanıklı yapı hesabı yapılırken yöntem seçimi yapı karakteristiklerine göre belirlenen sismik tasarım kategorisine bağlı olarak yapılmaktadır. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin ve diğer dinamik analiz yöntemlerinin seçilmesiyle ilgili sınırlamalar ASCE (2016)'ye göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi ile ilgili koşullar çizelge 3.14'te ayrıntılı olarak verilmektedir.

Çizelge 3.14. ASCE (2016)'ye göre deprem hesap yönteminin belirlenmesi ile ilgili koşullar

Not: $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.160 ft = 48.8 m.

Sismik Tasarım Kategorisi	Yapı Karakteristikleri	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi	Mod Birleştirme Yöntemi	Zaman Tanım Alanı Yöntemleri
B, C	Tüm yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
D, E, F	Temelden itibaren iki katı geçmeyen I. ve II. risk kategorisine giren yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
	Hafif çerçeveli yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
	Yapısal düzensizlikleri olmayan ve yüksekliği 160 ft'i (48.77 m) geçmeyen yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
	Yüksekliği 160 ft'i (48.77 m) geçen, yapısal düzensizlikleri olmayan ve $T < 3.5\ T_s$ durumu olan yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
	Yüksekliği 160 ft'i (48.77) geçmeyen ve sadece 2, 3, 4, 5 tipi planda düzensizlikleri ya da 4, 5a, 5b tipi düşey düzensizlikleri olan yapılar	İzin verilir	İzin verilir	İzin verilir
	Tüm diğer yapılar	İzin verilmez	İzin verilir	İzin verilir

3.6.3. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Statik bir analiz yöntemi olan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi diğer dinamik analiz yöntemlerine göre daha basit bir yöntem olduğu için depreme dayanıklı yapı tasarımında çokça tercih edilmektedir. ASCE (2016)'ye göre Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi adımları aşağıda verilmektedir.

Adım 1. *Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi:* Gözönünde bulundurulan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etki eden toplam eşdeğer deprem

yükü (W), taban kesme kuvveti V, denklem (3.64) bağıntısında belirtildiği şekilde hesaplanmaktadır.

$$V = C_s \times W \tag{3.64}$$

burada C_s sismik katsayı, W efektif sismik ağırlığı ifade etmektedir [kN]. Deprem hesabı yapılırken göz önünde bulundurulacak efektif sismik ağırlık genel olarak yapıdaki sadece ölü yükleri kapsamaktadır. Ekstrem durum olarak; Depo yapılarında, hareketli yükün en az %25'i, Sürekli olarak bulunan mekanik yükleri, Peyzaj malzemelerin ağırlıklarını, Kar yükü değeri P_f, 1.44 kN/m2 değerini geçiyorsa bu yükün %20'sini ilave edilir. Diğer yönetmeliklerden farklı olarak yukarıda ifade edilen durumlar dışında hareketli yüklerin belli bir oranı alınmaz, sadece ölü yükler hesaba katılır. C_s aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \tag{3.65}$$

Ayrıca, sismik katsayısı C_s yapının hâkim doğal periyoduna bağlı olarak aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

$$\left.\begin{array}{l} T \le T_L \text{ için } C_s = \frac{S_{D1}}{T\times\left(\frac{R}{I}\right)} \\ T > T_L \text{ için } C_s = \frac{S_{D1}}{T^2\times\left(\frac{R}{I}\right)} \times T_L \\ C_s = 0.044 \times S_{DS} \times I \ge 0.01 \end{array}\right\} \tag{3.66}$$

S_1 değerinin 0.6g'ye eşit veya 0.6g'den büyük olduğu bölgelerde bulunan yapılar için C_s değeri şu koşulu sağlamalıdır:

$$C_s \ge 0.05 \times \frac{S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \tag{3.67}$$

Adım 2: <u>*Deprem Yüklerinin Katlara Dağıtılması:*</u> Deprem yükünün katlara dağıtımı denklem (3.61) ve (3.62) bağıntıları ile yapılmaktadır.

Adım 3: <u>*Temel Periyot Hesabı:*</u> Yaklaşık esas periyodu T_a, denklem (.3.68) bağıntısında belirtildiği şekilde hesaplanmaktadır.

$$T_a = C_t \times h_n^x \tag{3.68}$$

burada h_n binanın tabanından itibaren ölçülen yüksekliği, C_t ve x bilinmeyenleri ise yapı taşıyıcı sistem çeşidine göre çizelge 3.15'te belirtilen değerleri almaktadır.

Çizelge 3.15. ASCE (2016)'ye göre C_t ve x parametreleri

Yapı Taşıyıcı Sistemi	C_t	x
Moment karşılayan çelik çerçeve sistemler	0.0724	0.80
Moment karşılayan betonarme çelik çerçeve sistemler	0.0466	0.90
Dışmerkez çelik çerçeve sistemler	0.0731	0.75
Diğer tüm yapısal sistemler	0.0488	0.75

Ayrıca 12 kattan fazla olmayan moment aktaran çelik ve betonarme çerçevelerde yaklaşık periyod T_a=0.1×N olarak hesaplanabilir. Burada N toplam kat sayısını göstermektedir ve kat yüksekliği 3m'den fazla olamaz.

$$T \leq C_u \times T_a \tag{3.69}$$

burada C_u periyot üst sınır katsayısı olup çizelge 3.16'ya göre belirlenmektedir.

Çizelge 3.16 ASCE (2016)'ye göre periyod üst sınır katsayısı C_u

S_{D1}	C_u
≥0.40	1.4
0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
≤0.10	1.7

3.6.4. Modal Tepki Spektrumu Yöntemi

Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin uygulanamadığı durumlarda kullanılan dinamik analiz yöntemlerinden biri olan Modal Tepki Spektrumu yönteminde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler; binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri

için hesaplanan maksimum katkıların bazı istatiksel yöntemler kullanılarak birleştirilmesi ile elde edilmektedir. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde yapının birinci modu dikkate alınırken, Modal Tepki Spektrumu Yöntemi'nde binada yeterli sayıda doğal titreşim modu dikkate alınmaktadır. Ayrıca yönetmeliklerde Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemine bazı sınırlamalar getirilirken, Modal Tepki Spektrumu Yöntemi'nin kullanımında herhangi bir sınırlandırma getirilmemektedir.

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi şartlarının sağlanmadığı durumlarda Modal Tepki Spektrumu yöntemi kullanılmaktadır. Modal Tepki Spektrumu yönteminde esas alınacak R katsayısı ile azaltılmış ivme spektrumuna ait ordinatlar, $S_a(T)$ herhangi bir n'inci titreşim modunda göz önüne alınarak elde edilmektedir. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin aksine Modal Tepki Spektrumu yönteminde sismik tasarım sınıfına göre veya bina kullanım kategorilerine göre herhangi bir sınırlandırma getirilmemektedir.

Adım1: *Hesaba Katılacak Yeterli Titreşim Modu Sayısı:* Modal Tepki Spektrumu yönteminde hesaba katılan modların sayısı, hesaba katılan modların etkin kütlelerinin toplamı, bina kütlesinin % 90'ından az olmayacak şekilde belirlenmelidir.

Adım2: *Mod Katkılarının Birleştirilmesi:* Modal Tepki Spektrumu yönteminde Modal katkıların birleştirilmesinde SRSS veya CQC kurallarından herhangi birinin kullanılması öngörülmekte olup modların birbirinden ayrık olduğu durumlarda CQC kuralının kullanılması gerekmektedir.

Adım 3: *Hesaplanan Büyüklüklere İlişkin Altsınır Değerleri:* Binanın deprem analizi Modal Tepki Spektrumu yöntemi ile yapılmasa dahi, taban kesme kuvveti Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanmalıdır. Çünkü Modal Tepki Spektrumu yöntemine göre elde edilen taban kesme kuvveti (V_t), Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemine göre hesaplanan taban kesme kuvveti'nin (V) %85'inden küçük olursa, kuvvetler $0.85 \times (V/V_t)$ oranında artırılarak deprem analizi tekrar edilmelidir.

Yönetmeliklerin hesaba katılacak yeterli titreşim modu sayısı ve elde edilen taban kesme kuvvetinin Eşdeğer Deprem Yükü yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetine göre büyütülmesi ile ilgi kontrolleri yapılarak deprem analizler uygulanmaktadır.

3.7. Optimum Tasarım Probleminin Formülasyonu

Çelik çerçevelerin optimum tasarımı en genel haliyle dayanım ve yerdeğiştirme sınırlayıcıları altında minimum ağırlıklı çerçevelerin elde edilmesi olarak tanımlanabilir. Buna göre amaç fonksiyonu, aşağıdaki bağıntıyla ifade edilebilir:

3.7.1. Amaç Fonksiyonu

$$\min W(I) = \sum_{r=1}^{ng} A_k \sum_{i=1}^{mk} \rho_i L_1 \qquad \textbf{(3.70)}$$

burada *W(I)* çerçeve ağırlığını, $I = (I_1, I_2 \ldots I_{ng-1}, I_{ng}$ tasarım değişkenleri olup çelik profil listelerinden seçilir, *ng* çerçevedeki toplam grup sayısını, A_k *k*'ncı gruptaki elemanların kesit alanını, *mk k*'ncı gruptaki toplam eleman sayısını, ρ_i ve L_i sırasıyla *i*'nci elemanın özgül ağırlığı ve uzunluğunu gösterir. Çerçeve gruplarına atanan çelik profillerin kesit listesindeki sıralaması kirişler için enkesitin atalet momenti, kolonlar için ise enkesitin alanı dikkate alınarak yapılmaktadır.

Optimum tasarımda kullanılan dayanım sınırlayıcıları AISC-LRFD (2005) yönetmenliğinden alınmıştır. Yük ve dayanım katsayıları ile tasarımında, diğer yönetmeliklerde olduğu gibi yapının tüm yük kombinasyonları için hiçbir sınır durumunu aşmaması amaçlanır. Sınır durumlar, dayanım ve kullanılabilirlik sınır durumu olarak ikiye ayrılır. Çelik çerçevelerin tasarımında karşılaşılan dayanım sınır durumları; çekme akması, çekme yırtılması, burkulma (eğilmeli-burkulma, burulmalı-burkulma, eğilmeli-burulmalı burkulma), plastik moment kapasitesi, yanal burkulma, yerel burkulma, kesme akması, kesme burkulması, kesme yırtılması, kayma, ezilme, yorulma vb. sayılabilir. Bu yapılarda karşılaşılan kullanılabilirlik sınır durumları arasında; sehim, öteleme ve titreşim sınır durumlarıdır.

3.7.2. Dayanım Sınırlayıcıları

Dayanım sınırlayıcıları olarak kullanılan etkileşim denklemleri şu şekildedir (AISC-LRFD, 1999).

$$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} < 0.2 \text{ ise } g_{\sigma,j}(I) = \left[\frac{P_u}{2\varphi_c P_n} + \left(\frac{M_{uI}}{\varphi_b M_{nI}} + \frac{M_{uy}}{\varphi_b M_{ny}}\right)\right] - 1 \leq 0 \quad j=1,2,\ldots,nm \qquad \textbf{(3.71)}$$

$$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} \geq 0.2 \text{ ise } g_{\sigma,j}(I) = \left[\frac{P_u}{2\varphi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{uI}}{\varphi_b M_{nI}} + \frac{M_{uy}}{\varphi_b M_{ny}}\right)\right] - 1 \leq 0 \quad j=1,2,\ldots,nm \qquad \textbf{(3.72)}$$

bu denklemlerdeki tanımlamalar daha önceki bölümlerde anlatıdığından tekrar açıklanmayacaktır.

3.7.3. Yatay Yerdeğiştirme Sınırlayıcıları

Farklı performans seviyelerinde yatay yerdeğiştirme sınırlayıcıları aşağıda şekilde tanımlanabilir:

$$g_{\delta,k}^{IO}(I) = \frac{\delta_k^{IO}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \tag{3.73}$$

$$g_{\delta,k}^{LS}(I) = \frac{\delta_k^{LS}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \tag{3.74}$$

$$g_{\delta,k}^{CP}(I) = \frac{\delta_k^{CP}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \tag{3.75}$$

$$g_{\delta}(I) = g_{\delta,k}^{IO}(I) + g_{\delta,k}^{LS}(I) + g_{\delta,k}^{CP}(I)\ k = 1,2,\dots,ns \tag{3.76}$$

burada $\delta_k^{IO}, \delta_k^{LS}, \delta_k^{CP}$ sırasıyla *IO*, *LS* ve *CP* performans seviyeleri için *k*'ncı kattaki yatay yerdeğiştirmeler, $\delta_{all}^{IO}, \delta_{all}^{LS}, \delta_{all}^{CP}$ sırasıyla *IO*, *LS* ve *CP* performans seviyeleri için *k*'ncı kattaki sınır yerdeğiştirme değerleri olup FEMA 273'ten (1997) alınmıştır.

Her performans seviyesi için hesaplanan katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcısı ise şu şekildedir:

$$g(I)_{d,l}^{i} = \frac{d_l^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \qquad \text{i=IO,LS,CP} \quad \text{l=1,2,...,ns} \tag{3.77}$$

Burada d_l^i *i*-inci performans seviyesi için *l*-ninci kattaki göreli ötelenme oranı, d_{all}^i *i*-inci performans seviyesi için müsaade edilen katlar arası ötelenme oranı olup *IO*, *LS* ve *CP* performans seviyeleri için sırasıyla %0.7, %2.5, ve %5 olarak verilmiştir (FEMA-356, 2000).

3.7.4. Plastik Dönme Sınırlayıcıları

Optimizasyon işlemi süresince elde edilen tasarımlardaki plastik mafsal dağılımları, IO, LS ve CP performans seviyeleri için gösterilmektedir. Bu amaçla, elemanların dönme kapasiteleri FEMA-356 (2000)'ya göre aşağıda hesaplamıştır:

Kirişler için $\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$ (3.78)

Kolonlar için $\theta_y = \frac{ZF_y l_c}{6EI_c}\left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right)$ **(3.79)**

burada Z plastik kesit modülü, F_{ye} beklenen akma gerilmesi, I_b ve I_c kiriş ve kolon elemanın atalet momenti, l_b ve l_c kiriş ve kolon elemanının uzunluğu, P doğrusal olmayan dinamik analizler için hedef yer değiştirmede elemanda oluşan eksenel kuvveti ve P_{ye} elemanın beklenen eksenel akma kuvvetini göstermektedir.

$$g_{\theta,k}^{IO}(X) = \frac{\delta_k^{IO}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \quad \textbf{(3.80)}$$

$$g_{\theta,k}^{LS}(X) = \frac{\delta_k^{LS}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \quad \textbf{(3.81)}$$

$$g_{\theta,k}^{CP}(X) = \frac{\delta_k^{CP}}{\delta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0,\ k = 1,2,\dots,ns \quad \textbf{(3.82)}$$

$$g_{\theta}(X) = g_{\theta,k}^{IO}(X) + g_{\theta,k}^{LS}(X) + g_{\theta,k}^{CP}(X) \quad k = 1,2,\dots,ns \quad \textbf{(3.83)}$$

burada θ_k^{IO}, θ_k^{LS}, θ_k^{CP} sırasıyla *IO*, *LS* ve *CP* performans seviyeleri için k'ncı kattaki plastik dönmeleri, $\theta_{all}^{IO}, \theta_{all}^{LS}, \theta_{all}^{CP}$ k'ncı kattaki FEMA273'te (1997) belirlenen hedef plastik dönme değerleridir. Hedef plastik dönme değerleri; IO, LS ve CP performans seviyeleri için sırasıyla $0.8\theta_y < \theta < \theta_y$, $\theta_y < \theta < 6\theta_y$ ve $6\theta_y < \theta < 8\theta_y$ aralıkları belirlenmiştir.

Optimizasyon işlemi esnasında tasarım sınırlayıcılarını sağlayan ve sağlamayan çelik çerçeve tasarımlarını ayırt edebilmek için modifiye edilmiş amaç fonksiyonu kullanılmaktadır. Bu fonksiyon vasıtasıyla sınırlayıcıları sağlamayan tasarımlar sınırlayıcı sağlamama derecelerine bağlı olarak cezalandırılmaktadır. Bu çalışmada kullanılan modifiye edilmiş amaç fonksiyonu şu şekildedir.

$$\varphi(x) = W(x) + (1 + U\sum_{k=1}^{ns}\begin{pmatrix}\left(max\{0, g_{\theta,k}^{IO}(X)\}\right)^w + \left(max\{0, g_{\theta,k}^{LS}(X)\}\right)^w \\ +\left(max\{0, g_{\theta,k}^{CP}(X)\}\right)^w + \mathrm{g_s}(X)\end{pmatrix} \quad \textbf{(3.84)}$$

burada U=1 ve w=2 olarak probleme özgü bir ceza sabiti ve katsayısıdır.

3.8. Çelik Çerçevelerin TLBO ile Optimum Tasarım Algoritması

TLBO ile çelik çerçevelerin PBOSD aşağıdaki adımları içermektedir:

Adım 1: <u>*TLBO algoritmasının başlatılması:*</u> Popülasyon sayısı (*ps*), maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) ve grup sayısı *(ng)* belirlenir.

Popülasyon sayısı kadar rastgele çelik çerçeve tasarımı üretilir. Çelik tasarımlar (3.85) denkleminde verildiği gibi matris şeklinde gösterilebilir. Maksimum yineleme sayısı atanır, maksimum iterasyon sayısı ayarlanır, iter=0.

$$pop=\begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & \dots & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & \dots & I_{ng}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_1^{ps-1} & I_2^{ps-1} & \dots & \dots & I_{ng}^{ps-1} \\ I_1^{ps} & I_2^{ps} & \dots & \dots & I_{ng}^{ps} \end{bmatrix} \quad \textbf{(3.85)}$$

bu matriste her satır bir çelik tasarımını göstermektedir. I_k^i, *i-in*ci çelik tasarımındaki *k-n*cı eleman grubunu temsil eden çelik profildir. Her tasarım için yapı analizleri yapılır ve modifiye edilmiş amaç fonsiyonları hesaplanır ($\varphi(I^i)$). İterasyon döngü sayısı *it*=0 olarak ayarlanır.

Adım 2: İterasyon sayısı arttırılır, *it*=*it*+1.

Adım 3: <u>*Öğretme aşaması:*</u> Çelik çerçeve tasarımları içersindeki en küçük modifye edilmiş amaç fonksiyonuna ($\varphi(I^{min})$) sahip tasarım öğretmen olarak atanır, $I^{öğretmen} = I^{min}$. I^i tasarımı aşağıdaki denklemlerle modifiye edilerek $I^{i,yeni}$ tasarımı şu şekilde elde edilir:

$$\mathrm{I^{i,yeni} = I^{i} + rand\left(I^{Öğretmen} - T_f I^{ortalama}\right)} \quad \textbf{(3.86)}$$

burada $rand$ 0 ve 1 aralığında rastgele üretilen gerçel sayı, T_f öğretme faktörü olup 0 veya 1 olarak rastgele seçilir. $I^{ortalama}$ tasarım popülasyonundaki aynı eleman gruplarına ait enkesitlerin ortalama değeri olup aşağıda gibi hesaplanır:

$$\mathrm{I^{ortalama} = \left[m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_1^i\right)\right), m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_2^i\right)\right), \dots \dots, m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_{ng}^i\right)\right)\right]} \quad \textbf{(3.87)}$$

burada *m*(*pop*(.)) i'den np'ye kadar tasarım değişkenlerinin ortalamasıdır. Yeni tasarım için modifiye edilmiş amaç fonksiyonu

hesaplanır. Eğer $\varphi(I^{i,yeni}) \leq \varphi(I^{i})$ ise yeni tasarımın popülasyona dahil edilir ($I^{i} = I^{i,yeni}$), aksi halde önceki tasarım aynen kalır.

Adım 4: <u>*Öğrenme aşaması:*</u> öğrenme aşamasında iterasyon sayacı *lp*=0 olarak ayarlanır.

Adım 5: *lp*=*lp*+1.

Adım 6: *i*-inci ve *j*-inci tasarım arasındaki öğrenme süreci aşağıdaki denklemlerde tanımlandığı gibi uygulanır:

$$I^{i,yeni} = I^{i} + rand(I^{i} - I^{j})\ if\ \varphi(I^{i}) < \varphi(I^{j}) \quad (3.88)$$

$$I^{i,yeni} = I^{i} + rand(I^{j} - I^{i})\ if\ \varphi(I^{j}) < \varphi(I^{i}) \quad (3.89)$$

burada I^{i} ve I^{j}, sırasıyla popülasyonda rastgele seçilen çelik tasarımlardır. $\varphi(I^{i,yeni})$ değerleri hesaplanır. Eğer $\varphi(I^{i,yeni}) \leq \varphi(I^{i})$'den küçükse, yeni tasarım öncekiyle değiştirilir. Aksi halde önceki tasarım aynen kalır.

Adım 7: Eğer *lp* > *ps-1*, ise Adım 8'e git, değil ise Adım 5'e git.

Adım 8: Eğer *it* > it_{max} , ise Adım 9'a git, değil ise Adım 2'ye git.

Adım 9: <u>*TLBO'yu sonlandır:*</u> Opitimum tasarım işlemini tamamla. Sınırlayıcıları sağlayan minimum ağırlıklı tasarımı optimum tasarım olarak ata $\varphi(I^{opt}) = \varphi(I^{min})$.

3.9. Çelik Çerçevelerin JA ile Optimum Tasarım Algoritması

JA ile çelik çerçevelerin PBOSD aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

Adım 1: <u>*JA algoritmasının başlatılması:*</u> Popülasyon sayısı (*ps),* maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) ve grup sayısı *(ng)* belirlenir. Popülasyon sayısı kadar rastgele çelik çerçeve tasarımı üretilir. Bu tasarımlar matris formunda aşağıda gibi gösterilebilir:

$$pop=\begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & \dots & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & \dots & I_{ng}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_1^{ps-1} & I_2^{ps-1} & \dots & \dots & I_{ng}^{ps-1} \\ I_1^{ps} & I_2^{ps} & \dots & \dots & I_{ng}^{ps} \end{bmatrix} \quad \textbf{(3.90)}$$

bu matriste her satır bir çelik tasarımını göstermektedir. I_k^i, *i-in*ci çelik tasarımındaki *k-n*cı eleman grubunu temsil eden çelik profildir. Her tasarım için yapı analizleri yapılır ve modifiye edilmiş amaç fonksiyonları hesaplanır ($\varphi(I^i)$). İterasyon döngü sayısı *it*=0 olarak ayarlanır.

Adım 2: İterasyon sayısı arttırılır, *it*=*it*+1.

Adım 3: <u>*En iyi ve En kötü tasarımın belirlenmesi*</u>: Çelik çerçeve tasarımları içerisindeki en küçük modifye edilmiş amaç fonksiyonuna ($\varphi(I^{min})$) sahip tasarım en iyi tasarım olarak atanır, $I^{en\ iyi} = I^{min}$. Farklı bir değişle popülasyondaki en iyi $\varphi(I^{min})$ ve en kötü $\varphi(I^{max})$ tasarımlar belirlenir. Başlangıç tasarım sayacı *id*=0, (*id*=1,2, ..., *np*) olarak ayarlanır. I^i tasarımı aşağıdaki denklemlerle modifiye edilerek $I^{i,yeni}$ tasarımı şu şekilde elde edilir:

$$I_k^{i,yeni} = I_k^i + r_{1,k}\left(I_k^{en\ iyi} - \left|I_k^i\right|\right) - r_{2,k}\left(I_k^{en\ kötü} - \left|I_k^i\right|\right) \quad \textbf{(3.91)}$$

Adım 4: Tasarım sayısı arttırılır, *id*=*id*+1.

Adım 5: Yeni tasarımların oluşturulması: Dördüncü tasarımın tüm tasarım değişkenlerini denklem (3.91) tarafından *id*-inci tasarımı değiştirerek yeni tasarım oluşturulur. Eğer $W(I^{i,yeni}) < W(I^i)$ veya önceki tasarım uygunsa denklem (3.84) yardımı ile yeni tasarımın modifye edilmiş amaç fonksiyonu $\varphi(I^{i,yeni})$ hesaplanır, aksi taktirde Adım 4'e gidilir. Eğer $\varphi(I^{i,yeni}) < \varphi(I^i)$, *id*-inci tasarım değişkeninin yerine yeni tasarım yazılır, aksi taktirde *id*-inci tasarımı değiştirmeden korumak gerekir.

Adım 6: Eğer *id*>*np*, Adım 7'ye gidilir, aksi taktirde Adım 4'e gidilir.

Adım 7: Eğer $it > it_{max}$, ise Adım 8'e git, değil ise Adım 2'ye git.

Adım 8: *JA'yı sonlandır:* Optimum tasarım işlemini tamamla. Sınırlayıcıları sağlayan minimum ağırlıklı tasarımı optimum tasarım olarak ata $\varphi(I^{opt}) = \varphi(I^{min})$.

3.10. Çelik Çerçevelerin MTLBO ile Optimum Tasarım Algoritması

Bu çalışmada önerilen MTLBO, iki özelliğe ile standart TLBO'dan farklılık göstermektedir. MTLBO'da kabul edilen ilk özellik, öğrenme aşamasındaki tasarımların sayısı ile ilgilidir. Standart TLBO, her yinelemede popülasyonu iki kez değiştirir. İlk değişiklik, en iyi tasarımın (yani öğretmen) değiştirildiği öğretim aşamasında uygulanır. İkinci değişiklik, rastgele seçilen iki tasarım kullanılarak değiştirilmiş bir tasarımın elde edildiği öğrenme aşamasında yapılır. Bununla birlikte, bu sınırlı değişimin optimizasyon sürecinde yakınsama oranını yavaşlatmasına sebep olduğu gözlemlenmektedir. Bu dezavantajı ortadan kaldırmak ve optimizasyon sürecini hızlandırmak için MTLBO'nun öğrenme aşamasında, öğretme aşamasında değiştirilenler tasarımlar dışındaki tasarımlar güncellenir. MTLBO'nun ikinci farklı özelliği, rastgele üretilen ilk popülasyonla ilgilidir. Rastgele üretilen başlangıç popülasyonundaki tasarım sayısı standart TLBO'da popülasyon büyüklüğüne eşittir. Buna karşın MTLBO'da başlangıçta popülasyon sayısından daha fazla (örneğin popülasyon sayısının on katı) sayıda tasarımlar üretilmekte bunlar arasında modifiye edilmiş amaç fonksiyonu değerleri daha küçük olan tasarımlar başlangıç popülasyonu olarak seçilmektedir. Böylece, MTLBO optimizasyon işelemine daha iyi tasarımlarla başlama olasılığı bulunmaktadır

MTLBO kullanarak çelik çerçevelerin PBOSD aşağıdaki adımları içermektedir.

Adım 1: *MTLBO'nun başlatılması:* Popülasyon sayısı (*ps),* maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) ve grup sayısı *(ng)* belirlenir. Popülasyon büyüklüğünün on katı ($10\times ps$) kadar çelik çerçeve tasarımı rastgele üretilir. Daha küçük modifiye edilmiş amaç fonksiyonuna sahip tasarımlar başlangıç tasarımı olarak kullanılır. Bu tasarımlar matris formunda aşağıda gibi gösterilebilir:

$$pop=\begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & \dots & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & \dots & I_{ng}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_1^{10\times ps-1} & I_2^{10\times ps-1} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps-1} \\ I_1^{10\times ps} & I_2^{10\times ps} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps} \end{bmatrix} \quad (3.92)$$

bu matriste her satır bir çelik tasarımını göstermektedir. I_k^i, *i-in*ci çelik tasarımındaki *k-n*cı eleman grubunu temsil eden çelik profildir. Her tasarım için yapı analizleri yapılır ve modifiye edilmiş amaç fonsiyonları hesaplanır ($\varphi(I^i)$). İterasyon döngü sayısı *it*=0 olarak ayarlanır.

Adım 2: Yineleme sayacı yükseltilir, *iter*=*iter*+1.

Adım 3: *Öğretme safhası*: En düşük cezalandırılmış amaç fonksiyonu φ (I^{min}) olan çelik tasarımı seçilir ve öğretmen tasarımı ($I^{Öğretmen}=I^{min}$) olarak atanır. Öğretmen sınıfın ortalamasını ileriye götürmeyi hedeflemektedir. Bu amaçla rastgele seçilen *i*-inci tasarımını, I^1, TLBO'da çoğaltılır ve yeni tasarım, $I^{(i,\,yeni)}$ olarak şu şekilde elde edilir:

$$I^{i,yeni} = I^i + rand\left(I^{\text{öğretmen}} - T_f I^{ortalama}\right) \quad (3.93)$$

burada *rand* 0 ile 1 arasında rastgele üretile reel sayı, T_f 0 veya 1 olarak rastgele alınan öğretme faktörüdür. $I^{ortalama}$ popülasyondaki tasarımlara ait tasarım değişkenlerinin ortalamalarından oluşan tasarım olup şu şekilde hesaplanır:

$$I^{ortalama} = \begin{bmatrix} m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_1^i\right)\right), m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_2^i\right)\right), \dots \\ \dots, m\left(pop\left(\sum_{i=1}^{ps} I_{ng}^i\right)\right) \end{bmatrix} \quad (3.94)$$

burada *m (pop (.))* tasarım değişkeni için ortalama, yeni tasarım φ ($I^{(i,\,yeni)}$) için yeni eklenmiş fonksiyon denklem (3.84) kullanarak hesaplanır. $\varphi(I^{(i,\,yeni)}) < \varphi(I^i)$ yeni tasarım popülasyona dahil edilir ve önceki tasarım popülasyondan çıkarılır: $I^i = I^{i,yeni}$.

Adım 4: Öğrenme safhası: Öğrenme aşaması yineleme sayacını ayarlanır, *lp*=0.

Adım 5: lp = lp+1.

Adım 6: i-inci ve j-inci tasarım arasındaki öğrenme süreci aşağıdaki denklemler ile gerçekleştirilir.

$$I^{i,yeni} = I^i + rand\left(I^i - I^j\right) \; if \; \varphi\left(I^i\right) < \varphi\left(I^j\right) \quad \textbf{(3.95)}$$

$$I^{i,yeni} = I^i + rand\left(I^j - I^i\right) \; if \; \varphi\left(I^j\right) < \varphi\left(I^i\right) \quad \textbf{(3.96)}$$

burada I^i ve I^j, popülasyonda sırasıyla rastgele seçilen çelik tasarımlardır. $\varphi(I^{(i,\,yeni)})$ değerini hesaplanır. $\varphi\,(I^{(i,\,yeni)})$, $\varphi\,(I^i)$ 'den küçükse, yeni tasarım öncekiyle değiştirilir.

Adım 7: *lp*> *ps*-1 ise, Adım 8'e gidilir, aksi takdirde Adım 5'e gidilir.

Adım 8: *iter*>=$iter_{max}$ ise, Adım 9'a gidilir, aksi takdirde Adım 2'ye gidilir.

Adım 9: *MJA'nın sonlandırılması:* Opitimum tasarım işlemini tamamla. Sınırlayıcıları sağlayan minimum ağırlıklı tasarımı optimum tasarım olarak ata $\varphi(I^{opt}) = \varphi\left(I^{min}\right)$.

3.11. Çelik Çerçevelerin MJA Algoritmasıyla Optimum Tasarım Algoritması

Bu çalışmada önerilen modifiye edilmiş JAYA algoritması (MJA), standart JA'dan farklı iki ilave özelliğe sahiptir. MJA'da uygulanan ilk özelliğin amacı, hesaplama süresini azaltmaktır. Bu amaçla, denklem (3.64) kullanılarak elde edilen yeni tasarımın ağırlığı ($W\,(I^{(i,\,yeni)})$) önceki tasarımın ağırlığı ile karşılaştırılmaktadır ($W\,(I^i)$). Eğer $W(I^{(i,\,yeni)}) < W\,(I^i)$ veya önceki tasarım cezalı ise, yeni tasarım için modifiye edilmiş amaç fonksiyonu hesaplanır. Eğer $W\,(I^{(i,\,yeni)}) > W\,(I^i)$ ve önceki tasarım yapılabilir (cezalandırılmamış) bir tasarım ise, yeni tasarım yapılabilir bir tasarım olsa bile önceki tasarımdan daha ağır olduğundan yapısal analiz yapılmasının anlamı yoktur, dolayısıyla yeni tasarımın modifiye edilmiş amaç fonksiyonu hesaplanmayacaktır. Yani MJA optimizasyon işlemlerinde ilerleme kaydedilmesine neden olmayan tasarımlar gereksiz yere yapısal analiz yapmamaktadır. Bu strateji kafes yapılarının optimum boyutlandırılmasında başarıyla uygulanmıştır (Degertekin ve ark. (2018). MJA'nın ikinci özellik, MTLBO'da uygulanan ikinci özellik ile aynıdır. Yani MJA'da başlangıçta farklı

popülasyonlar üretilir ve her popülasyondan en iyi tasarımlar seçilerek başlangıç popülasyonu oluşturulur. MJA kullanarak çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum tasarım algoritması aşağıdaki adımlardan oluşur:

Adım 1: <u>*MJA algoritmasının başlatılması:*</u> Popülasyon sayısı (*ps)*, maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) ve grup sayısı *(ng)* belirlenir. Popülasyon sayısının on katı ($10\times ps$) çelik çerçeve tasarımları rastgele üretilir. Diğerlerinden daha küçük modifiye edilmiş amaç fonksiyonuna sahip tasarımları seçilir. Bu tasarımlar matris formunda aşağıda gibi gösterilebilir:

$$pop=\begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & \dots & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & \dots & I_{ng}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_1^{10\times ps-1} & I_2^{10\times ps-1} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps-1} \\ I_1^{10\times ps} & I_2^{10\times ps} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps} \end{bmatrix} \quad (3.97)$$

bu matriste her satır bir çelik tasarımını göstermektedir. I_k^i, *i*-inci çelik tasarımındaki *k*-ncı eleman grubunu temsil eden çelik profildir. Her tasarım için yapı analizleri yapılır ve modifiye edilmiş amaç fonsiyonları hesaplanır ($\varphi(I^i)$). İterasyon döngü sayısı $it=0$ olarak ayarlanır.

Adım 2: İterasyon sayacı arttırılır, $iter=iter+1$.

Adım 3: <u>*En iyi ve en kötü tasarımları tanımlanması:*</u> Popülasyondaki en iyi $\varphi\ (I^{min})$ ve en kötü $\varphi\ (I^{max})$ tasarımları belirlenir. Tasarım sayacının $id=0$, $(id = 1,2, ..., np)$ ayarlanarak tasarım algoritması başlatılır.

Adım 4: Tasarım sayısı arttırılır, $id=id+1$

Adım 5: <u>*Yeni tasarımların üretilmesi:*</u> Dördüncü tasarımın tüm tasarım değişkenlerini denklem (3.98) tarafından değiştirilerek yeni tasarım oluşturulur. $W(I^{(i,yeni)})<W(I^i)$ veya önceki tasarım olanaksızsa, 3.84 denklemi kullanarak yeni tasarım için cezalandırılmış amaç fonksiyonunu $\varphi(I^{(i,\ yeni)})$ hesaplanır. Aksi

takdirde, 4. adıma gidin. $\varphi(I^{(i,\ yeni)}) < \varphi(I^{i})$ ise, yeni tasarımı *i.* tasarım tasarımı ile değiştirilir, aksi takdirde eski tasarımı korunur.

$$I_k^{i,yeni} = I_k^i + r_{1,k}\left(I_k^{en\ iyi} - \left|I_k^i\right|\right) - r_{2,k}\left(I_k^{en\ kötü} - \left|I_k^i\right|\right) \quad \textbf{(3.98)}$$

Adım 6: *id*> *np* ise 7. adıma gidilir, aksi halde 4. adıma gidilir.

Adım 7: *iter*>=$iter_{max}$ ise, Adım 8'e gidilir, aksi takdirde Adım 2'ye gidilir.

Adım 8: *MJA sonlandırılması:* Arama işlemini sonlandırılır ve minimum Ağırlık tasarımı, optimum tasarım olarak kısıtlama ihlali olmadan atanır, $\varphi(I^{opt})=\varphi(I^{min})$.

3.12. Çelik Çerçevelerin HLBJA İle Optimum Tasarım Algoritması

JA arama sürecindeki mevcut tasarımı değiştirmek için en iyi ve en kötü tasarımları kullanırken, TLBO yeni tasarımı eğitim sürecinde ve tasarım aşamasında rastgele seçilen tasarımları öğrenme aşamasında değiştirerek elde eder. Önerilen hibrid öğrenmeye dayalı Jaya algoritması ile (HLBJA), TLBO ve JA'daki stratejiler bir araya getirilerek her iki yöntemden daha güçlü hibrid bir yöntem geliştirmesi amaçlanmaktadır. JA ile optimum tasarımda zaten en iyi tasarım kullanıldığından, TLBO'nin öğretme aşaması ile en iyi tasarımın bir kez daha modifiye edilmesine gerek görülmemiş ve bundan dolayı TLBO'nun öğretme aşaması HLBJA'da kullanılmamıştır.

HLBJA kullanarak çelik çerçevelerin optimum tasarım algoritması aşağıdaki adımlardan oluşur:

Adım 1: *HLBJA algoritmasının başlatılması:* Popülasyon sayısı (*ps*), maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) ve grup sayısı *(ng)* belirlenir. Popülasyon sayısının on katı (10×*ps*) çelik çerçeve tasarımı rastgele üretilir. Daha küçük cezalandırılmış amaç fonksiyonu değerine sahip olan tasarımlar ile başlangıç popülasyonu üretilir.

Bu tasarımlar matris formunda aşağıda gibi gösterilebilir:

$$pop=\begin{bmatrix} I_1^1 & I_2^1 & \dots & \dots & I_{ng}^1 \\ I_1^2 & I_2^2 & \dots & \dots & I_{ng}^2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ I_1^{10\times ps-1} & I_2^{10\times ps-1} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps-1} \\ I_1^{10\times ps} & I_2^{10\times ps} & \dots & \dots & I_{ng}^{10\times ps} \end{bmatrix} \quad (3.99)$$

bu matriste her satır bir çelik çerçeve tasarımını göstermektedir. Burada I_k^i; *i-in*ci çelik tasarımındaki *k-n*cı eleman grubunu temsil eden çelik profildir. Her tasarım için yapı analizi yapılır ve modifiye edilmiş amaç fonsiyonu hesaplanır ($\varphi(I^i)$). İterasyon sayacını başlatılır, *it*=0.

Adım 2: İterasyon sayacı arttır, *iter*=*iter*+1. Tasarım sayacını başlat, *id*=0.

Adım 3: Tasarım sayacını arttır, *id*=*id*+1.

Adım 4: <u>*JA safhası:*</u> Popülasyondaki en iyi $\varphi(I^{min})$ ve en kötü $\varphi(I^{max})$ tasarımlar ayırt edilir.

Adım 5: Tüm tasarım değişkenleri denklem (3.91) ile modifiye edilerek yeni tasarım elde edilir. Eğer $W(I^{(id,yeni)})<W(I^{id})$ veya önceki tasarım cezalı ise, yeni tasareım için cezalandırılmış amaç fonksiyonu hesaplanır $\varphi(I^{(id,\ yeni)})$. Aksi takdirde adım 3'e gidilir. $\varphi(I^{(id,\ yeni)})<\varphi(I^{id})$ ise, yeni tasarım önceki tasarımı ile değiştirilir, aksi halde önceki tasarım aynen kalır.

Adım 6: Eğer i*d*>*np*/2 ise 7. adıma gidilir, aksi halde 3. adıma gidilir.

Adım 7: Tasarım sayısını arttırılır, *id*=*id*+1.

Adım 8: <u>*Öğrenme safhası:*</u> Dördüncü tasarımın tüm tasarım değişkenleri (3.95) veya (3.96) denklemleri ile değiştirilerek yeni tasarım oluşturulur. $\varphi(I^{(id,\ yeni)})$ değeri hesaplanır. Eğer $\varphi(I^{(id,\ yeni)})< \varphi(I^{id})$ ise, yeni tasarım önceki tasarımla değiştirilir, aksi takdirde önceki tasarım değiştirilmez.

Adım 9: *id*> *np* ise, 10. adıma gidilir, aksi takdirde 7. adıma gidilir.

Adım 10: Eğer $it \leq it_{max}$ ise, adım 2'ye gidilir, aksi takdirde adım 11'e gidilir.

Adım 11: <u>*HLBJA'nın sonlandırılması:*</u> Arama işlemi sonlandırılır ve minimum ağırlık tasarımı, optimum tasarım olarak herhangi bir kısıtlama ihlali olmadan atanır, $\varphi(I^{opt}) = \varphi(I^{min})$.

3.13. Uzay Çelik Çerçevelerin Optimum Sismik Tasarım Formülasyonu

Uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımı, dayanım ve katlar arası göreli ötelenme oranı ve geometrik sınırlayıcılar altında minimum ağırlıklı çerçevelerin elde edilmesi amaçlanmaktadır. Uzay çelik çerçevelerin sismik analizleri SAP2000 v20 yapı analiz programına yaptırılmış ve elde edilen sonuçlar SAP2000-OAPI özelliği ile MATLAB'da kodlanan ve optimizasyon algoritmalarını içeren ana programa aktarılmıştır. Tasarım değişkenleri (eleman grupları) SAP2000 v20 enkesit listesindeki geniş başlıklı çelik profilkler kullanılmıştır. Çelik çerçeve probleminin optimum tasarımının amaç fonksiyonu şu şekilde ifade edilir:

$$I = \{I_1, I_2, \dots\dots, I_{ng}\},\ I_p = \{i_1, i_2, \dots\dots, i_{pro}\}. \qquad \textbf{(3.100)}$$

$$minW(I) = \sum_{k=1}^{ng} \rho_k A_k \sum_{j=1}^{nm} L_j \qquad \textbf{(3.101)}$$

Burada *W(I)* çerçeve ağırlığını, *ng* çerçevedeki eleman grup sayısını, ρ_k ve A_k *k*-nıncı eleman grubunun özgül ağırlığını ve en kesit alanını, *nm k*-nıncı gruptaki eleman sayısını, L_j *j*-inci elemanın uzunluğunu, $I = \{I_1, I_2, \dots, I_{ng}\}$ optimum tasarımda elde edilen bir tasarımı ve I_k *k*-nıncı eleman grubuna ait enkesit alanını gösterir. Her bir eleman grubu hazır çelik profil listelerinden alınan bir profili temsil etmektedir.

Optimum tasarım sürecinde geometrik, dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcılarını sağlayan veya sağlamayan çerçeve tasarımlarını ayırt edebilmek için modifiye edilmiş amaç fonksiyonu kullanılmaktadır. Bu fonksiyon vasıtasıyla sınırlayıcıları sağlamayan tasarımlar sınırlayıcı sağlamama derecelerine göre cezalandırılmaktadır. Dolayısıyla sınırlayıcıları yüksek değerde sağlamayan tasarımlar daha fazla cezalandırılmaktadır. modifiye edilmiş amaç fonksiyonu, $\varphi(I)$ şu şekilde ifade edilebilir.

$$\varphi(I) = W(I)(1 + \mathrm{g}(I)^w) * \varepsilon \qquad \textbf{(3.102)}$$

burada ε *ve* w ceza katsayılarıdır. $\mathrm{g}(I)$ tasarıma ait sınırlayıcı ihlal fonksiyonu olup aşağıdaki gibi ifade edilir:

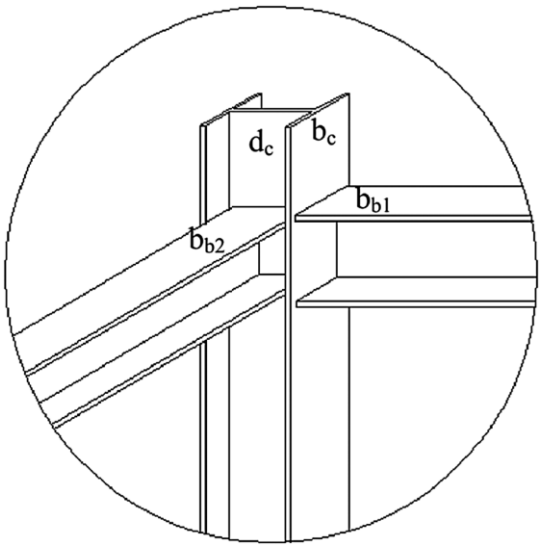
$$g(I) = \sum_{i=1}^{nm} g_i^{\sigma} + \sum_{i=1}^{nc} g_i^{g} + \sum_{i=1}^{2*ns} g_i^{d} \quad \textbf{(3.103)}$$

burada *ns* çerçevedeki kat sayısını gösterir. $g(I)_{\sigma,j}$, $g(I)_{d,l}^{i}$ ve $g(I)_{g,l}$ sırasıyla dayanım, katlar arası göreli ötelenme ve geometrik sınırlayıcıları için ihlal değerleridir.

$$g(I)_{\sigma,j} = \begin{cases} 0 & \text{eğer} \quad g(I)_{\sigma,j} \leq 0 \\ g(I)_{\sigma,j} & \text{eğer} \quad g(I)_{\sigma,j} > 0 \end{cases} \quad \textbf{(3.104)}$$

$$g(I)_{d,l}^{i} = \begin{cases} 0 & \text{eğer} \quad g(I)_{d,l}^{i} \leq 0 \\ g(I)_{d,l}^{i} & \text{eğer} \quad g(I)_{d,l}^{i} > 0 \end{cases} \quad \textbf{(3.105)}$$

$g(I)_{\sigma,j}$ j'nci elemandaki dayanım oranı olup her elemanda ($g(I)_{\sigma,j} \leq 1.0$ koşulunu sağlamalıdır. Katlar arası göreli ötelenme oranı, kat yüksekliğinin 1/400'ünden küçük olmalıdır. Yani, $g(I)_{d,l}^{i}$ i'nci kattaki göreli ötelenme oranı olup $h_i/400 \leq 1$ şartını sağlamalıdır. Geometrik sınırlayıcılar ise, kolon-kiriş birleşimlerinde kolon başlığına bağlanan kirişin başlık genişliği bb_1 ve kolon başlık genişliği bc olmak üzere $bb_1 \leq bc$ şartı sağlanmalıdır ($g_i^g = bb_1 < b_c$). Ayrıca kolon gövdesine bağlanan bir kiriş başlık genişliği bb_2 ve kolon gövde derinliği d_c olmak üzere $bb_2 < d_c$ ($g_i^g = bb_2 < d_c$) koşulu sağlanmalıdır (Hasançebi ve ark., 2010). Düğüm noktalarındaki kiriş-kolon elemanların geometrik boyutları şekil 3.25'teki gibidir.



Şekil 3.24. Düğüm noktalarındaki kolon-kiriş geometrik boyutları

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

4.1. Düzlem Çelik Çerçeveler

Önerilen yöntemlerin geçerliliği, daha önce PSO (Gholizadeh ve ark., 2013) IQPSO (Gholizadeh ve Moghadas, 2014), FA ve MFA (Gholizadeh, 2015), TLBO (Degertekin SO, 2019) ve JA (Degertekin ve Tutar, 2019) yöntemleri kullanılarak optimize edilen üç düzlem çelik çerçeve üzerinde test edilmiştir. Statik itme analizleri OPENSEES (Mazzoni ve ark., 2006) yapı analiz programına yaptırılırken, optimizasyon algoritmalarını içeren ana program MATLAB'ta (MathWorks, 2015) kodlanmıştır. Bu şekilde, MATLAB ve OPENSEES programlarının etkileşimli kullanımı ile optimum tasarım işlemi icra edilmiştir.

Bu çalışmada önerilen algoritmalar, her tasarım örneği için farklı başlangıç popülasyonları için on farklı kez icra edilmiştir. Bu on farklı icra sonunda en hafif çerçeveyi üreten icra sonucundaki ağırlık optimum ağırlık ve bu ağırlığı elde etmek için gerekli yapı analiz sayısı çizelgelerde sunulmuştur. Ayrıca, on farklı icra sonucunda bulanan tasarımlara ait ortalama ağırlık, en kötü ağırlık ve standart sapma gibi bazı istatistiksel parametrelerde çizelgelerde verilmiştir.

Önerilen yöntemlerden elde edilen sonuçlarla doğru bir kıyaslama yapılabilmesi daha önceki çalışmalarda (Gholizadeh (2015) kullanılan aynı malzeme özellikleri, yük değerleri ve çelik enkesit profil listesi tarafından verilen değerler kullanılmıştır. Elastisite modülü 210 GPa ve akma gerilmesi 235 MPa iken kirişlere uygulanan ölü ve hareketli yükler sırasıyla 2500 kg/m ve 1000 kg/m'dir. Malzemenin davranışı bi-linear ve elastik modülün %3'üne eşittir. Her grubu oluşturan eleman kesiti, AISC-LRFD (1999) yönetmeliğinde mevcut 267 geniş başlıklı (W) kesitlerden seçilmiştir.

Çalışmada kullanılan standart bir ofis binası olan moment aktaran düzlem çelik çerçevelerin AISC-LRFD (1999) yönetmeliğine göre doğrusal analizi yapılmıştır. Doğrusal olmayan analizi için deprem verileri, Los Angeles (LA) şehri D sınıfı zemin için Deprem Tehlike Haritalarından (USGS) alınarak çizelge 4.1'de verilmiştir (Kaveh ve ark., 2010). Tüm düşey yükler AISC-LRFD (1999)'ye göre, yatay yükler ve sınırlayıcılar ise FEMA-356 (2000)'ya göre alınmıştır.

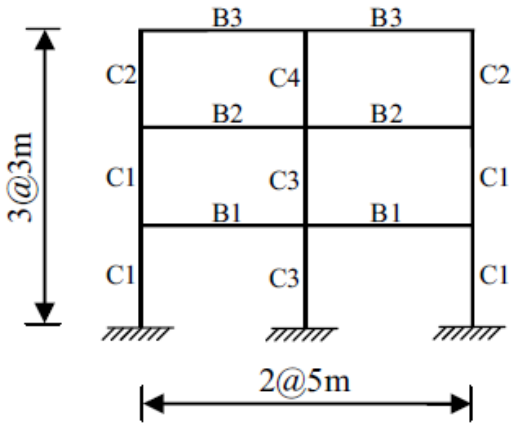
Literatürde verilen çalışmalarda elde edilen çelik profil enkesitleri kullanılarak, tasarım sınırlayıcılarının sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiştir. Hedef yerdeğiştirme katsayıları sınırlayıcıları sağlayacak şekilde değiştirilerek TLBO, JA, MTLBO, MJA ve HLBJA algoritmaları ile optimize edilerek sonuçlar önceki çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.1. Yer parametrelerine göre performans seviyeleri (Kaveh ve ark., 2010).

Zemin sınıfı	Performans seviyesi	Deprem Tehlike Seviyeleri	S_s (g)	S_1 (g)	F_a	F_v
D	IO	50 yılda %20	0.658	0.198	1.27	2.00
	LS	50 yılda %10	0.794	0.237	1.18	1.92
	CP	50 yılda %2	1.15	0.346	1.04	1.70

4.1.1. İki Açıklıklı Üç Katlı Çelik Düzlem Çerçeve

Bu çalışmanın ilk örneği şekil 4.1'de gösterilen, iki açıklıklı-üç katlı düzlem çelik çerçevedir. Çerçeve dördü kolon, üçü kiriş olmak üzere yedi eleman grubundan (tasarım değişkeninden) oluşmaktadır.



Şekil 4.1. iki-açıklıklı, üç katlı çelik düzlem çerçeve.

MJA, MTLBO ve HLBJA'da, popülasyon büyüklüğü (ps) ve maksimum iterasyon sayısı (it_{max}) olmak üzere sadece iki kontrol parametresi mevcuttur. Algoritmalar farklı ps değerleri için icra edilerek en uygun ps değerinin elde edilmesi amaçlanmıştır. Farklı ps değerleri için elde edilen sonuçlar çizelge 4.2' de verilmiştir. Çizelge 4.2'deki sonuçlar göz önüne alındığında gerek yapı analiz sayısı gerekse ağırlık açısından tüm yöntemlerde ps=30'un en uygun değeri olduğu tespit edilmiştir. Popülayon büyüklüğünün 30'dan daha küçük veya daha büyük değerleri için daha fazla yapı analiz sayısına karşın daha hafif tasarımlar elde edilemediği belirlenmiştir.

Önerilen algoritmalardan elde edilen değerler literatürden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.2. İki açıklıklı, üç katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

Eleman Grubu	FA (Gholizadeh, 2015)	MFA (Gholizadeh, 2015)	TLBO (Degertekin ve ark. 2019)	JA (Degertekin ve Tutar, 2019)	MTLBO	MJA	HLBJA
C1	W16×26	W16×26	W14×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26
C2	W16×26	W12×26	W10×30	W16×26	W12×26	W10×26	W10×26
C3	W21×44	W24×55	W21×44	W21×44	W18×40	W16×31	W18×35
C4	W16×31	W16×26	W14×30	W8×24	W16×26	W14×26	W16×26
B1	W21×44	W16×26	W18×35	W16×26	W18×40	W21×44	W18×40
B2	W18×35	W21×48	W18×35	W21×48	W18×35	W18×35	W18×35
B3	W12×26	W12×22	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26
En iyi ağırlık (kg)	2801.29	2741.73	2700.02	2697.03	2684.96	2663.53	2638.13
Ortalama ağırlık (kg)	NA*	NA	2860.24	2855.38	2790.26	2734.25	2668.20
En kötü ağırlık (kg)	NA	NA	2971.76	2979.54	2892.15	2882.00	2716.94
NSA	6000	5550	5280	5160	5040	4800	4410
CV (%)	0	0	0	0	0	0	0
SD (kg)	NA	NA	88.6	51.15	60.08	45.95	39.44

*NA: Mevcut değil.

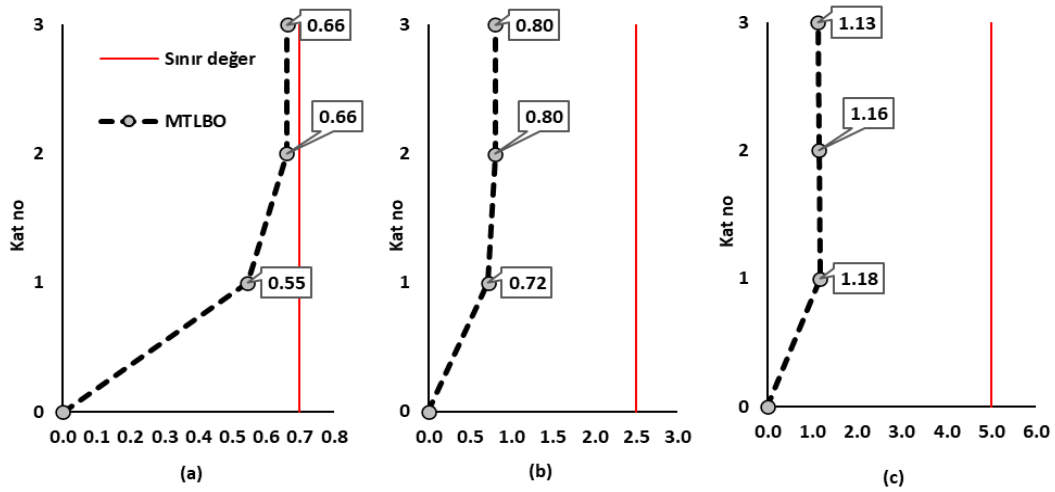
Çizelge 4.3. İki açıklıklı, üç katlı düzlem çelik çerçevenin en uygun *ps* değerinin araştırılması

ps	Tanımlama	MTLBO	MJA	HLBJA
10	Ağırlık (kg)	2963.49	2928.02	3034.41
	NSA	5670	5580	5060
20	Ağırlık (kg)	2825.68	2897.45	2780.91
	NSA	5340	5260	4780
30	Ağırlık (kg)	2684.96	2663.53	2638.13
	NSA	5040	4800	4410
40	Ağırlık (kg)	2965.32	2886.30	2665.91
	NSA	5360	4940	4840
50	Ağırlık (kg)	2979.16	2924.11	2698.96
	NSA	5850	5450	5750

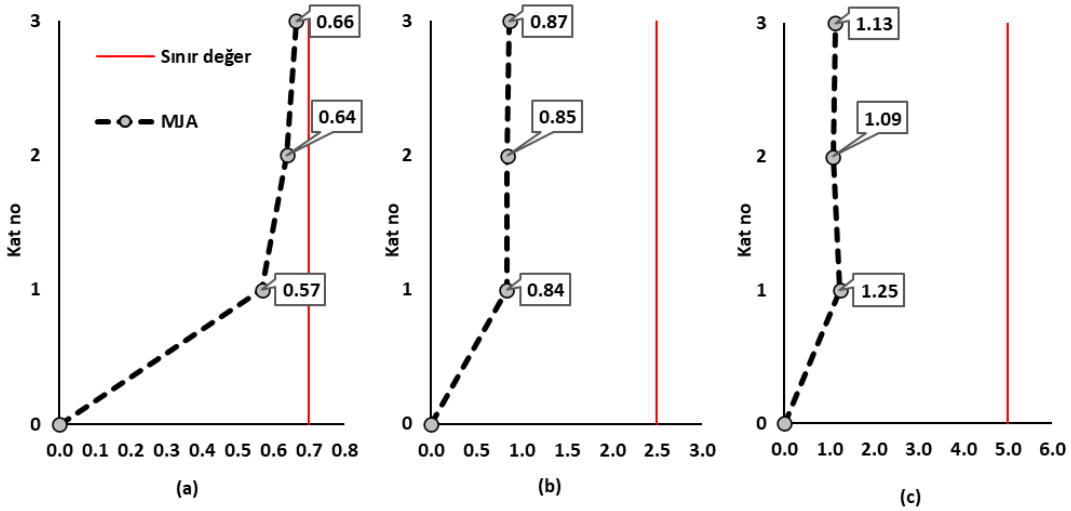
Çizelgeden görüleceği üzere HLBJA yöntemiyle 2638.13 kg ağırlığındaki çerçeve tasarımı 4410 yapı analizi sonunda elde edilmiştir. Dolayısıyla gerek yapı ağırlığı gerekse optimum ağırlığı elde etmek için gereken yapı analiz sayısı bakımından en başarılı yöntem HLBJA olmaktadır. HLBJA'nın 10 farklı icrası sonucu elde edilen nihai tasarımlara ait standard sapma değeri 39.44 kg olup ortalama ağırlığın %1.17'si mertebesindedir. Bu durum HLBJA'nın farklı başlangıç popülasyonları için birbirine çok yakın nihai tasarım sonuçları üretebidiğini göstermektedir. Optimum ağırlık ve yapı analiz sayısı bakımından HLBJA'nın ardından 2. sırada MJA ve 3. sırada MTLBO gelmektedir. Bu sonuç; MJA ve MTLBO'nun birlikte kullanılmasıyla elde edilen HLBJA'nın her iki yöntemden de daha güçlü olduğunu ortaya çıkarmaktadır. Çizelge 4.3'de verilen tüm yöntemlerin tasarım sınırlayıcılarını (dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınır değerleri) sağladığı ve dolayısıyla ceza ihlal yüzdelerinin (CV) olmadığı (sıfır olduğu) tespit edilmiştir.

İki açıklıklı, üç katlı çelik çerçevede MJA, MTLBO ve HLBJA yöntemleri için IO, LS ve CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı şekil 4.2-şekil 4.4 gösterilmiştir. Tüm yöntemler için katlar arası ötelenme oranı IO performans seviyesinde sınırı değere çok yakın olurken, LS ve CP performans seviyelerinde ise sınır değerlerin

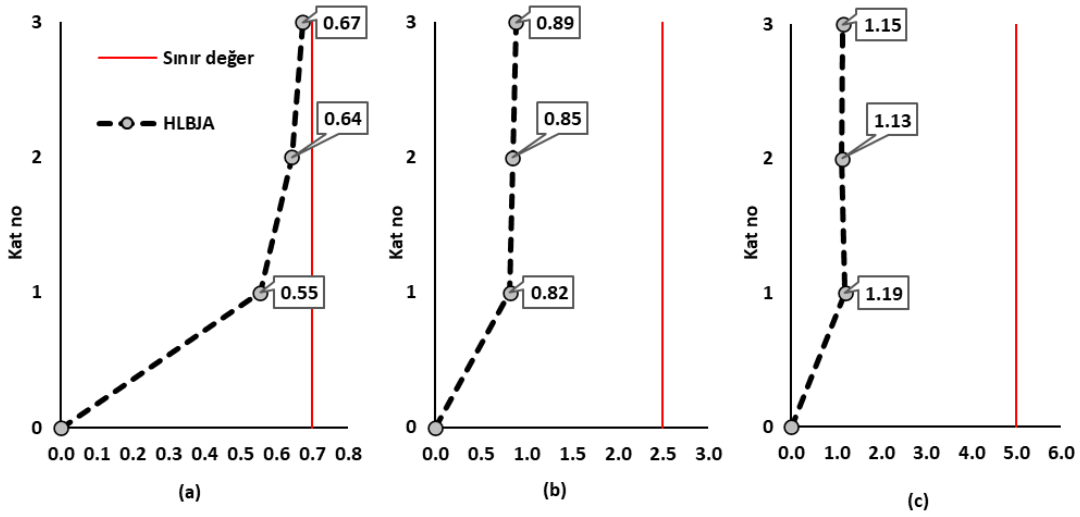
uzağında kaldığı görülmektedir. Bu sonuç, optimum tasarımda IO performans seviyesi için verilen katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcısının etkin olduğunu göstermiştir.



Şekil 4.2. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

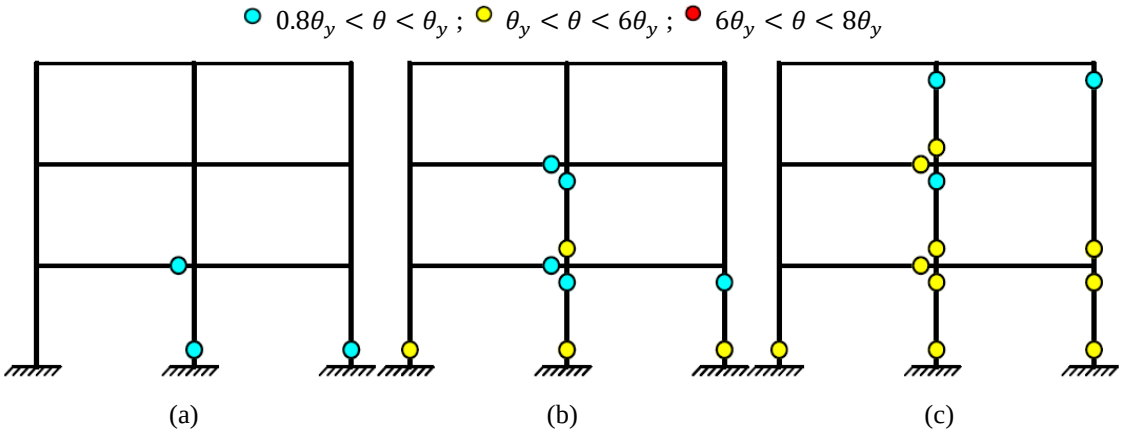


Şekil 4.3. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

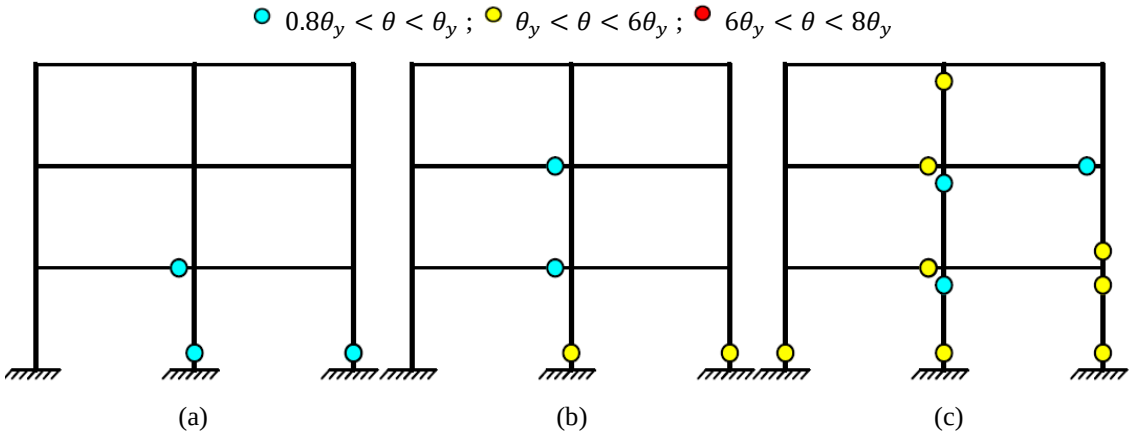


Şekil 4.4. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

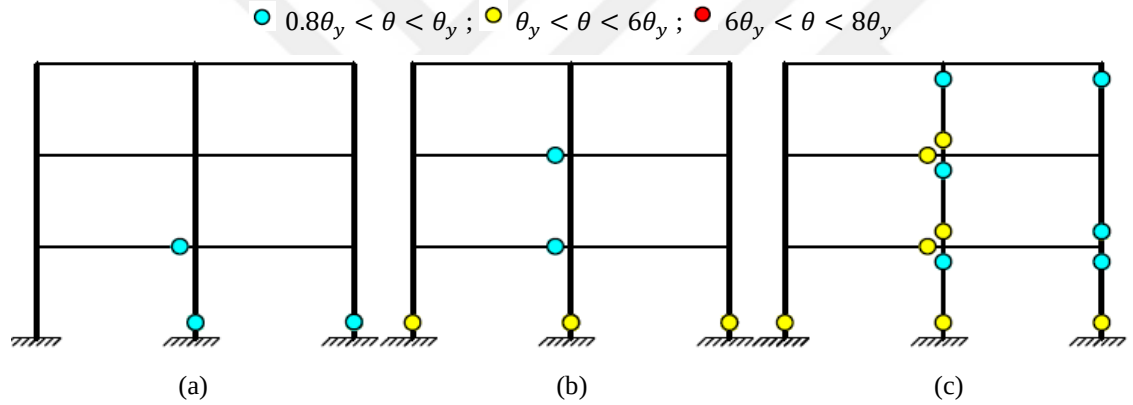
MTLBO, MJA ve HLBJA yöntemleri için IO, LS ve CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları şekil 4.5-şekil 4.7 gösterilmiştir. Tüm algoritmalar için plastik mafsal dönmelerinin sınır değerlerde olduğu belirlenmiştir.



Şekil 4.5. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı

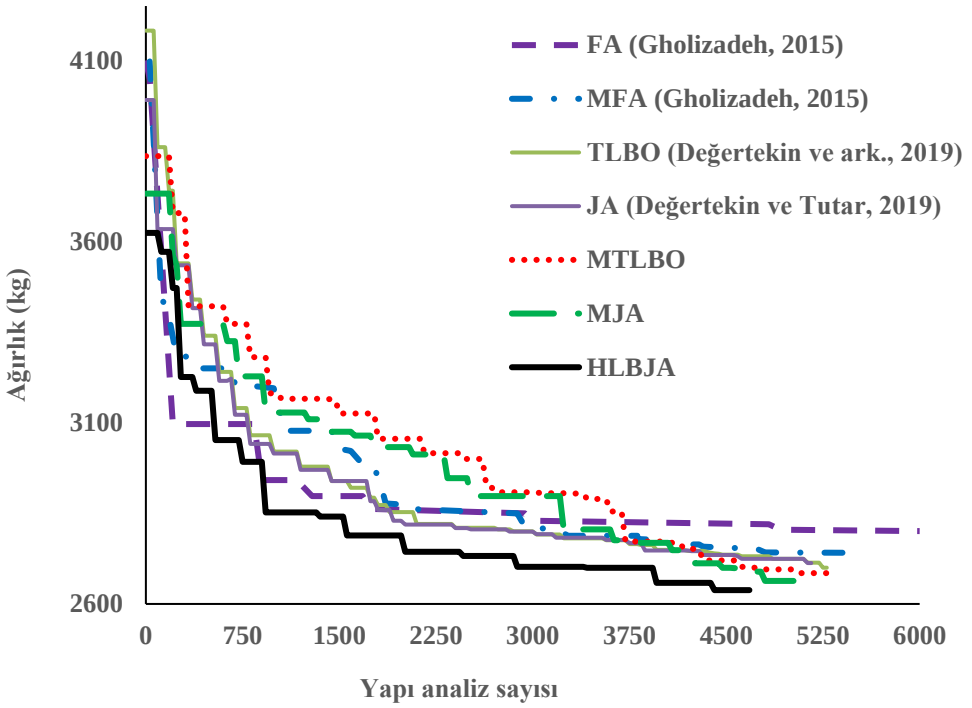


Şekil 4.6. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı



Şekil 4.7. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı

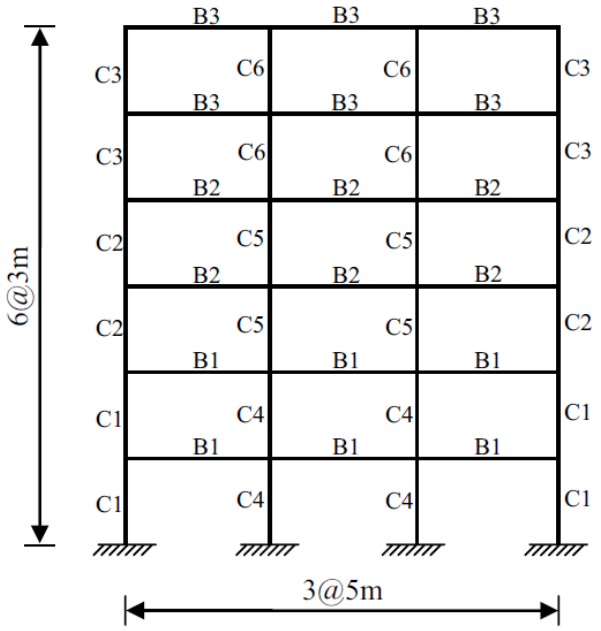
Şekil 4.8'de MTLBO, MJA ve HLBJA ile literatürdeki diğer yöntemler için optimizasyon süresince yapı ağırlığının yapı analiz sayısı ile değişimini gösteren yakınsama eğrisi literatürdeki diğer yöntemlerle kıyaslamalı olarak gösterilmiştir. HLBJA ile arama işleminin başlangıcında FA ve MFA kadar verimli olmamasına rağmen, yaklaşık 3000 yapısal analizden sonra hızlanmış ve ardından HLBJA ile diğer tüm yöntemlerden önce en hafif tasarımı elde edilmiştir. HLBJA'nın yaklaşık 2500 yapı analizinden sonra en etkili yöntem olduğu ve diğer tüm yöntemlerden önce daha hafif bir çerçeve ağırlığını bulabildiği görülmektedir.



Şekil 4.8. İki açıklıklı üç katlı düzlem çelik çerçevede yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması

4.1.2. Üç Açıklıklı Altı Katlı Çelik Düzlem Çerçeve

Bu çalışmanın ikinci örneği şekil 4.9'da gösterilen, üç açıklıklı, altı katlı düzlem çelik çerçeve şekil 4.9'daki gibidir. Çerçeve altı tane kolon ve üç tane de kiriş grubu olmak üzere toplam dokuz eleman grubundan oluşturulmuştur.



Şekil 4.9. Üç açıklıklı, altı katlı düzlem çelik çerçeve

Çizelge 4.4'te önerilen algoritmalar ve referans alınan çalışmalarla elde edilen sonuçları özetlemektedir. HLBJA ile 8761.01 kg ağırlığındaki çerçeve tasarımı 6420 yapı analizi sonunda elde edilmiştir. Bu optimum değer ve yapı analiz sayısı önerilen ve literatürdeki değerler arasındaki en iyi değerlerdir. Başka bir deyişle HLBJA diğer yöntemlerden daha hafif bir tasarımı daha az yapı analiz sayısında bulmuştur. HLBJA ile PSO, IQPSO, FA, MFA, TLBO, MTLBO ve MJA'ya kıyasla sırasıyla 1932.48 kg, 940.36 kg, 821.57 kg, 501.93 kg, 448.07 kg, 239.67 kg ve 125.98 kg daha hafif bir çeçreve tasarımı elde edilmiştir. Ayrıca HLBJA optimum tasarımı sadece 6420 yapı analizi sonunda elde ederken, diğer yöntemler daha ağır olan optimum tasarım değerlerini 10000 ve 6840 arasında değişen yapı analiz sayıları sonunda bulabilmişlerdir. Bu sonuçlar HLBJA ile daha hafif bir düzlem çelik çerçeve tasarımının daha az yapı analiz sayısında bulunabildiği bir kez daha tespit edilmiştir.

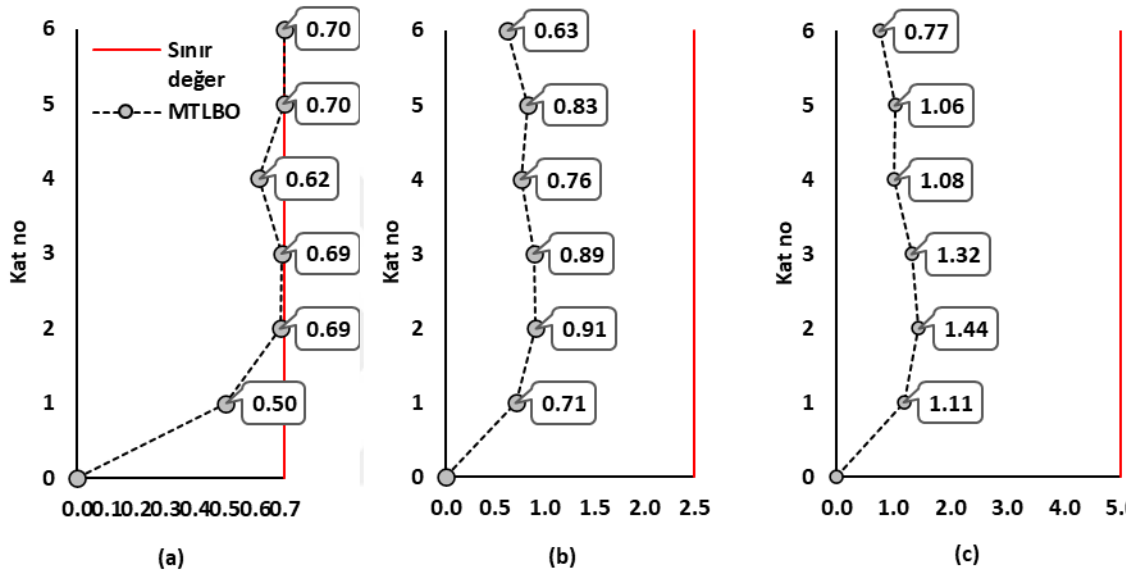
HLBJA ile icra edilen farklı tasarımlar için hesaplanan standart sapma değeri 115. 37 kg olup, bu değer ortalama ağırlığın %1.31'ne tekabül etmektedir. Bu sonuç; HLBJA'nın farklı başlangıç popülasyonlarından bağımsız olarak birbirine çok yakın nihai tasarımlara ulaşabildiğini, diğer bir ifadeyle yöntemin optimum tasarıma yakınsamada oldukça tutarlı olduğunun bir göstergesi olmaktadır.

Çizelge 4.4. Üç açıklıklı, altı katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

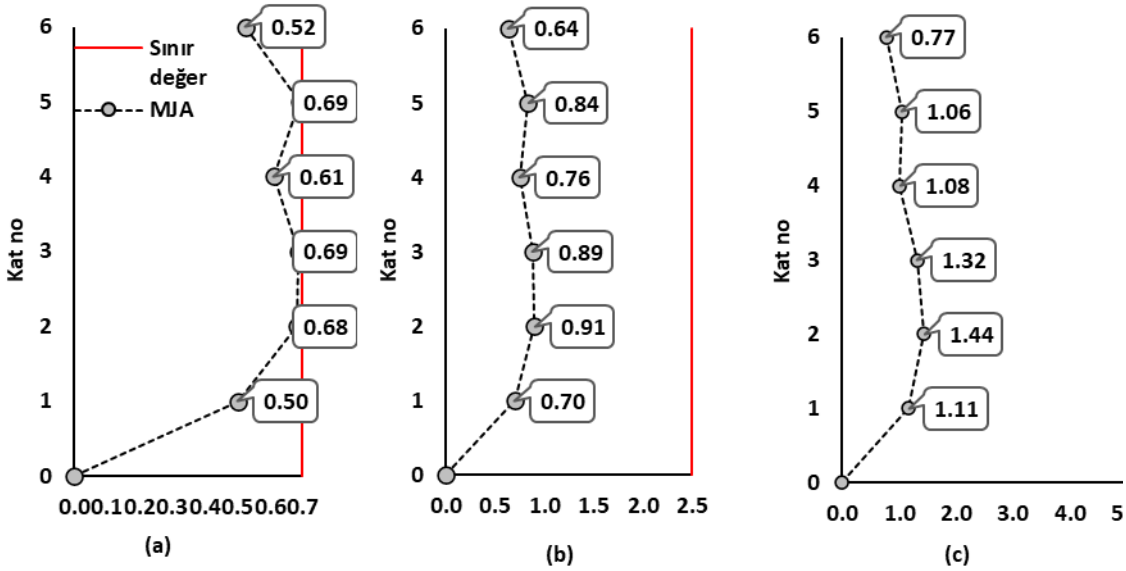
Eleman grubu	PSO (Gholizadeh ve ark. (2012)	IQPSO (Gholizadeh ve Moghadas 2014)	FA (Gholizadeh, 2015)	MFA (Gholizadeh, 2015)	TLBO (Degertekin ve ark., 2019)	JA (Degertekin ve Tutar, 2019)	MTLBO	MJA	HLBJA
C1	W21×44	W21×48	W16×36	W16×31	W18×40	W18×35	W16×36	W16×36	W18×35
C2	W18×35	W21×48	W16×31	W16×26	W18×40	W16×36	W14×34	W16×31	W16×31
C3	W16×31	W16×26	W16×26	W16×26	W16×36	W14×34	W14×34	W12×26	W16×26
C4	W18×55	W21×50	W21×57	W21×55	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48
C5	W18×50	W18×40	W18×55	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48
C6	W18×35	W18×35	W18×35	W16×36	W18×35	W18×35	W18×35	W18×40	W18×35
B1	W18×60	W21×48	W21×48	W21×48	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40
B2	W18×46	W21×44	W21×44	W21×44	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40	W18×40
B3	W16×31	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26
En iyi	10693.49	9701.37	9582.58	9262.94	9209.08	9008.08	9000.68	8886.99	8761.01
Ortalama ağırlık	NA	NA	NA	NA	9460.27	9237.59	8921.35	8901.51	8821.59
En kötü	NA	NA	NA	NA	9640.15	9625.58	9010.75	8967.67	8887.01
NSA	10000	8600	9000	8100	7920	7500	6960	6840	6420
CV (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SD (kg)	NA	NA	NA	NA	231.61	203.86	143.89	141.90	115.37

* NA: Mevcut değil

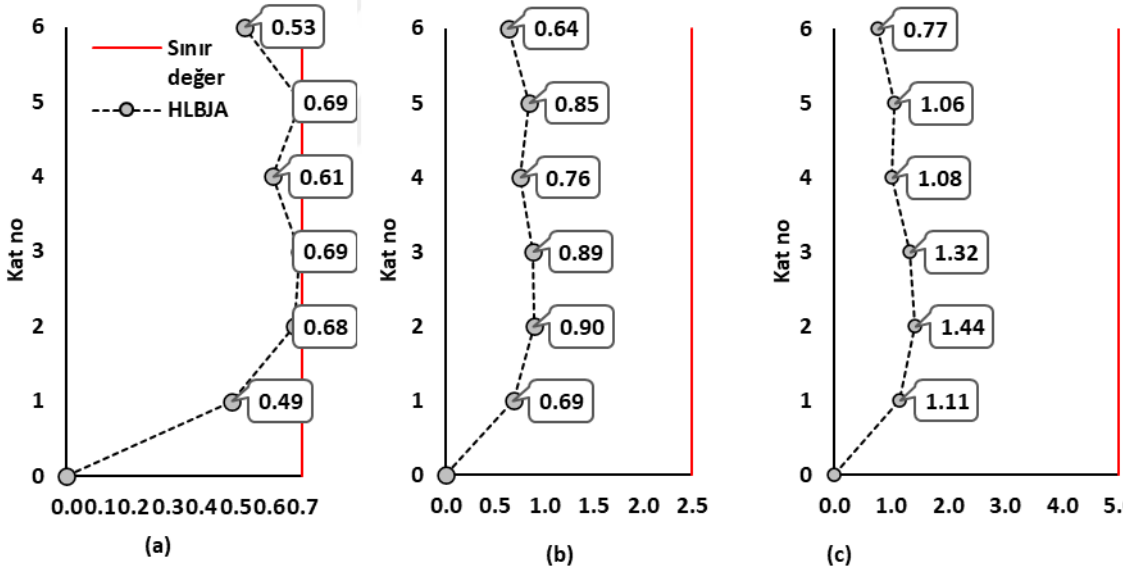
IO, LS ve CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranları şekil 4.10 ile şekil 4.12 arasında gösterilmiştir. IO performans seviyesi için katlar arası ötelenme oranları sınır değerde olduğu, LS ve CP performans seviyelerinde ise sınır değerlerinden uzak oldukları gözlenmiştir. Bu durum IO performans seviyesinin optimizasyon sürecinde hakim olan sınırlayıcı olduğunu göstermektedir.



Şekil 4.10. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

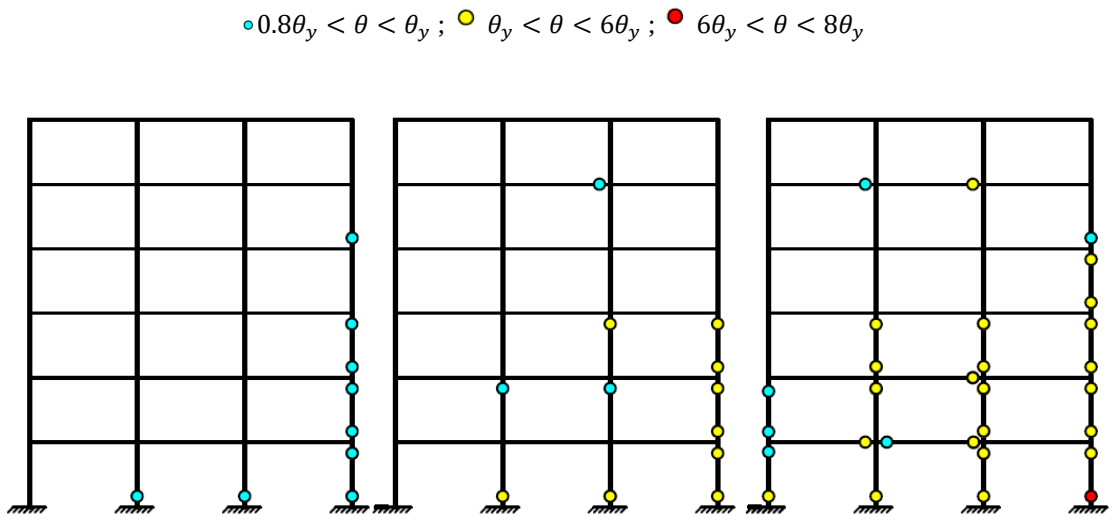


Şekil 4.11. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

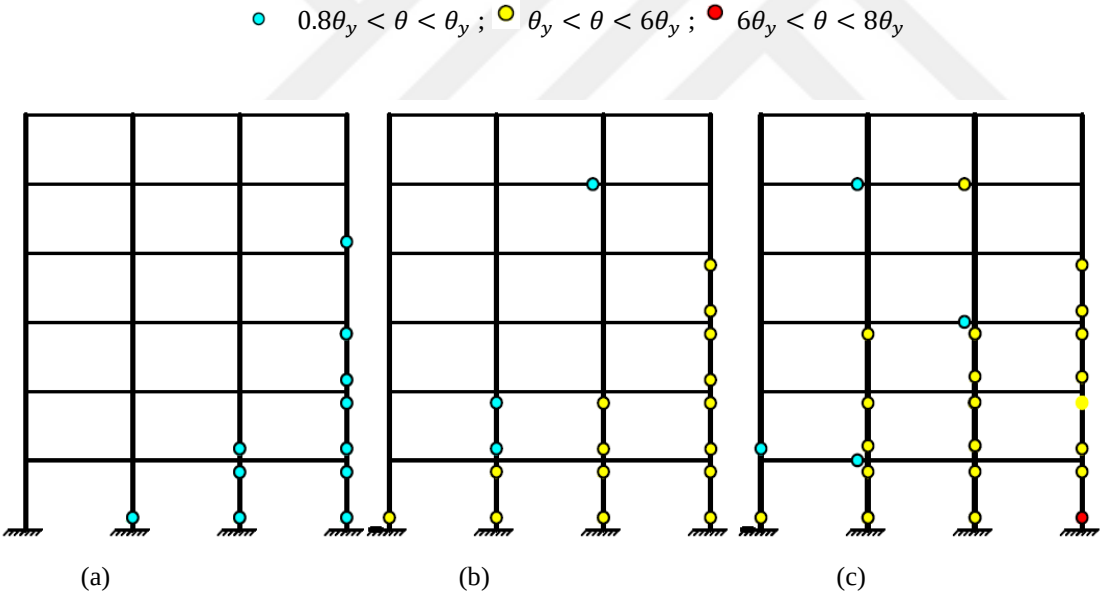


Şekil 4.12. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

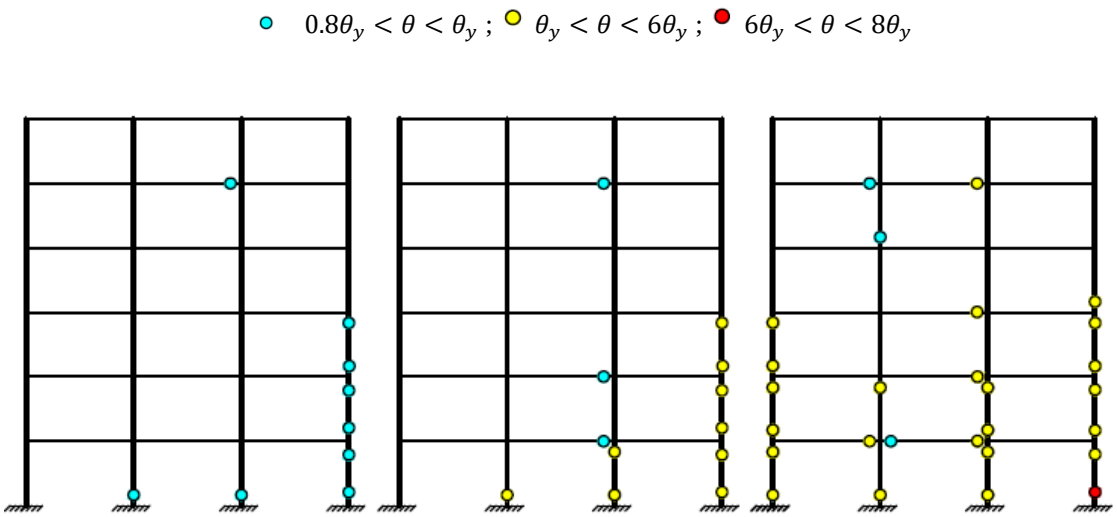
Şekil 4.13-4.15'de MTLBO, MJA ve HLBJA yöntemleri için IO, LS ve CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları verilmiştir. Bu şekillerde tüm plastik mafsal dağılımlarının izin verilen sınırlar içinde olduğu görülmektedir.



Şekil 4.13. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları

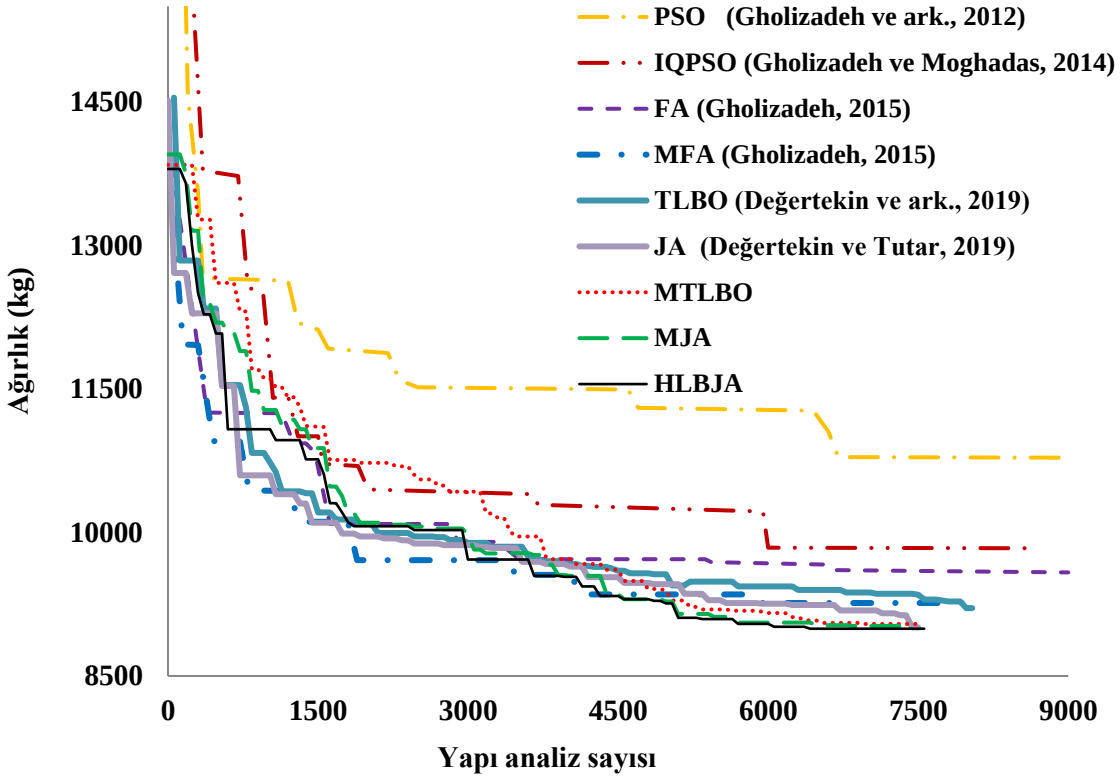


Şekil 4.14. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları



Şekil 4.15. Üç açıklıklı altı katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımları

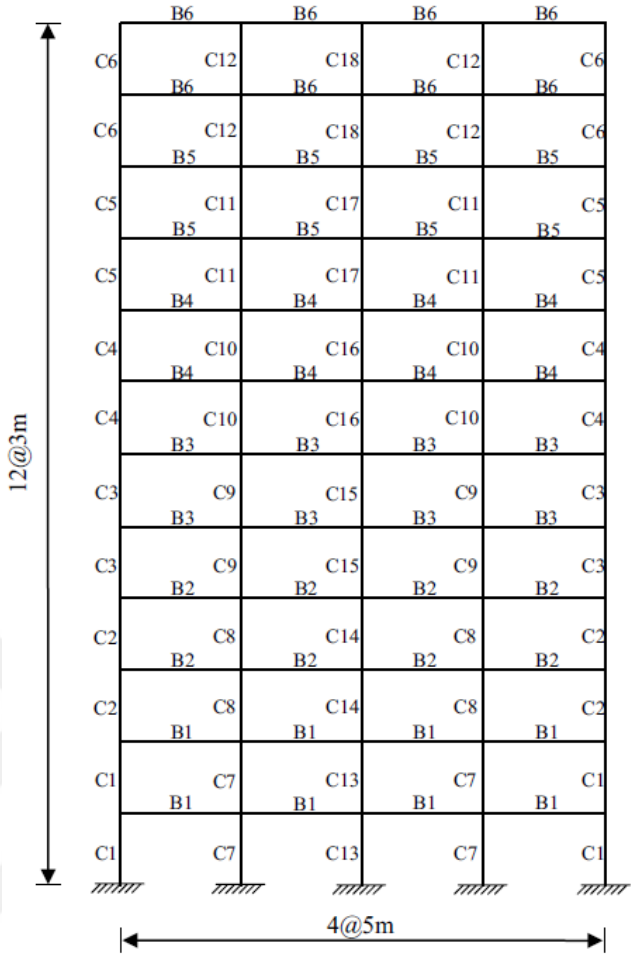
MTLBO, MJA, HLBJA ve diğer yöntemlere ait yakınsama eğrileri şekil 4.16'da diğer yöntemlerle kıyaslama olarak çizilmiştir. HLBJA'nın optimizasyon işleminin başlangıcında düşük yakınsama oranına sahip olmasına rağmen, 6000 yapısal analizden sonra daha iyi yakınsama performansı gösterebilir.



Şekil 4.16. Üç açıklıklı-Altı katlı, düzlem çelik çerçevede yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması

4.1.3. Dört Açıklıklı Oniki Katlı Düzlem Çelik Çerçeve

Önerilen algoritmalar tarafından optimize edilen üçüncü ve son düzlem çelik çerçeve örneği şekil 4.17'te gösterilen dört açıklıklı on iki katlı çelik çerçevedir. Bu çelik çerçeve onsekiz kolon ve altı kiriş grubu olmak üzere yirmidört eleman grubundan oluşturulmuştur.



Şekil 4.17. Dört açıklıklı on iki katlı düzlem çelik çerçeve

Çizelge 4.5'te HLBJA ve diğer yöntemlerden elde edilen optimum tasarım sonuçları sunulmuştur. HLBJA algoritması ile, 10050 yapı analizi sonunda 27036.94 kg'lık ağırlığında bir çerçeve tasarımı elde edilmiştir. MJA ile 10200 yapı analizi sonunda 27563.45 kg ağırlığa sahip ve MTLBO ile 10420 yapı analiz sonunda 27665.45 kg ağırlığında tasarımlar elde edilmiştir. PSO, IQPSO, FA, MFA, JA'ya kıyasla HLBJA ile 1710.13 kg, 1123.84 kg, 1632.2 kg, 975.32 kg daha hafif bir tasarım üretilmiştir.

Bu sonuçlarla HLBJA'nın, optimum ağırlık ve yapı analiz sayısı açısından en güçlü yöntem olduğu, MJA ve MTLBO yöntemlerinin ise ikinci ve üçüncü sırada olduğu görülmektedir.

Çizelge 4.5. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

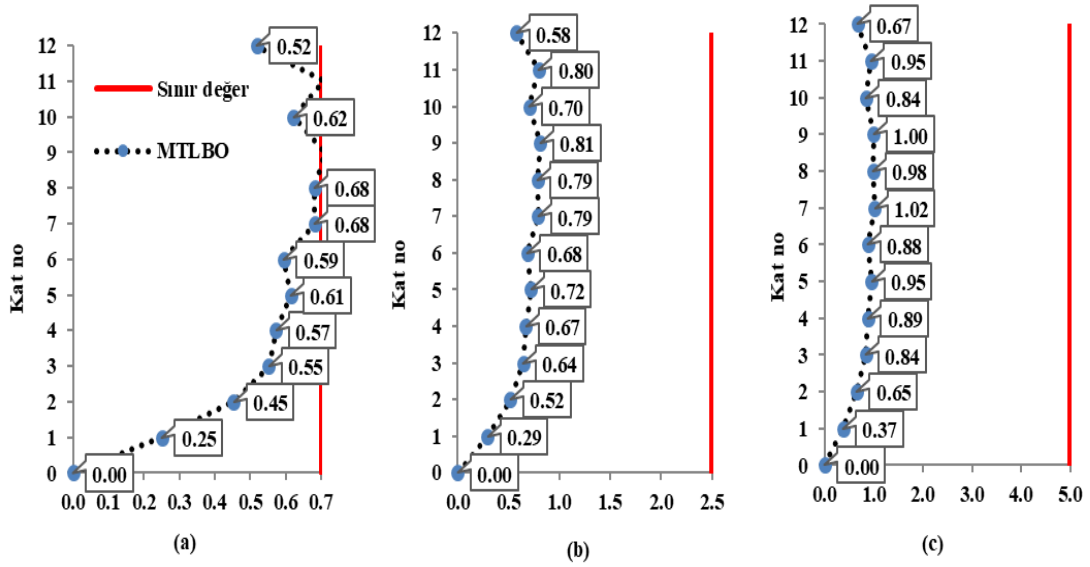
Eleman grubu	PSO (Gholizadeh ve Moghadas, 2014)	IQPSO (Gholizadeh ve Moghadas, 2014)	FA (Gholizadeh, 2015)	MFA (Gholizadeh, 2015)	TLBO (Degertekin ve ark., 2019)	JA (Degertekin ve Tutar, 2019)	MTLBO	MJA	HLBJA
C1	W24×62	W24×62	W24×62	W14×43	W24×62	W24×62	W8×58	W21×44	W12×45
C2	W21×50	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×55	W12×58	W8×48
C3	W18×55	W21×44	W21×44	W12×40	W21×48	W21×48	W10×45	W21×44	W12×35
C4	W21×44	W18×40	W18×40	W12×35	W18×40	W18×40	W10×45	W18×35	W8×28
C5	W18×35	W18×35	W18×35	W12×35	W18×40	W18×35	W18×35	W18×40	W16×40
C6	W16×26	W16×26	W16×26	W12×26	W16×26	W14×22	W16×26	W16×26	W16×26
C7	W24×76	W24×84	W24×84	W12×22	W24×84	W27×84	W24×76	W21×62	W24×68
C8	W24×68	W24×68	W24×68	W24×84	W24×76	W24×76	W24×68	W24×68	W24×68
C9	W24×55	W21×62	W21×62	W24×84	W21×62	W21×62	W24×68	W24×68	W21×62
C10	W21×55	W21×55	W21×55	W24×76	W21×55	W21×48	W21×62	W21×55	W21×55
C11	W18×55	W18×40	W21×44	W24×55	W21×44	W18×40	W18×55	W21×44	W18×40
C12	W16×26	W16×26	W16×26	W18×46	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26	W16×26
C13	W24×76	W24×84	W24×84	W18×35	W24×94	W27×84	W27×84	W24×84	W24×84
C14	W24×68	W24×76	W24×76	W24×84	W24×76	W24×76	W24×68	W24×76	W24×76
C15	W21×62	W24×68	W21×62	W24×68	W21×62	W21×62	W24×62	W21×62	W24×68

Çizelge 4.5. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması (devamı)

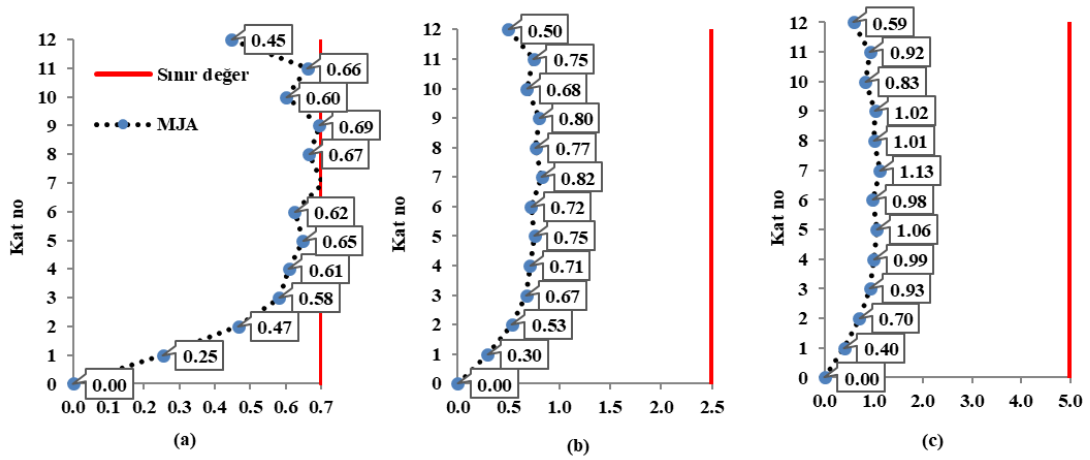
C16	W21×55	W21×62	W21×55	W24×62	W21×48	W21×55	W21×55	W21×55	W21×55
C17	W18×40	W18×40	W18×40	W24×55	W18×40	W18×40	W18×35	W18×40	W18×40
C18	W14×26	W12×26	W14×26	W21×44	W16×26	W16×26	W16×26	W14×26	W16×31
B1	W21×48	W21×44	W21×48	W14×22	W21×44	W18×46	W16×45	W21×44	W21×44
B2	W21×48	W21×48	W21×48	W21×48	W21×44	W18×46	W16×45	W21×44	W21×44
B3	W21×48	W21×44	W21×48	W21×48	W21×44	W18×46	W18×46	W21×44	W21×44
B4	W18×40	W21×44	W18×46	W21×44	W18×40	W18×40	W18×35	W18×46	W21×44
B5	W18×40	W18×35	W18×35	W21×44	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35	W18×35
B6	W14×26	W16×26	W16×26	W14×26	W16×26	W16×26	W14×22	W12×26	W14×26
En iyi ağırlık (kg)	28747.07	28160.78	28669.14	28012.26	27969.34	27881.80	27665.45	27563.45	27036.94
Ortalama ağırlık (kg)	NA*	NA	NA	NA	29595.53	29486.45	29387.16	29265.43	28416.52
En kötü ağırlık (kg)	NA	NA	NA	NA	34474.46	33640.92	33484.59	32456.89	32242.87
NSA	12500	13400	12500	11125	11100	11050	10425	10200	10050
CV (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SD (kg)	0	0	0	0	885.7	635.16	492.23	516.68	235.44

* NA: Mevcut değil.

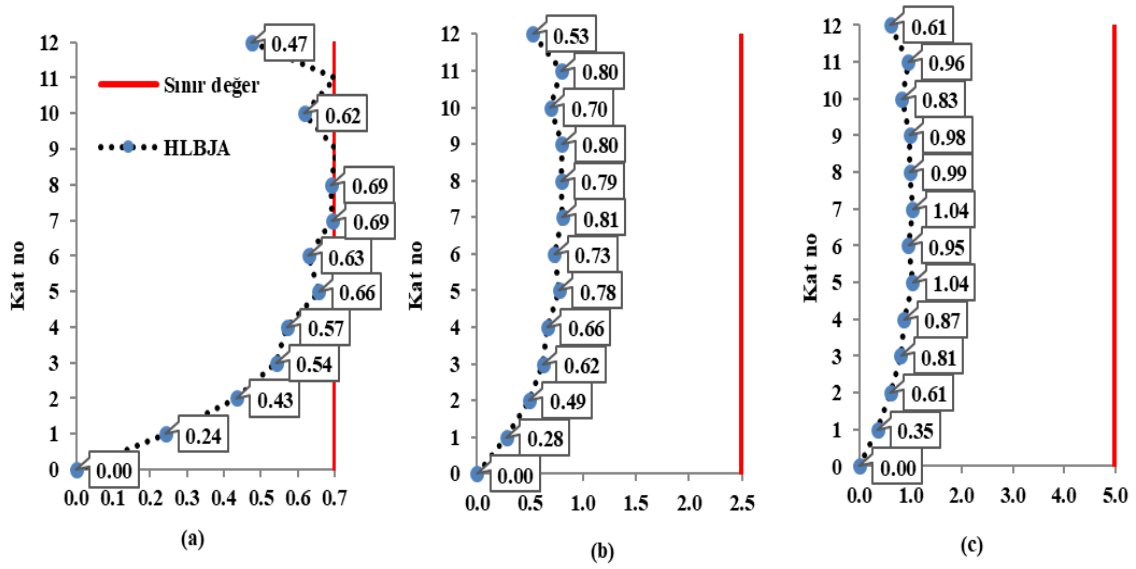
IO, LS ve CP performans seviyelerinde katlar arası ötelenme oranları şekil 4.18-4.20'de verilmiştir. IO performans seviyesi için katlar arası ötelenme oranı sınırlayıcısının optimum tasarımı sürecinde etkin olduğu görülmüştür. LS ve CP performans seviyelerinde ise katlar arası ötelenme oranının sınır değerlerin uzağında olduğu açıktır.



Şekil 4.18. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

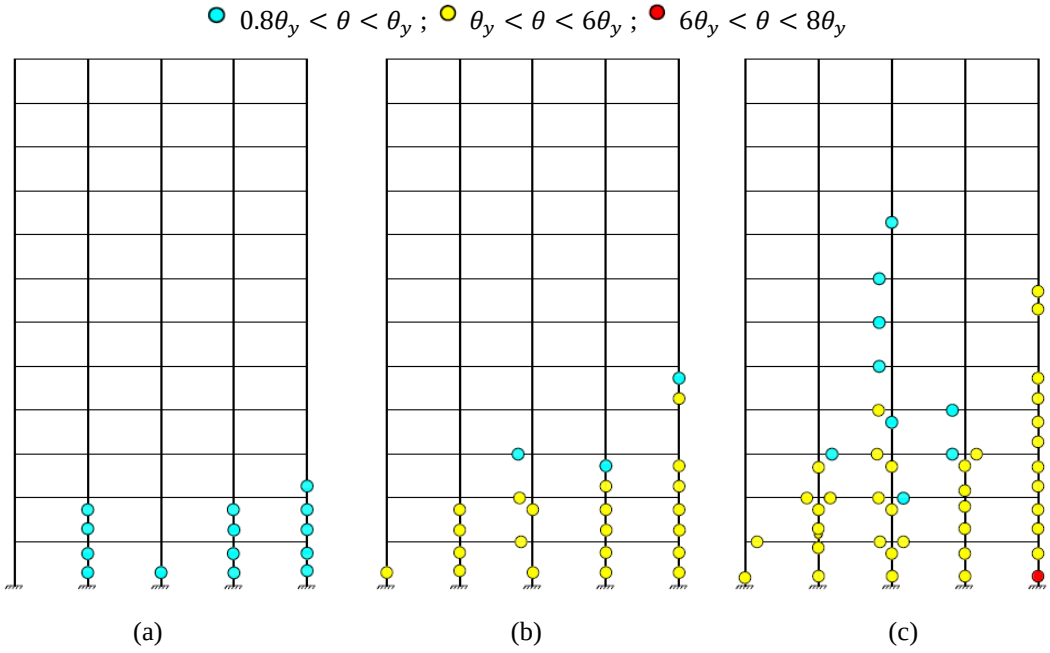


Şekil 4.19. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

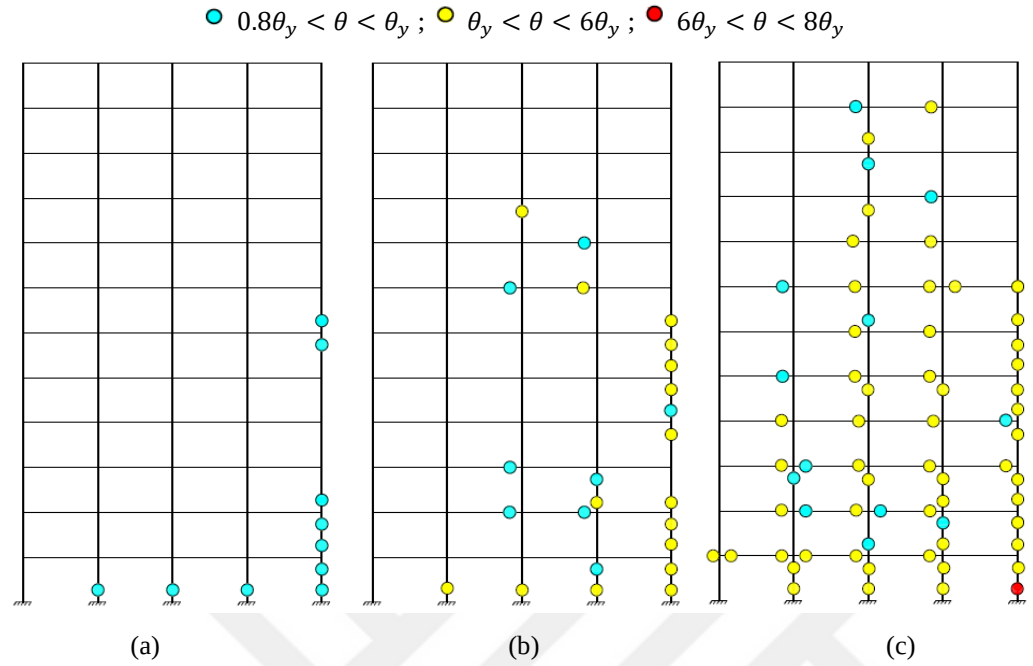


Şekil 4.20. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO), b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki katlar arası ötelenme oranı

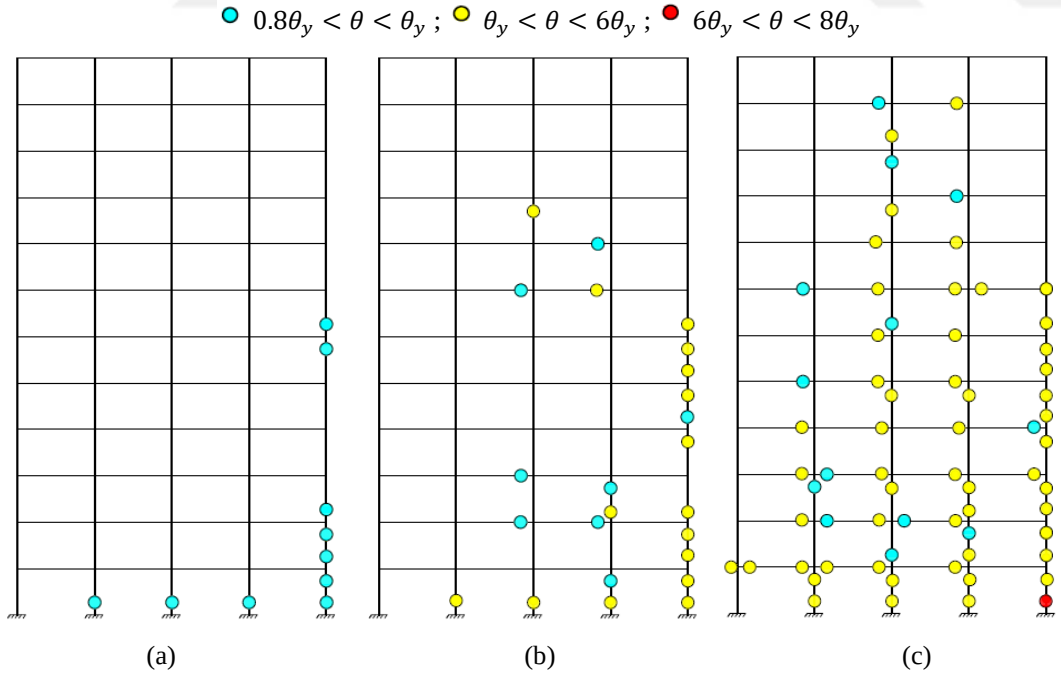
Şekil 4.21-4.23'te MTLBO, MJA, HLBJA tarafından elde edilen optimum tasarımların plastik mafsal dağılımları verilmiştir. Tüm plastik mafsal dağılımları belirtilen sınır değerlerin altında olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 4.21. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı

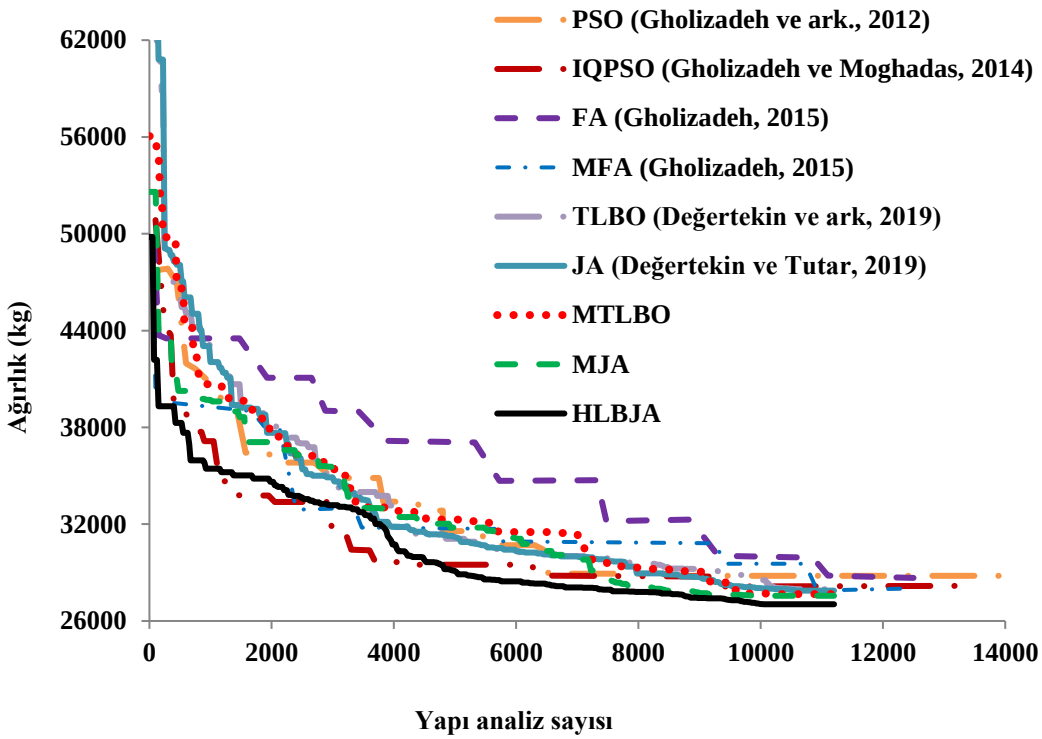


Şekil 4.22. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı.



Şekil 4.23. Dört açıklıklı oniki katlı düzlem çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımın a) IO, b) LS ve c) CP performans seviyelerindeki plastik mafsal dağılımı.

Şekil 4.24; MTLBO, MJA, HLBJA ve diğer yöntemlere ait yakınsama eğrilerini göstermektedir. HLBJA bir kez daha optimum tasarıma en hızlı yakınsayan yöntem olarak göze çarpmaktadır. HLBJA'nın yaklaşık 5000 yapı analizinden sonra diğer tüm yöntemlerden daha iyi bir yakınsama gösterdiği görülmektedir.



Şekil 4.24. Dört açıklıklı, on iki katlı düzlem çelik çerçevenin yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması

4.2. Uzay Çelik Çerçeveler

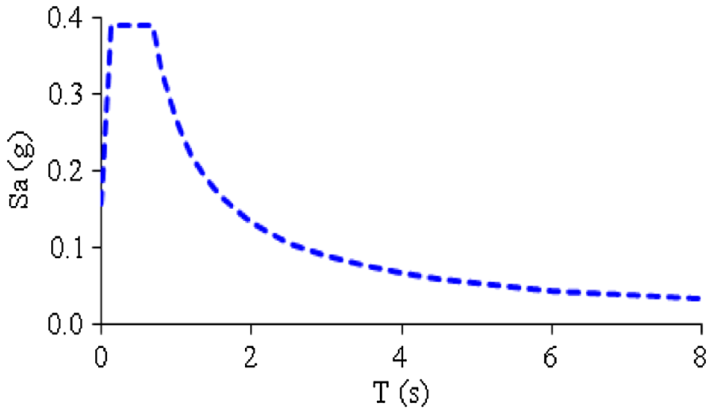
Uzay çelik çerçevelerin optimum tasarımında kullanılan çelik profiller AISC profil listesinden alınmıştır. Bu profiller SAP2000 v20 yapı analiz programının veri tabanında hazır olup W4×13'dan başlayıp W44×335'e kadar olan 297 çelik profil enkesit uzay çelik çerçevelerin optimum tasarımında kullanılmıştır. Profiller enkesit alanlarına göre küçükten büyüğe doğru 1'nci sıradan 297'nci sıraya kadar numaralandırılır. Geometrik sınırlayıcı olarak profillerin başlık genişlikleri ve gövde derinlikleri dikkate alınmaktadır. Buna göre, geometrik sınırlayıcıları sağlayan çerçeve tasarımları için sismik analiz yapılmaktadır. Geometrik sınırlayıcıları sağlamayan çerçeve tasarımları

zaten cezalı olduğundan bu tasarımlar için ayrıca sismik analiz yapılmayarak gereksiz zaman kaybının önüne geçilmiştir. Sismik analiz sonucunda dayanım sınırlayıcılarını da sağlayan tasarımlar eşdeğer statik yüklemesi (EQA) ve davranış spektrum analizine (RSA) tabi tutulur. Uzay çerçeve örnekleri tüm optimizasyon yöntemleri için beş farklı başlangıç popülasyonu için beş kez icra edilmiştir.

Bu çalışmada kullanılan uzay çerçevelere ait tüm veriler doğru bir kıyaslama yapabilmek için (Kaveh ve ark., 2015) tarafından yapılan çalışmadaki aynı değerler kullanılmıştır. Buna göre yapıların kat yükseklikleri 3.2 m'dir. Her kat seviyesinde bulunan düğüm noktaları rijit diyafram olarak tanımlanmış ve birbiri ile bağlanarak sınırlandırılmıştır. Kullanılan malzemenin birim hacim ağırlığı ρ=7849 t/m^3, elastisite modülü E=199.948 MPa ve akma gerilmesi f_y=248.2 MPa olarak alınmıştır. Katlara etki eden ölü yük D=292.9 kg/m^2, en üst kat dışındaki katlara etki eden hareketli yük LL=195.3 kg/m^2 ve çatı katı için hareketli yük değeri ise LR=97.6 kg/m^2'dir.

Birinci tasarım örneğinde, yatay yük dağılımının enkesitlere ve optimum tasarım sonuçlarına etkisi araştırılmıştır. Yatay yük etkileri için EQA (Eşdeğer statik yükleme) ve RSA (Davranış spektrum analizi) yöntemleri kullanılmıştır. Bu yöntemler IBC (2009) yönetmeliğine uygun olarak SAP2000 v20 vasıtasıyla analiz edilmiştir.

Analiz yöntemleri ile ilgili bilgiler ASCE 7-5 (2015) yönetmeliğinin 12.8 ve 12.9'ncu bölümlerinde detaylı olarak açıklanmıştır. EQA ve RSA giriş verileri şu şekildedir: normal çaprazlı çerçeveler (OCBF) için taşıyıcı sistem davranış katsayısı; R=3.25, normal moment çerçeveler (OMRF) için R=3.5, dayanım katsayısı Ω_0=2, sapma amplifikasyonu, C_d=3, yapı önem katsayısı I=1.0, 0.2 s'lik spektral ivme, S_s=0.4; 1 sn'lik spektral ivme S_1=0.2 ve zemin sınıfı D olarak verilmiştir. Bu çalışmada kullanılan spektrum fonksiyonu, SAP2000 v20'de otomatik tanımlı olan IBC (2009) yönetmeliğinin 16.13. bölümüne dayanmaktadır. Tasarım tepki spektrumu Şekil 4.25'teki gibidir.



Şekil 4.25. Tasarım tepki spektrumu.

Çizelge 4.6'da ASCE 7-05'den (20016) alınan ve uzay çelik çerçevelerin optimum tasarımında kullanılan yük kombinasyonları verilmiştir.

Çizelge 4.6. ASCE (2016)'den alınan yük kombinasyonları

Yükleme kombinasyonu	Eşdeğer statik yükleme		Tepki spektrumu	
	Çelik tasarım	Yükleme katsayısı	Çelik tasarım	Yükleme katsayısı
UDLSTL1	Dayanım	1.4D	Dayanım	1.4D
UDLSTL2	Dayanım	1.2D+1.6LL	Dayanım	1.2D+1.6LL
UDLSTL3	Dayanım	1.2D+1.0LL+1.0E_x	Dayanım	1.2D+1.0LL+1.0RS_x
UDLSTL4	Dayanım	1.2D+1.0LL-1.0E_x	Dayanım	1.2D+1.0LL+1.0RS_y
UDLSTL5	Dayanım	1.2D+1.0LL+1.0E_y	Dayanım	0.9D+1.0RS_x
UDLSTL6	Dayanım	1.2D+1.0LL-1.0E_y	Dayanım	0.9D+1.0RS_y
UDLSTL7	Dayanım	0.9D+1.0E_x	Sehim	1.0D
UDLSTL8	Dayanım	0.9D-1.0E_x	Sehim	1.0D+1.0LL
UDLSTL9	Dayanım	0.9D+1.0E_y		
UDLSTL10	Dayanım	0.9D-1.0E_y		
UDLSTL11	Sehim	1.0D		
UDLSTL12	Sehim	1.0D+1.0LL		

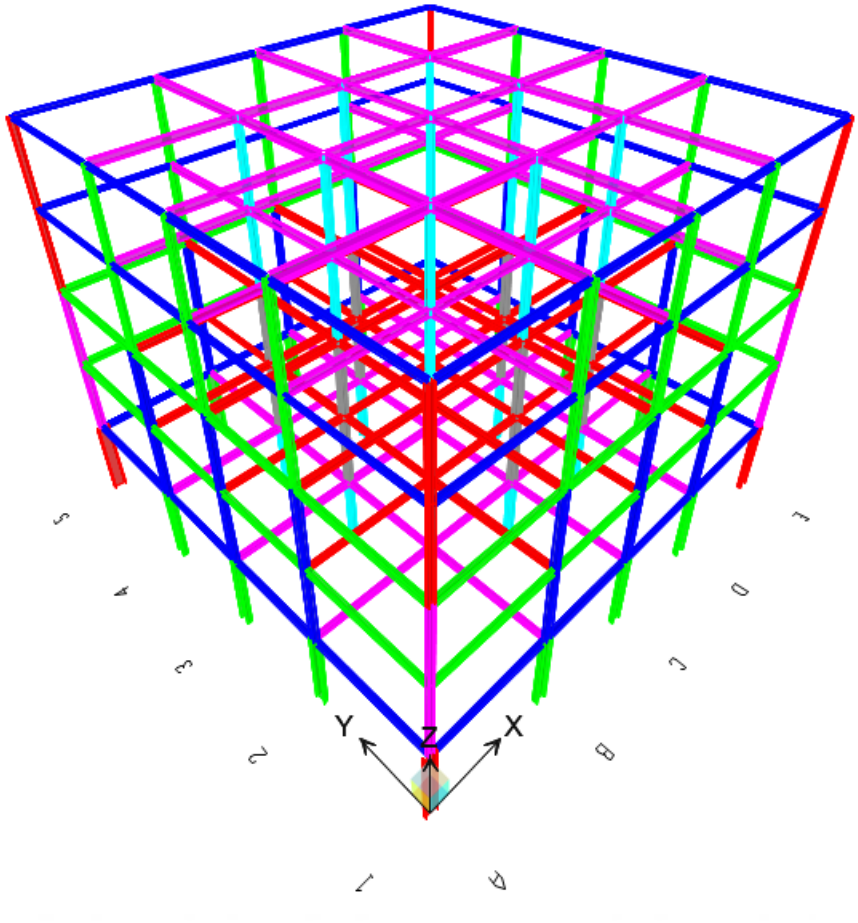
D: ölü yükleme L: hareketli yükleme ve E_x, E_y, RS_x ve RS_y sismik yüklemeleri göstermektedir.

4.2.1. 325 Elemanlı Uzay Çelik Çerçeve

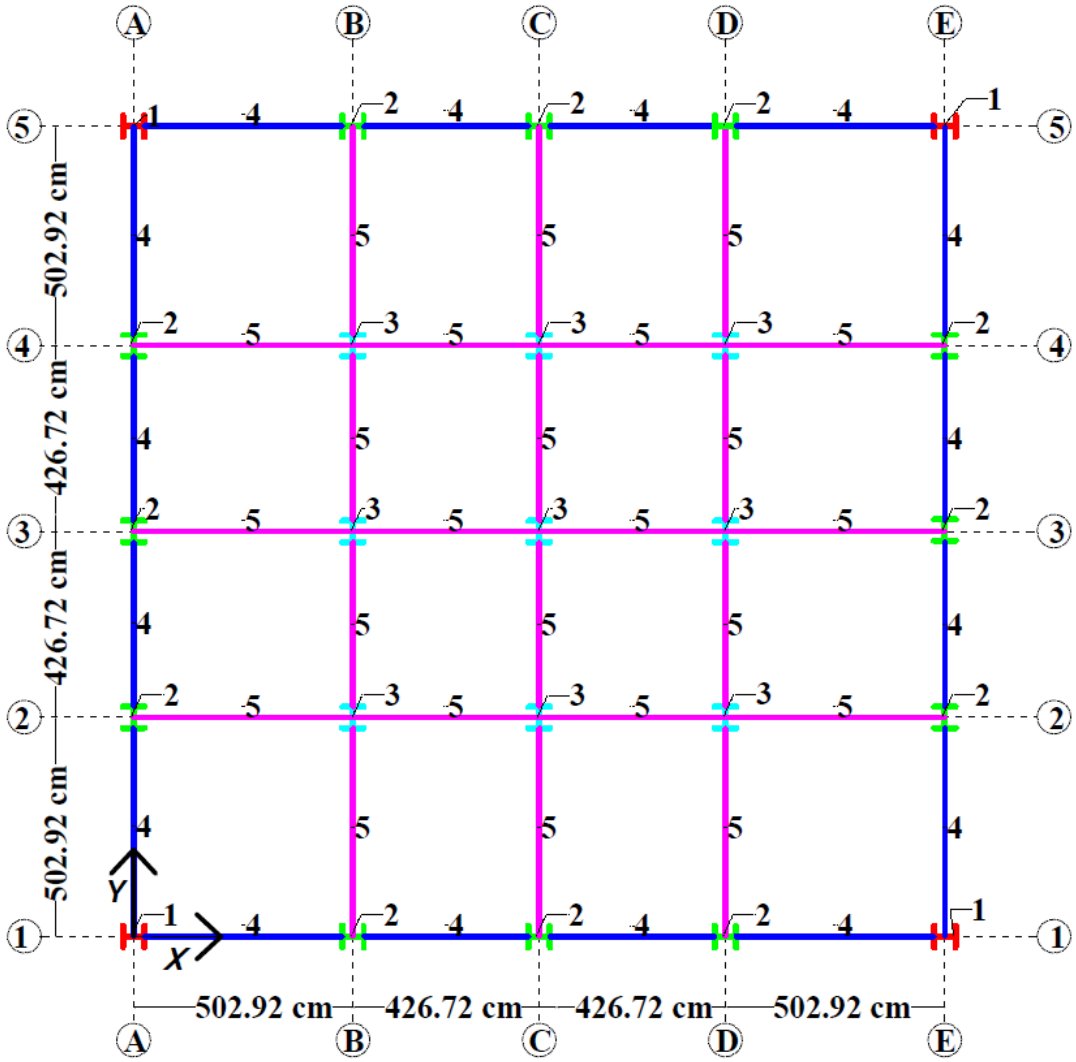
Birinci tasarım örneği olarak beş katlı moment aktaran uzay çelik olup Şekil 4.26'da üç boyutlu görüşü, plan görünüşleri ve eleman gruplandırma detayları gösterilmektedir. Çelik çerçeve simetri koşulları göz önüne alınarak 15 eleman grubuna (tasarım değişkenine) ayrılmıştır: Birinci eleman grubu: birinci kat köşe kolonları, İkinci eleman grubu: birinci kat dış kolonları, Üçüncü eleman grubu: birinci kat iç kolonları, Dördüncü eleman grubu: birinci kat dış kirişleri, Beşinci eleman grubu: birinci kat iç kirişleridir. Birinci kat için yapılan eleman gruplandırması 2'nci ve 3'ncü katlar için tekrarlanarak 6'ncı eleman grubundan 10'ncu eleman grubuna kadar olan elaman gruplandırması ve 4'cü ve 5'nci katlar içinde tekrarlanarak 11'nci eleman grubundan 15'nci eleman grubuna kadar olan elaman gruplandırması yapılmıştır.

Optimum popülasyon sayısını belirlemek için 325 elemanlı moment çerçevesinin popülasyon sayısı sırasıyla 5, 10, 20, 30, 40 ve 50 olarak alınmış ve her popülasyon sayısı 10 farklı başlangıç popülasyonu için 10 kez icra edilmiştir. Farklı popülasyon sayısı için yapılan optimum tasarımlarda optimizasyon işlemi süresince yapı ağırlığının yapı analiz sayısı ile değişimi şekil 4.27'de çizilmiştir. Şekil 4.27'de 6000 yapı analizinden sonra tüm popülasyon değerleri için ağırlıkların neredeyse hiç değişmediği görülmektedir. Bu sonuç esas alınarak uzay çelik çerçevelerin optimum tasarımında maksimum yapı analiz sayısı 6000 olarak seçilmiştir.

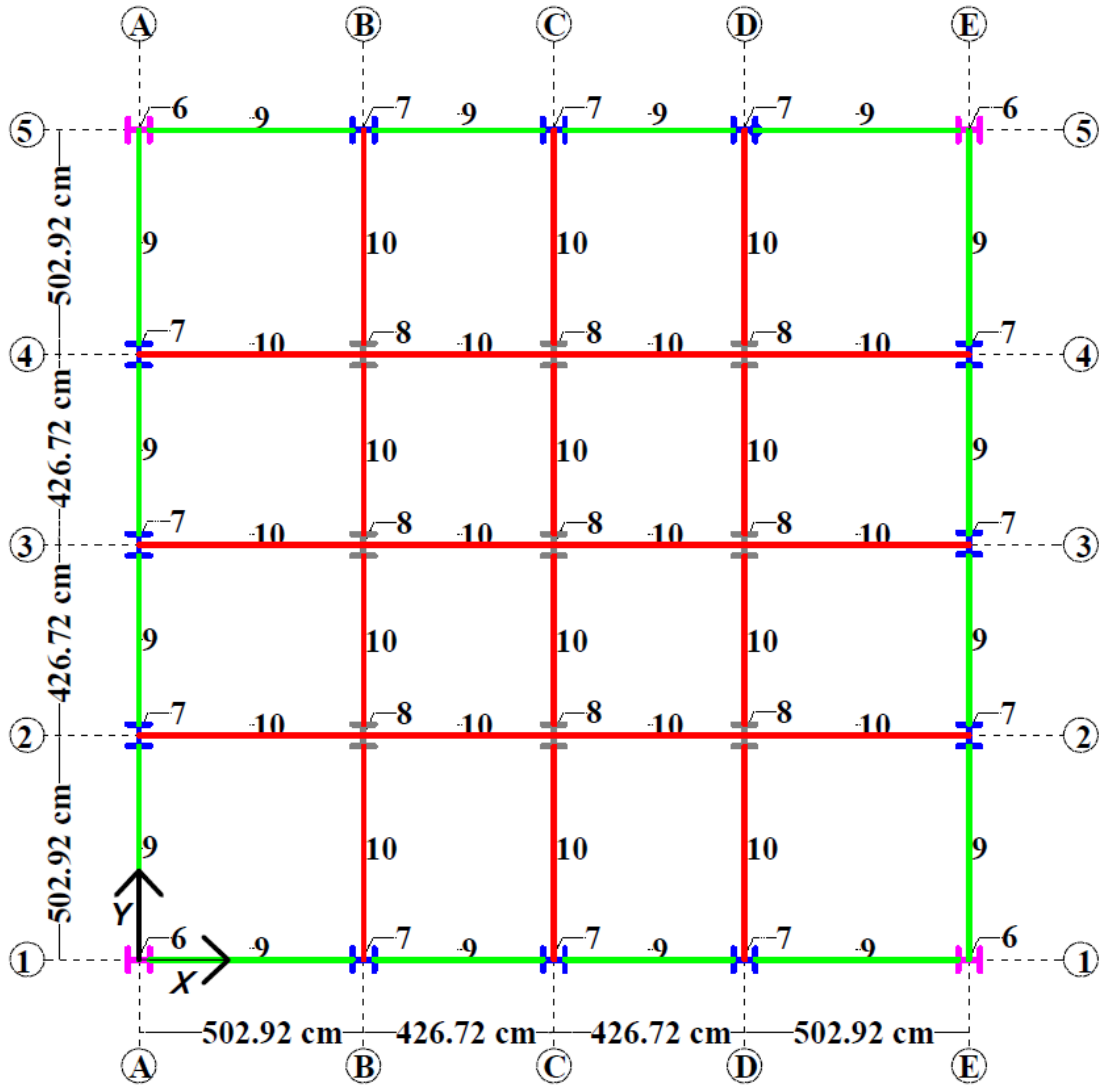
Elde edilen optimum ağırlık, ortalama ağırlık ve standart sapma değerleri çizelge 4.27'de özetlenmiştir. Çizelge 4.7 incelendiğinde minimum ağırlıklı uzay çerçeve tasarımının $ps=30$ için elde edildiği dolayısıyla en uygun popülasyon sayısının 30 olduğu görülmektedir. Bu sonuç esas alınarak diğer tasarım örneklerinde de popülasyon sayısı 30 olarak alınmıştır.



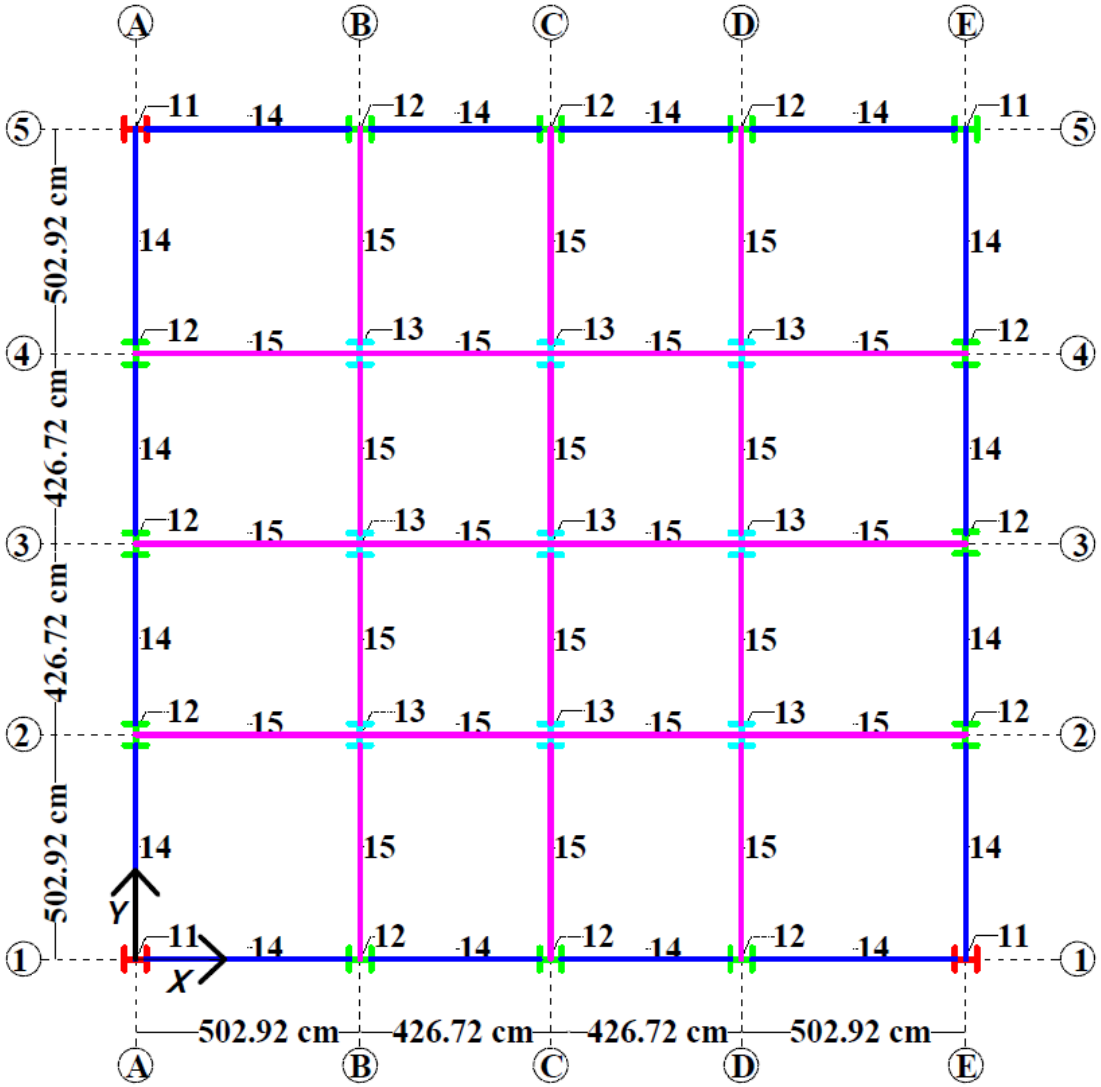
(a)



(b)

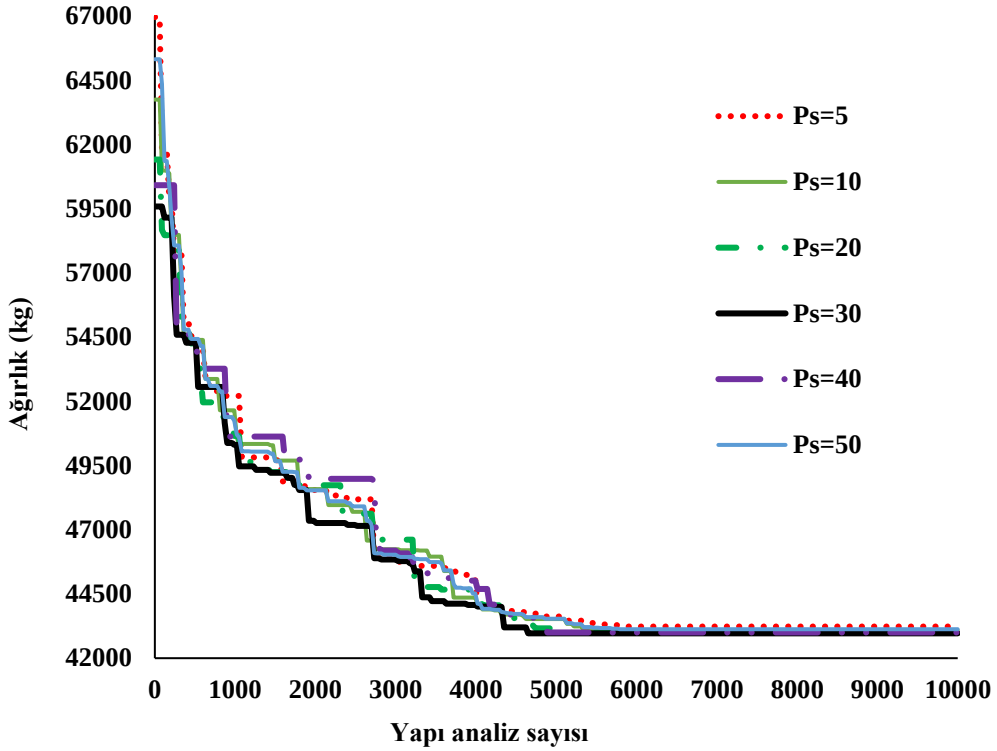


(c)



(d)

Şekil 4.26. 325 elemanlı çelik çerçevede (a) üç boyutlu görünüşü (b) 1'inci katın (c) 2, 3'ncü katın (d) 4, 5'inci katın plan görünümü ve eleman gruplandırması (Farklı eleman grupları farklı renkte gösterilmiştir)



Şekil 4.27. 325 elemanlı uzay çelik çerçeve için en uygun popülasyon sayısının (P_s) belirlenmesi

Çizelge 4.7. 325 elemanlı uzay çelik çerçevenin TLBO ile optimum sismik tasarımında farklı P_s değerleri için elde edilen sonuçların karşılaştırılması.

Populasyon sayısı (ps)	En iyi tasarım sonuçları		10 farklı tasarım sonuçları (Ortalama+SD)	
	Minimum ağırlık (kg)	NSA	Ağırlık (kg)	NSA
5	43234	6000	43673±386	6000
10	43088	6000	43392±384	6000
20	42992	6000	43129±115	6000
30	42968	6000	43036±90	6000
40	43003	6000	43342±247	6000
50	43129	6000	43863±491	6000

325 elemanlı uzay çelik çerçeve için elde edilen optimum tasarım sonuçlar çizelge 4.8'de karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlara göre, en hafif tasarım RSA sismik analiz yöntemi

kullanılarak icra edilen HLBJA ile 4590 yapı analizi sonunda 41850 kg ile bulunmuştur. Gerek elde edilen ağırlıklar ve gerekse optimum ağırlığı bulmak için gereken yapı analiz sayıları kıyaslandığında hem RSA (davranış spektrum) hem de EQA (eşdeğer statik yükleme) sismik analizleri için yapılan icralar sonucunda yöntemlerin gösterdikleri performans bakımından HLBJA, MJA, MTLBO, JA, TLBO ve CS şeklinde sıralandığını görmekteyiz. Aynı sırlamanın farklı başlangıç popülasyonları için bulunan nihai tasarım ağırlıkları için hesaplanan standard sapma değerleri (SD) için de geçerli olduğunu, yani en küçük SD değerinin HLBJA ile en büyük SD değerinin de TLBO ile elde edildiğini belirlenmiştir. Bu durum HLBJA'nın diğer yöntemlere göre birbirine daha yakın nihai tasarımlar bulabildiğini, başka bir deyişle optimum tasarıma yakın tasarımlar bulmada diğer yöntemlerden daha kararlı olduğunu göstermektedir. Çizelge 4.8.'de yer alan NA kısaltması ilgili sonucun mevcut olmadığını ifade etmektedir.

Tüm yöntemlere ait optimum tasarımlarda elemanların dayanım oranları şekil 4.28- 4.33'de verilmiştir. Şekillerde verilen dayanım oranları incelendiğinde CS ile elde edilen tasarımda bazı elemanlarda dayanım sınırlayıcısının ihlal edildiğini bu ihlal yüzdesinin (CV) EQA sismik analiz yöntemi kullnılarak yapılan optimum tasarımda %22.22, RSA sismik analiz yöntemi kullanılarak yapılan optimum tasarımda %0.11 mertebesinde olduğu tespit edilmiştir. Buna karşın bu doktora çalışmasında sunulan tüm yöntemler için elde edilen optimum tasarımların dayanım sınırlayıcılarını sağladığı belirlenmiştir.

325 elemanlı çelik çerçevede dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri çizelge 4.9'da özetlenmiştir. Burada maksimum dayanım oranlarının tüm durumlarda 0.90 değerinin üzerinde, maksimum oran olan 1.0 değerine çok yakın olduğu görülmektedir.

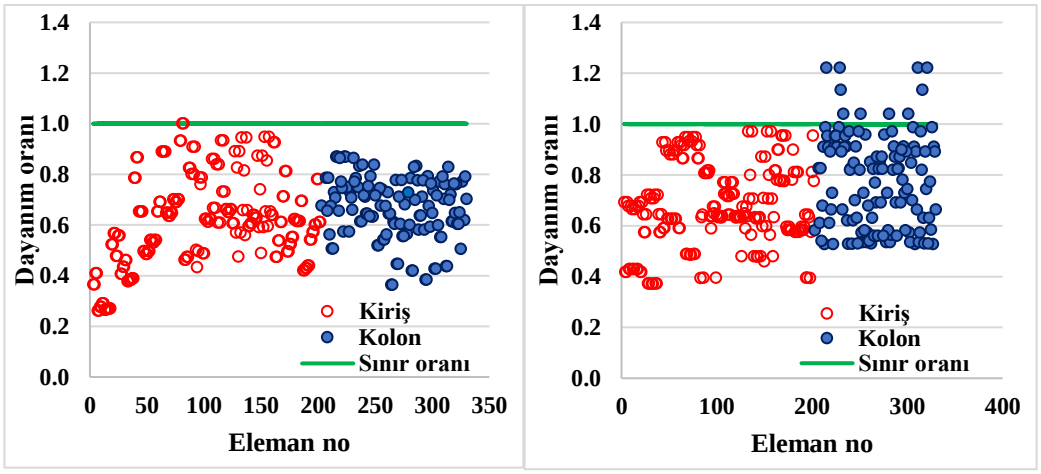
Çizelge 4.8. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

Kat No	Eleman Grubu	Eleman Türü	CS (Kaveh ve ark., 2015)		TLBO		JA		MTLBO		MJA		HLBJA	
			Sismik analiz yöntemi											
			EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA
1	1	Kolon	W18×40	W5×19	W18×35	W18×35	W12×40	W10×33	W16×36	W16×36	W16×36	W14×30	W10×33	W18×35
	2	Kolon	W×36	W12×26	W16×36	W16×36	W12×35	W10×39	W14×38	W14×38	W14×34	W14×38	W12×40	W16×36
1	3	Kolon	W8×40	W18×60	W10×39	W10×39	W16×57	W12×40	W12×40	W10×39	W16×57	W10×39	W8×35	W10×39
	4	Kiriş	W8×13	W8×13	W8×18	W8×15	W8×15	W8×18	W8×15	W8×15	W8×13	W8×15	W8×18	W8×13
	5	Kiriş	W14×22	W14×22	W8×18	W8×18	W10×19	W8×18	W10×19	W8×18	W10×19	W8×18	W8×18	W8×18
	6	Kolon	W10×22	W8×21	W8×21	W16×26	W10×26	W8×21	W14×22	W14×30	W16×26	W16×26	W8×21	W16×26
	7	Kolon	W8×28	W10×33	W8×31	W16×36	W10×33	W8×31	W14×34	W8×35	W14×34	W16×36	W12×40	W16×36
2-3	8	Kolon	W12×45	W12×40	W10×39	W12×40	W10×39	W12×40	W12×40	W10×39	W12×40	W10×39	W8×35	W12×40
	9	Kiriş	W10×17	W10×15	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W10×17	W8×18	W8×15	W8×18	W8×18	W8×18
	10	Kiriş	W14×22	W14×22	W8×21	W10×19	W10×19	W8×18	W6×20	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W10×19

Çizelge 4.8. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması (devamı)

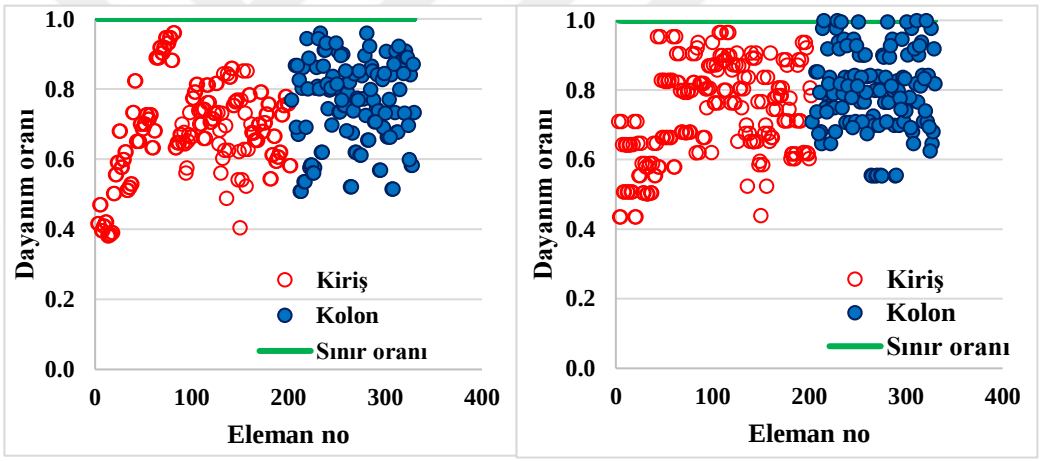
11	Kolon	W6×15	W5×16	W8×21	W10×19	W5×16	W8×21	W14×22	W8×18	W12×26	W10×19	W8×18	W10×19		
12	Kolon	W8×18	W8×28	W8×24	W10×22	W8×24	W14×30	W10×22	W10×22	W6×25	W10×22	W8×24	W10×22		
13	Kolon	W12×26	W10×26	W8×28	W14×34	W8×28	W8×28	W6×25	W14×30	W6×25	W14×30	W8×24	W8×24		
14	Kiriş	W6×12	W8×13	W6×12	W8×13	W6×12	W6×12	W8×13	W8×13	W8×13	W8×13	W8×13	W8×13		
15	Kiriş	W14×22	W10×19	W10×19	W8×18	W8×18	W8×18	W10×19	W8×18	W8×18	W8×18	W8×1	W8×18		
Optimum ağırlık (kg)		43496	43476	42968	42928	42879	42501	42746	42223	42141	42121	42013	41850		
Ortalama ağırlık (kg)		NA	NA	45417	45289	45152	44626	44670	43911	43616	43384	43063	42687		
En kötü ağırlık (kg)		NA	NA	49050	48686	47229	46634	46546	45668	45274	44946	44571	43968		
NSA		28000	28000	5790	5790	5340	5340	5040	5040	4890	4830	4650	4590		
CV (%)		22.22	0.11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
SD (kg)		NA	NA	816	812	801	792	768	742	726	708	686	540		

4-5



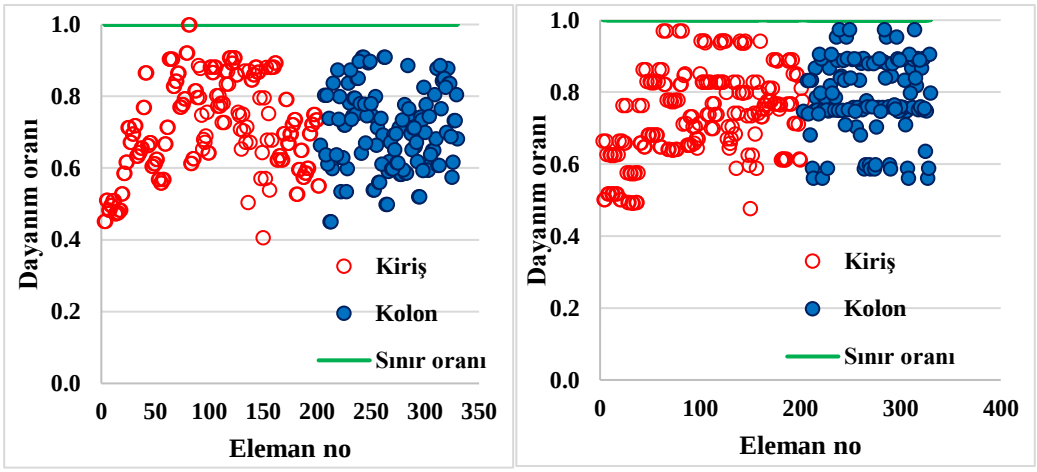
(a) (b)

Şekil 4.28. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için



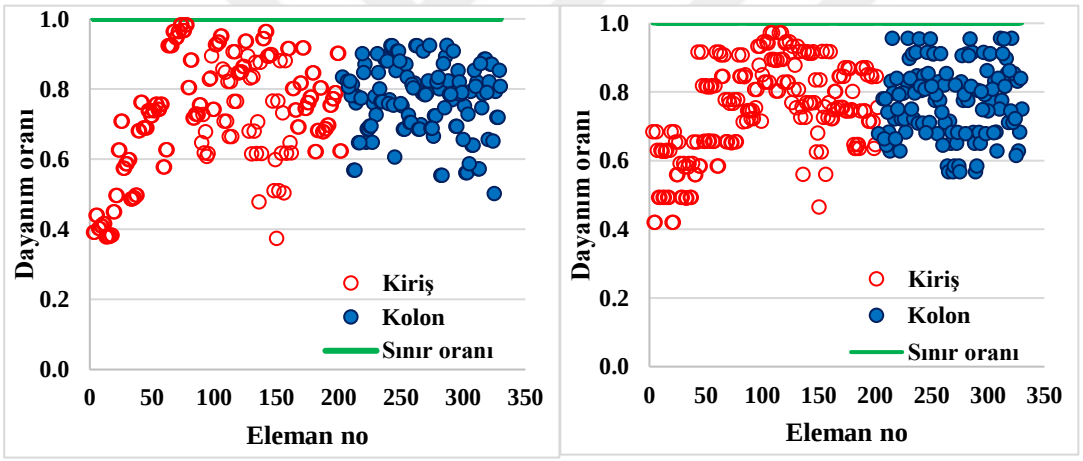
(a) (b)

Şekil 4.29. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için.



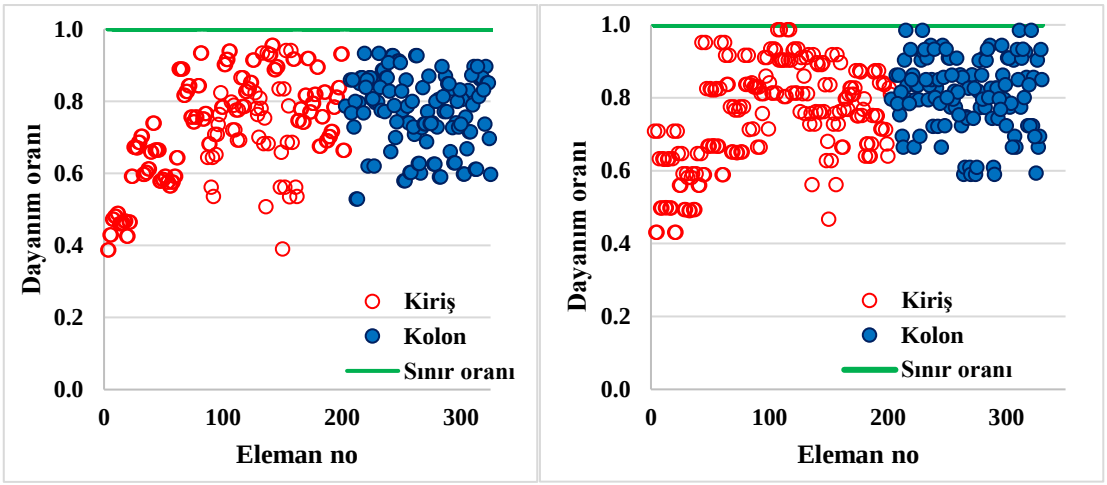
(a) (b)

Şekil 4.30. 325 elemanlı uzay çelik çerçevde JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için.



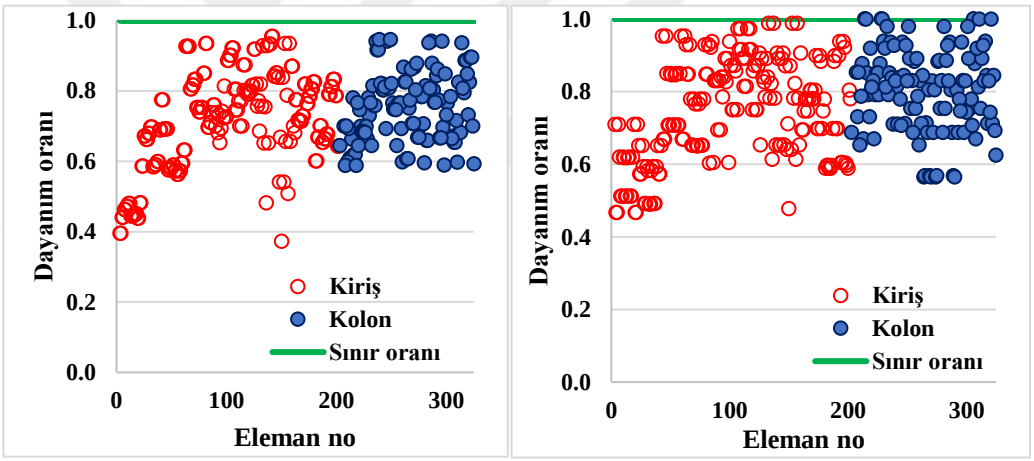
(a) (b)

Şekil 4.31. 325 elemanlı çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için.



(a) (b)

Şekil 4.32. 325 elemanlı çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için.



(a) (b)

Şekil 4.33. 325 elemanlı çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA, b) RSA sismik analiz yöntemi için.

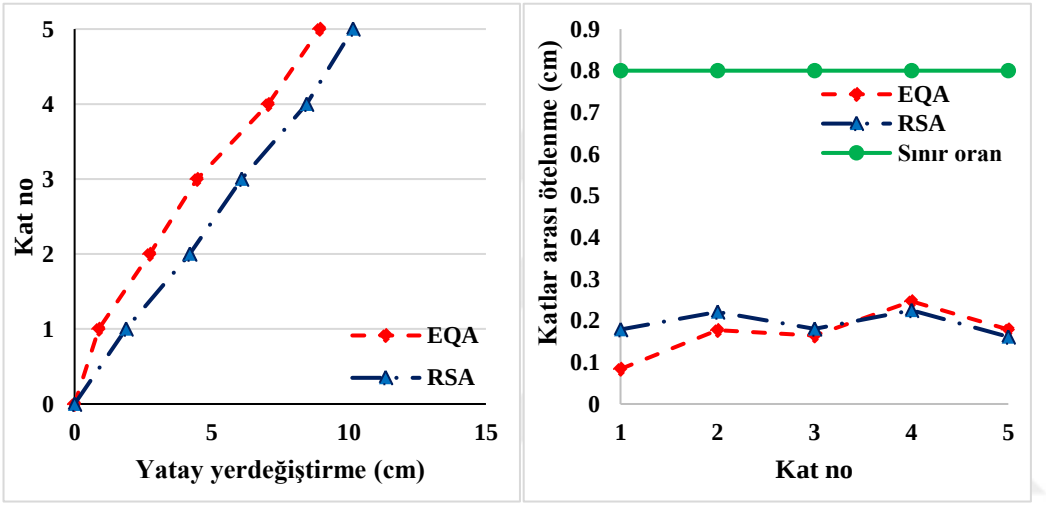
Çizelge 4.9. 325 elemanlı çelik çerçevede dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri

Optimizasyon yöntemi	Sismik analiz türü	Eleman türü	Minimum dayanım oranı	Maksimum dayanım oranı	Ortalama dayanım oranı	Dayanım oranlarının standard sapması
CS	EQA	Tümü	0.2619	1.0011	0.6342	0.1581
		Kiriş	0.2619	1.0011	0.6157	0.1742
		Kolon	0.3640	0.8692	0.6639	0.1225
	RSA	Tümü	0.3711	1.2222	0.7133	0.1764
		Kiriş	0.3711	0.9707	0.6746	0.1593
		Kolon	0.5278	1.2222	0.7752	0.1846
TLBO	EQA	Tümü	0.3813	0.9601	0.7123	0.1348
		Kiriş	0.3813	0.9601	0.6836	0.1349
		Kolon	0.5075	0.9586	0.7583	0.1212
	RSA	Tümü	0.4351	0.9984	0.7559	0.1321
		Kiriş	0.4351	0.9643	0.7304	0.1350
		Kolon	0.5530	0.9984	0.7968	0.1163
JA	EQA	Tümü	0.4064	0.9994	0.7090	0.1243
		Kiriş	0.4064	0.9994	0.7109	0.1308
		Kolon	0.4508	0.9089	0.7060	0.1130
	RSA	Tümü	0.4764	0.9741	0.7520	0.1180
		Kiriş	0.4764	0.9701	0.7300	0.1199
		Kolon	0.5606	0.9741	0.7873	0.1056

Çizelge 4.9. 325 elemanlı çelik çerçevede dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri (devamı)

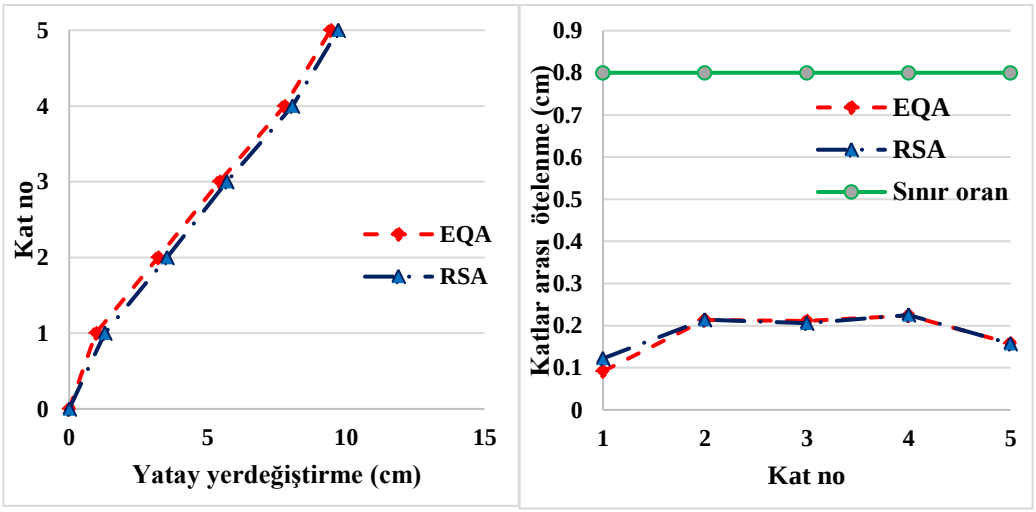
MTLBO	EQA	Tümü	0.3736	0.9828	0.7426	0.1441
		Kiriş	0.3736	0.9828	0.7264	0.1638
		Kolon	0.5018	0.9240	0.7685	0.0996
	RSA	Tümü	0.4196	0.9715	0.7559	0.1260
		Kiriş	0.4196	0.9715	0.7452	0.1364
		Kolon	0.5674	0.9556	0.7731	0.1051
MJA	EQA	Tümü	0.3877	0.9551	0.7423	0.1312
		Kiriş	0.3877	0.9551	0.7221	0.1429
		Kolon	0.5293	0.9331	0.7747	0.1018
	RSA	Tümü	0.4311	0.9869	0.7718	0.1261
		Kiriş	0.4311	0.9869	0.7484	0.1353
		Kolon	0.5896	0.9848	0.8093	0.0987
HLBJA	EQA	Tümü	0.3727	0.9543	0.7259	0.1244
		Kiriş	0.3727	0.9543	0.7119	0.1369
		Kolon	0.5882	0.9454	0.7484	0.0971
	RSA	Tümü	0.4670	0.9996	0.7688	0.1329
		Kiriş	0.4670	0.9879	0.7456	0.1390
		Kolon	0.5647	0.9996	0.8059	0.1130

Şekil 4.34-şekil 4.39'de uzay çelik çerçevede katların yatay yerdeğiştirmeleri ve katlar arası göreli ötelenme oranları Y ekseni doğrultusu için verilmiştir. Katlar arası göreli ötelenme oranlarının izin verilen değer olan $(h_i/400 = 10.5/400 = 0.02625)$ %2.625 değerinin altında kaldığı belirlenmiştir. Burada h_i kat yüksekliğini göstermektedir.



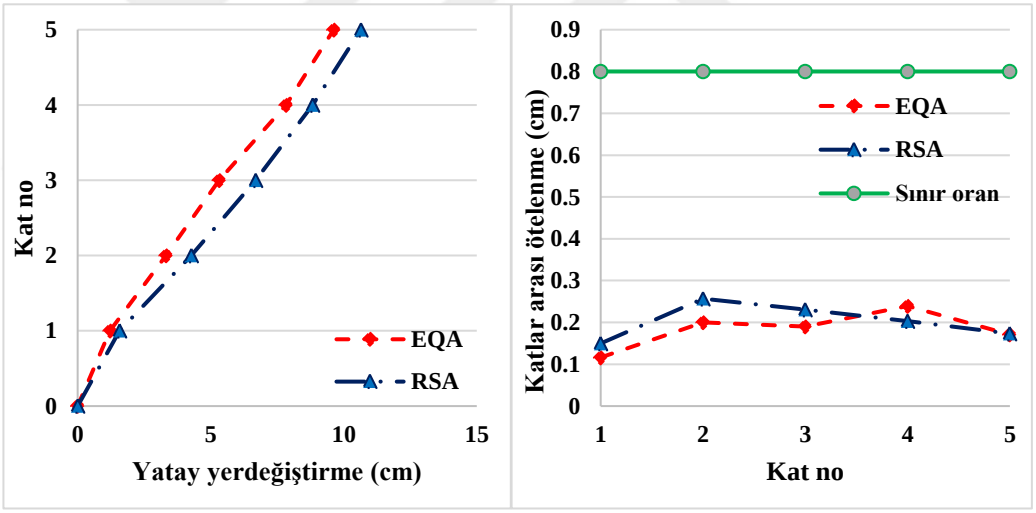
(a) (b)

Şekil 4.34. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



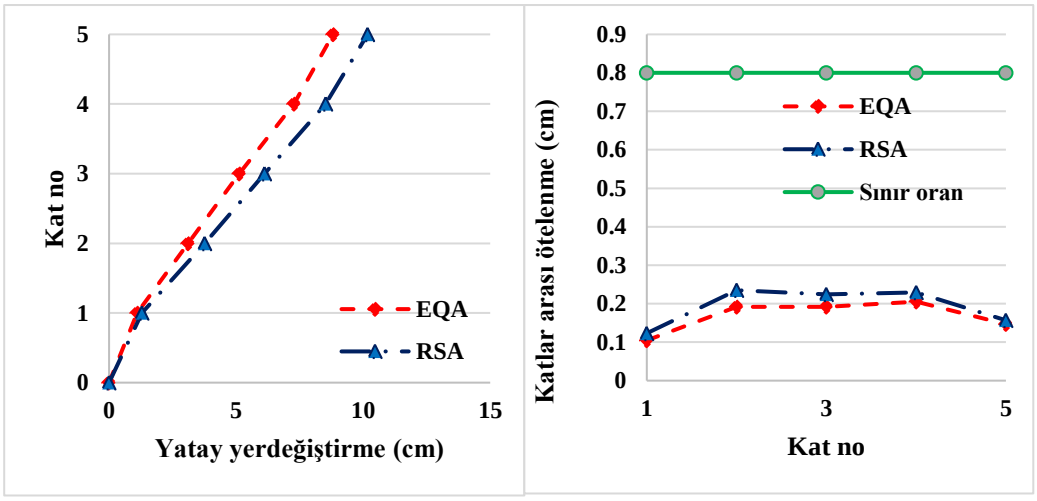
(a) (b)

Şekil 4.35. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



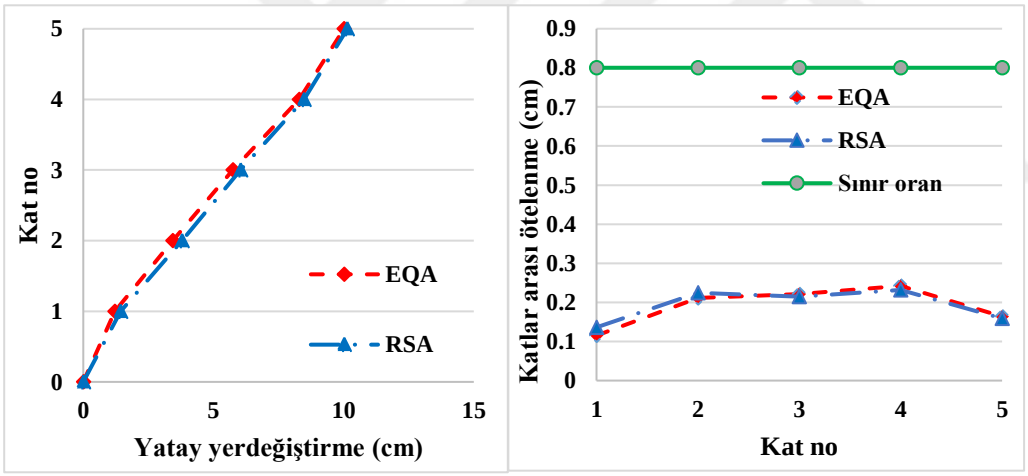
(a) (b)

Şekil 4.36. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



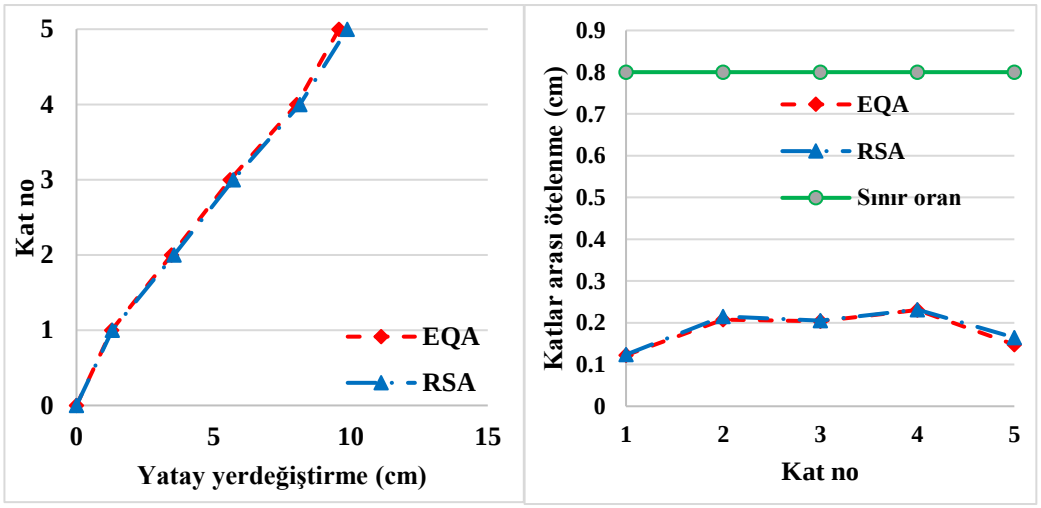
(a) (b)

Şekil 4.37. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



(a) (b)

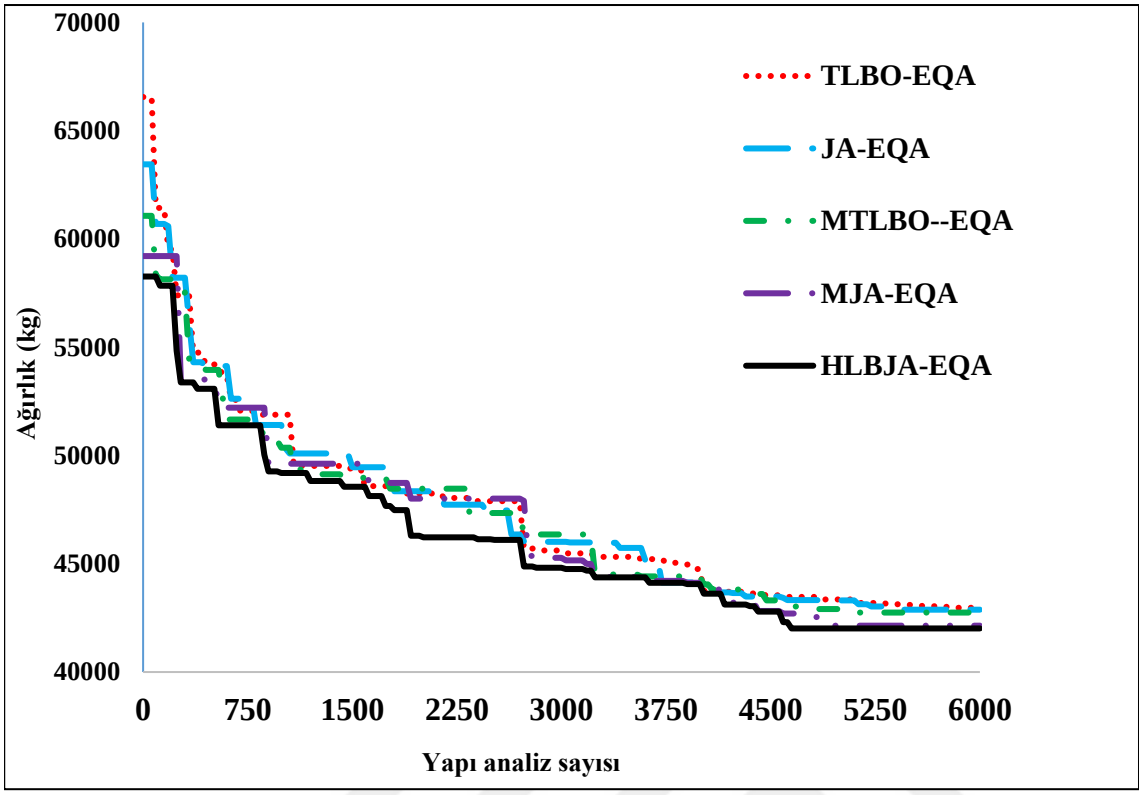
Şekil 4.38. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



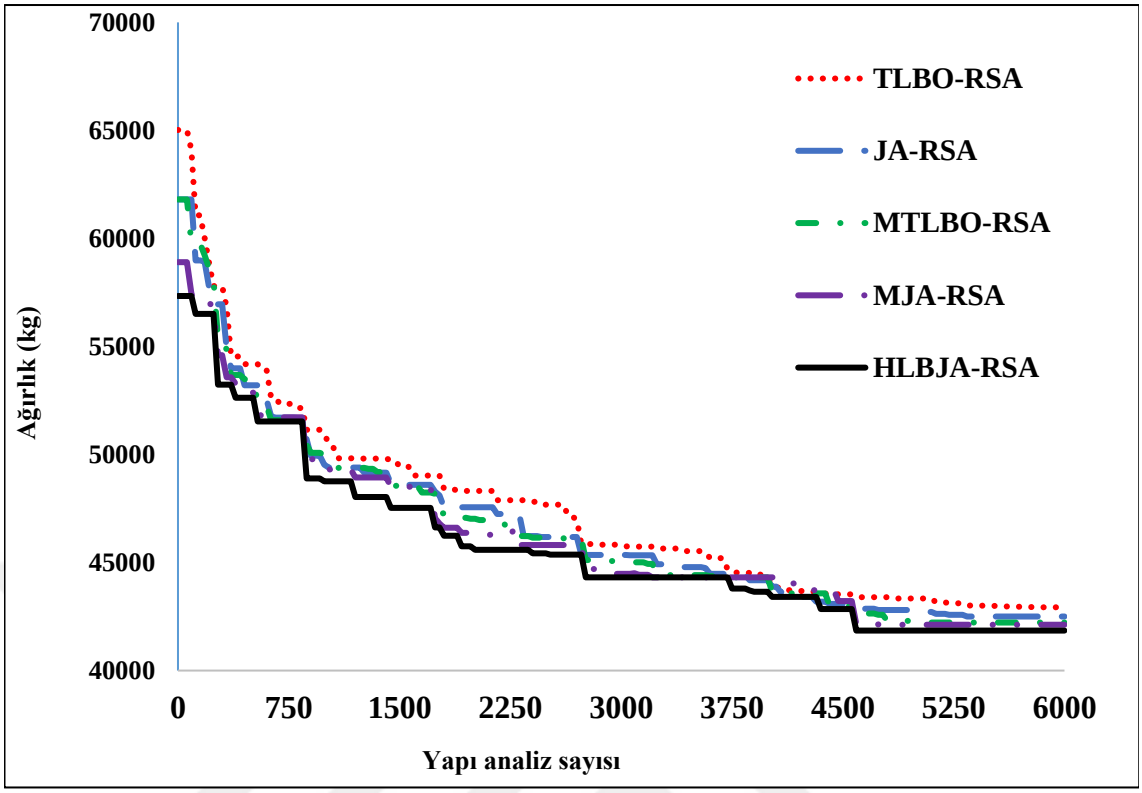
(a) (b)

Şekil 4.39. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı

Şekil 4.40 ve 4.41'de sırasıyla EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri kullanılarak yapılan optimum tasarımlar için elde edilen yakınsama eğrileri karşılaştırılmıştır. HLBJA her iki durumda da diğer yöntemlerden daha hızlı bir şekilde optimum tasarıma ulaştığı görülmektedir.



Şekil 4.40. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede EQA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.41. 325 elemanlı uzay çelik çerçevede RSA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması.

4.2.2. 504 Elemanlı Uzay Çelik Çaprazlı Çerçeve

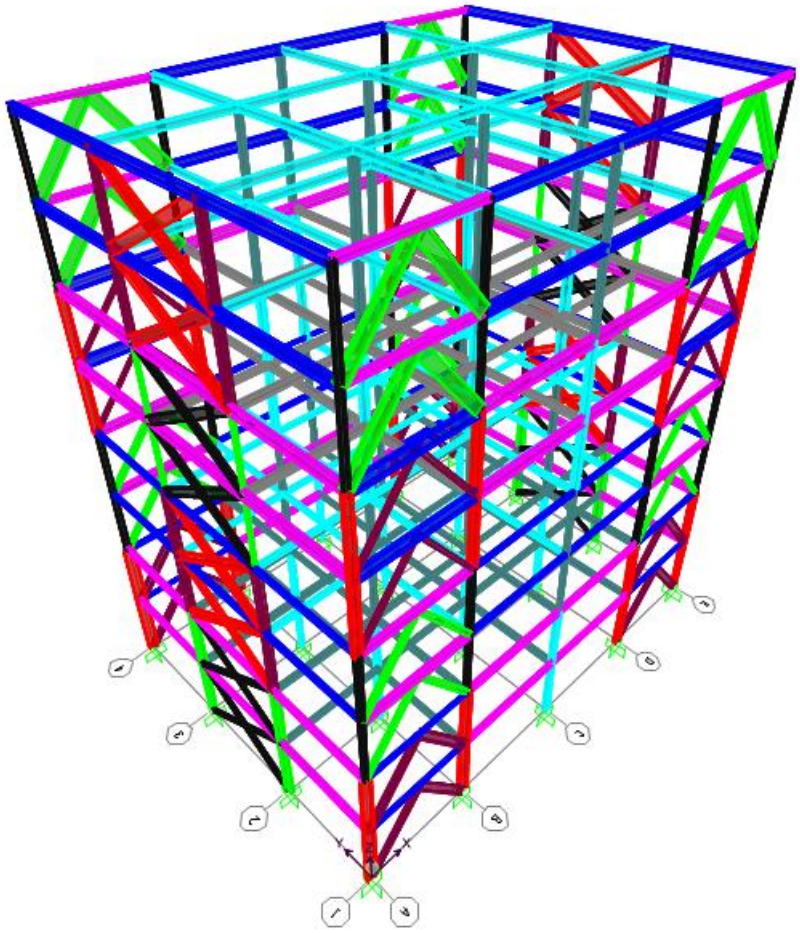
Bu çalışmadaki ikinci uzay çelik çerçeve tasarım örneği 504 elemanlı, sekiz katlı, *X* ve *Y* doğrultularında merkezi çaprazlı çerçeve olup planlar, eleman gruplandırılması ve üç boyutlu görünüşü şekil 4.42'da verilmiştir. Çerçevenin dış akslarında *X* ekseni doğrultusunda ters *V* tipi, *Y* ekseni doğrultusunda ise *X* tipi çapraz elemanlar mevcuttur.

Çelik çaprazlı uzay çerçevede 32 eleman grubu bulunmaktadır. Eleman gruplandırmasında ardışık iki kattaki elemanlara aynı gruplar atanmıştır. Buna göre 1'ci ve 2'nci katlardaki ilk grup *X* ekseni doğrultusundaki ters *V* çaprazlarıyla desteklenmiş 16 adet kolon elemanıdır. İkinci grup *Y* ekseni doğrultusunda *X* çaprazlarla desteklenmiş 8 adet kolondur. Üçüncü grup geri kalan 16 adet kolondan oluşmaktadır. Dördüncü grup *XZ* düzleminde ters *V* tipi çaprazların olduğu dış akslardaki 8 adet kiriş elemandır. Beşinci grup dış akslardaki geri kalan 20 adet kiriş elemanlarıdır. Altıncı grup tüm 34 adet iç kiriş elemanından oluşmaktadır. Yedinci grup *XZ* düzlemindeki 16 adet ters *V* tipi çaprazdan oluşmaktadır. Son olarak sekizinci grup *YZ* düzleminde 8 adet *X* tipi çaprazı

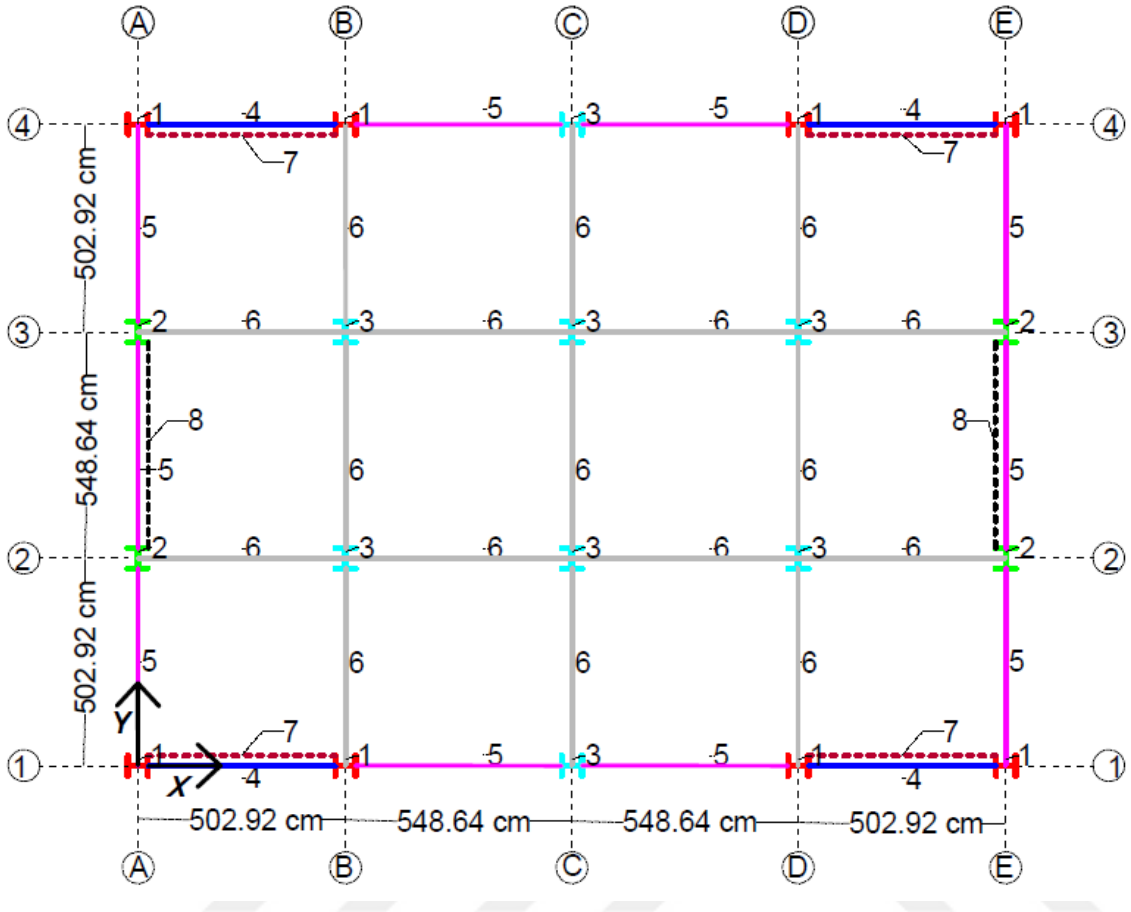
içermektedir. 3'ncü- 4'cü, 5'nci-6'ncı ve 7'nci-8'nci katlarda da aynı şekilde gruplandırma yapılmaktadır. Ayrıca diğer örneklerden elde edilen sonuçlar *X* ve *Y* ekseni doğrultusunda aynı iken bu örnekte ise *Y* ekseni yapının en zayıf ekseni olduğu için deplasmanlar ve diğer sınırlayıcılar bu eksen dikkate alınarak belirlenmiştir.

Çaprazlı uzay çelik çerçeve için elde edilen optimum tasarım sonuçları çizelge 4.10'da sunulmuştur. Bu sonuçlara göre, en hafif tasarım EQA sismik analiz yöntemi kullanılarak icra edilen HLBJA ile 5625 yapı analizi sonunda 73717 kg ile bulunmuştur. Çizelgede sunulan yöntemler gösterdikleri performansları incelendiğinde HLBJA, MJA, MTLBO, JA, TLBO ve CS şeklinde sıralandığı tespit edilmiştir. Dolayısıyla HLBJA'nın diğer yöntemlere göre daha hafif bir tasarımı daha az yapı analizi sonunda elde etmiştir. Aynı sıralamanın SD değerleri için de geçerli olduğu belirlenmiştir. Bu durum HLBJA'nın farklı başlangıç popülasyonlarından bağımsız birbirine çok yakın nihai tasarımlar bulabildiğini ispatlamaktadır.

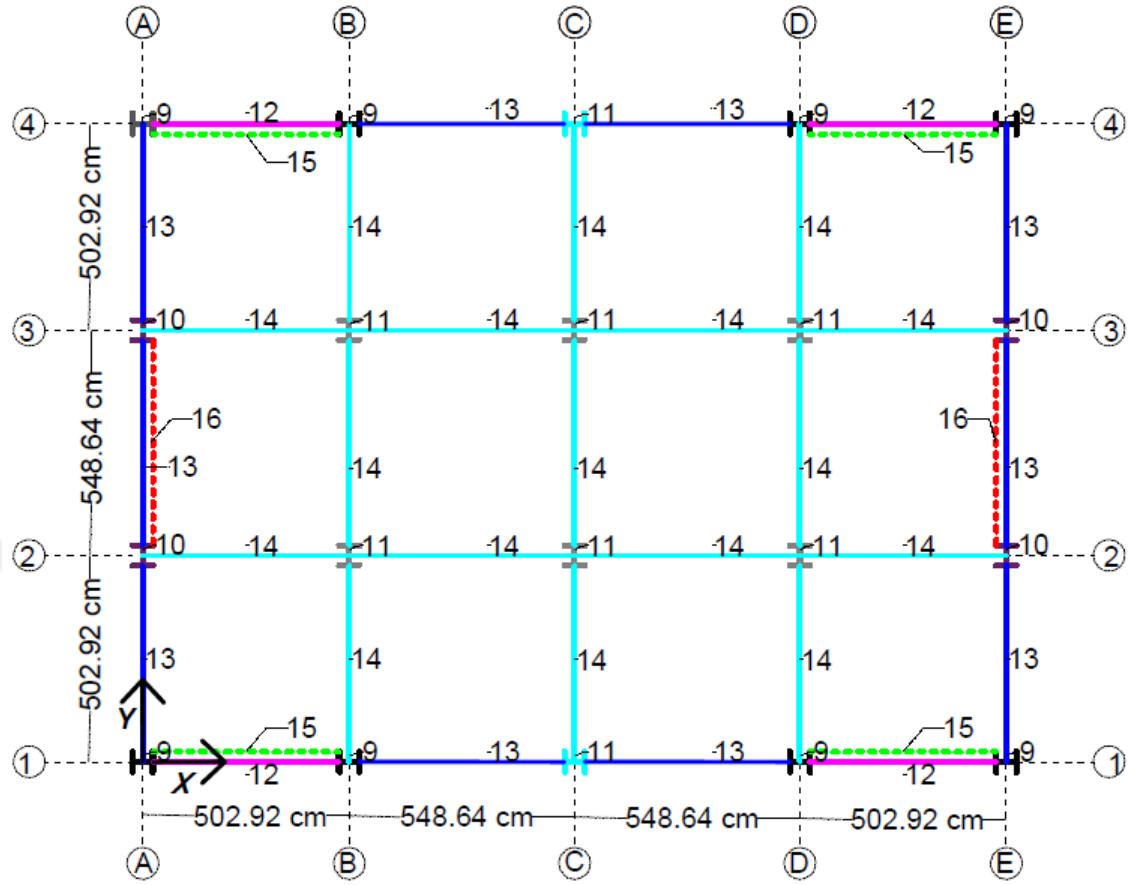
Sunulan optimizasyon yöntemleriyle bulunan optimum tasarımlardaki her eleman için hesaplanan dayanım oranları şekil 4.28- 4.33'de verilmiştir. Şekillerde verilen dayanım oranları incelendiğinde tüm yöntemlerin dayanım sınırlayıcısını sağladığı ve sınır değer olan 1.0'e çok yakın değerler elde edildiği belirlenmiştir.



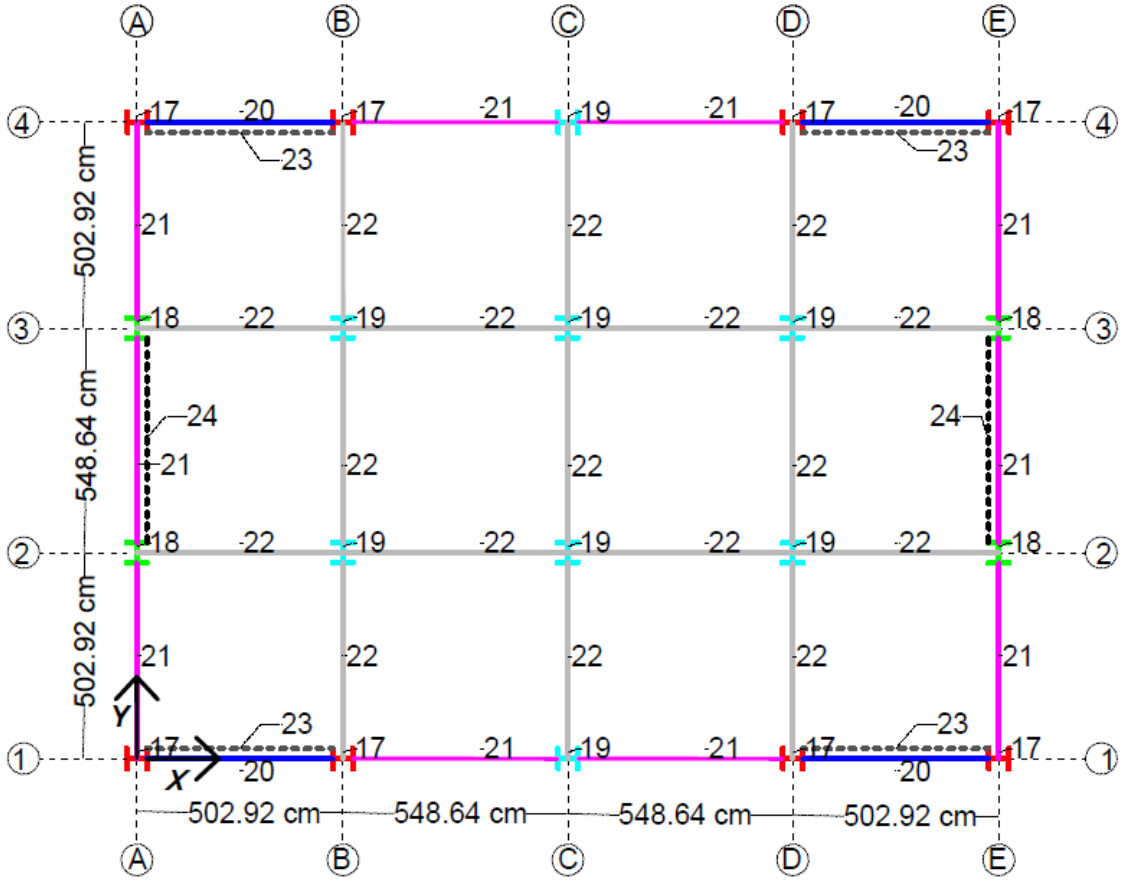
(a)


A
B
C
D
E
1
2
3
4
502.92 cm
548.64 cm
502.92 cm
548.64 cm
548.64 cm
502.92 cm
Y
X

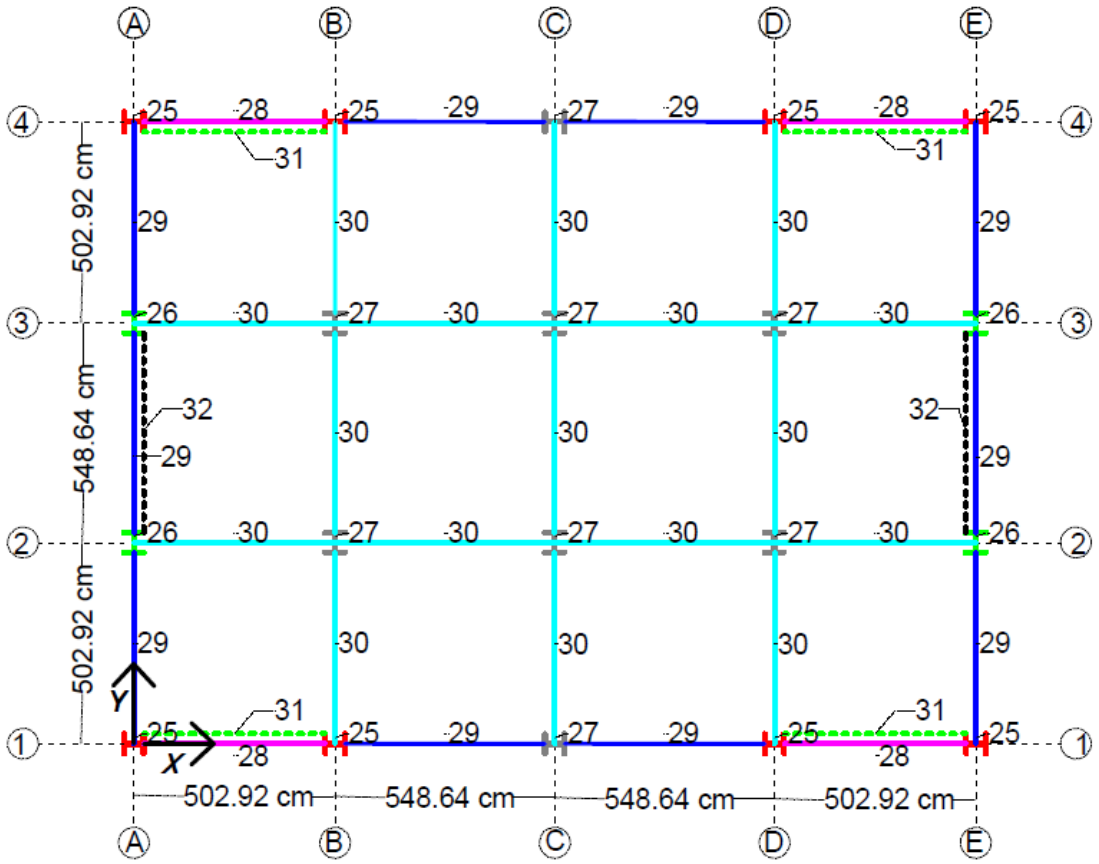
(b)



(c)


A
B
C
D
E
4
3
2
1
17
20
23
21
19
22
18
24
Y
X
502.92 cm
548.64 cm
548.64 cm
502.92 cm

(d)



(e)

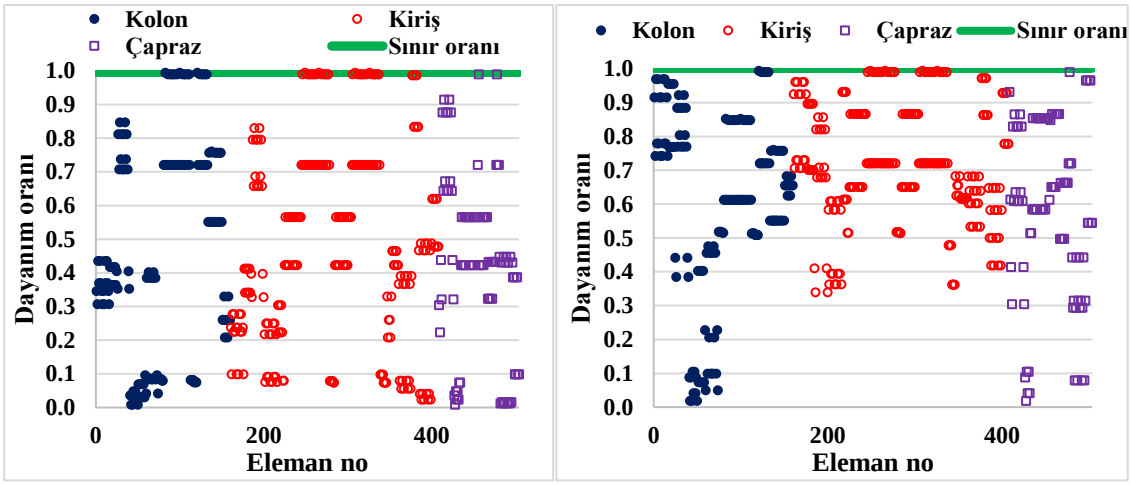
Şekil 4.42. 504 elemanlı çelik çerçevede (a) üç boyutlu görünüşü (b) 1 ve 2'inci katın (c) 3 ve 4'inci katın (d) 5 ve 6'inci katın (e) 7 ve 8'inci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması (Farklı eleman grupları farklı renkte gösterilmiştir)

Çizelge 4.10. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

Kat no	Eleman grup no	Eleman türü	CS (Kaveh ve ark. (2015)		TLBO		JA		MTLBO		MJA		HLBJA	
			EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA	EQA	RSA
1-2	1	Kolon	W18×40	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W8×35	W10×39	W8×35	W10×39	W8×35	W10×39
	2	Kolon	W16×36	W8×67	W14×34	W8×67	W14×30	W12×65	W12×26	W10×60	W14×30	W10×60	W8×24	W10×60
	3	Kolon	W8×40	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48	W8×48
	4	Kiriş	W8×13	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9
	5	Kiriş	W14×22	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20
	6	Kiriş	W10×22	W10×26	W10×26	W10×26	W1þ×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26
	7	Çapraz	W14×22	W5×19	W5×19	W5×19	W8×24	W5×19	W5×19	W5×19	W6×15	W5×19	W6×15	W6×15
	8	Çapraz	W6×15	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W6×15	W8×31	W6×15	W8×31
3-4	9	Kolon	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W12×26	W8×28	W12×26	W8×28
	10	Kolon	W12×45	W14×48	W12×26	W14×48	W12×26	W14×48	W12×26	W14×48	W8×28	W14×48	W12×26	W14×48
	11	Kolon	W10×17	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W10×39	W8×35	W10×39
	12	Kiriş	W14×22	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9
	13	Kiriş	W6×15	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W8×21	W14×22	W6×20	W14×22
	14	Kiriş	W8×18	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W10×26	W12×26
	15	Çapraz	W8×18	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15	W6×15
	16	Çapraz	W12×26	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W6×15	W8×28

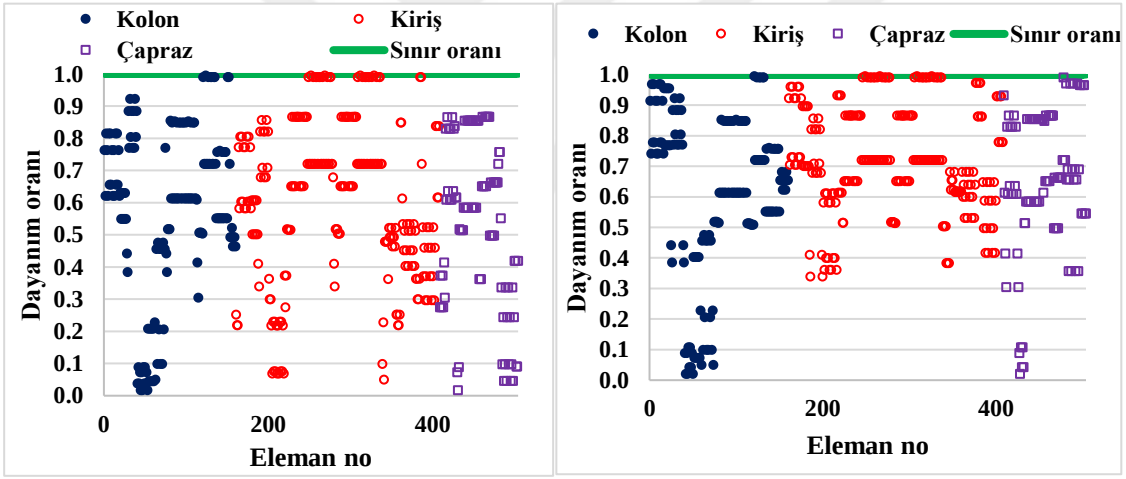
Çizelge 4.10. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması (devamı)

	17	Kolon	W12×26	W8×24	W14×48	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24
	18	Kolon	W6×12	W12×30	W12×30	W12×30	W12×30	W12×30	W12×30	W12×30	W8×28	W12×30	W12×26	W8×28
	19	Kolon	W14×22	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W8×28	W12×26	W8×28
5-6	20	Kiriş	W18×40	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9	W6×9
	21	Kiriş	W16×36	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20
	22	Kiriş	W8×40	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26
	23	Çapraz	W6×12	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W6×15	W6×15
	24	Çapraz	W14×22	W8×24	W8×10	W8×24	W8×10	W8×24	W8×10	W8×24	W8×10	W8×24	W8×10	W8×24
	25	Kolon	W8×13	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W12×26	W8×24	W8×24
	26	Kolon	W14×22	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24
	27	Kolon	W10×22	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24	W8×24
7-8	28	Kiriş	W8×28	W8×10	W8×10	W6×9	W8×10	W6×9	W8×10	W8×10	W8×10	W6×9	W6×9	W6×9
	29	Kiriş	W12×45	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20	W6×20
	30	Kiriş	W10×17	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26	W10×26
	31	Çapraz	W18×40	W6×15	W6×15	W4×13	W6×15	W4×13	W6×15	W4×13	W6×15	W4×13	W6×12	W4×13
	32	Çapraz	W16×36	W10×22	W6×9	W10×22	W6×9	W10×22	W6×9	W10×22	W6×9	W10×22	W6×9	W10×22
	En ivi		81939	83007	80693	82752	79232	82674	78257	82537	76512	82480	73717	81622
	Ortalama		NA	NA	84970	87055	83193	86725	81935	86334	79955	86109	76887	84969
	En kötü		NA	NA	90068	92192	88018	91669	86441	90996	84193	90587	80808	89047
	NSA		35000	35000	6834	7140	6737	7021	6210	6440	6023	6650	5625	5981
	CV (%)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SD (kg)		NA	NA	3832	3859	3593	3678	3347	3459	3141	3316	2900	3036



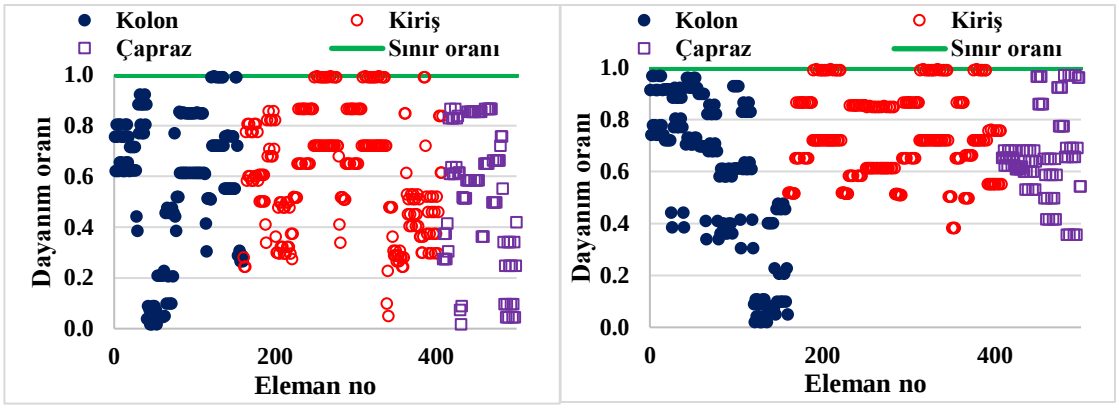
(a) (b)

Şekil 4.43. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.



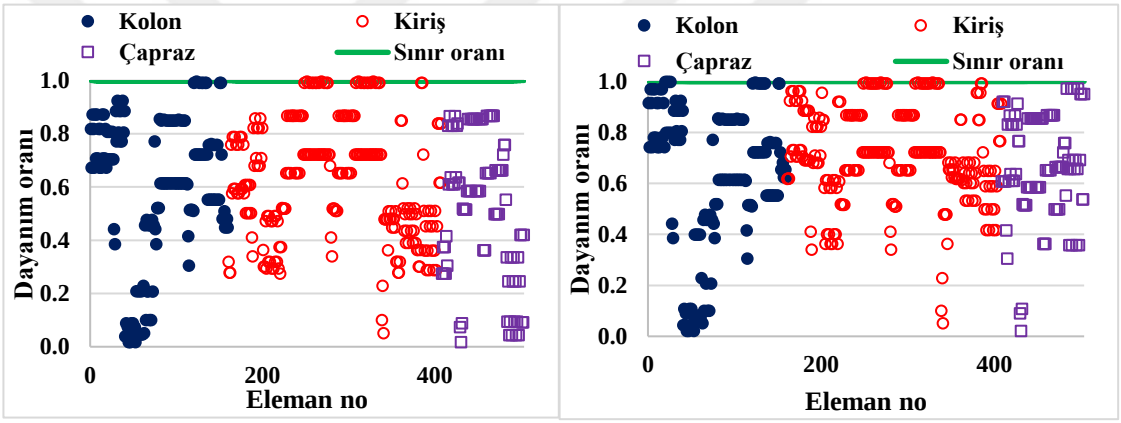
(a) (b)

Şekil 4.44. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.



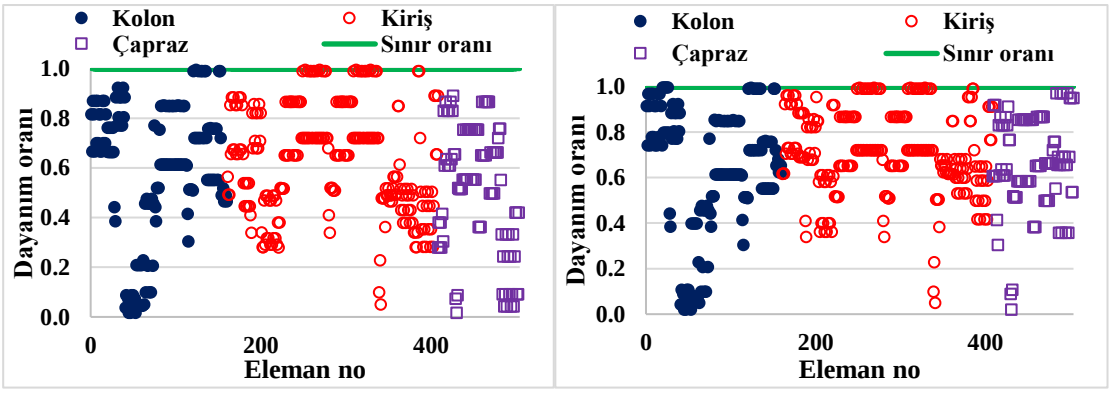
(a) (b)

Şekil 4.45. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.



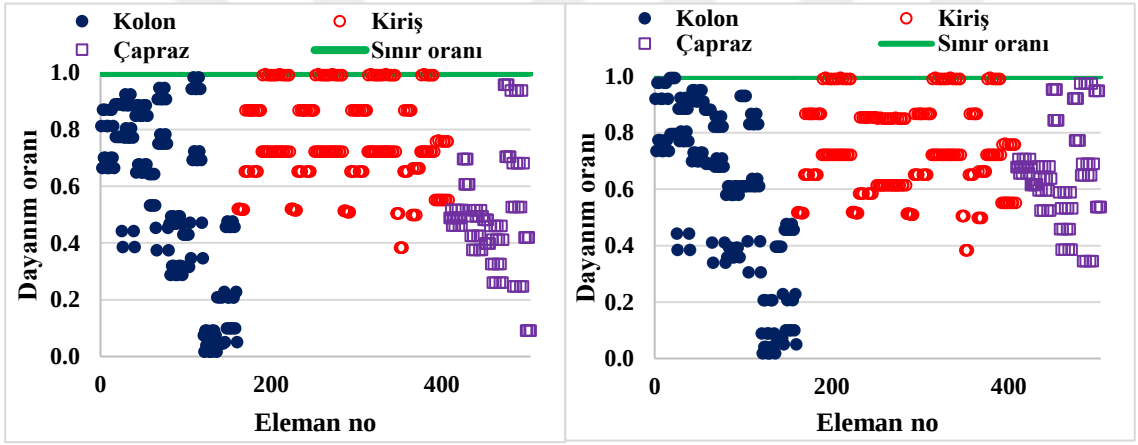
(a) (b)

Şekil 4.46. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.



(a) (b)

Şekil 4.47. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.



(a) (b)

Şekil 4.48. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede HBLJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) EQA b) RSA sismik analiz yöntemi için.

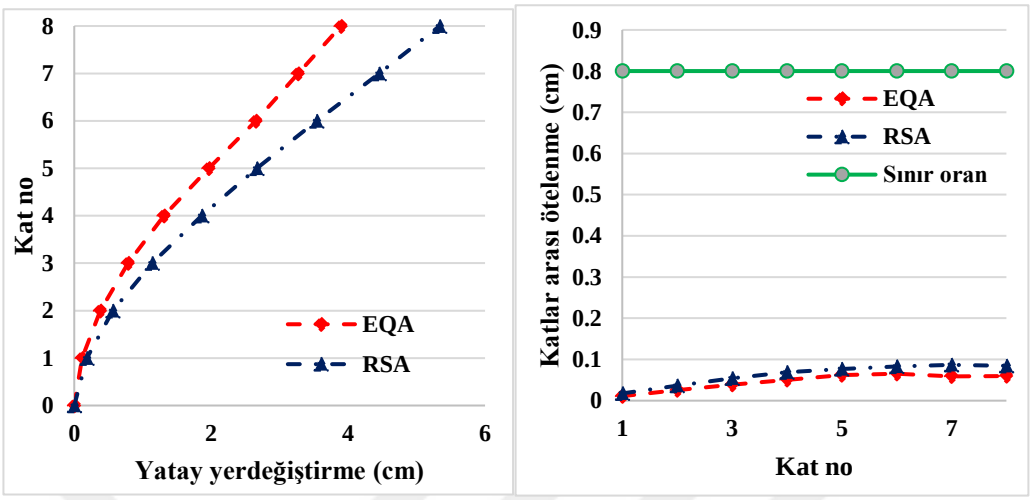
Şekil 4.51-4.57'de çaprazlı uzay çelik çerçevede kat yatay yerdeğiştirmeleri ve katlar arası göreli ötelenme oranları *Y* ekseni doğrultusu için verilmiştir. Katlar arası göreli ötelenme oranlarının izin verilen değer olan %8 değerinin çok altında kaldığı görülmektedir. Bu sonuç, optimum tasarım işleminde dayanım sınırlayıcısının aktif olduğunun, buna karşın karlar arası göreli ötelenme oranı sınırlayıcısın pasif kaldığının göstergesidir.

Çizelge 4.11. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede dayanım oranlarının değerleri

Optimizasyon yöntemi	Sismik analiz türü	Eleman türü	Minimum dayanım oranı	Maksimum dayanım oranı	Ortalama dayanım oranı	Dayanım oranların (SD)
CS	Statik	Tümü	0.025	0.995	0.670	0.242
		Kolon	0.025	0.983	0.591	0.268
		Kiriş	0.363	0.994	0.723	0.161
		Çaprazlar	0.264	0.995	0.666	0.183
	Spekral	Tümü	0.018	0.994	0.643	0.230
		Kolon	0.018	0.922	0.561	0.284
		Kiriş	0.362	0.994	0.731	0.161
		Çaprazlar	0.067	0.904	0.552	0.196
TLBO	Statik	Tümü	0.016	0.994	0.586	0.256
		Kolon	0.016	0.994	0.574	0.266
		Kiriş	0.049	0.994	0.613	0.243
		Çaprazlar	0.016	0.866	0.534	0.261
	Spekral	Tümü	0.020	0.994	0.674	0.223
		Kolon	0.020	0.994	0.607	0.265
		Kiriş	0.339	0.994	0.724	0.173
		Çaprazlar	0.020	0.990	0.658	0.229
JA	Statik	Tümü	0.016	0.994	0.589	0.250
		Kolon	0.016	0.994	0.569	0.272
		Kiriş	0.049	0.994	0.623	0.225
		Çaprazlar	0.016	0.866	0.534	0.261
	Spekral	Tümü	0.020	0.994	0.673	0.223
		Kolon	0.020	0.968	0.583	0.296
		Kiriş	0.382	0.994	0.731	0.159
		Çaprazlar	0.357	0.970	0.672	0.161

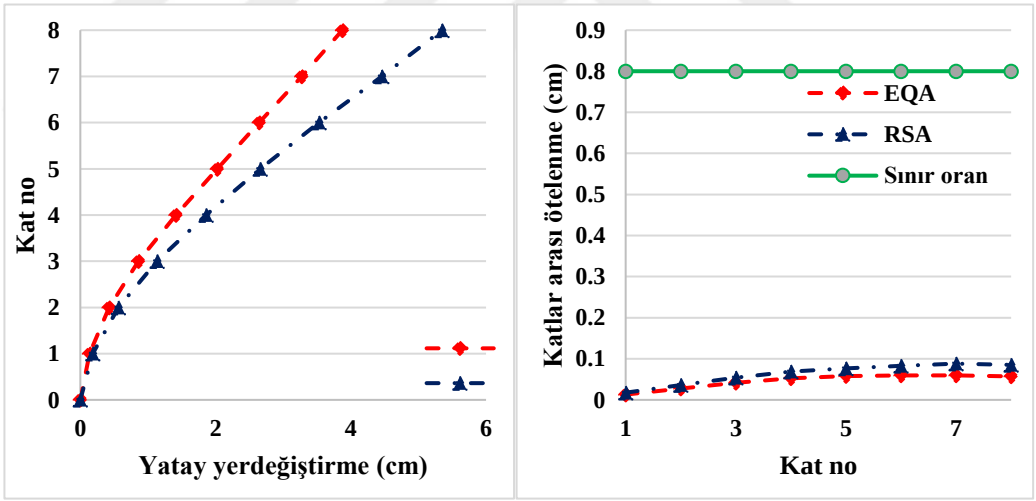
Çizelge 4.11. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede dayanım oranlarının değerleri (devamı)

Optimizasyon yöntemi	Sismik analiz türü	Eleman türü	Minimum dayanım oranı	Maksimum dayanım oranı	Ortalama dayanım oranı	Dayanım oranların (SD)
MTLBO	Statik	Tümü	0.016	0.994	0.597	0.247
		Kolon	0.016	0.994	0.588	0.273
		Kiriş	0.049	0.994	0.628	0.217
		Çaprazlar	0.016	0.866	0.534	0.262
	Spekral	Tümü	0.020	0.996	0.674	0.224
		Kolon	0.020	0.996	0.619	0.278
		Kiriş	0.050	0.994	0.713	0.180
		Çaprazlar	0.020	0.970	0.667	0.202
MJA	Statik	Tümü	0.016	0.994	0.600	0.245
		Kolon	0.016	0.994	0.586	0.270
		Kiriş	0.049	0.994	0.639	0.215
		Çaprazlar	0.016	0.890	0.521	0.250
	Spekral	Tümü	0.020	0.996	0.675	0.223
		Kolon	0.020	0.996	0.619	0.278
		Kiriş	0.050	0.994	0.713	0.180
		Çaprazlar	0.020	0.970	0.668	0.201
HLBJA	Statik	Tümü	0.016	0.994	0.635	0.247
		Kolon	0.016	0.983	0.537	0.295
		Kiriş	0.382	0.994	0.751	0.162
		Çaprazlar	0.091	0.956	0.498	0.193
	Spektral	Tümü	0.018	0.994	0.673	0.222
		Kolon	0.018	0.993	0.588	0.296
		Kiriş	0.383	0.994	0.731	0.159
		Çaprazlar	0.345	0.974	0.665	0.166



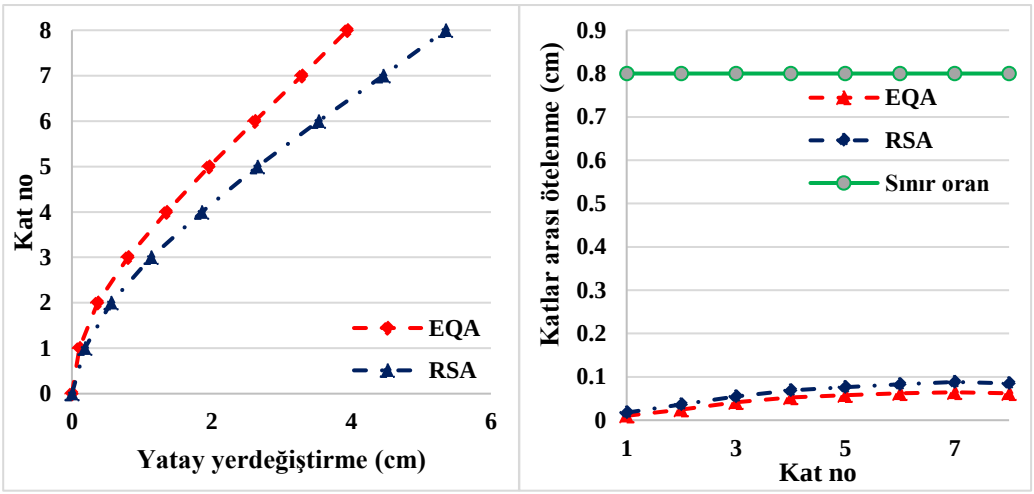
(a) (b)

Şekil 4.49. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı.



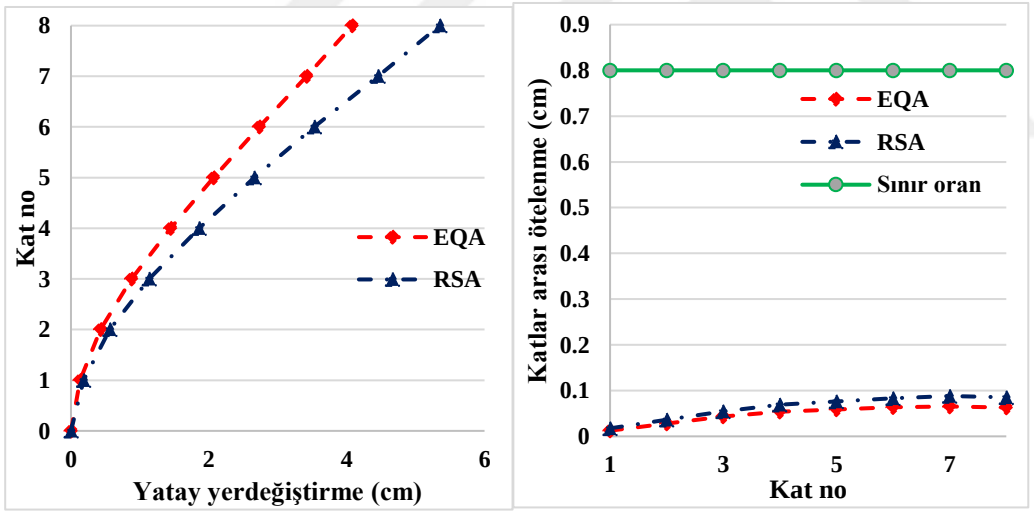
(a) (b)

Şekil 4.50. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



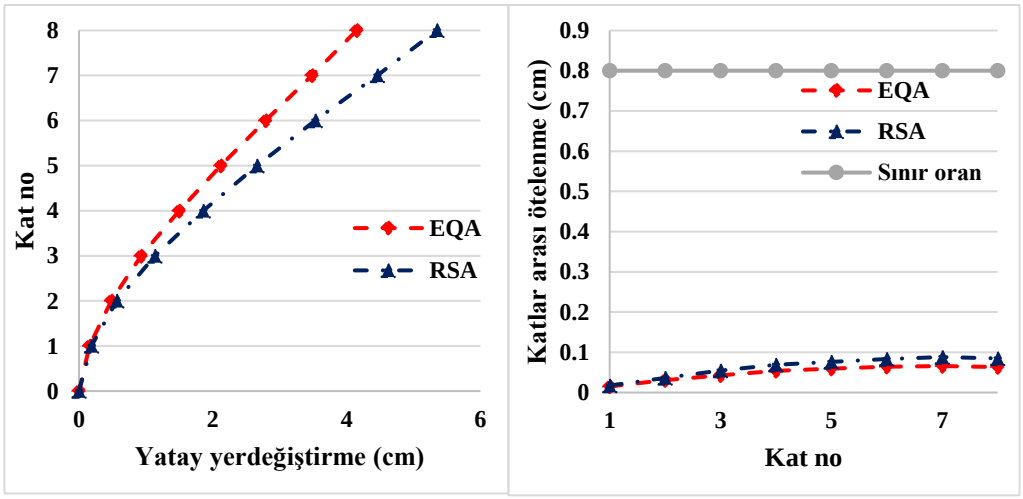
(a) (b)

Şekil 4.51. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



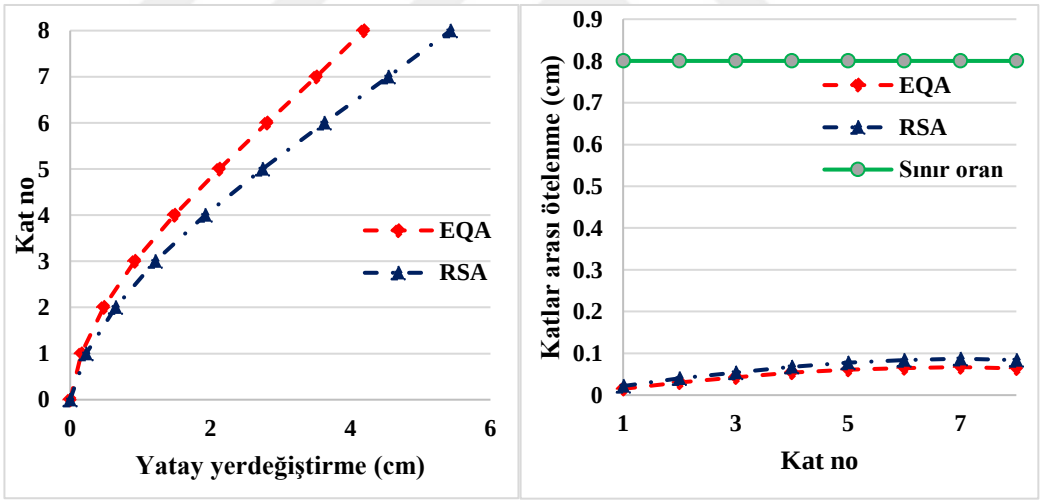
(a) (b)

Şekil 4.52. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı



(a) (b)

Şekil 4.53. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı

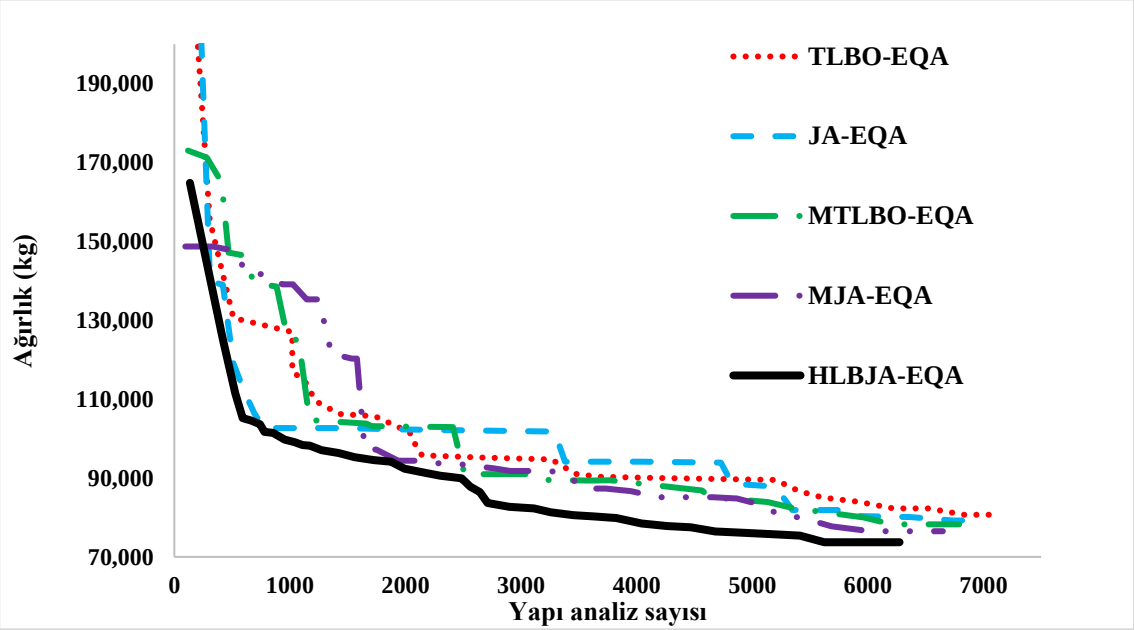


(a) (b)

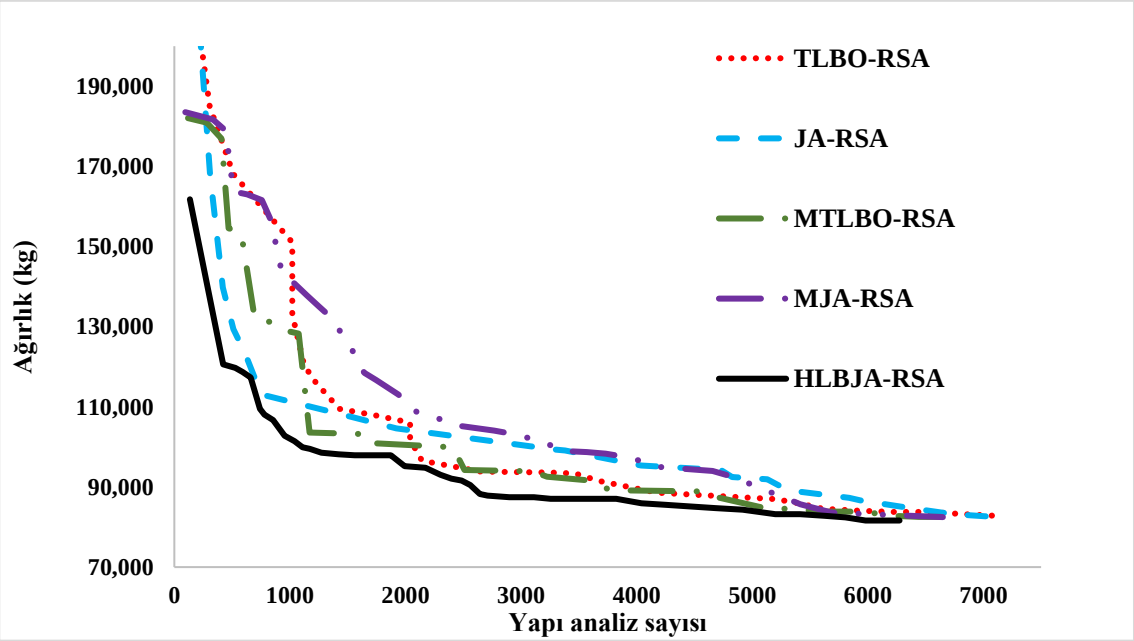
Şekil 4.54. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarımda EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri için (a) yatay yer değiştirme değeri, (b) katlar arası göreli öteleme oranı

Şekil 4.56 ve 4.57'de sırasıyla EQA ve RSA sismik analiz yöntemleri kullanılarak yapılan optimum tasarımlar için elde edilen yakınsama eğrileri karşılaştırılmıştır.

HLBJA'nın her iki sismik analiz durumda da diğer yöntemlerden açık bir şekilde daha hızlı optimum tasarıma yakınsadığı görülmektedir.



Şekil 4.55. 504 elemanlı çaprazlı uzay çelik çerçevede EQA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması

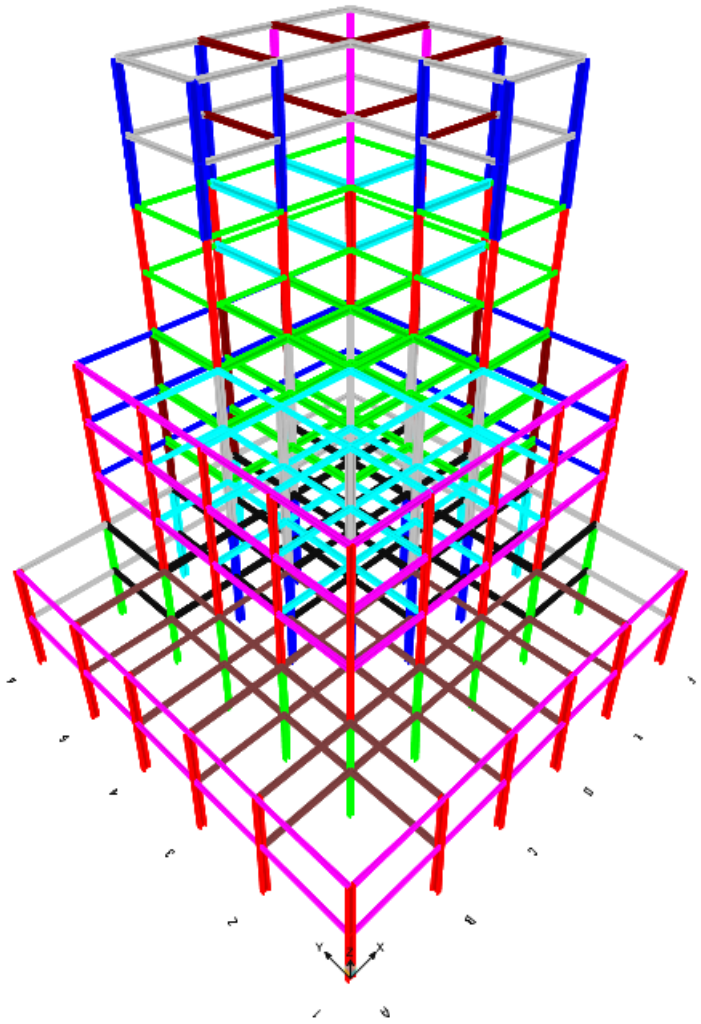


Şekil 4.56. 504 elemanlı çaprazlı çaprazlı uzay çelik çerçevede RSA sismik analiz yöntemi için yakınsama eğrilerinin karşılaştırılması

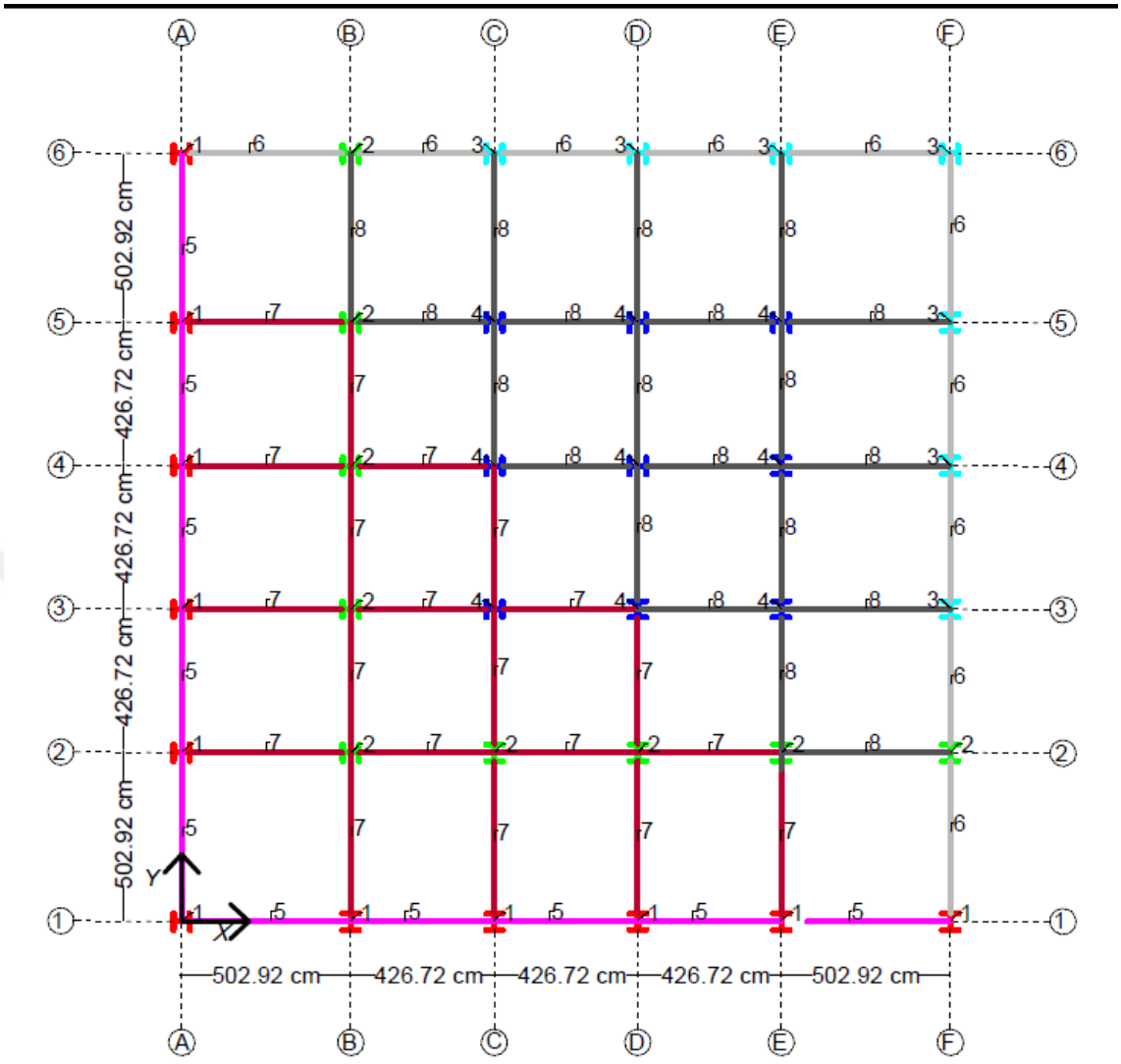
4.2.3. 499 Elemanlı Düzensiz Uzay Çelik Çerçeve

Uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımı konusundaki üçüncü, doktora tez çalışmasının ise altıncı ve son tasarım örneği 499 elemanlı 9 katlı düzensiz uzay çelik çerçevedir. Çerçevenin üç boyutlu görüşü, plan görünüşleri ve eleman gruplandırma detayları Şekil 4.57'deki gibidir. Şekil 4.57'den görüleceği üzere 11 tanesi kolon elemanlarından ve 12 tanesi ise kiriş elemanlarından oluşan toplam 23 tane eleman grubu bulunmaktadır.

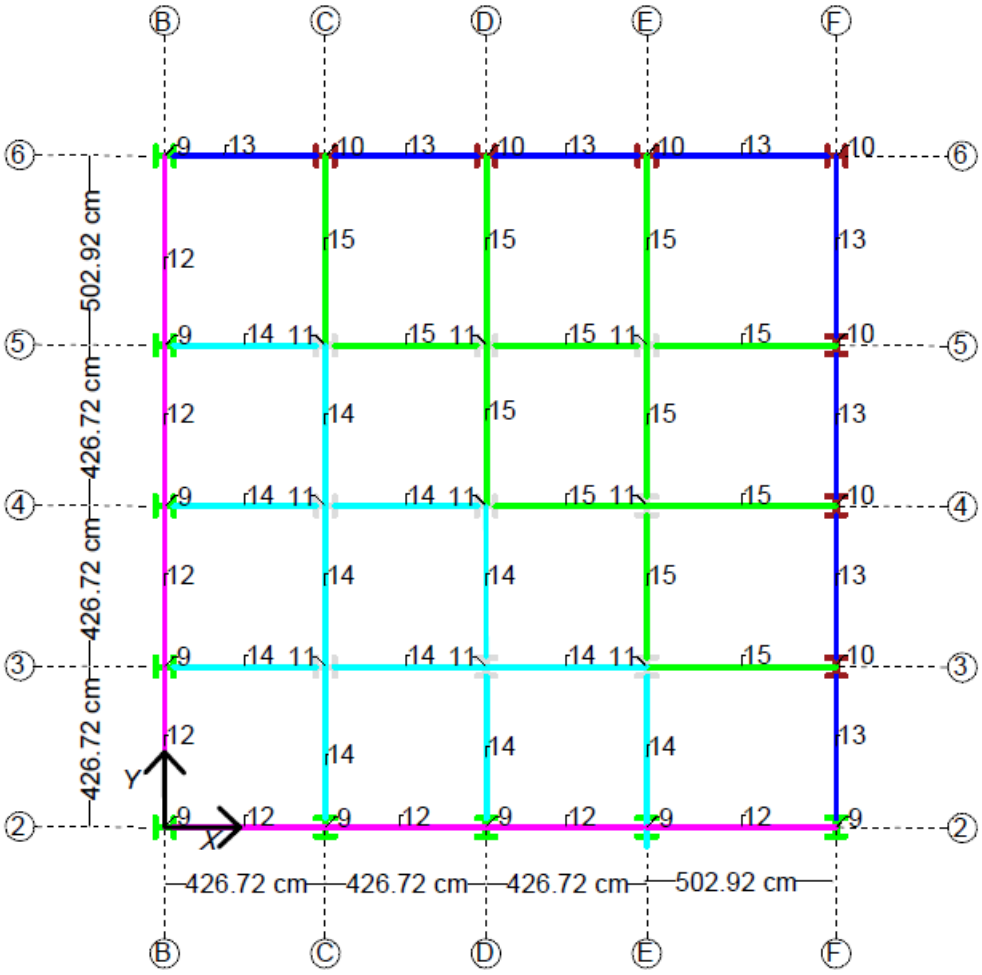
Düzensiz bir yapıda yüksek titreşim modlarının, ilk titreşim modları da kadar önemli olabilmektedir. Dolayısıyla yüksek titreşim modlarının optimum tasarımlar üzerindeki etkisini görmek amacıyla için sırasıyla %90 kütle katılımlı 9 tireşim modlu ve %97 kütle katılımlı 18 titreşim modlu sismik analizler yaptırılmıştır.



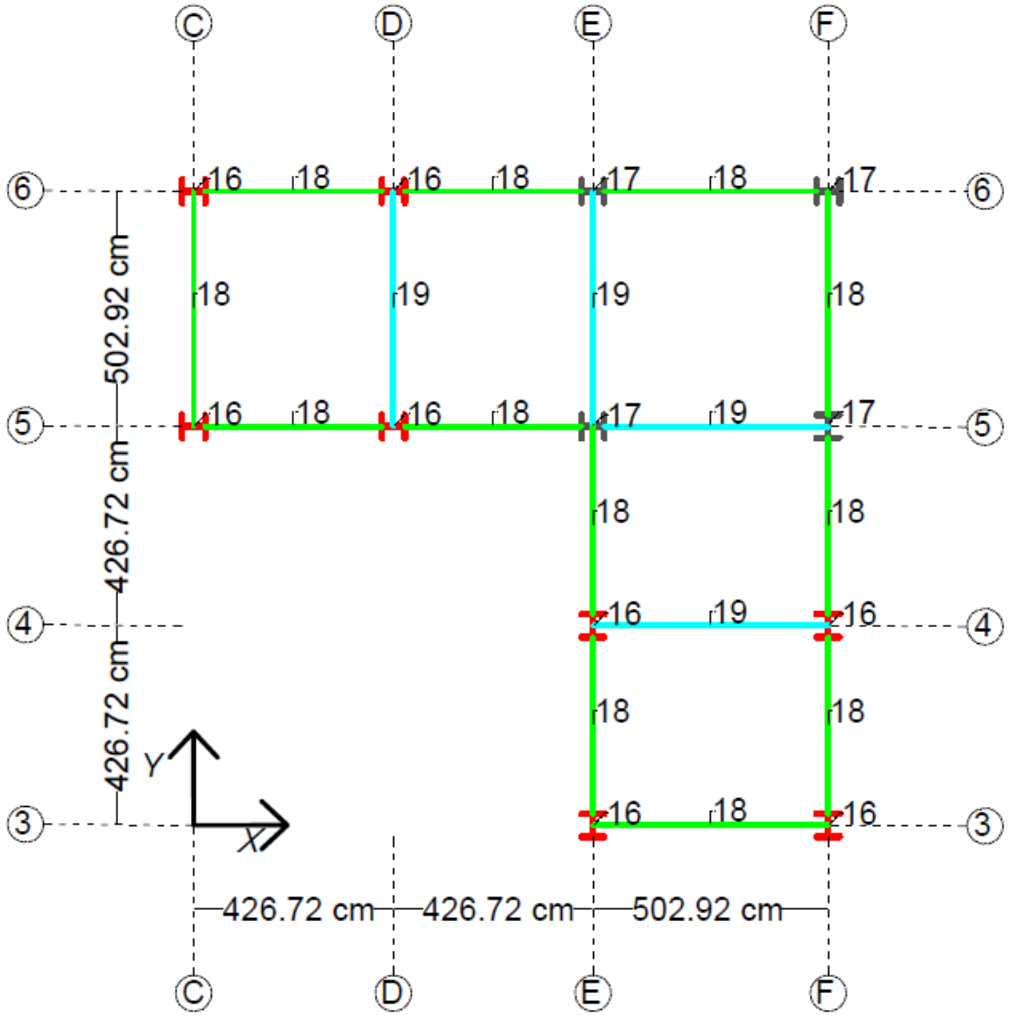
(a)



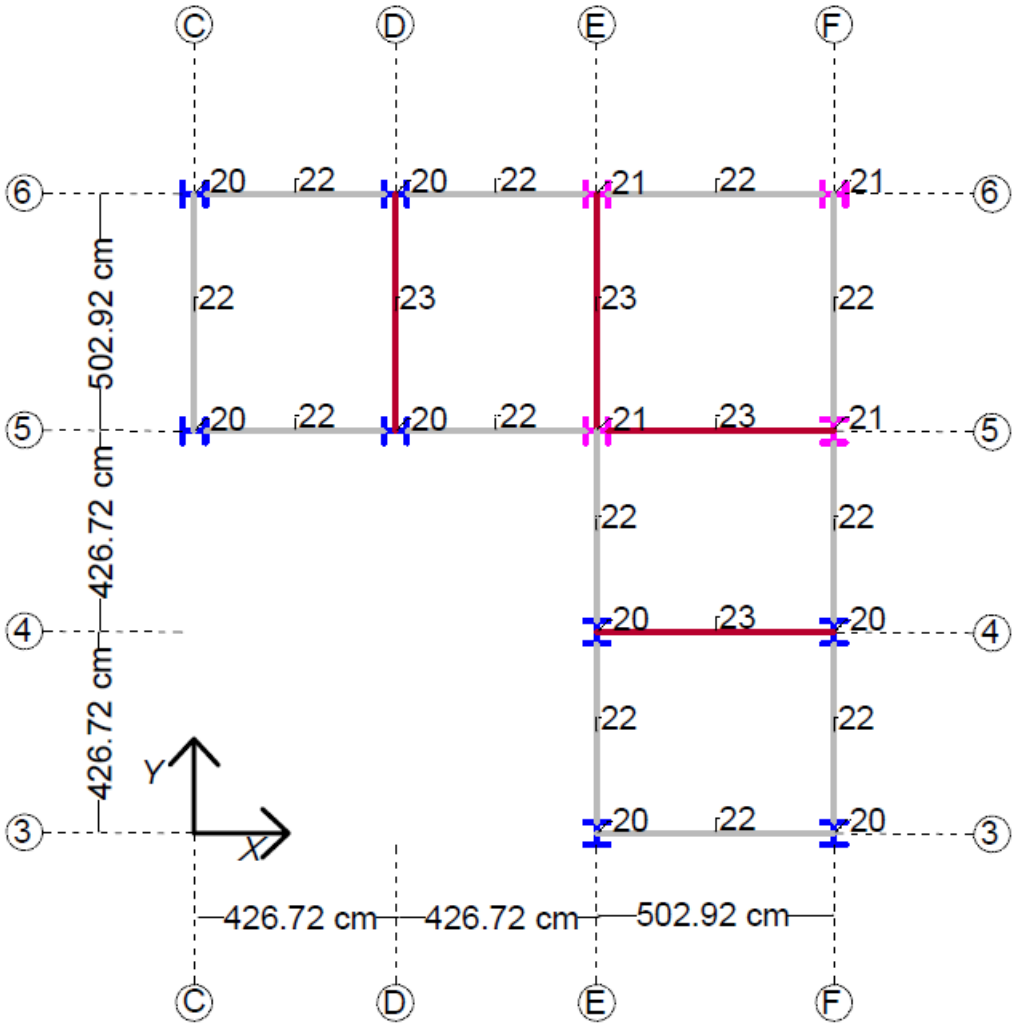
(b)


B
C
D
E
F
6
5
4
3
2
502.92 cm
426.72 cm
426.72 cm
426.72 cm
426.72 cm
502.92 cm
Y
X

(c)


C
D
E
F
6
5
4
3
16
18
17
19
502.92 cm
426.72 cm
426.72 cm
Y
X
426.72 cm
426.72 cm
502.92 cm

(d)



(e)

Şekil 4.57. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevenin (a) üç boyutlu görünüşü, (b) 1'nci ve 2'nci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (c) 3-5'nci katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (d) 6-7'ncu katların plan görünümü ve eleman gruplandırması, (e) 8-9'ncu katların plan görünümü ve eleman gruplandırması. (Farklı eleman grupları farklı renkte gösterilmiştir)

Düzensiz uzay çelik çerçeve için bu çalışmada önerilen TLBO, JA, MTLBO, MJA ve HLBJA yöntemlerinden elde edilen sonuçlar birbirleriyle ve literatürde hazır bulunan CS yönteminden elde edilen sonuçlarla karşılaştırmalı olarak çizelge 4.11'de verilmiştir. Bu sonuçlara göre, en hafif tasarım EQA sismik analiz yönteminin kullanıldığı HLBJA optimizasyon yöntemiyle ile 8580 yapı analizi sonunda 71722 kg olarak bulunmuştur. Çizelgede sunulan yöntemlerin çeçreve ağırlığı ve yapı analiz sayısı bakımından

gösterdikleri performans sıralamasının HLBJA, MJA, MTLBO, JA, TLBO ve CS şeklinde olduğu görülmektedir. Önceki tasarım örneklerine benzer şekilde HLBJA ile daha hafif bir çerçeve tasarımı daha az yapı analizi sonunda elde edilmiştir. Aynı şekilde HLBJA'nın SD değerinin en küçük olduğu ve SD değerleri açısısndan da küçükten büyüğe yapılan sıralamanın performans sıralamasındaki gibi olduğu tespit edilmiştir. Bu durum HLBJA'nın farklı başlangıç popülasyonlarından bağımsız birbirine çok yakın nihai tasarımlar bulma kapasitesinin olduğunu göstermektedir.

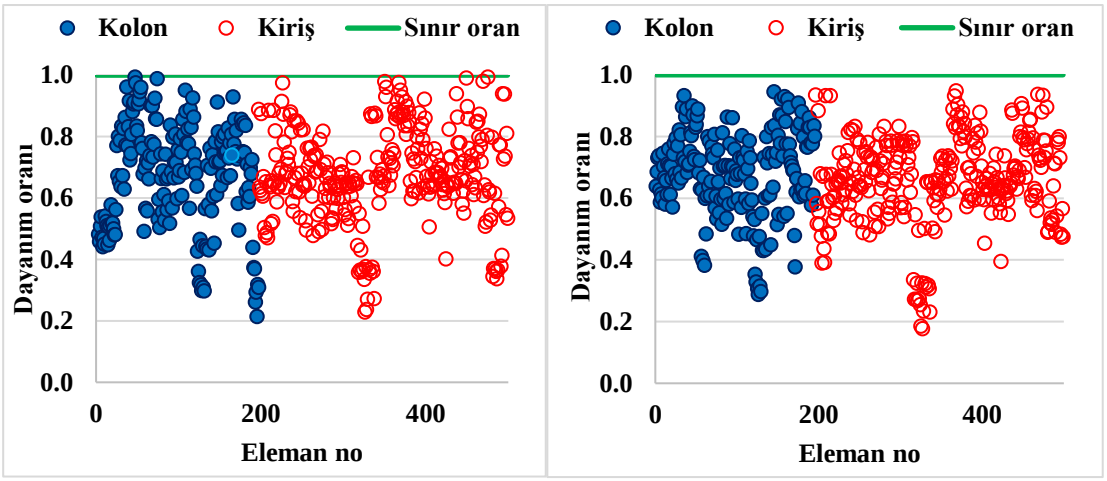
Çizelge 4.11'de sunulan optimizasyon yöntemlerinin icrası sonucu bulunan optimum tasarımlardaki her eleman için dayanım oranları şekil 4.58-4.63'de verilmiştir. Şekillerde verilen dayanım oranları incelendiğinde tüm optimizasyon yöntemlerinde dayanım sınırlayıcısının sağlandığı belirlenmiştir. Bunun yanında, dayanım oranlarının minimum, maksimum, ortalama ve standart sapma değerleri çizelge 4.12'deki gibidir. Burada maksimum dayanım oranlarının tüm durumlarda 0.95 değerinin üzerinde olması optimum tasarımda dayanım sınırlayıcılarının aktif olduğunu göstermektedir.

Çizelge 4.12. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması

Kat no	Grup no	Eleman türü	CS (Kaveh ve ark. (2015)		TLBO		JA		MTLBO		MJA		HLBJA	
			9 mod	18 mod	9 mod	18 mod	9 mod	18 mod	9 mod	18 mod	9 mod	18 mod	9 mod	18 mod
1-2	1	Kolon	W8×35	W10×26	W12×30	W8×28	W12×26	W12×26	W8×21	W8×31	W6×20	W12×26	W12×26	W8×21
	2	Kolon	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31
	3	Kolon	W10×39	W10×45	W14×43	W10×45	W10×45	W10×45	W14×43	W10×39	W14×43	W14×43	W12×40	W14×43
	4	Kolon	W10×54	W14×68	W12×58	W8×67	W21×68	W16×67	W18×65	W10×54	W21×62	W18×65	W10×60	W10×60
	5	Kiriş	W6×12	W6×12	W6×12	W6×12	W6×12	W6×12	W10×15	W6×12	W6×12	W6×12	W6×12	W6×12
	6	Kiriş	W12×16	W8×15	W6×15	W12×16	W8×15	W12×16	W8×15	W12×16	W8×15	W6×15	W8×15	W8×15
	7	Kiriş	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18	W8×18
	8	Kiriş	W14×22	W12×22	W14×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22	W14×22	W12×22	W12×22	W12×22	W12×22
3-5	9	Kolon	W10×22	W10×22	W10×22	W10×22	W10×22	W10×22	W8×24	W10×22	W10×22	W10×22	W10×22	W8×24
	10	Kolon	W10×39	W14×53	W10×45	W10×45	W12×45	W12×50	W10×39	W10×39	W18×50	W8×40	W10×39	W14×43
	11	Kolon	W12×53	W10×49	W10×49	W10×54	W10×49	W12×50	W12×53	W10×54	W14×53	W12×53	W10×49	W14×53
	12	Kiriş	W10×15	W10×17	W12×16	W10×15	W6×16	W12×16	W8×18	W10×15	W6×16	W8×15	W6×16	W6×16
	13	Kiriş	W12×16	W10×17	W10×17	W10×17	W10×17	W10×17	W8×18	W12×16	W10×17	W10×17	W6×16	W6×16
	14	Kiriş	W8×15	W8×15	W8×15	W8×15	W10×15	W8×15	W12×16	W10×15	W8×18	W8×15	W8×15	W8×15
	15	Kiriş	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22	W14×22

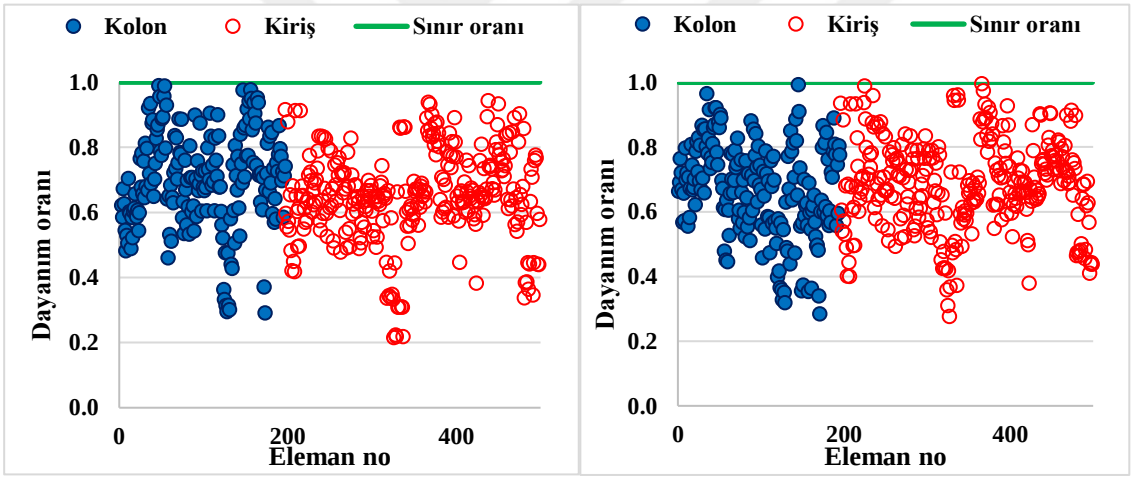
Çizelge 4.12. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede optimum tasarım sonuçlarının karşılaştırılması (devamı)

6-7	16	Kolon	W12×45	W8×35	W21×44	W8×48	W16×40	W8×35	W16×40	W12×45	W10×39	W14×43	W10×39	W14×43
	17	Kolon	W14×43	W24×68	W12×65	W8×48	W14×61	W16×67	W14×43	W16×40	W10×39	W8×48	W14×53	W8×48
	18	Kiriş	W10×17	W8×15	W6×15	W6×16	W8×15	W8×15	W8×15	W10×17	W8×15	W6×16	W6×16	W6×16
	19	Kiriş	W6×25	W14×26	W16×26	W10×26	W16×26	W16×26	W8×28	W6×25	W14×26	W16×26	W14×26	W14×26
8-9	20	Kolon	W14×30	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31	W14×30	W8×31	W8×31	W8×31	W8×31
	21	Kolon	W16×89	W8×31	W14×34	W18×40	W8×31	W14×34	W8×31	W16×77	W8×31	W16×40	W8×48	W14×30
	22	Kiriş	W12×16	W8×13	W10×15	W6×15	W8×13	W8×13	W8×13	W6×15	W8×13	W10×15	W8×13	W8×13
	23	Kiriş	W12×22	W6×25	W6×25	W10×22	W6×25	W6×25	W6×25	W12×22	W6×25	W10×22	W10×22	W8×24
	Optimum ağırlık (kg)		74628	74051	73497	73932	73191	73835	72932	73551	72693	73006	71722	72060
	Ortalama ağırlık (kg)		NA	NA	77465	77850	76997	77600	76578	77155	76182	78482	74591	75303
	En kötü ağırlık (kg)		NA	NA	81648	81977	81001	81558	80407	80935	79839	84368	78022	78692
	NSA		35000	35000	8940	9000	8820	8940	8700	8820	8700	8820	8580	8760
	CV (%)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SD kg		NA	NA	3328	3285	3189	3153	3052	3015	2918	2839	2575	2707



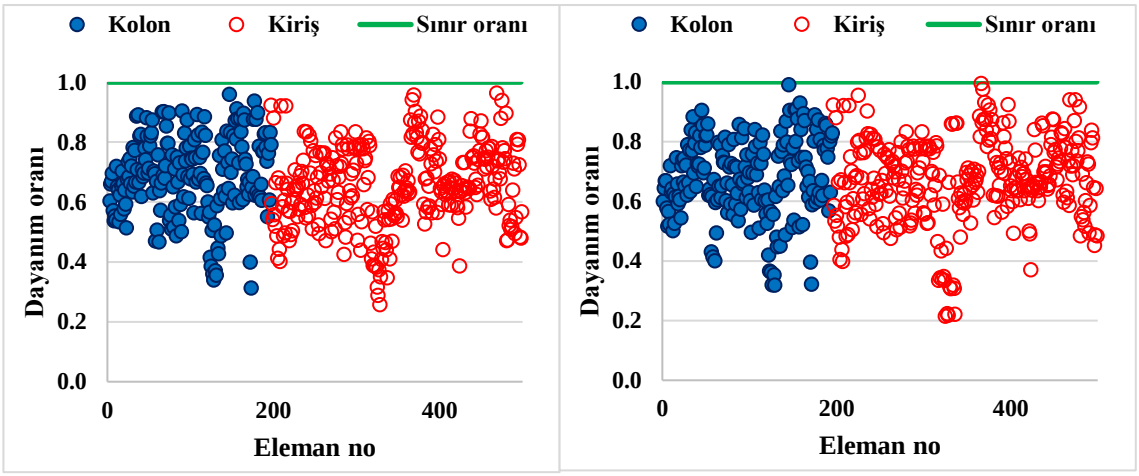
(a) (b)

Şekil 4.58. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede CS ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum



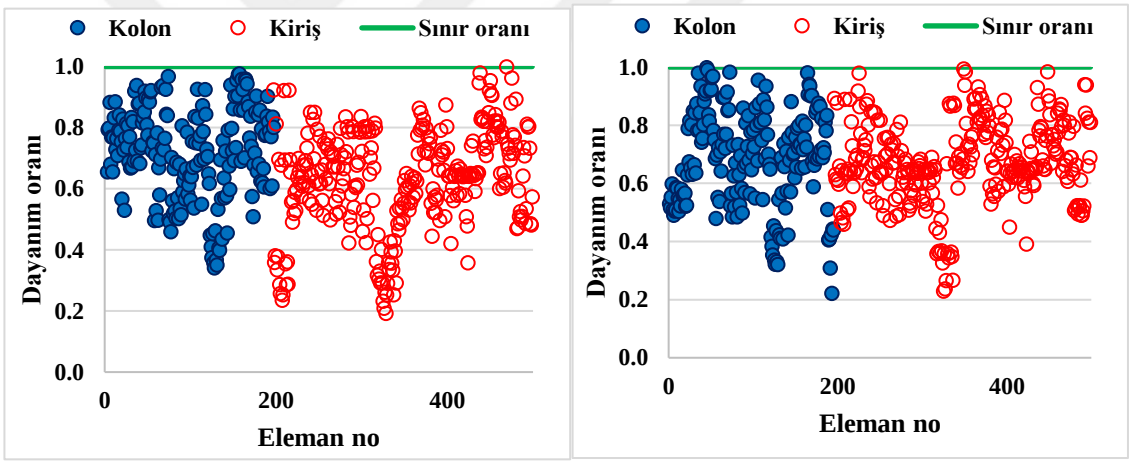
(a) (b)

Şekil 4.59. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede TLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum



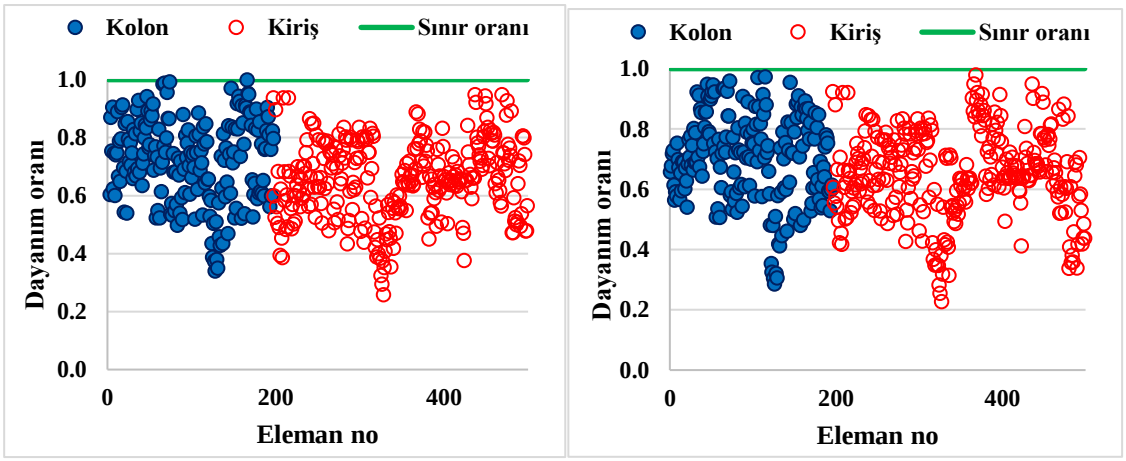
(a) (b)

Şekil 4.60. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede JA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum



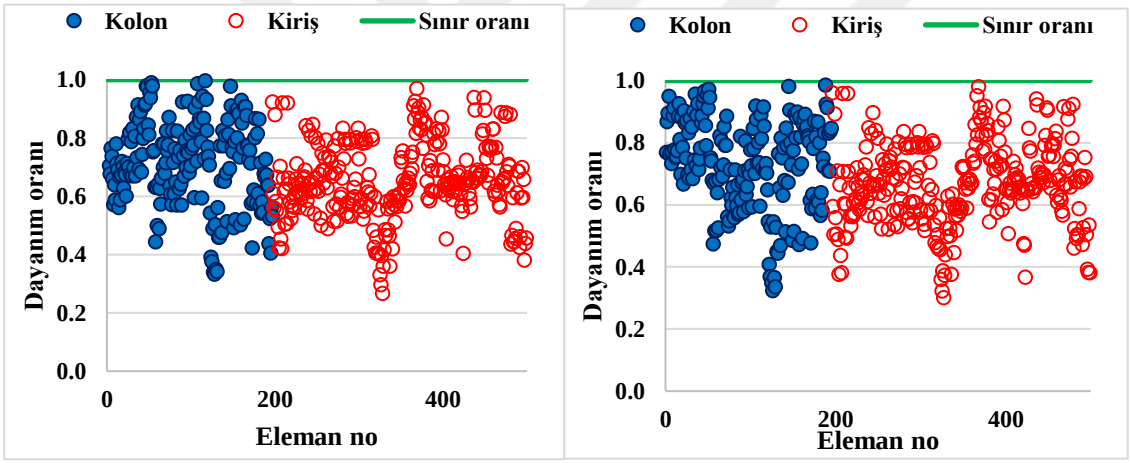
(a) (b)

Şekil 4.61. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MTLBO ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum



(a) (b)

Şekil 4.62. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum



(a) (b)

Şekil 4.63. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede HLBJA ile elde edilen optimum tasarım için dayanım oranları a) 9 titreşim modlu durum (b) 18 titreşim modlu durum

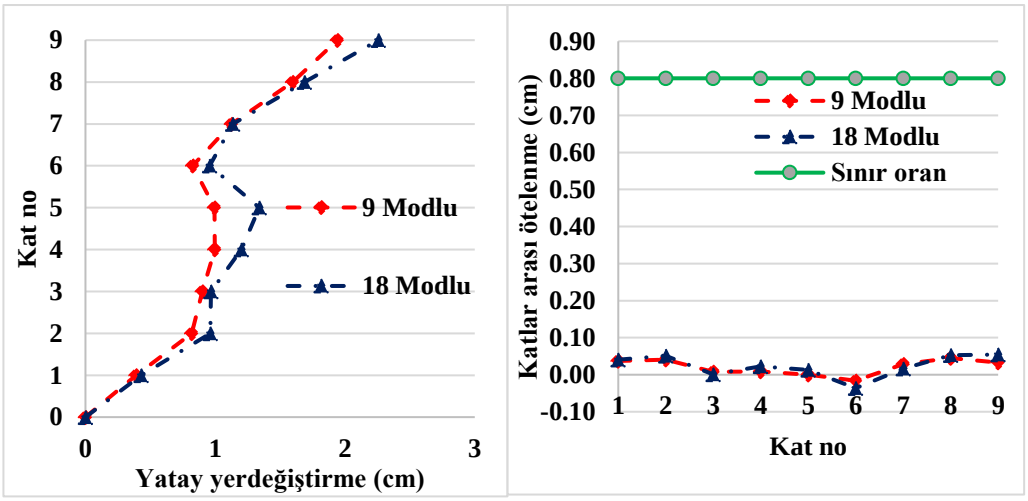
Çizelge 4.13. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçede dayanım değerleri

Optimizasyon Yöntemi	Mod sayısı	Eleman türü	Minimum dayanım oranı	Maksimum dayanım oranı	Ortalama dayanım oranı	SD
CS	9	Tümü	0.258	1.000	0.664	0.160
		Kolon	0.258	0.962	0.671	0.151
		Kiriş	0.335	1.000	0.659	0.165
	18	Tümü	0.177	0.995	0.698	0.147
		Kolon	0.310	0.984	0.717	0.110
		Kiriş	0.177	0.995	0.686	0.165
TLBO	9	Tümü	0.215	0.989	0.669	0.146
		Kolon	0.291	0.989	0.700	0.148
		Kiriş	0.215	0.943	0.649	0.141
	18	Tümü	0.276	0.995	0.677	0.141
		Kolon	0.284	0.992	0.666	0.144
		Kiriş	0.276	0.995	0.685	0.139
JA	9	Tümü	0.258	0.964	0.666	0.133
		Kolon	0.312	0.959	0.688	0.132
		Kiriş	0.258	0.964	0.653	0.132
	18	Tümü	0.215	0.995	0.673	0.139
		Kolon	0.319	0.990	0.678	0.133
		Kiriş	0.215	0.995	0.670	0.143

Çizelge 4.13. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçede dayanım değerleri (devamı)

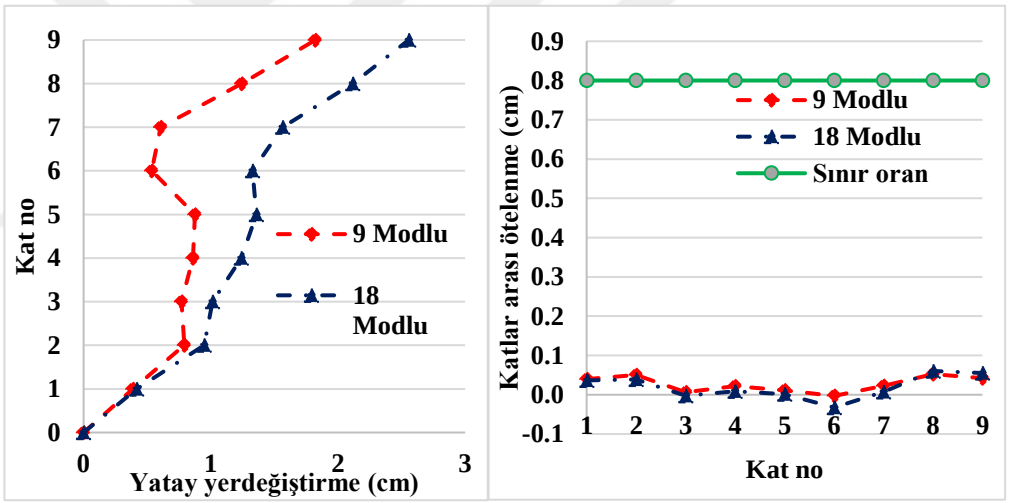
MTLBO	9	Tümü	0.192	0.999	0.665	0.163
		Kolon	0.341	0.975	0.718	0.149
		Kiriş	0.192	0.999	0.630	0.163
	18	Tümü	0.222	0.998	0.678	0.151
		Kolon	0.222	0.998	0.686	0.165
		Kiriş	0.229	0.993	0.673	0.141
MJA	9	Tümü	0.259	1.000	0.681	0.142
		Kolon	0.340	1.000	0.722	0.144
		Kiriş	0.259	0.949	0.654	0.134
	18	Tümü	0.227	0.979	0.672	0.146
		Kolon	0.285	0.972	0.704	0.146
		Kiriş	0.227	0.979	0.651	0.143
HLBJA	9	Tümü	0.267	0.997	0.675	0.141
		Kolon	0.333	0.997	0.712	0.147
		Kiriş	0.267	0.970	0.651	0.131
	18	Tümü	0.301	0.985	0.691	0.140
		Kolon	0.323	0.985	0.731	0.145
		Kiriş	0.301	0.980	0.665	0.130

Şekil 4.64-4.69'da çaprazlı uzay çelik çerçevede kat yatay yerdeğiştirmeleri ve katlar arası göreli ötelenme oranları *Y* ekseni doğrultusu için verilmiştir. Katlar arası göreli ötelenme oranlarının izin verilen değerin altında kaldığı görülmektedir.



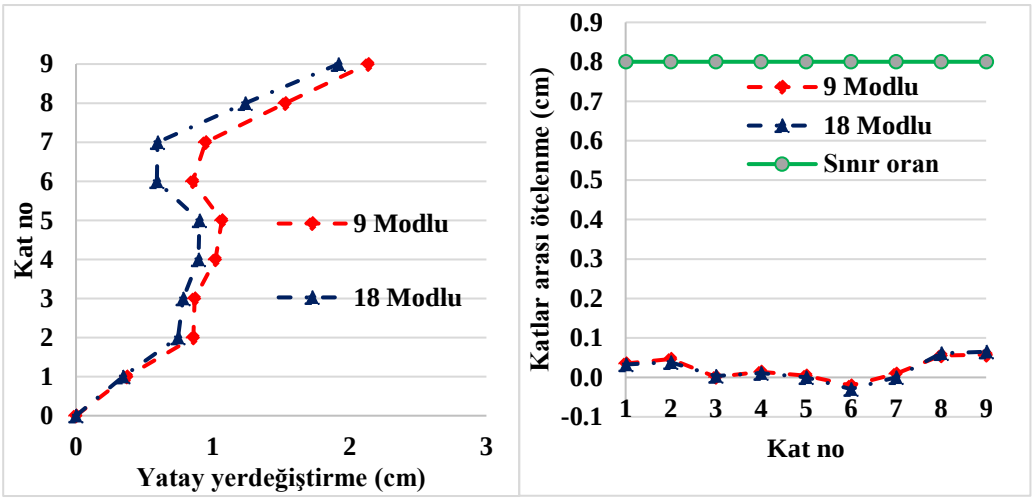
(a) (b)

Şekil 4.64. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede CS ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı



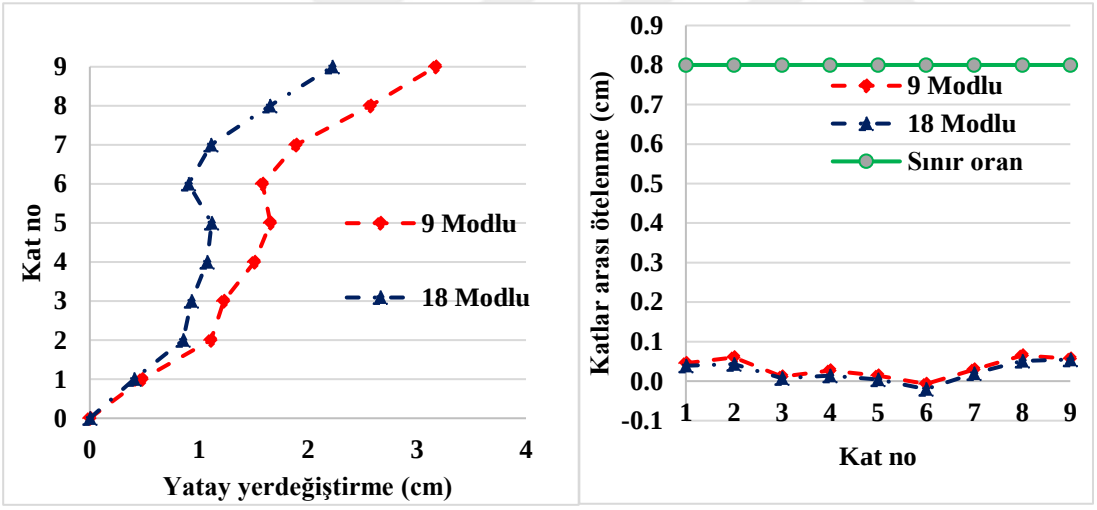
(a) (b)

Şekil 4.65. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede TLBO ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı



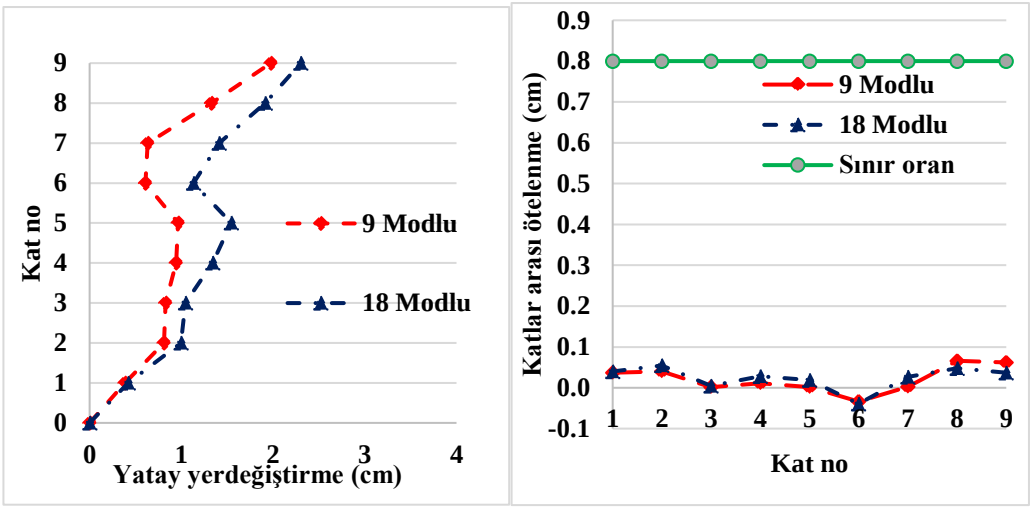
(a) (b)

Şekil 4.66. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede JA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı



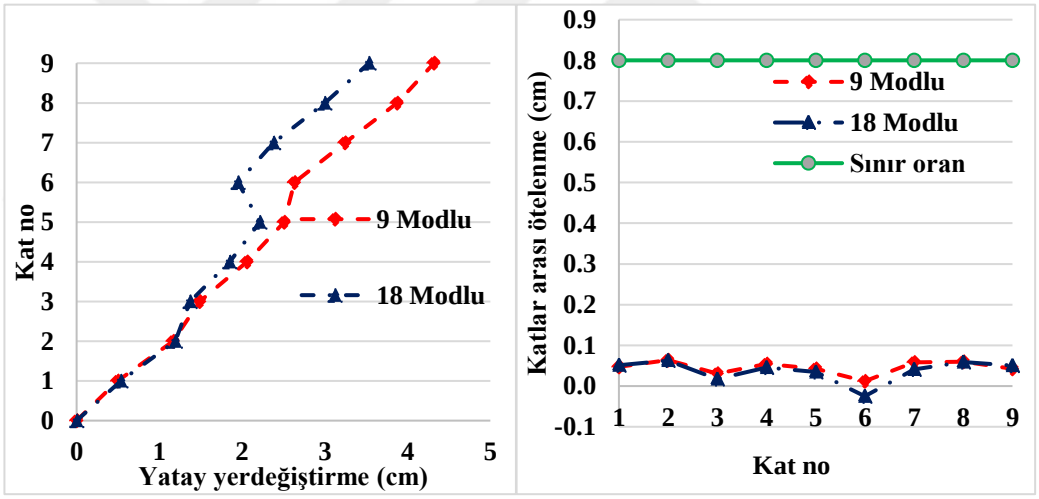
(a) (b)

Şekil 4.67. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MTLBO ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı



(a) (b)

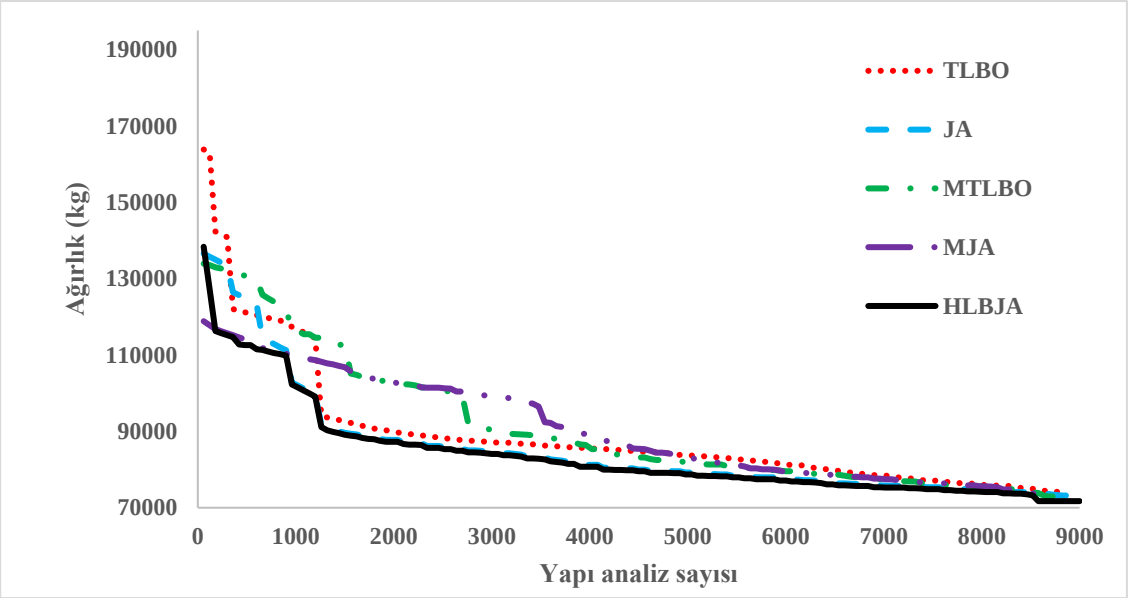
Şekil 4.68. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede MJA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı



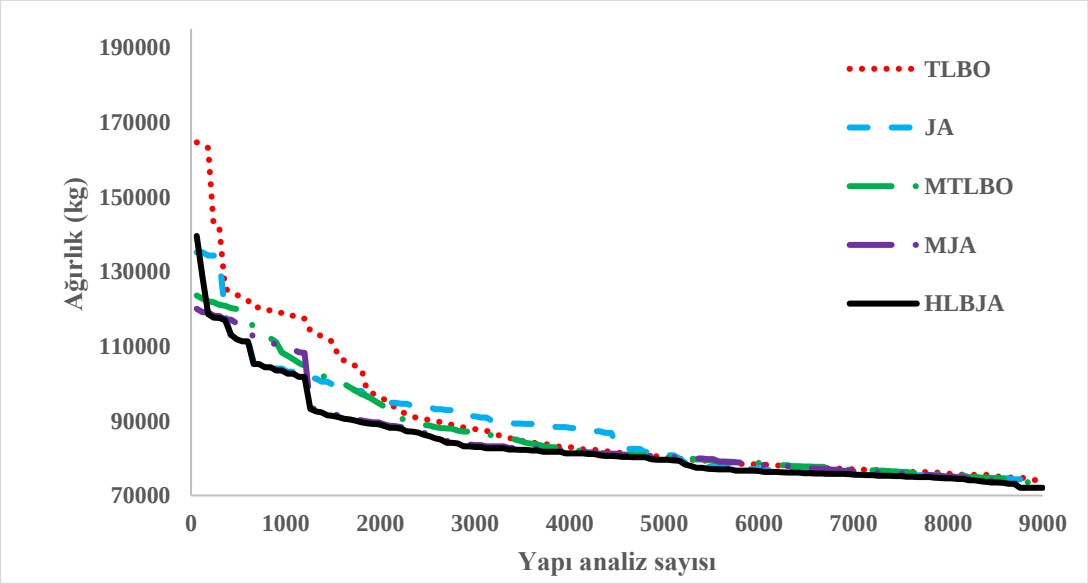
(a) (b)

Şekil 4.69. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede HLBJA ile 9 ve 18 mod için elde edilen a) yatay yerdeğiştirme değerleri b) katlar arası göreli ötelenme oranı

Şekil 4.70 ve 4.71'de sırasıyla 9 ve 18 titreşim modlu analizlere göre yapılan optimum tasarımlar için elde edilen yakınsama eğrileri karşılaştırılmıştır. HLBJA'nın her iki sismik analiz durumda da daha hızlı bir şekilde optimum tasarıma yakınsadığı görülmektedir.



Şekil 4.70. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede 9 titreşim modlu sismik analizde yakınsama grafiklerinin karşılaştırılması



Şekil 4.71. 499 elemanlı düzensiz uzay çelik çerçevede 18 titreşim modlu sismik analizde yakınsama grafiklerinin karşılaştırılması

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu doktora tez çalışmasıyla; düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı ve uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımında TLBO, JA, MTLBO, MJA ve HLBJA optimizasyon yöntemleri ilk kez kullanılmıştır. Sunulan yöntemlerin geçerliliği literatürden hazır alınan 3 adet düzlem ve 3 adet uzay çelik çerçeve üzerinde test edilmiştir. Yapılan kıyaslamalar sonucunda elde edilen sonuçlar şu şekilde özetlenebilir:

i. Gerek düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı optimum sismik tasarımı ve gerekse uzay çelik çerçevelerin optimum sismik tasarımında kullanılan tüm tasarım örneklerinde optimum ağırlık ve optimum tasarımı bulmak için gereken yapı analiz sayısı bakımından HLBJA yönteminin en başarılı yöntem olduğu tespit edilmiştir. Bu sonuç, TLBO'nun öğretme safhasının ve JA'nın bir arada kullanılmasıyla elde edilen hibrid HLBJA yönteminin her iki yöntemden ve bu yöntemlerin modifiye edilmiş halleri olan MTLBO ve MJA'dan ve ayrıca literatürdeki diğer sezgisel optimizasyon yöntemlerinden daha güçlü bir yöntem olduğunu ispat etmektedir.

ii. Tezde sunulan yöntemlerin farklı başlangıç popülasyonları için icra edilmesiyle elde edilen farklı tasarımlar esas alınarak hesaplanan standart sapma değerlerinin küçükten büyüğe doğru sırasıyla HLBJA, MJA, MTLBO, JA, TLBO şeklinde olduğu görülmüştür. HLBJA ile en küçük standart sapma değerinin elde edilmesi bu yöntemin farklı başlangıç popülasyonlarından bağımsız olarak birbirine en yakın nihai tasarımları bulabildiğini göstermektedir.

iii. Düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı sismik analizi OPENSEES yapı analiz programına yaptırılmış ve elde edilen sonuçlar optimizasyon yöntemlerinin kodlandığı MATLAB ortamına aktarılarak çerçeve tasarımlarının dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcılarını sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Uzay çelik çerçevelerin sismik tasarımı ise SAP2000 v20 yapı analiz programına yaptırılmış ve elde edilen sonuçlar SAP2000 v20 OAPI vasıtasıyla MATLAB ortamına aktarılarak uzay çelik çerçeve tasarımının dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcılarını sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Sonuç olarak, hem düzlem çelik çerçevelerin performansa dayalı sismik analizleri

hem de uzay çelik çerçevelerin sismik analizleri güvenirliliği tüm dünyada kabul gören OPENSEES ve SAP2000 yapı analiz programlarına yaptırılarak elde edilen sonuçların doğruluğundan emin olunmuştur. Dolayısıyla tezde elde edilen optimum tasarım sonuçlarının, hiçbir şekilde tasarım sınırlayıcılarını ihlal etmemesi sağlanmıştır.

iv. Uzay çelik çerçevelerde dayanım ve katlar arası göreli ötelenme sınırlayıcılarının yansıra enkesit-boyut sınırlayıcıları da kullanılmıştır. Optimizasyon işlemi esnasında yeni üretilen uzay çerçeve tasarımlarının öncelikle enkesit-boyut sınırlayıcılarını sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Enkesit-boyut sınırlayıcılarını sağlamayan tasarımlar için SAP2000 yapı analiz programında ayrıca sismik analiz yaptırılmamıştır. Bu strateji ile zaten enkesit-boyut sınırlayıcılarını sağlamadığı tespit edilen uzay çelik çerçeveler için gereksiz yere sismik analiz yaptırılmamış ve optimum tasarım için gerekli yapı analiz sayısında önemli bir tasarruf sağlanmıştır.

Optimum ağırlık, yapı analiz sayısı, standart sapma değerleri ve optimum tasarıma yakınsama hızı gibi performans kriterleri bir bütün olarak gözönüne alındığında yöntemlerin başarı sıralamasına göre HLBJA, MJA, MTLBO, JA, TLBO şeklinde sıralandığını ve tezde sunulan tüm yöntemlerin yukarıda belirtilen performans kriterleri açısından literatürdeki diğer yöntemlerden daha güçlü olduğu ispat edilmiştir.

6. KAYNAKLAR

AISC-LRFD, 1999, load and resistance factor design (LRFD), Specification for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, Inc.

Albanesi, T., Biondi, S. ve Petrangeli, M., 2002a, Pushover analysis: An energy based approach, *Proc. of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, United Kingdom, Paper*.

Albanesi, T., Nuti, C. ve Vaniz, I., 2002b, State of the art of the nonlinear static methods.

Antoniou, S. ve Pinho, R., 2004, Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, ***Journal of Earthquake Engineering***, 8 (05), 643-661.

Arda, T. S. ve Uzgider, E., 1986, Çelik yapılarda taşıma gücü, İTÜ, p.

ASCE, 2016, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, *ASCE standard ASCE/SEI 7–16 (in preparation). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.*

ASCE, A., 2010, Minimum design loads for buildings and other structures, Reston, VA.

ATC-40, 1996, Evaluation and retrofit of concrete buildings, Rep, *ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California*.

Aydınoğlu, M., 2004, An improved pushover procedure for engineering practice: Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA), *International Workshop on Performance-based Seismic Design: Concepts and Implementation*, 345-356.

Aydınoğlu, M., 2005, Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu*.

Baghlani, A. ve Makiabadi, M., 2013, Teaching-learning-based optimization algorithm for shape and size optimization of truss structures with dynamic frequency constraints, ***Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering***, 37 (C), 409.

Baghlani, A., Makiabadi, M. ve Maheri, M., 2017, Sizing optimization of truss structures by an efficient constraint-handling strategy in TLBO, ***Journal of Computing in Civil Engineering***, 31 (4), 04017004.

Beedle, L. S., 1958, Plastic design of steel frames, John Wiley & Sons, p.

Belejo, A. ve Bento, R., 2016, Improved modal pushover analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of ground motions, ***Soil Dynamics and Earthquake Engineering***, 87, 1-15.

Bertero, V., Aktan, A., Charney, F. ve Sause, R., 1984, Earthquake simulator tests and associated experimental, analytical, and correlation studies of one-fifth scale model, ***Special Publication,*** 84, 375-424.

Beyer, H.-G. ve Schwefel, H.-P., 2002, Evolution strategies–A comprehensive introduction, ***Natural computing,*** 1 (1), 3-52.

Bracci, J. M., Kunnath, S. K. ve Reinhorn, A. M., 1997, Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures, ***Journal of Structural Engineering,*** 123 (1), 3-10.

Bruneau, M., Uang, C.-M. ve Whittaker, A., 1998, Ductile design of steel structures, McGraw-Hill New York, p.

Calvi, G., Priestley, M. ve Kowalsky, M., 2007, Displacement based seismic design of structures, *New Zealand Conference on Earthquake Engineering, 2007*, 740.

Camp, C. ve Farshchin, M., 2014, Design of space trusses using modified teaching–learning based optimization, ***Engineering Structures,*** 62, 87-97.

Celep, Z., 2014, Yapı dinamiği, Beta Dağıtım, p.

Ceresa, P., Petrini, L. ve Pinho, R., 2007, Flexure-shear fiber beam-column elements for modeling frame structures under seismic loading—state of the art, ***Journal of Earthquake Engineering***, 11 (S1), 46-88.

Charney, F. A. ve Bertero, V. V., 1982, An evaluation of the design and analytical seismic response of a seven-story reinforced concrete frame-wall structure, *NASA STI/Recon Technical Report N*, 83.

Chen, W.-K., 2018, Stability design of steel frames, CRC press, p.

Chen, X., Xu, B., Mei, C., Ding, Y. ve Li, K., 2018, Teaching–learning–based artificial bee colony for solar photovoltaic parameter estimation, ***Applied energy,*** 212, 1578-1588.

Chopra, A. K. ve Goel, R. K., 2002, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, ***Earthquake engineering & structural dynamics***, 31 (3), 561-582.

Chopra, A. K. ve Goel, R. K., 2004, A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, ***Earthquake engineering & structural dynamics,*** 33 (8), 903-927.

Chopra, A. K., Goel, R. K. ve Chintanapakdee, C., 2004, Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands, ***Earthquake spectra***, 20 (3), 757-778.

Colorni, A., Dorigo, M. ve Maniezzo, V., 1992, An Investigation of some Properties of an" Ant Algorithm". In PPSN(Vol. 92, pp. 509-520).

Crisfield, M., 1991, Basic plasticity, ***Non-linear finite element analysis of solids and structures*** *Vol*, 1, 152-200.

Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G., 1970, Yapı sistemlerinin hesabı için matris metodları ve elektronik hesap makinası programları, Dizerkonca Matb., p.

Çakıroğlu, A. ve Özer, E., 1980, Malzeme ve geometri değişimi bakımından linner olmayan sistemler, İTÜ, p.

Dede, T., 2013, Optimum design of grillage structures to LRFD-AISC with teaching-learning based optimization, ***Structural and Multidisciplinary Optimization,*** 48 (5), 955-964.

Dede, T. ve Ayvaz, Y., 2013, Structural optimization with teaching-learning-based optimization algorithm, ***Structural Engineering and Mechanics,*** 47 (4), 495-511.

Dede, T. ve Togan, V., 2015, A teaching learning based optimization for truss structures with frequency constraints, ***Structural Engineering and Mechanics***, 53 (4), 833-845.

Dede, T., 2018, Jaya algorithm to solve single objective size optimization problem for steel grillage structures, ***Steel and Composite Structures***, 26 (2), 163-170.

Degertekin, S. ve Hayalioglu, M., 2013, Sizing truss structures using teaching-learning-based optimization, ***Computers & Structures,*** 119, 177-188.

Degertekin, S., Lamberti, L. ve Ugur, I., 2018, Sizing, layout and topology design optimization of truss structures using the Jaya algorithm, ***Applied Soft Computing,*** 70, 903-928.

Degertekin, S., Lamberti, L. ve Ugur, I., 2019, Discrete sizing/layout/topology optimization of truss structures with an advanced Jaya algorithm, ***Applied Soft Computing***, 79, 363-390.

Degertekin, S. O., Lamberti, L. ve Ugur, I. B., 2017, Sizing, layout and topology design optimization of truss structures using the Jaya algorithm, ***Applied Soft Computing***.

Degertekin, S. O. ve Tutar, H., 2019, Performance-based optimum seismic design of planar steel frames using the jaya algorithm, *4th Eurasian conference on civil and environmental engineering. Istanbul (Turkey)*, 1315-1326.

Degertekin SO, T. H., Lamberti L 2019, Performance-based optimum seismic design of steel frames using the teaching–learning-based optimization. . In: Topping BHV, Logo J (eds) Fifth ınternational conference on soft computing and optimisation in civil, structural and environmental engineering. . Riva Del Garda (Italy).

Deierlein, G., Reinhorn, A. ve Willford, M., 2010, Nonlinear structural analysis for seismic design, NEHRP seismic design technical brief no. 4, *NIST GCR*, 10-917.

Dorigo, M. ve Blum, C., 2005, Ant colony optimization theory: A survey, ***Theoretical computer science,*** 344 (2-3), 243-278.

Dutta, S. C., Chakroborty, S. ve Raychaudhuri, A., 2009, Efficacy of pushover analysis methodologies: A critical evaluation, ***Structural Engineering and Mechanics,*** 31 (3), 265-276.

Eberhart, R. ve Kennedy, J., 1995, A new optimizer using particle swarm theory, *MHS'95. Proceedings of the Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science*, 39-43.

Elnashai, A. S., 2001, Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications, ***Structural Engineering and Mechanics,*** 12 (1), 51-70.

Elnashai, A. S., 2002, Do we really need inelastic dynamic analysis?, ***Journal of Earthquake Engineering,*** 6 (S1), 123-130.

Fajfar, P., 2000, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, ***Earthquake spectra***, 16 (3), 573-592.

Falcao, S. ve Bento, R., 2002, Analysis Procedures for Performance-based seismic design, *Proceedings of 12 th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper,* 1-10.

Farshchin, M., Camp, C. ve Maniat, M., 2016, Multi-class teaching–learning-based optimization for truss design with frequency constraints, ***Engineering Structures,*** 106, 355-369.

FEMA-273, 1997, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency Washnigton, DC.

FEMA-356, 2000, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), *Washington, DC: Federal Emergency Management Agency*, 7.

FEMA-440, 2005, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, *FEMA 440, prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project)*.

Fragiacomo, M., Amadio, C. ve Rajgelj, S., 2006, Evaluation of the structural response under seismic actions using non-linear static methods, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35 (12), 1511-1531.

Geem, Z. W., Kim, J. H. ve Loganathan, G. V., 2001, A new heuristic optimization algorithm: harmony search, ***simulation***, 76 (2), 60-68.

Gholizadeh, S., Kamyab, R. ve Dadashi, H., 2013, Performance-based design optimization of steel moment frames, ***Int J Optim Civil Eng,*** 3 (2), 327-343.

Gholizadeh, S. ve Moghadas, R. K., 2014, Performance-based optimum design of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization, ***Advances in Structural Engineering,*** 17 (2), 143-156.

Gholizadeh, S., 2015, Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network, ***Advances in engineering software,*** 81, 50-65.

Glover, F., 1989, Tabu search—part I, *ORSA* ***Journal on computing,*** 1 (3), 190-206.

Grzywinski, M., Dede, T. ve Ozdemir, Y. I., 2019, Optimization of the braced dome structures by using Jaya algorithm with frequency constraints, ***Steel and Composite Structures,*** 30 (1), 47-55.

Hasan, R., Xu, L. ve Grierson, D., 2002, Push-over analysis for performance-based seismic design, ***Computers & Structures,*** 80 (31), 2483-2493.

Hasançebi, O., Çarbaş, S., Doğan, E., Erdal, F. ve Saka, M., 2010, Comparison of non-deterministic search techniques in the optimum design of real size steel frames, ***Computers & structures***, 88 (17-18), 1033-1048.

Holland John, H., 1975, Adaptation in natural and artificial systems, *Ann Arbor: University of Michigan Press*.

IBC, 2009, International building code 2009, Cengage Learning, p.

Iu, C., Chen, W., Chan, S. ve Ma, T., 2008, Direct second-order elastic analysis for steel frame design, ***KSCE Journal of Civil Engineering,*** 12 (6), 379-389.

Jan, T. S., Liu, M. W. ve Kao, Y. C., 2004, An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings, ***Engineering Structures***, 26 (1), 117-128.

Kalkan, E. ve Kunnath, S. K., 2006, Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures, ***Journal of Structural Engineering***, 132 (11), 1721-1731.

Kalkan, E. ve Kunnath, S. K., 2007, Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings, ***Engineering Structures,*** 29 (3), 305-316.

Karaboga, D., 2005, An idea based on honey bee swarm for numerical optimization, *Technical report-TR06, Erciyes University, Engineering Faculty.*

Karavasilis, T. L., Bazeos, N. ve Beskos, D., 2008, Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities, ***Engineering Structures,*** 30 (11), 3265-3275.

Kashkooli, N. A. ve Banan, M.-R., 2013, Effect of frame irregularity on accuracy of modal equivalent nonlinear static seismic analysis, ***KSCE Journal of Civil Engineering***, 17 (5), 1064-1072.

Kaveh, A., Azar, B. F., Hadidi, A., Sorochi, F. R. ve Talatahari, S., 2010, Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization, ***Journal of Constructional Steel Research***, 66 (4), 566-574.

Kaveh, A. ve Talatahari, S., 2010, A novel heuristic optimization method: charged system search, ***Acta Mechanica***, 213(213-214), 267-289.

Kaveh, A. ve Talatahari, S., 2012, Charged system search for optimal design of frame structures, ***Applied Soft Computing,*** 12 (1), 382-393.

Kaveh, A. ve Mahdavi, V. R., 2014, Colliding bodies optimization: a novel meta-heuristic method, ***Computers & Structures,*** 139, 118-127.

Kaveh, A. ve Nasrollahi, A., 2014, Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization, ***Applied Soft Computing,*** 22, 213-221.

Kaveh, A., Bakhshpoori, T. ve Azimi, M., 2015, Seismic optimal design of 3D steel frames using cuckoo search algorithm, ***The Structural Design of Tall and Special Buildings,*** 24 (3), 210-227.

Kaveh, A. ve Bakhshpoori, T., 2016, Water evaporation optimization: a novel physically inspired optimization algorithm, ***Computers & Structures***, 167, 69-85.

Kaveh, A., Kabir, M. ve Bohlool, M., 2019, Optimum design of three-dimensional steel frames with prismatic and non-prismatic elements, ***Engineering with Computers,*** 1-17.

Kennedy, J., 2011, Particle swarm optimization, *In Encyclopedia of machine learning*, (pp. 760-766). Springer US.

Khoshnoud, H. R. ve Marsono, K., 2012, Assessment of FEMA 356 nonlinear static procedure and modal pushover analysis for seismic evaluation of buildings, ***Structural Engineering and Mechanics***, 41 (2), 243-262.

Kirkpatrick, S., Gelatt, C. D. ve Vecchi, M.P., 1983, Optimization by simulated annealing, *science*, 220 (4598), 671-680.

Krawinkler, H., 1996, Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it, *Proceedings of the 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*.

Krawinkler, H. ve Seneviratna, G., 1998, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, ***Engineering Structures***, 20 (4-6), 452-464.

Lin, Y. Y., Chang, K. C. ve Wang, Y. L., 2004, Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns, ***Earthquake Engineering & Structural Dynamics***, 33 (1), 35-48.

Luco, N., Mori, Y., Funahashi, Y., Allin Cornell, C. ve Nakashima, M., 2003, Evaluation of predictors of non-linear seismic demands using 'fishbone'models of SMRF buildings, ***Earthquake Engineering & Structural Dynamic***s, 32 (14), 2267-2288.

Mansouri, I., Soori, S., Amraie, H., Hu, J. W. ve Shahbazi, S., 2018, Performance based design optimum of CBFs using bee colony algorithm, ***Steel and Composite Structures***, 27 (5), 613-622.

Mansouri, S. F. ve Maheri, M. R., 2019, Performance-based seismic design of steel frames using constraint control method, ***Advances in Structural Engineering***, 1369433219849820.

Mao, J., Zhai, C. ve Xie, L., 2008, An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7 (1), 25-31.

MathWorks, M., 2015, SIMULINK for technical computing, *Avaliable on http://www. mathworks. com*.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H. ve Fenves, G. L., 2006, OpenSees command language manual, *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264.

McGuire, W., Gallagher, R. ve Ziemian, R., 2000, Matrix Structural Analysis, John Wiley and Sons, *Inc., New York*.

Mirjalili, M. ve Rofooei, F., 2017, The modified dynamic-based pushover analysis of steel moment resisting frames, ***The Structural Design of Tall and Special Buildings,*** 26 (12), e1378.

Moghadam, A. ve Tso, W., 2002, A pushover procedure for tall buildings, *Proc. of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, United Kingdom, Paper*.

Pinho, R., Antoniou, S., Casarotti, C. ve López, M., 2006, A displacement-based adaptive pushover for assessment of buildings and bridges, In: Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction, Eds: Springer, p. 79-94.

Rao, R., 2016, Jaya: A simple and new optimization algorithm for solving constrained and unconstrained optimization problems, ***International Journal of Industrial Engineering Computations***, 7 (1), 19-34.

Rao, R. V., Savsani, V. J. ve Vakharia, D., 2011, Teaching–learning-based optimization: a novel method for constrained mechanical design optimization problems, ***Computer-Aided Design***, 43 (3), 303-315.

Rao, R. V., Savsani, V. ve Balic, J., 2012, Teaching–learning-based optimization algorithm for unconstrained and constrained real-parameter optimization problems, ***Engineering Optimization,*** 44 (12), 1447-1462.

Ravindra, M. K. ve Galambos, T. V., 1978, Load and resistance factor design for steel, ***Journal of the Structural Division***, 104 (9), 1337-1353.

Salawdeh, S. ve Goggins, J., 2016, Performance based design approach for multi-storey concentrically braced steel frames, ***Steel and Composite Structures***, 20 (4), 749-776.

Sangtarash, H., Banan, M. R. ve Banan, M. R., 2018, Error Estimation of Nonlinear Equivalent Static Analysis for 3D-BRB Frames, ***KSCE Journal of Civil Engineering,*** 22 (5), 1911-1919.

Sangtarash, H., Banan, M. R. ve Banan, M. R., 2019, Performance Evaluation of a New NSP for Estimation of Seismic Demands of Nonlinear Irregular BRB Frames, ***Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering***, 1-10.

SAP 2000 v20, 2018, Integrated Software for Structural Analysis and Design. ***Computers & Structures***, *Inc.* Walnut Creek (CA), USA.

SEAOC, V., 1995, Performance based seismic engineering of buildings, *Sacramento (CA):* ***Structural Engineers Association of California,*** *USA.*

Talatahari, S., Hosseini, A., Mirghaderi, S. ve Rezazadeh, F., 2014, Optimum performance-based seismic design using a hybrid optimization algorithm, ***Mathematical Problems in Engineering,*** 2014.

Talatahari, S., Goodarzimehr, V. ve Taghizadieh, N., 2019, Hybrid Teaching-Learning-Based Optimization and Harmony Search for Optimum Design of Space Trusses, ***Journal of Optimization in Industrial Engineering.***

Tehranizadeh, M. ve Moshref, A., 2011, Performance-based optimization of steel moment resisting frames, ***Scientia Iranica***, 18 (2), 198-204.

Togan, V., 2013, Design of pin jointed structures using teaching-learning based optimization, ***Structural Engineering and Mechanics***, 47 (2), 209-225.

Toğan, V., 2012, Design of planar steel frames using teaching–learning based optimization, ***Engineering Structures,*** 34, 225-232.

Veladi, H., 2014, Performance-based seismic design of steel frames utilizing colliding bodies algorithm, ***The Scientific World Journal,*** 2014.

Yang, X. S., 2009, Firefly algorithms for multimodal optimization, *In International symposium on stochastic algorithms*, Berlin, Heidelberg., 169-178.

Zarfam, P. ve Mofid, M., 2009, On the assessment of modal nonlinear pushover analysis for steel frames with semi-rigid connections, ***Structural Engineering and Mechanics***, 32 (3), 383-398.

ÖZGEÇMİŞ

Hikmet TUTAR, 1980 Muş Bulanık Akçaarmut köyünde doğdu. İlkokulu Muş Bulanık Akçaarmut köyü ilkokulunda okudu. Ortaokulu ve liseyi Muş Anadolu İmam Hatip Lisesinde okudu. Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden 2004 yılında mezun oldu. Aynı üniversitenin İnşaat Mühendisliği Geoteknik anabilim dalından 2008 yılında Yüksek lisansını tamamladı. 2012 tarihinde başladığı Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünde İnşaat Mühendisliği Yapı anabilim dalında doktora öğretimine devam etmektedir.