

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**OPENSEES VE SEISMOSTRUCT PROGRAMLARININ
DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM ANALİZLERİ İÇİN
KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Şükriye Ceyda ERGÜL
(802151221)

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ

KASIM 2018

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 802151221 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Şükriye Ceyda ERGÜL, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “OPENSEES VE SEISMOSTRUCT PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM ANALİZLERİ İÇİN KARŞILAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıdaki imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

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

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRGİN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Sami And KILIÇ
Boğaziçi Üniversitesi

Teslim Tarihi : **16 Kasım 2018**
Savunma Tarihi : **10 Aralık 2018**

Babam Cemal ERGÜL'ün anısına,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans süresinde kıymetli vaktini ayırarak bilgi ve tecrübesini esirgemedi her zaman emek verip destekleyen çok değerli danışman hocam Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ'a sonsuz teşekkürlerimi sunuyorum.

Lisans eğitimim boyunca bilgi ve tecrübesini esirgemeyen hocam Prof. Dr. Erdal İRTEM ve bugüne kadar ders aldığım tüm hocalarıma bana kazandırdıkları değerler için teşekkürlerimi sunuyorum.

Tez jürimde olmayı kabul ederek emeğini ve vaktini ayıran Prof. Dr. Konuralp GİRGİN ve Dr. Öğr. Üyesi Sami And KILIÇ'a çok teşekkür ederim.

Ayrıca bu yüksek lisans tezi 40538 proje numaralı İTÜ-BAP projesi ile desteklenmiştir. Desteğinden ötürü İTÜ-BAP birimine teşekkürlerimi sunuyorum.

Her zaman beni destekleyip, hep yanımda olan canım annem Ayfer ERGÜL ve abim Kadir ERGÜL'e, bu yüksek lisans boyunca beni motive ederek desteklerini esirgemeyen dostum Ozan GÜCEYÜ'ye ve arkadaşlarım Ecem ŞENGÜL'e, Hakan ÖZEN'e, A.Zeynep ALAMEHMET'e, araştırma grubu arkadaşlarım Barış KASAPOĞLU'na, Eray TEMUR'a, Alper PARKER'e teşekkür ederim.

Kasım 2018

Şükriye Ceyda ERGÜL
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR.....	xiii
SEMBOLLER	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET	xxix
SUMMARY	xxxiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Problemin Tanımı	1
1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı	3
1.3 Tezin İçeriği.....	4
2. MALZEME MODELLERİ	7
2.1 Giriş	7
2.2 Temel Beton Modelleri.....	7
2.2.1 Hognestad modeli	8
2.2.2 Mander modeli.....	9
2.2.3 TBDY’de yer alan Mander beton modeli	13
2.2.4 Saatçioğlu-Ravzi modeli.....	16
2.2.5 Sheikh-Uzumeri modeli	18
2.2.6 Geliştirilmiş Kent-Park modeli.....	20
2.3 Donatı Çeliği Modelleri.....	22
2.3.1 Mander modeli.....	22
2.3.2 TBDY’de yer alan Mander çelik modeli	24
2.3.3 Menegotto-Pinto modeli	25
2.4 OpenSees Beton Malzeme Modelleri.....	26
2.4.1 Concrete01 modeli	27
2.4.2 Concrete02 modeli.....	28
2.4.3 Concrete03 modeli.....	31
2.4.4 Concrete04 modeli.....	33
2.4.5 ConcreteCM modeli	34
2.5 OpenSees Çelik Malzeme Modelleri.....	35
2.5.1 Steel01 modeli	37
2.5.2 Steel02 modeli	37
2.5.3 RambergOsgoodSteel modeli	40
2.6 Diğer OpenSees Malzeme Modelleri	40
2.7 SeismoStruct Beton Malzeme Modelleri.....	43

2.7.1 Üç doğrulu model	44
2.7.2 Mander modeli.....	44
2.7.3 Chang ve Mander modeli	44
2.7.4 Kappos ve Konstantinidis modeli	47
2.8 SeismoStruct Çelik Malzeme Modelleri	47
2.8.1 Çift-doğrusal model.....	49
2.8.2 Menegotto-Pinto modeli	49
2.8.3 Dodd-Restrepo modeli.....	52
2.8.4 Monti ve Nuti modeli	52
2.9 Diğer SeismoStruct Malzeme Modelleri	55
2.10 OpenSees ve SeismoStruct Karşılaştırması	55
2.10.1 Beton modeli karşılaştırılması	58
2.10.2 Çelik modeli karşılaştırılması	58
3. DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME VE ANALİZ.....	61
3.1 Giriş	61
3.2 Çevrimsel Modeller	62
3.3 Çevrimsel Modellerin Sınıflandırılması	62
3.4 Çevrimsel Modellerin Bileşenleri.....	63
3.5 Temel Çevrimsel Modeller	64
3.5.1 Çift-doğrusal model.....	64
3.5.2 Pik-hedefli model.....	65
3.5.3 Daralma modeli	66
3.5.4 Takeda modeli.....	66
3.5.5 İbarra-Krawinkler modeli	67
3.5.5.1 İskelet eğrisi.....	67
3.5.5.2 Çevrimsel davranış	68
3.6 Betonarme Kesitlerde Moment – Eğrilik ($M - \kappa$) İlişkisi.....	71
3.7 Yapısal Elemanların Doğrusal Olmayan Modellemesi.....	72
3.8 Yığılı Plastisite Modelleri	72
3.8.1 Etkileşimsiz rijit plastik mafsalları	73
3.8.2 Etkileşimli rijit-plastik mafsalları	74
3.8.3 Moment-dönme yayı	74
3.9 Yayılı Plastisite Modelleri	74
3.9.1 Çubuk fiber eleman modeli	75
3.9.2 Sürekli sonlu elemanlar modeli	80
3.10 Statik İtme Analizi	81
3.11 Zaman-Tanım Alanında Analiz	82
3.12 Rayleigh Sönümleme Modeli	86
4. PROGRAMLARIN KARŞILAŞTIRILMASI	89
4.1 Giriş	89
4.2 Kullanılan Malzeme Modelleri.....	90
4.3 Kesit Analizi	90
4.4 Konsol Kolon Yapı Sistemi	94
4.5 Konsol Kolon Moment-Dönme Yayı Modeli	95
4.5.1 Statik itme analizi	95

4.5.2 Zaman-tanım alanında analiz	95
4.6 Konsol Kolon Fiber Modeli.....	100
4.6.1 Statik itme analizi	102
4.6.2 Zaman-tanım alanında analiz	103
4.7 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Yapı Sistemi	107
4.8 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Moment-Dönme Yaylı Model	108
4.8.1 Statik itme analizi	108
4.8.2 Zaman-tanım alanında analiz	109
4.9 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Fiber Model.....	117
4.9.1 Statik itme analizi	118
4.9.2 Zaman-tanım alanında analiz	119
4.10 Çok Katlı Çok Açıklıklı Yapı Sistemi	127
4.11 Çok Katlı Çok Açıklıklı Moment-Dönme Yaylı Model	128
4.11.1 Statik itme analizi	128
4.11.2 Zaman-tanım alanında analizi	129
4.12 Çok Katlı Çok Açıklıklı Fiber Model.....	137
4.12.1 Statik itme analizi.....	138
4.12.2 Zaman-tanım alanında analizi	139
4.13 Programların Analiz Sürelerinin Karşılaştırılması	145
5. SONUÇ VE ÖNERİLER	147
KAYNAKLAR.....	151
ÖZGEÇMİŞ	157

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
OpenSees	: The Open System for Earthquake Engineering Simulation
ATC	: Applied Technology Council
NEHRP	: Earthquake Structural and Engineering Research

SEMBOLLER

a_0	: Rayleigh sönüm matrisi için kütle matrisi çarpanı
a_1	: Rayleigh sönüm matrisi için rijitlik matrisi çarpanı
a_1	: Menegotto-Pinto modelinde Baushinger malzeme sabitleri
a_2	: Menegotto-Pinto modelinde Baushinger malzeme sabitleri
A_{co}	: Sheik ve Uzumeri modelinde beton çekirdek alanı
A_s	: Sheik-Uzumeri ve Saatçioğlu-Ravzi modellerinde enine donatı alanı
A_{sx}	: Mander modelindende x -doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı
A_{sy}	: Mander modelindende y -doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı
b	: Mander modelindende enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonunun x -yönüne paralel boyutu
b	: Sheik-Uzumeri modelinde çekirdek betonun kenar uzunluğu
b_c	: Saatçioğlu-Ravzi modelindende kare kesit çekirdek betonu uzunluğu
b_{cx}	: Saatçioğlu- Ravzi modelindende çekirdek betonun x -doğrultusu uzunluğu
b_{cy}	: Saatçioğlu-Ravzi modelindende çekirdek betonun y -doğrultusu uzunluğu
$\mathbf{b}$	: Fiber modelde kuvvet interpolasyon fonksiyonu
C	: Sheik ve Uzumeri modelinde düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
$\mathbf{C}$	: Sönüm matrisi
$\mathbf{d}$	: Şekil değiştirme matrisi
$\mathbf{D}$	: İç kuvvet matrisi
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
E_{sh}	: Mander çelik modelindende pekleşme modülü
F_y	: Akma gerilmesi
E_t	: Mander çelik modelindende tanjant elastisite modülü
f_c	: Hognestod, Mander ve Kent-Park modellerinde beton basınç gerilmesi
f_c''	: Hognestod modelindende betonun maksimum basınç dayanımı
f_c'	: Hognestod modelindende beton karakteristik basınç dayanımı
f_c'	: Sheik ve Uzumeri modelindende sargılı beton basınç dayanımı
f_{cc}'	: Sheik ve Uzumeri modelindende beton basınç gerilmesi
f_{cc}'	: Mander modelindende sargılı betonda kırılma anında birim şekil değiştirmesi
f_{co}'	: Mander modelindende sargısız betonun basınç dayanımı
f_l'	: Mander modelindende ortalama etkili sargılama basıncı
f_{lx}'	: Mander modelindende x -doğrultusundaki etkili sargılama basıncı
f_{ly}'	: Mander modelindende y -doğrultusundaki etkili sargılama basıncı
f_{yh}	: Mander modelindende enine donatının akma dayanımı
f_{yt}	: Enine donatının akma dayanımı
f_{le}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelindende ortalama yanal sargı basıncı

f_{lex}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelindende x -doğrultusunda oluşan etkili sargı basıncı
f_{ley}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelindende y -doğrultusunda oluşan etkili sargı basıncı
f_{yw}	: Kent-Park modelindende enine donatının akma dayanımı
f_{sy}	: Mander çelik modelindende donatı akma dayanımı
f_{su}	: Mander çelik modelindende donatı nihai dayanımı
f'_s	: Sheik ve Uzumeri modelinde enine donatının akma dayanımı
$\mathbf{f}$	: Fleksibilite (esneklik) matrisi
$\mathbf{F}_s$	: Rijitlik tarafından üretilen kuvvet
$\mathbf{F}_{s,i}^{denge}$	: Dengelenmemiş kuvvet
$\mathbf{F}_{s,i}^{kabal}$	: Başlangıç rijitliğine bağlı olarak varsayılan kuvvet
$\mathbf{F}_{s,i}^{içkuv}$	: Bünye fonksiyonlarından elde edilen iç kuvvet
h'	: Kent-Park modelinde sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği
h	: Mander modelinde enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonunun y -yönüne paralel boyutu
k_e	: Mander modelinde sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı
K_s	: Pekleşme rijitliği
K_e	: Başlangıç rijitliği
$\mathbf{K}_{T,i}^j$	: i . zaman adımı ve j . iterasyon için rijitlik matrisi
$\mathbf{K}$	: Eleman rijitlik matrisi
M_y	: y -eksenine göre eğilme momenti
M_z	: z -eksenine göre eğilme momenti
$\mathbf{M}$	: Kütle matrisi
n	: Mander modelinde ve Sheik-Uzumeri modellerinde boyuna donatı sayısı
N	: Eksenel kuvveti
$\mathbf{P}$	: Dış kuvvetler
$\mathbf{Q}$	: Serbestlik derecesindeki kuvvetler
R	: Menegotto-Pinto modelinde Baushinger etki katsayısı
R_0	: Menegotto-Pinto modelinde Baushinger malzeme sabitleri
s	: Saatçioğlu-Ravzi, Sheik-Uzumeri, Kent-Park modellerinde etriye aralığı
s'	: Mander modelinde etriye aralığı
u	: x -eksenine göre göreceli yer değiştirmelesi
$\mathbf{u}$	: Yer değiştirme matrisi
$\dot{\mathbf{u}}$	: Yer değiştirmenin birinci türevi
$\ddot{\mathbf{u}}$	: Yer değiştirmenin ikinci türevi
v	: z -eksenine göre göreceli yer değiştirmesi
V_b	: Yapı taban kesme kuvveti
w	: y -eksenine göre göreceli yer değiştirmesi
w_i	: Mander modelinde düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
w_i	: Yapının i . moduna ait açısıl frekansı
w_j	: Yapının j . moduna ait açısıl frekansı
α	: Enine donatı ve o doğrultudaki çekirdek betonu arasındaki açı
β	: Menegotto-Pinto modelinde pekleşme-rijitliği ile elastisite modülü oranı
β	: Newmark integrasyon sabiti

ρ	: Saatçioğlu ve Ravzi modelinde enine donatının hacimsel oranı
ρ_{cc}	: Mander modelinde toplam boyuna donatının beton çekirdek alanına oranı
ρ_s	: Sheik-Uzumeri ve Kent-Park modellerinde enine donatının hacimsel oranı
γ	: Newmark integrasyon sabiti
ε	: Eksenel yer değiştirmeler
ε	: Hognestod modelinde maksimum basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmesi
ε_c	: Hognestod ve Saatçioğlu-Ravzi modellerinde beton birim şekil değiştirmesi
ε_{co}	: Mander modelinde sargısız betonda maksimum basınç gerilmesi anında birim şekil değiştirmesi
ε_{cu}	: Mander modelinde sargılı betonda kırılma anında birim şekil değiştirmesi
ε_o	: Hognestod modelinde maksimum basınç anında birim şekil değiştirmesi
ε_{oo}	: Sheik ve Uzumeri modelinde maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_s	: Mander çelik modelinde donatı birim şekil değiştirme değeri
ε_{sh}	: Mander çelik modelinde donatının pekleşmeye başladığı andaki birim şekil değiştirmesi
ε_{su}	: Mander çelik modelinde donatı kopma birim şekil değiştirmesi
ε_{s1}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirmesi
ε_{s2}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmede yapabileceği maksimum birim şekil değiştirmesi
ε_{s85}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmesinin %85' ine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{s1}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirmesi
ε_{s2}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmede yapabileceği maksimum birim şekil değiştirmesi
ε_{s85}	: Sheik ve Uzumeri modelinde sargılı betonun maksimum gerilmesinin %85' ine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_s^*	: Menegotto-Pinto modelinde donatı birim şekil değiştirmesi
ε_u	: Hognestod modelinde kırılma anında birim şekil değiştirmesi
ε_y	: Mander çelik modelinde donatının akma birim şekil değiştirmesi
ε_1	: Saatçioğlu ve Ravzi modelinde maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{01}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelinde sargısız betonda maksimum basınç gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{50u}	: Kent-Park modelinde sargısız betona ait gerilmenin sargısız betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu andaki birim şekil değiştirmesi
ε_{50c}	: Kent-Park modelinde sargılı betona ait gerilmenin sargılı betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirmesi
ε_{50h}	: Kent ve Park modelindende ε_{50u} ile ε_{50c} arasındaki birim şekil değiştirme farkı
ε_{085}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelinde sargısız betonda maksimum basınç gerilmesinin %85'ine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{85}	: Saatçioğlu ve Ravzi modelinde sargılı betonda maksimum basınç gerilmesinin %85'ine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi

κ	: Eğrilik
λ_c	: Mander modelinde sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı
ξ	: Menegotto-Pinto modelinde son çevrimdeki plastik birim şekil değiştirme değeri
ξ_i	: Yapının i . açısal frekansına karşılık gelen sönüm oranı
ξ_j	: Yapının j . açısal frekansına karşılık gelen sönüm oranı
σ_s^*	: Menegotto-Pinto modelinde donatı akma gerilmesi
σ_{sa}	: Menegotto-Pinto modelinde ilk geri yüklemedeki gerilme değeri
σ_{so}	: Menegotto-Pinto modelinde ilk yükleme akma noktasındaki gerilme değeri

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 2.1 : S220 Ve S420 donatı çeliklerine ait karakteristik özellikler [1].....	25
Çizelge 2.2 : OpenSees beton modellerinin incelenmesinde kullanılan malzeme özellikler.	28
Çizelge 2.3 : OpenSees beton malzeme modellerin incelenmesinde kullanılan birim şekil protokolleri.	28
Çizelge 2.4 : OpenSees çelik modellerinin incelenmesinde kullanılan malzeme özellikleri.	36
Çizelge 2.5 : OpenSees çelik modellerinin incelenmesinde kullanılan birim şekil değiştirme protokolleri.	36
Çizelge 2.6 : Üç doğrulu beton malzeme modelinin parametreleri [2].	46
Çizelge 2.7 : Mander beton malzeme modelinin parametreleri [2].	46
Çizelge 2.8 : Chang ve Mander beton malzeme modelinin parametreleri [2].	46
Çizelge 2.9 : Kappos ve Konstantinidis beton malzeme modelinin parametreleri [2].	47
Çizelge 2.10 : İki doğrulu çelik malzeme modelinin parametreleri [2].	50
Çizelge 2.11 : Menegotto Pinto çelik malzeme modelinin parametreleri [2].	50
Çizelge 2.12 : Dodd ve Restrepo çelik malzeme modelinin parametreleri [2].	53
Çizelge 2.13 : Monti ve Nuti çelik malzeme modelinin parametreleri [2].	53
Çizelge 2.14 : Beton malzeme modellerinin özellikleri	55
Çizelge 2.15 : Çelik malzeme modellerinin özellikleri.	56
Çizelge 4.1 : Karşılaştırılan modellerde kullanılan malzeme modelleri.	90
Çizelge 4.2 : XTRACT programında kullanılan malzeme özellikleri.	91
Çizelge 4.3 : Konsol kolon modellerinin periyot değerleri.	94
Çizelge 4.4 : Konsol kolon fiber modelinde kullanılan beton malzeme özellikleri.	101
Çizelge 4.5 : OpenSees ve SeismoStruct fiber konsol kolonun periyot değerleri ve Rayleigh sönüm katsayıları.	103
Çizelge 4.6 : Tek katlı tek açıklıklı doğrusal modelin periyot değerleri.	108
Çizelge 4.7 : OpenSees ve SeismoStruct tek katlı-tek açıklıklı sistemin (moment-dönme yayı) periyot değerleri ve Rayleigh sönüm katsayıları.	110
Çizelge 4.8 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin periyot değerleri.	118
Çizelge 4.9 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinde Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.	120
Çizelge 4.10 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı örneğinin periyot değerleri.	127
Çizelge 4.11 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemi kütle değerleri.	127
Çizelge 4.12 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı (moment-dönme yaylı model) Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.	130

Çizelge 4.13 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.....	139
Çizelge 4.14 : Çok katlı-çok açıklı yapı sistemi için analiz sürelerinin karşılaştırılması.	145

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1	: (a) Tipik beton gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi (b) beton dayanımının davranışa etkisi (c) tekrarlı yükler altında betonun davranışı.	8
Şekil 2.2	: Hognestad sargısız beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([3]).	8
Şekil 2.3	: Mander sargılı ve sargısız beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([4]'den alınmıştır).	10
Şekil 2.4	: Dairesel ve dikdörtgen kesitler için sargılı beton çekirdek kesiti ([4]'den alınmıştır).	12
Şekil 2.5	: TBDY Mander beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [1].	14
Şekil 2.6	: Saatçioğlu ve Ravzi beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([5]'den alınmıştır).	16
Şekil 2.7	: Sheik ve Üzümeri beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [6].	19
Şekil 2.8	: Kent ve Park beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [7].	21
Şekil 2.9	: Mander çelik modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [8].	23
Şekil 2.10	: TBDY'nde verilen donatı çeliği modeli [1].	25
Şekil 2.11	: Menegotto-Pinto donatı çeliği modeli [9].	25
Şekil 2.12	: Beton modellerinin incelenmesinde kullanılan boyutsuz yay modeli.	27
Şekil 2.13	: Concrete01 beton malzemesi modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).	29
Şekil 2.16	: Concrete02 beton malzemesinin modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).	29
Şekil 2.14	: Concrete01 malzemesinin 2. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	30
Şekil 2.15	: Concrete01 malzemesinin 3. yüklemedeki çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	30
Şekil 2.17	: Concrete02 malzemesinin 2. ve 1. yükleme altında gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	31
Şekil 2.18	: Concrete02 malzemesinin 3. yüklemedeki çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	31
Şekil 2.19	: Concrete03 beton malzemesinin modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).	32
Şekil 2.20	: Concrete03 malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	32

Şekil 2.21	: Concrete03 malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	32
Şekil 2.22	: Concrete04 malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.....	33
Şekil 2.23	: Concrete04 malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	33
Şekil 2.24	: ConcreteCM malzemesinin iskelet eğrisi (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10])......	34
Şekil 2.25	: ConcreteCM malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.....	34
Şekil 2.26	: ConcreteCM malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	35
Şekil 2.27	: Boyutsuz yay modeli.....	35
Şekil 2.28	: Steel01 malzemesinin 1. ve 2. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	38
Şekil 2.29	: Steel01 malzemesinin 3. ve 4. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	38
Şekil 2.30	: Steel01 malzemesinin 5. ve 6. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	38
Şekil 2.31	: Steel02 malzemesinin 1. ve 2. protokolleri için birleştirilmiş gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	39
Şekil 2.32	: Steel02 Malzemesinin 3. ve 4. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	39
Şekil 2.33	: Steel02 Malzemesinin 5. ve 6. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	39
Şekil 2.34	: RambergOsgoodSteel 1. ve 2. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	41
Şekil 2.35	: RambergOsgoodSteel 3. ve 4. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	41
Şekil 2.36	: RambergOsgoodSteel 5. ve 6. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.	41
Şekil 2.37	: SeismoStruct beton modelleri için birim şekil değiştirme protokolü.	44
Şekil 2.38	: Üç doğrulu beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	45
Şekil 2.39	: Mander beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	45
Şekil 2.40	: Chang ve Mander beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([2]'den alınmıştır).....	48
Şekil 2.41	: Kappos ve Konstantinidis beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.....	48
Şekil 2.42	: SeismoStruct çelik modelleri için birim şekil değiştirme protokolü... ..	49
Şekil 2.43	: İki doğrulu çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	51
Şekil 2.44	: Menegotto Pinto çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	51
Şekil 2.45	: Monti ve Nuti çelik modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	54

Şekil 2.46	: Dodd ve Restrepo çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	54
Şekil 2.47	: OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin iskelet eğrisi.	56
Şekil 2.48	: OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 1. adımdaki çevrimsel davranışı.	56
Şekil 2.49	: OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 2. adımdaki çevrimsel davranışı.	57
Şekil 2.50	: OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 3. adımdaki çevrimsel davranışı.	57
Şekil 2.51	: SeismoStruct con_ma ve con_cm beton modellerinin çevrimsel davranışı.	58
Şekil 2.52	: OpenSees Steel01 ve SeismoStruct Stl_bl çelik modellerinin iskelet eğrisi.	59
Şekil 2.53	: OpenSees Steel01 ve SeismoStruct Stl_bl çelik modellerinin çevrimsel davranışı.	59
Şekil 3.1	: Çift-doğrusal model iskelet eğrisi.	65
Şekil 3.2	: Pik-hedefli modelin iskelet eğrisi.	65
Şekil 3.3	: Daralma modeli iskelet eğrisi.	66
Şekil 3.4	: Takeda modeli ([11]'den alınmıştır).	66
Şekil 3.5	: İbarra-Krawinkler modeli iskelet eğrisi [12].	67
Şekil 3.6	: Dayanımı sınırlı çift-doğrusal model.	69
Şekil 3.7	: Pik-hedefli çevrimsel model (a) basit model kuralları (b) Mahin ve Bertero's uyarlaması [13].	70
Şekil 3.8	: Daralmalı çevrimsel model (a) basit model kuralları (b) tekrarlı yüklemelerde kırılma noktaları [12].	70
Şekil 3.9	: Eğilme şekil değiştirmesi.	71
Şekil 3.10	: Tipik moment-eğrilik ilişkisi.	72
Şekil 3.11	: Doğrusal olmayan davranış modelleri ([14]'den alınmıştır).	72
Şekil 3.12	: Doğrusal olmayan davranış modellenmesi ([13]'den alınmıştır).	73
Şekil 3.13	: Eğilme için rijit-plastik mafsallı modelleri.	74
Şekil 3.14	: Moment-dönme yayı.	74
Şekil 3.15	: Fiber eleman detayı.	76
Şekil 3.16	: Yer değiştirmeler, iç kuvvet ve şekil değiştirme notasyonları.	77
Şekil 3.17	: Doğrusal elastik sistem ve doğrusal elastik olmayan sistemler için itme eğrisi.	82
Şekil 3.18	: Newmark- β yönteminde ivme değişimi: (a) Ortalama ivme (b) Doğrusal ivme.	83
Şekil 3.19	: Newton-Raphson yöntemi.	85
Şekil 3.20	: Rayleigh sönüm grafiği.	87
Şekil 4.1	: XTRACT programındaki (a) kolon ve (b) kiriş kesitleri.	91
Şekil 4.2	: Çizelge 4.2'de özellikleri verilen Mander sargısız ve sargılı beton modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.	92
Şekil 4.3	: Çizelge 4.2'de özellikleri verilen donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.	92

Şekil 4.4	: Çizelge 4.2’de özellikleri verilen kolon kesitinin XTRACT programından elde edilen ve doğrusallaştırılmış moment-eğrilik ilişkileri.	93
Şekil 4.5	: Çizelge 4.2’de özellikleri verilen kiriş kesitinin XTRACT programından elde edilen ve doğrusallaştırılmış moment-eğrilik ilişkileri.	93
Şekil 4.6	: Konsol kolon modeli.	94
Şekil 4.7	: Konsol kolon ve moment-dönme yayı modeli.	95
Şekil 4.8	: Konsol kolonun statik itme analizi sonucu taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkisi.	96
Şekil 4.9	: Kocaeli depremi ivme-zaman kaydı.	96
Şekil 4.10	: Kocaeli depremi ivme-periyot ilişkisi.	96
Şekil 4.11	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.	97
Şekil 4.12	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	98
Şekil 4.13	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.	98
Şekil 4.14	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yerdeğiştirme-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	99
Şekil 4.15	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi.	99
Şekil 4.16	: Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	100
Şekil 4.17	: Konsol kolon modeli.	100
Şekil 4.18	: Konsol kolon fiber modelinde OpenSees ve SeismoStruct programlarında tanımlanan betonarme kolon fiber kesitleri.	101
Şekil 4.19	: Konsol kolonda statik itme analizi sonucu taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme ilişkisi.	102
Şekil 4.20	: Konsol kolon fiber modelinde kullanılan Rayleigh sönüm değerleri..	103
Şekil 4.21	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.	104
Şekil 4.22	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi(10-15 saniyeleri arası).	105
Şekil 4.23	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değiştirme-zaman ilişkisi.	105
Şekil 4.24	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değiştirme-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	106

Şekil 4.25	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi.	106
Şekil 4.26	: Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	107
Şekil 4.27	: Tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi modeli.	107
Şekil 4.28	: Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modeli.	108
Şekil 4.29	: Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modelinin statik itme analizi sonucunda taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi.	109
Şekil 4.30	: Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modelinde kullanılan Rayleigh sönüm değerleri.	110
Şekil 4.31	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment dönme ilişkisi.	111
Şekil 4.32	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment dönme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	111
Şekil 4.33	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği.	112
Şekil 4.34	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	112
Şekil 4.35	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment zaman ilişkisi.	113
Şekil 4.36	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	113
Şekil 4.37	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen kiriş moment-zaman grafiği.	114
Şekil 4.38	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kiriş momenti-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	114
Şekil 4.39	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi.	115
Şekil 4.40	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	115
Şekil 4.41	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan görelî tepe yer değiştirme zaman ilişkisi.	116
Şekil 4.42	: Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan görelî tepe yer değiştirme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	116
Şekil 4.43	: Tek katlı-tek açıklıklı fiber çerçeve modeli.	117

Şekil 4.44	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinde tanımlanan betonarme kolon ve kiriş fiber kesitleri.	118
Şekil 4.45	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin statik itme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti-birim yer değiştirme ilişkisi.	119
Şekil 4.46	: Tek katlı-tek açıklıklı fiber modelinde kullanılan Rayleigh sönüm grafiği.	120
Şekil 4.47	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme grafiği.	121
Şekil 4.48	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme grafiği (10-15 saniyeleri arası).	122
Şekil 4.49	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değiştirmesi-zaman grafiği.	122
Şekil 4.50	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değiştirmesi-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).	123
Şekil 4.51	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti zaman grafiği.	123
Şekil 4.52	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).	124
Şekil 4.53	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 3 numaralı kirişte oluşan moment-zaman grafiği.	124
Şekil 4.54	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 3 numaralı kirişte oluşan moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arasında).	125
Şekil 4.55	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı kolonda oluşan kolon eksenel kuvveti-zaman grafiği.	125
Şekil 4.56	: Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı kolonda oluşan kolon eksenel kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arasında).	126
Şekil 4.57	: Çok katlı-çok açıklıklı betonarme çerçeve modeli.	127
Şekil 4.58	: Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı model.	128
Şekil 4.59	: Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkisi.	129
Şekil 4.60	: Çok katlı-çok açıklıklı yapı (moment-dönme yaylı model) Rayleigh sönüm grafiği.	130
Şekil 4.61	: Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-dönme ilişkisi.	131
Şekil 4.62	: Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-dönme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	131

Şekil 4.63 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği.....	132
Şekil 4.64 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).....	132
Şekil 4.65 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-zaman grafiği.....	133
Şekil 4.66 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).....	133
Şekil 4.67 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık 1. kat kirişi (sol uçta) moment-zaman grafiği.....	134
Şekil 4.68 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık 1. kat kirişi (sol uçta) moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).....	134
Şekil 4.69 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvveti-zaman grafiği.....	135
Şekil 4.70 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).....	135
Şekil 4.71 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan görelî tepe yer değıştirme zaman ilişkisi.....	136
Şekil 4.72 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan görelî tepe yer değıştirme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).	136
Şekil 4.73 :	Çok katlı-çok açıklıklı fiber çerçeve modeli.	137
Şekil 4.74 :	Çok açıklıklı-çok katlı fiber modelinde tanımlanan betonarme kolon ve kiriş fiber kesitleri.	138
Şekil 4.75 :	Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin statik itme analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yer değıştirme ilişkisi.	138
Şekil 4.76 :	Çok katlı-çok açıklıklı yapı (fiber modeli) Rayleigh sönüm grafiği. ...	139
Şekil 4.77 :	Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğıştirme grafiği ..	140
Şekil 4.78 :	Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğıştirme grafiği (10-15 saniyeleri arası)	140
Şekil 4.79 :	Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değıştirme-zaman grafiği.....	141

Şekil 4.80	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değıştirme-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası)	141
Şekil 4.81	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafiği.....	142
Şekil 4.82	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası)	142
Şekil 4.83	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1.açıklık 1.kat girişinde (sol uçta) moment-zaman grafiği	143
Şekil 4.84	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık 1. kat girişinde (sol uçta) moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası)	143
Şekil 4.85	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık zemin kat kenar kolonunda oluşan eksenel kuvvet-zaman grafiği.	144
Şekil 4.86	: Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık zemin kat kenar kolonunda oluşan eksenel kuvvet-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).	144

OPENSEES VE SEISMOSTRUCT PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM ANALİZLERİ İÇİN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Yapı mühendisliğinde şiddetli deprem etkileri altında yapı sistemlerinin davranışını öngörebilmek tasarım için oldukça önemlidir. Bunun için son zamanlarda performans dayalı değerlendirme yaklaşımı ön plana çıkmıştır. Genelde deprem etkisi altında yapı sistemlerinin performans değerlendirmesinde doğrusal olmayan analizler kullanılmaktadır. Şiddetli depremler sonucunda yapıların davranışının doğrusal olmadığı, büyük yer değiştirmeler ve şekil değiştirmeler yaptığı bilinmektedir. Dolayısıyla yapı sistemlerinin deprem etkileri altında davranışını anlayabilmek için doğrusal olmayan analizlerin kullanılması daha gerçeğe yakın sonuçlar elde edilmesini sağlayabilir.

Yapı davranışının doğrusal olmayan modellemesinde, doğrusal olmayan davranış malzeme bakımından ve geometri bakımından olmak üzere iki sınıfta incelenebilir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan modeller, yığılı ve yayılı plastisite olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır. Doğrusal olmayan davranışı en basit şekilde ifade edebilen modeller, yığılı plastisite modelleridir. Bu modellerde doğrusalsızlık kuvvet-yer değiştirme (ya da moment-dönme) üzerinden tanımlanır ve genelde yapısal elemanın belli bir bölgesinde ya da tümünde oluşan doğrusal olmayan davranış, boyutu sıfır olan doğrusal olmayan bir yay ya da benzeri bir elemanla modellenir. Elemanın diğer bölgeleri doğrusal olarak modellenir. Kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarda, doğrusal olmayan davranışın elemanların yüksekliği veya uzunluğu boyunca sonlu uzunluktaki herhangi bir bölgesinde toplandığı kabulü yapılır.

Yayılı plastisite modellerinde ise doğrusalsızlık genelde malzeme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri üzerinden tanımlanır. Bu ilişkiler sürekli bir ortamda tüm ortam için kullanılabilir. Sürekli ortam analizlerinden farklı olarak, fiber modellerde kesit bazında analizler yapılabilir ve genelde inşaat mühendisliğinde tüm yapı analizlerinde kullanılan yayılı plastisite yaklaşımı budur. Fiber modeller çubuk elemanlar için sonlu-elemanlar yöntemi kullanılarak ya da perde duvar elemanları için daha basit çoklu-yay modeli olarak tanımlanabilir. Yığılı plastisite modellerine göre analizler, daha çok işlem ve buna bağlı olarak zaman gerektirir. Buna rağmen, bu modellerin deneysel çalışmalar ile yapılan karşılaştırmalarda gerçek davranışı oldukça iyi yansıtabildikleri görülmüştür. Genellikle kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarda daha basit olan yığılı plastisite modelleri kullanılırken, perde elemanlarda yayılı modeller tercih edilmektedir.

Halihazırda, bilimsel çalışmalarda ve mühendislik uygulamalarında birçok doğrusal olmayan analiz programı kullanılmaktadır. Bu programlarda karşılaşılan en önemli zorluklardan birisi programların kullandığı modellerin, analiz yöntemlerinin karmaşık matematiksel ve fiziksel teoriler üzerine kurulu olmasıdır. Program yöntemlerini ve çıktılarını anlamak için aynı yaklaşımlar ile modellenmiş yapıların analizini farklı

programlarda yaparak karşılaştırmak faydalı olmaktadır ve bu yönde çeşitli çalışmalar mevcuttur. Bu çalışmada ise OpenSees ve SeismoStruct programları karşılaştırılması hedeflenmiştir. Sonuç olarak bu tezin amacı OpenSees ve SeismoStruct programlarının doğrusal olmayan deprem analizleri için incelenmesi ve karşılaştırılması, malzeme ve eleman modellerinin, analiz yöntemlerinin ve sürelerinin incelenmesidir.

Tezde doğrusal olmayan davranış, malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış içermektedir ve geometrik doğrusalsızlık incelenmemiştir. Yığılı plastisite modeli olarak doğrusal olmayan davranışın eleman uç noktalarına toplandığı varsayımı yapılarak dönme yaylarından yararlanılmıştır. Yayılı plastisite modeli olarak ise çubuk-fiber elemanlar kullanılmıştır. Çubuk-fiber elemanı eleman uzunluğu boyunca doğrusal olmayan davranışın söz konusu olduğu bir davranış modelidir.

Yapı sistemleri olarak üç adet betonarme yapı sistemi incelenmiştir. Bunlar konsol kolon, tek katlı tek açıklıklı ve çok katlı çok açıklıklı yapı sistemleridir. Modellemelerde kullanılan beton ve çelik malzeme modelleri detaylı şekilde incelenmiştir. Bu malzeme modellerinin gerilme-şekil değiştirme ilişkileri, doğrusal olmayan davranışın modellenmesinde kullanılmıştır.

OpenSees ve SeismoStruct programlarında konsol kolon, tek katlı tek açıklıklı ve çok katlı çok açıklıklı yapı sistemlerinin her biri için statik itme analizleri ve doğrusal olmayan zaman-tanım alanında dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. OpenSees programında, fiber modellerin kullanıldığı analizlerde elemanlar 'nonlinear beam column element' olarak modellenmiştir. Moment-dönme yaylarının kullanıldığı doğrusal olmayan analizlerde ise 'zero length element' kullanılmıştır. Moment-dönme yayları kullanılmış kesitin yay dışında kalan diğer kısımları elastik eleman olarak tanımlanmıştır. Yapı sisteminin elemanlarını oluşturan kolon ve kiriş kesitleri için moment eğrilik ilişkileri XTRACT programı ile elde edilmiştir.

Tezin birinci kısmında genel bilgiler ve tezin amacı, kapsamı, içeriği yer almaktadır. İkinci kısımda yapı sistemini oluşturmada kullanılan malzemelerin davranışları detaylı şekilde incelenmiş ve teorik kısmına yer verilmiştir. Üçüncü kısımda yapı sistemlerinde doğrusal olmayan davranış teorilerine yer verilmiş, histeretik modeller açıklanmıştır. Devamında doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin teorileri ve kullanılacak olan doğrusal olmayan statik itme analizi ve doğrusal olmayan dinamik zaman-tanım alanında analizler ve bunların içerisinde kullanılan hesap yöntemleri açıklanmıştır. Dördüncü bölümde tüm araştırmaların sayısal örneklere ve analizlerine ve kullanılan iki ayrı analiz programının karşılaştırmalarına yer verilmiştir. Beşinci kısımda ise karşılaştırmaların değerlendirilmesi ve yorumlanmasını içeren sonuç kısmıdır.

Moment-dönme yay modelli yapılarda statik itme ve zaman-tanım analizleri sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkilerinin OpenSees ve SeismoStruct programlarında karşılaştırmaları sonucunda iki programın da tüm yapı tipleri için oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Fiber elemanlı modellerde tüm yapılarda iki analiz tipi için bazı farklılıklar olduğu görülmüştür. Bu farklılığın malzeme modellerindeki farklılıktan, fiber tanımlamasından ve sönümleme matrisinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Sonraki yapılacak çalışmalar için bazı öneriler sunulabilir. Tez kapsamında geometri açısından doğrusal olmayan davranış göz önüne alınmamıştır. Daha gerçekçi davranış elde etmek için geometri bakımından ve malzeme bakımından doğrusal olmayan

davranışların birlikte göz önüne alındığı analizlerin incelenmesi faydalı olabilir. Ayrıca, perde duvar gibi farklı eleman tiplerinin incelenmesi, üç boyutlu modellerin incelenmesi düşünülebilir.

COMPARISON OF OPENSEES AND SEISMOSTRUCT PROGRAMS FOR NONLINEAR EARTHQUAKE ANALYSIS

SUMMARY

In structural engineering, it is important to predict the structural response under severe earthquake effects. For this reason, performance-based assessment is being used in the recent years. Generally, non-linear analyzes are used in the performance analysis of structural systems under the effect of earthquake. It is known that the behavior of the structures is not linear and causes large displacements and deformations as a result of severe earthquakes. So that, the use of nonlinear analyzes to model nonlinear behavior of structural systems can provide to more realistic results.

In nonlinear modeling and analysis of structures, nonlinear behavior is classified into two: material and geometry nonlinearity. For material nonlinearity, two main modelling approach can be considered distributed plasticity and lumped plasticity. The simplest models are lumped plasticity models, where nonlinearity is defined by force-deformation response of the component (or moment-rotation). Lumped models for frames concentrate the inelastic deformations to the ends of the element as rigid plastic hinges or nonlinear spring elements. Other regions of the element are modelled linearly.

In distributed plasticity models, nonlinearity is generally defined by material stress-strain relationships. These relationships are available for the entire body in a continuous deormable body. Unlike a continuum analysis, cross-sectional analysis can be performed on so-called fiber models, and this is the spread plasticity approach that is generally taken in structural engineering, except component analysis. Fiber models can be defined in the context of finite element method for frame elements or as more simpler multi-spring models for shear wall elements. Analyses according to the distributed plasticity models require more processing and therefore more time. On the other hand, it is observed thatn these models can reflect the actual behavior when compared to experimental studies in comparison to lumped plasticity models. Usually, lumped plasticity models are used in frame elements such as columns and beams, while spread plasticity models are preferred in shear wall elements in practical engineering.

At present, many nonlinear analysis programs are used in scientific studies and engineering applications. One of the most important difficulties encountered in these programs is that the models used by the programs and the analysis methods are based on complex mathematical and physical theories. In order to understand the methods and outcomes of the program, it is useful to compare the analysis of the structures that are modeled with the same approaches in different programs and there are several studies in this direction. In this study, it is aimed to compare OpenSees and SeismoStruct programs. As a conclusion, the aim of this thesis is to examine and compare OpenSees and SeismoStruct programs for nonlinear earthquake analysis, to examine material and element models, analysis methods and durations.

In the thesis, nonlinear behavior includes nonlinear behavior in terms of materials and geometric nonlinearity has not been studied. It is assumed that the nonlinear behavior of the lumped plasticity model is concentrated at the element end points and the springs are used. Fiber elements are used as distributed plasticity model. The nonlinear behavior of the fiber model is present along the length of the element.

This thesis include three type structure model. These are cantilever column system, single story single span reinforced system and multi story and multi span reinforced system. The models of concrete and steel materials used in the modeling are examined in detail. The stress-strain relationships of these material models are used to model nonlinear behavior.

In the OpenSees and SeismoStruct programs, static pushover analysis and nonlinear dynamic time-history analyses are performed for each of the cantilever column, single-storey single-span and multi-storey multi-span structure systems. In the OpenSees program, the elements are modeled as 'nonlinear beam column elements' in the analysis using fiber models. In the nonlinear analyzes using moment-rotation springs, 'zero length element' is used. For frame elements with moment-rotation springs, the body of the frame element is modelled lineraly. Moment-curvature relationships for the column and beam sections are obtained by XTRACT program.

In the first part of the thesis, general information about thesis and the object, scope and content of the thesis are given. In the second part, the behavior of the materials used in structure system is examined in detail and the theoretical part is given. In the third part, nonlinear behavior theories are used in structural systems and hysteretic models are explained. Then, the theories of nonlinear analysis methods are given including nonlinear static pushover analysis and nonlinear time-history analyses. In the fourth chapter, numerical examples and analyzes and comparisons are given. The programs that are compared are OpenSees and SeismoStruct. The fifth part is the conclusion.

As a result of the comparison of the base shear force-displacement relations obtained in static pushover and time-history analysis in the moment-rotation hinge model structures in the OpenSees and SeismoStruct programs, it is observed that programs give results that are very close to each other. Some differences in the results from two programs are observed for the structures with fiber elements. This difference is considered be due to differences in material models, fiber definitions and damping matrix.

Some recommendations can be given for the future studies. In the scope of this thesis, Geometric nonlinearity is not included in the scope of this thesis. To evaluate the programs for a more realistic nonlinear behavior, geometric and material nonlinearity may be considered simultaneously. In addition, examination of different types of elements such as shear walls and three-dimensional models can be considered.

1. GİRİŞ

1.1 Problemin Tanımı

Yapıların deprem yükleri için tasarımında genellikle doğrusal yöntemler kullanılır. Bu yöntemlere, ülkemizin deprem yönetmeliği olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik [1]'de tanımlanan üç elastik hesap yöntemi (eşdeğer deprem yükü yöntemi, mod birleştirme yöntemi ve zaman-tanım alanında hesap yöntemi) örnek verilebilir. Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile bulunan iç kuvvetler belirli bir azaltma katsayısına bölünerek tasarım kuvvetleri elde edilir. Bu azaltma ile yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışının, doğrusal davranış ve bazı yöntemler ve yaklaşımlar ile temsil edilebileceği kabul edilir. Bu kabuller dayanım esaslı tasarımda tasarım sonrasında kontrol edilememektedir.

Son yıllarda uygulanan diğer bir yaklaşım ise performans dayalı tasarımdır. Performansa dayalı tasarım, yapı sisteminde deprem etkisi altında meydana gelecek şekil değiştirmeleri ve buna bağlı olarak yapısal hasarı göz önüne alan bir yaklaşımdır. Performansa dayalı tasarımda amaç, sistemde meydana gelecek şekil değiştirmeleri, iç kuvvetleri ve oluşacak hasarları ve yerlerini öngörebilmektir. Bundan dolayı bu yaklaşımda doğrusal analizler yetersiz kalmaktadır ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri tercih edilmektedir.

Performansa dayalı tasarımdan farklı olarak bilimsel çalışmalarda da doğrusal olmayan analizler daha sıklıkla kullanılır olmuştur. Bunun nedenleri olarak bilgisayar teknolojilerinin gelişmesi, doğrusal olmayan analiz programlarının artması ve bazılarının ticarileşmesi gösterilebilir. Yaygın olarak mühendislikte kullanılan doğrusal olmayan analiz programlarına örnek olarak SAP2000, PERFORM3D, ABAQUS, daha çok araştırmalar kullanılan programlara ise OpenSees, SeismoStruct programları örnek verilebilir.

Yapı davranışının doğrusal olmayan modellemesinde; doğrusal olmayan davranış, malzeme bakımından ve geometri bakımından olmak üzere ikiye ayrılabilir. Malzeme

bakımından doğrusal olmayan davranış, genelde yığılı ve yayılı plastisite olarak tanımlanan iki tip modeller ile ifade edilebilir.

Doğrusal olmayan davranışı en basit şekilde ifade edebilen modeller, yığılı plastisite modelleridir. Bu modellerde doğrusalsızlık kuvvet-yer değiştirme (ya da moment-dönme) üzerinden tanımlanır ve genelde yapısal elemanın belli bir bölgesinde ya da tümünde oluşan doğrusal olmayan davranış, boyutu sıfır olan doğrusal olmayan bir yay ya da benzeri bir elemanla modellenir. Elemanın diğer bölgeleri doğrusal olarak modellenir. Kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarda, doğrusal olmayan davranışın elemanların yüksekliği veya uzunluğu boyunca sonlu uzunluktaki herhangi bir bölgesinde toplandığı kabulü yapılır.

Yayılı plastisite modellerinde doğrusalsızlık genelde malzeme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri üzerinden tanımlanır. Bu ilişkiler sürekli bir ortamda tüm ortam için kullanılabilir. Sürekli ortam analizlerinden farklı olarak, kesit bazında analizler de yapılabilir ve genelde inşaat mühendisliğinde kullanılan yayılı plastisite yaklaşımı budur. Bu modeller fiber model olarak adlandırılmaktadır. Fiber modeller çubuk elemanlar için sonlu-elemanlar yöntemi kullanılarak ya da perde duvar elemanları için daha basit çoklu-yay modeli olarak tanımlanabilir. Yığılı plastisite modellerine göre, analizlerde, daha çok işlem ve buna bağlı olarak zaman gerektirir. Ancak deneysel çalışmalar bu modellerin gerçek davranışı yığılı modellere göre daha iyi yansıtabildiğini göstermiştir. Pratik mühendislik uygulamalarında, genellikle kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarda daha basit olan yığılı plastisite modelleri kullanılırken, perde elemanlarda yayılı modeller tercih edilmektedir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerini genel olarak statik itme analizi ve zaman-tanım alanında analiz olarak ayırmak mümkün olabilir. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinde, eşdeğer statik deprem yükleri adım adım arttırılarak yapıya uygulanır. Artımsal yatay yükler altında kuvvet-yer değiştirme eğrisi elde edilerek, yapı davranışı belirlenir. Statik itme analizleri kolay uygulanabilen bir yöntem olmakla beraber, yüksek modların devreye girdiği yapı sistemlerinde dinamik yüklerin zamana bağlı değişimlerini göz önüne almadığından genellikle yetersiz kalmaktadır. Bu sebeple doğrusal olmayan zaman-tanım alanında analizlerin, modellemenin doğruluğuna bağlı olarak, yapı sistemlerinin deprem etkileri altındaki davranışını en gerçekçi yansıtan yöntem olduğu kabul edilmektedir. Zaman-tanım alanı analizleri, her bir zaman anı

için ve olası deprem ivme kayıtları kullanılarak uygulandığından dinamik etkileri içermektedir.

Doğrusal olmayan analiz programlarında karşılaşılan en önemli zorluklardan birisi programların kullandığı modellerin, analiz yöntemlerinin karmaşık matematiksel ve fiziksel teoriler üzerine kurulu olmasıdır. Program yöntemlerini ve çıktılarını anlamak için aynı yaklaşımlar ile modellenmiş yapıların analizini farklı programlarda yaparak karşılaştırmak faydalı olmaktadır. Bu tezden önce SAP2000 ve PERFORM3D programlarında karşılaştırmalar [15] tarafından yapılmıştır ve benzeri çalışmalar literatürde bulunabilir [16]. Bu çalışmada ise OpenSees ve SeismoStruct programları karşılaştırılacaktır.

OpenSees, doğrusal olmayan analizler için kullanılan açık kaynaklı platformdur ve programın işletme dili Tcl olup, programın ana bölümleri nesneye yönelik bir yapıda hazırlanmıştır. OpenSees programının geliştiricileri genellikle deprem ve inşaat mühendislerdir. OpenSees yazılımı temel bir ara yüz bulunmamakla birlikte, bazı kullanıcılar tarafında geliştirilen temel arayüzler bulunmaktadır. OpenSees genellikle bilimsel araştırma projelerinde kullanılmaktadır. SeismoStruct da sonlu elemanlar metodu ile çalışan statik ve dinamik doğrusal olmayan analizleri yapabilen bir programdır ve birçok yönden OpenSees programına çok benzemektedir. OpenSees'e göre eleman tanımlamalarının daha kolay yapıldığı bir arayüzü bulunmaktadır.

1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu yüksek lisans tezinin amacı; OpenSees ve SismoStruct programlarında yapı sistemlerinin modellenerek, performansının belirlenmesinde kullanılan itme analizleri ve zaman-tanım alanında dinamik analizlerin karşılaştırılmasıdır. Karşılaştırılan yapı sistemleri şunlardır:

- Betonarme konsol kolon yapı sistemi,
- Betonarme tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi,
- Betonarme çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemidir.

Çalışmada yığılı plastisite modellerinin karşılaştırılması için çubuk eleman uçlarına moment-dönme yayları konulmuş ve yapılar incelenmiş, yayılı plastisite modellerinin

karşılaştırılması için ise çubuk elemanlar çubuk-fiber olarak modellenerek yapılar incelenmiştir. Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden statik itme analizi ve zaman-tanım alanında analiz yöntemleri uygulanmıştır. OpenSees ve SismoStruct programlarıyla birlikte kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri XTRACT programıyla çıkarılmıştır.

Bu tezin kapsamında olmayan konular şunlardır:

- Performans değerlendirmesi
- Doğrusal olmayan modellerin birbirleri ile karşılaştırılması (örn: moment-dönme yaylı yapı sonuçları ile fiber elemanlı yapı sonuçlarının karşılaştırılması)

1.3 Tezin İçeriği

Bu tez altı bölümden oluşmaktadır. Bu bölümlerin içeriği şu şekildedir:

1. Bölüm’de tezin amacı, kapsamı ve içeriği hakkında bilgiler verilmiştir.
2. Bölüm’de betonarme yapı elemanlarında kullanılan beton ve çelik malzemelerinin davranışları ve OpenSees ve Sismostruct programlarında bulunan matematiksel modeller hakkında bilgiler verilmiştir. Daha sonra OpenSees ve SismoStruct programlarında bulunan bu modeller karşılaştırılmıştır. OpenSees programında çok farklı modeller bulunmakla beraber, bu modellerden en bilenenleri incelenmiştir.
3. Bölüm’de yapı sistemlerinde doğrusal olmayan davranış, çevrimsel davranış, betonarme kesitlerdeki eğilme momenti-eğrilik ilişkisi, ve temel doğrusal olmayan modelleme yöntemleri (rijit-plastik mafsallı, moment-dönme yaylı ve fiber elemanlar) hakkında bilgi verilmiştir. Yayılı ve yığılı plastisite modelleri açıklanmış olmakla birlikte bu tezde sadece moment-dönme yaylı yığılı plastisite modeli ve çubuk-fiber (fiber) eleman modeli olarak bilinen yayılı plastisite modeli kullanılmıştır. Bölüm’de doğrusal olmayan statik itme ve doğrusal olmayan zaman-tanım alanında analiz yöntemleri hakkında bilgi verilmektedir. Zaman-tanım alanı yöntemlerinden olan Newmark- β yöntemi, dengesiz kuvvetleri dengelemekte kullanılan Newton-Raphson yöntemi ve Rayleigh sönümlleme modeli hakkında bilgi verilmiştir.
4. Bölüm’de üç adet örnek yapı seçilmiştir ve bu yapılar ve yapılarda kullanılan doğrusal olmayan malzeme ve elemanlar anlatılmıştır. Bu yapılar bir konsol kolon, bir

tek katlı-tek açıklıklı çerçeve ve bir çok katlı-çok açıklıklı çerçevedir. Beton ve çelik malzeme matematiksel modellerinin gerilme-şekil değiştirme bağıntılarından elde edilen moment eğrilik ilişkileri XTRACT programından elde edilmiştir. Elemanlar için fiber eleman ve moment-dönme yayları kullanmıştır. Yapılar OpenSees ve SeismoStruct programlarında modellenmiştir, statik itme ve zaman-tanım alanı analiz yöntemleri ile çözülerek sonuçlar karşılaştırılmıştır.

5. Bölüm ise analiz sonuçlarının çıkarımlarını ve tavsiye edilen yeni çalışmaları içermektedir.

2. MALZEME MODELLERİ

2.1 Giriş

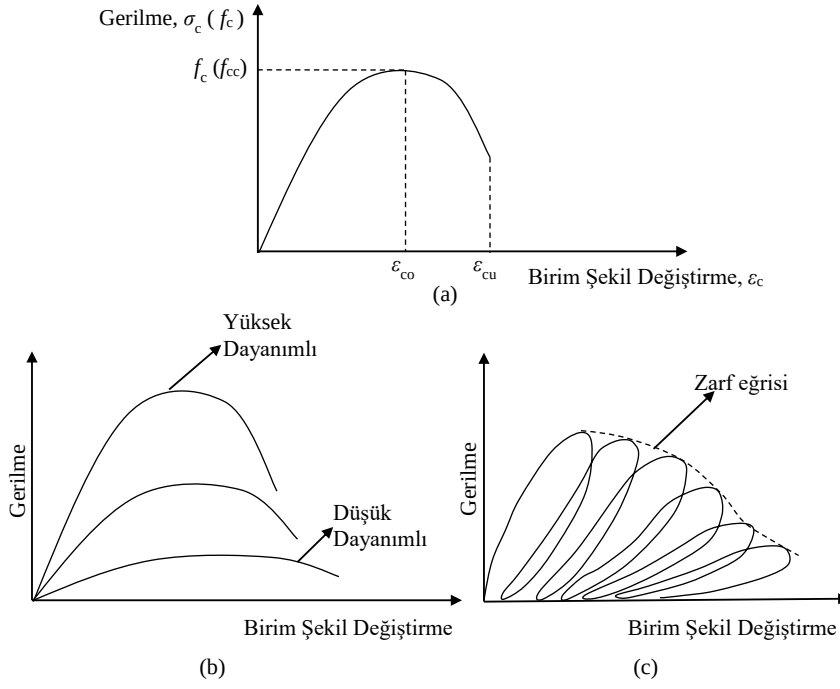
Bu bölümde, ilk önce temel beton malzeme modelleri açıklanmıştır. Daha sonra, OpenSees ve SeismoStruct programlarında bulunan beton modelleri incelenmiştir ve bu programlarda seçilen birer model karşılaştırılmıştır. Benzer bir çalışma çelik malzemesi için de yapılmıştır.

2.2 Temel Beton Modelleri

Beton malzemesinin temel gerilme-birim şekil değiştirme davranışı, silindirik ya da kübik numunelerin tek eksenli basınç yüklemesi ile yapılan deneylerle elde edilir. Bu davranış genelde 2.1’de gösterildiği gibidir. Burada, σ_c (f_c) gerilmeyi, ϵ_c birim şekil değiştirmeyi, f_c (f_{cc}), ϵ_{co} sırası ile beton dayanımını ve bu değere denk gelen birim şekil değiştirmeyi ve ϵ_{cu} kırılma anındaki birim şekil değiştirmeyi ifade etmektedir. Beton davranışı birçok etkene bağlıdır. Beton dayanımının ve tekrarlı yüklemelerin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisine olan etkisi Şekil 2.1’de gösterilmiştir.

Literatürde beton malzemesi için birçok model bulunmaktadır. Bu modellerin bazıları, statik yükleme altında temel gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini veren basit modellerdir. Diğerleri ise, davranışı etkileyen diğer etkenleri de gözönünde bulundurmaktadır (örnek: sargılama etkisi, tekrarlı yükleme). Bu bölümde, literatürde sıklıkla kullanılan beton modelleri açıklanmıştır. Bu modeller şunlardır:

- Hognestad modeli
- Mander modeli
- Saatçioğlu ve Ravzi modeli
- Sheikh ve Uzumeri modeli
- Geliştirilmiş Kent ve Park modeli

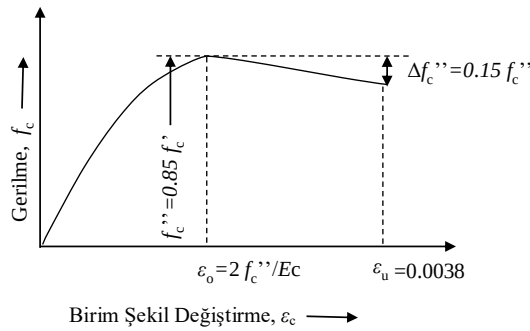


Şekil 2.1 : (a) Tipik beton gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi (b) beton dayanımının davranışa etkisi (c) tekrarlı yükler altında betonun davranışı.

Bu modellerden Mander modeli kapsamlı olarak OpenSees ve SeismoStruct programında karşılaştırılmıştır.

2.2.1 Hognestad modeli

Hognestad modelinde gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi, maksimum gerilmeye kadar parabolik, bu noktadan sonra doğrusal azalarak ilerlemektedir [3].



Şekil 2.2 : Hognestad sargısız beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([3]).

Modelin davranışına ait denklemler ve değişkenler aşağıdaki gibidir:

E_c : betonun elastisite modülü,

f_c : beton basınç gerilmesi,

f_c'' : betonun maksimum basınç dayanımı,

f_c' : betonun silindirik karakteristik basınç dayanımı,

ε : beton birim şekil değiştirmesi,

ε_0 : maksimum basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmesi,

ε_u : kırılma anında birim şekil değiştirmesidir.

Betonun basınç dayanımı (f_c''), betonun silindirik karakteristik basınç dayanımının (f_c'), %85'i olduğu kabul edilerek hesaplanmaktadır: $f_c'' = 0.85f_c'$. Beton basınç gerilmesinin değeri maksimum gerilme noktasına kadar şu denklem ile tanımlanmaktadır:

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Hognestad modelinde $\varepsilon_0 = 2f_c''/E_c$ kabul edilmektedir. Bu durumda gerilme parabolü şu şekilde gösterilebilir:

$$f_c = \varepsilon E_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon E_c}{4f_c''} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

Elastisite modülü (E_c) betonun basınç dayanımına (f_c'') bağlı olarak hesaplanmaktadır:

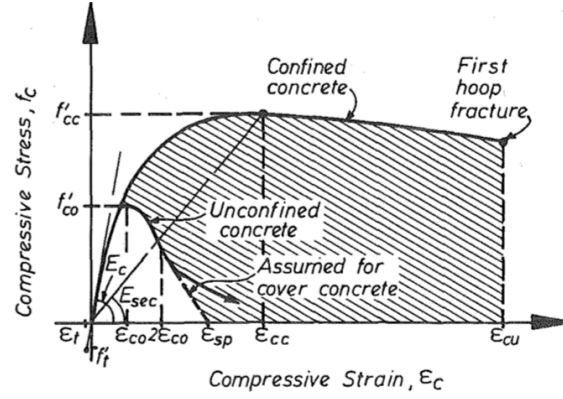
$$E_c = 1,800,000 + 460f_c'' \quad (\text{psi}) \quad (2.3)$$

Bu denklemde f_c'' psi birimindedir. Plastisite oranı (β) ve kırılma anındaki birim şekil değiştirme (ε_u) şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{f_c'}{4000} \right)^2} \quad \varepsilon_u = \frac{f_c'}{(1 - \beta) E_c} \quad (2.4)$$

2.2.2 Mander modeli

Mander modeli [8], sargısız ve sargılı betonun davranışını tanımlamak için kullanılmaktadır. Mander modeli daha sonra Mander-Piestley-Park [4] tarafından dairesel, kare ve dikdörtgen sargılı beton kesitler için deneysel çalışmalar kullanılarak geliştirilmiştir. Bu çalışmalarda hem hızlı hem de yavaş birim şekil değiştime yüklemeleri için eksantrik aksenal basınç testlerinin sonuçları karşılaştırılmıştır. Daha sonra Chang ve Mander [?] çekme ve basınç çevrimsel yüklemelerinde, yüksek dayanımlı ve normal dayanımlı olmak üzere, sargılı ve sargısız betonlar için çevrimsel



Şekil 2.3 : Mander sargılı ve sargısız beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([4]'den alınmıştır).

davranışı simule ederek, monotonik ve çevrimsel malzeme model parametrelerini tanımlamışlardır. Burada Mander-Priestley-Park tarafından geliştirilen modelin denklemleride kullanılmıştır. Bu model ile elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Şekil 2.3'de gösterilmiştir. Sargısız beton ve sargılı beton modellerinde aynı formüllerden yararlanılmaktadır. Burada sargılı ve sargısız basınç dayanımları ve birim şekil değiştirmeleri eşit kabul edilerek, $f'_{cc} = f'_{co}$ ve $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}$, formüller basitleştirilir. Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme genelde 0.002 olarak kabul edilmektedir. Sargısız betonda kırılma anındaki birim şekil değiştirme, maksimum gerilmeye karşı gelen birim şekil değiştirmenin iki katıdır. Kabuk betonunda dökülmeler meydana gelmediğinde şekil değiştirmelerde bir miktar artış beklenir. Mander modelini tanımlayan denklemler ve sargılı ve sargısız betonda kullanılan değişken ve parametreler aşağıda verilmiştir.

E_c : beton başlangıç elastisite modülü,

f_c : beton basınç gerilmesi,

f'_{cc} : sargılı betonun basınç dayanımı (maksimum gerilme),

f'_{co} : sargısız betonun basınç dayanımı (maksimum gerilme),

ϵ_{cc} : sargılı betonda maksimum basınç gerilmesi anında birim şekil değiştirmesi,

ϵ_{co} : sargısız betonda maksimum basınç gerilmesi anında birim şekil değiştirmesi,

ϵ_{cu} : sargılı betonda kırılma anında birim şekil değiştirmesi,

λ_c : sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı,

n : boyuna donatı sayısı,

A_{sx} : x doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı,

A_{sy} : y doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı,

b : enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun x yönüne paralel boyutu,

h : enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun y yönüne paralel boyutu,

s' : etriye aralığı,

ρ_{cc} : toplam boyuna donatının beton çekirdek alanına oranı,

f'_l : ortalama etkili sargılama basıncı,

f'_{lx} : x doğrultusundaki etkili sargılama basıncı,

f'_{ly} : y doğrultusundaki etkili sargılama basıncı,

f_{yh} : enine donatının akma dayanımı,

k_e : sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,

w_i : kesit çerçevesindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklıktır.

Sargısız Beton Modeli:

Sargısız beton basınç gerilmesi, birim şekil değiştirmenin (ϵ_c), maksimum gerilme anındaki birim şekil değiştirme değerinin (ϵ_{co}) iki katından küçük olması durumunda, şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r}, \quad \epsilon_c < 2\epsilon_{co} \quad (2.5)$$

Burada x , birim şekil değiştirmenin (ϵ_c) , maksimum basınç gerilmesi anında birim şekil değiştirmeye (ϵ_{co}) bölünmesiyle elde edilmektedir:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \quad (2.6)$$

Burada r , başlangıç elastisite modülünün sekant modülüne bölünmesiyle elde edilmektedir:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

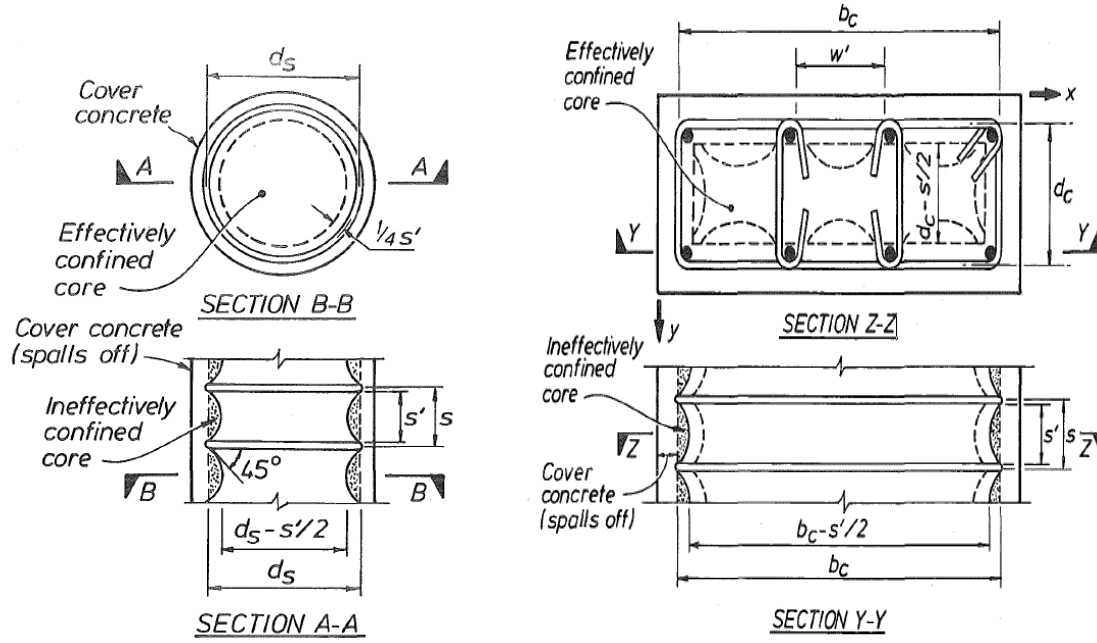
Başlangıç elastisite modülü aşağıdaki gibidir:

$$E_c = 500 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)} \quad (2.8)$$

Sekant modülü şu denklemdeki gibidir:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.9)$$

Sargılı Beton Modeli:



Şekil 2.4 : Dairesel ve dikdörtgen kesitler için sargılı beton çekirdek kesiti ([4]'den alınmıştır).

Sargılı beton için gerilme-birim şekil değiştirme bağlantıları tek eksenli basınç yüklemeleri altında ve enine donatılarla kuşatılmış beton kesitler için elde edilmiştir. Bu modeller çapraz etriye hariç her tip dairesel ya da dikdörtgen sargı donatısı için geliştirilmiştir. Modelde, etkili yatay gerilmeler altında enine ve boyuna donatıların konfigürasyonunu dikkate alınmıştır. Burada dikdörtgen kesitlerdeki dikdörtgen sargılar için olan denklemler gösterilmiştir. Sargılı beton davranışında betonun basınç dayanımı için sargısız beton davranışının basınç dayanımının değeri λ_c katsayısıyla çarpılarak hesaplanır. Mander sargılı beton modeline ait denklemler aşağıdaki gibidir:

Sargılı beton basınç gerilmesi:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 11 + x^r} \quad (2.10)$$

Burada x , birim şekil değiştirmenin (ϵ_c), maksimum basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeye (ϵ_{cc}) bölünmesiyle elde edilmektedir:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.11)$$

Maksimum basınç gerilmesi anında birim şekil değiştirme (ϵ_{cc}), aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.12)$$

Burada r , başlangıç elastisite modülünün sekant modülüne bölünmesiyle elde edilmektedir:

$$r = \left[\frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \right] \quad (2.13)$$

Başlangıç elastisite modülü MPa birimindedir (1 MPa = 145 psi) ve aşağıdaki denklem ile elde edilmektedir:

$$E_c = 500 \sqrt{f'_{co}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.14)$$

Burada f'_{co} değeri de MPa birimindedir. Sekant modülü şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.15)$$

Etkili sargılama katsayısı şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum \frac{w_i}{6hb}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.16)$$

x ve y doğrultularındaki etkili sargılama basıncı aşağıdaki denklemlerde verilmiştir:

$$f'_{lx} = k_e \frac{A_{sx}}{sh} f_{yh} \quad (\text{MPa}) \quad f'_{ly} = k_e \frac{A_{sy}}{sb} f_{yh} \quad (\text{MPa}) \quad (2.17)$$

Sargılı betonun basınç dayanımı (f'_{cc}) şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_1}{f'_{co}} \right) \quad (2.18)$$

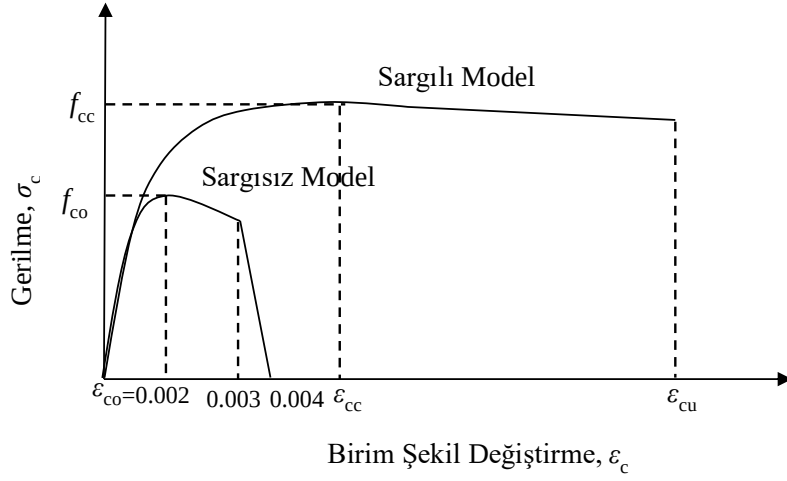
Dikdörtgen kesitler için toplam etkili sargılama basıncı şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$f'_1 = \frac{f'_{lx} + f'_{ly}}{2} \quad (2.19)$$

2.2.3 TBDY'de yer alan Mander beton modeli

2007 Türk Bina Deprem Yönetmeliği [1] doğrusal olmayan analizler için Mander sargılı ve sargısız beton modellerini önermektedir. Aşağıdaki kısım TBDY Bölüm 7B'de yer almaktadır. Bu denklemler temel itibarı ile bir önceki bölümde açıklanan Mander modeli ile aynıdır. Ancak burada ϵ_{cu} değeri bir önceki Mander modeli'nden farklı verilmiştir. Bu bölümde, metnin bütünlüğü için denklemler tekrar verilmiştir. Model parametreleri, değişkenleri ve denklemleri şu şekildedir:

A_s : boyuna donatı alanı,



Şekil 2.5 : TBDY Mander beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [1].

a_i : kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık,

b_o : göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu,

E_c : betonun elastisite modülü,

E_s : donatı çeliğinin elastisite modülü,

f_c : beton basınç gerilmesi,

f_{cc} : sargılı betonun basınç dayanımı,

f_{co} : sargısız betonun basınç dayanımı,

f_e : etkili sargı basıncı,

f_s : donatı çeliğindeki gerilme,

f_{sy} : enine donatının akma dayanımı donatı çeliğinin akma dayanımı,

f_{su} : enine donatının akma dayanımı donatı çeliğinin kopma dayanımı,

f_{yw} : enine donatının akma dayanımı,

k_e : sargılama etkinlik katsayısı,

s : etriye aralığı,

ρ_s : toplam enine donatının hacimsel oranı (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$),

ρ_x, ρ_y : ilgili doğrultulardaki enine donatı hacimsel oranı,

ϵ_c : betonun basınç birim şekil değiştirmesi,

ϵ_{cu} : sargılı betonda kırılma anındaki birim şekil değıştirmesi,

ϵ_{sy} : donatı çeliğinin akma birim şekil değıştirmesi,

ϵ_s : donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değıştirmesi,

ϵ_{su} : donatı çeliğinin kopma birim şekil değıştirmesi,

h_o : göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutudur.

Beton basınç gerilmesi aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.20)$$

Burada, normalize edilmiş beton birim şekil değıştirmesi, x , ve elastisite değerlerine bağlı olan r şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5 (\lambda_c - 1)] \quad \epsilon_{co} \cong 0.002 \quad (2.21)$$

$$r = \left[\frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \right] \quad E_c = 500 \sqrt{f_{co}} \text{ (MPa)} \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.22)$$

Sargılı beton basınç dayanımı ile sargısız beton basınç dayanımı arasındaki ilişki, λ_c katsayısına bağlı olarak şu şekilde verilmiştir:

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad (2.23)$$

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_e}{f_{co}}} - \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (2.24)$$

Etkili sargılama basıncı (f_e), dikdörtgen kesitler için aşağıdaki gibidir:

$$f_e = \frac{f_{ex} + f_{ey}}{2} \quad (2.25)$$

x ve y doğrultularındaki etkili sargılama basıncı şu denklemler ile verilmiştir:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (2.26)$$

Sargılama etkinlik katsayı şu şekildedir:

$$k_e = \left(1 - \sum \frac{a_i^2}{6 h_o b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2 b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2 h_o} \right) \left(\frac{A_s}{h_o b_o} \right) \quad (2.27)$$

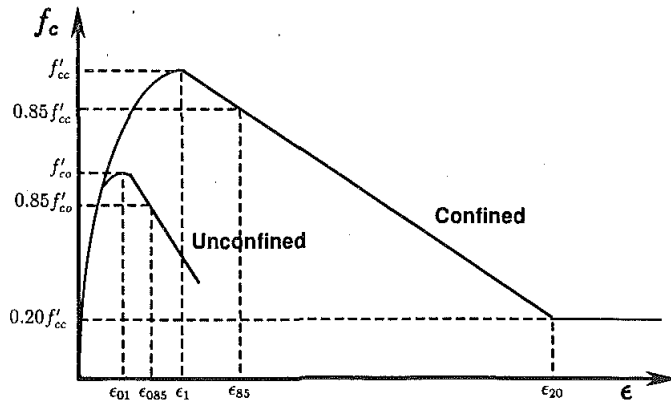
Sargılı betondaki kırılma anındaki birim şekil değıştirmesi ϵ_{cu} aşağıdaki gibidir:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.28)$$

Beton birim şekil değiştirmesinin, maksimum gerilmeye denk gelen şekil değiştirmenin (0.002) iki katından (0.004), 0.005 değerine kadar doğrusal azaldığı ve 0.005 değerinde gerilmenin sıfır olduğu kabul edilmektedir.

2.2.4 Saatçioğlu-Ravzi modeli

Saatçioğlu ve Ravzi [5] modeli, dairesel ve dikdörtgen sargılı kesitlerde çok sayıda deneysel çalışmalar yapılarak oluşturulmuştur. Modelde gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi, maksimum gerilmeye kadar olan kısımda parabolik olarak artmakta, bu noktadan itibaren maksimum gerilmenin % 20'sine denk gelen gerilme değerine kadar doğrusal olarak azalmaktadır. Modele ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.6'de gösterilmiştir.



Şekil 2.6 : Saatçioğlu ve Ravzi beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([5]'den alınmıştır).

Betonun Saatçioğlu ve Ravzi matematiksel modeline ait denklemler, değişkenler ve parametreler aşağıdaki gibidir:

E_c : betonun elastisite modülü,

f_c : beton basınç gerilmesi,

f'_{cc} : sargılı betonun basınç dayanımı,

f'_{co} : sargısız betonun basınç dayanımı,

ϵ_c : betonun basınç birim şekil değiştirmesi,

ϵ_1 : maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme,

ϵ_{01} : sargısız betonda maksimum basınç gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirme,

ϵ_{085} : sargısız betonda maks. basınç gerilmesinin %85'indeki birim şekil değiştirme (genelde 0.0038 alınmaktadır),

ϵ_{85} : sargılı betonda maksimum basınç gerilmesinin %85'indeki gelen birim şekil değiştirme,

f_{1e} : ortalama yanal sargı basıncı,

f_{1ex} : x doğrultusunda oluşan etkili sargı basıncı,

f_{1ey} : y doğrultusunda oluşan etkili sargı basıncı,

b_{cx} : x doğrultusunda çekirdek betonu uzunluğu,

b_{cy} : y doğrultusunda çekirdek betonu uzunluğu,

A_s : enine donatı alanı,

s : etriye aralığı,

ρ : enine donatının hacimsel oranı,

f_{yt} : enine donatının akma dayanımı,

α : enine donatı ve o doğrultudaki çekirdek betonu arasındaki açı (kare kesitlerde $\alpha = 90^\circ$),

b_c : kare kesit çekirdek betonu uzunluğudur.

Beton basınç gerilmesi aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır:

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right)^2 \right] \frac{1}{1 + 2K} \leq f'_{cc} \quad (2.29)$$

Buradaki K katsayısı, betonun etkili yanal basıncı ve sargısız basınç dayanımına bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$K = \frac{k_1 f_{1e}}{f'_{co}} \quad (2.30)$$

Burada k_1 katsayısı, yanal sargı basıncına bağlı olarak denklemdeki gibi hesaplanmaktadır:

$$k_1 = 0.67 (f_{1e})^{-0.17} \quad (2.31)$$

Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme aşağıdaki gibidir:

$$\epsilon_1 = \epsilon_{01} (1 + 5K) \quad (2.32)$$

Sargılı betonda maksimum basınç gerilmesinin %85'ine karşılık gelen birim şekil değiştirme aşağıdaki denklemdeki gibi hesaplanmaktadır:

$$\varepsilon_{85} = 260\rho\varepsilon_{01} + \varepsilon_{085} \quad (2.33)$$

Enine donatının hacimsel oranı aşağıdaki denklemdeki gibidir:

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad (2.34)$$

Dikdörtgen kesitlerde etkili yanal sargı basıncı şu denklem ile ifade edilmektedir:

$$f_{1e} = \frac{f_{1ex}b_{cx} + f_{1ey}b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (2.35)$$

Kare kesitlerde sargılı beton basınç gerilmesi, aşağıdaki denklemdeki gibidir:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{1e} \quad (\text{MPa}) \quad (2.36)$$

Burada k_1 katsayısı, yanal sargı basıncına bağlı olarak aşağıdaki denklemdeki gibi hesaplanmaktadır:

$$k_1 = 0.67 (f_{1e})^{-0.17} \quad (\text{MPa}) \quad (2.37)$$

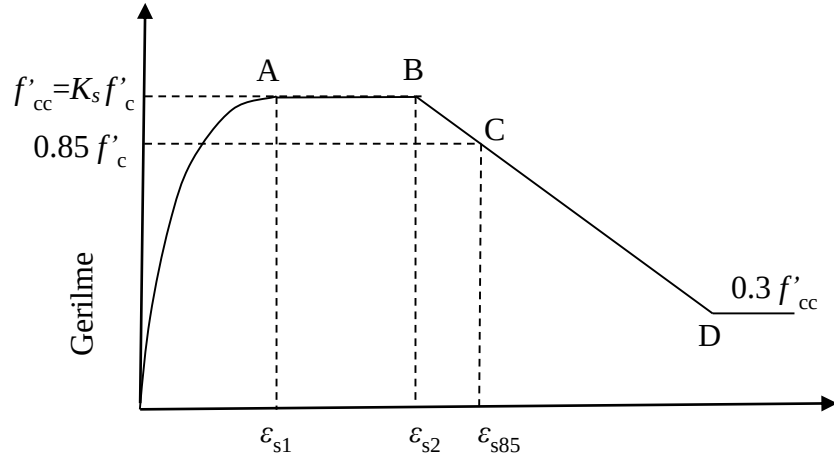
Kare kesitlerde ortalama yanal sargı basıncı $f_{1e} = k_2 f_1$ Burada yanal sargı basıncı (f_1) ile k_2 katsayısı:

$$f_1 = \frac{\sum A_s f_{yt} \sin \alpha}{s b_c} \quad (\text{MPa}) \quad \alpha = 90^\circ \quad (2.38)$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_1}\right) \left(\frac{1}{f_1}\right)} \leq 1.0 \quad (2.39)$$

2.2.5 Sheikh-Uzumeri modeli

Sheikh ve Uzumeri, boyutları 30.5 cm × 30.5 cm, uzunluğu 12 inch (~30.5cm) olan sargılı beton kolonlar kullanarak, eksenel basınç deneyleri gerçekleştirmişlerdir [6]. Deneyler sonucunda geliştirilen model, Şekil 2.7'te yer almaktadır ve şekilde görüldüğü gibi maksimum basınç gerilmesine kadar eğri, parabol şeklindedir. Eğri, maksimum gerilmeye denk gelen birim şekil değiştirmeden (ε_{s1}), akma davranışı sonundaki maksimum birim şekil değiştirmeye (ε_{s2}) ulaşmaya kadar yatay eksene paraleldir ve burada sabit gerilme boyunca yerdeğıştirmeler artarak sünek bir davranış göstermektedir. Betonun Sheikh ve Uzumeri matematiksel modeline ait denklemleri, değişkenleri ve parametreleri aşağıdaki gibidir:



Birim şekildeğiştirme

Şekil 2.7 : Sheik ve Üzümeri beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [6].

A_s : boyuna donatı alanı,

A_{co} : beton çekirdek alanı,

C : kesit çevresindeki komşu düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık,

b : çekirdek betonun kenar uzunluğu,

f'_{cc} : beton basınç gerilmesi,

f'_c : sargılı beton basınç dayanımı,

f'_s : enine donatının akma dayanımı

ϵ_{s1} : sargılı betonun maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme,

ϵ_{s2} : sargılı betonun maksimum gerilmeye yapabileceği maksimum birim şekil değiştirme,

ϵ_{s85} : sargılı betonun maksimum gerilmesinin %85'ine karşılık gelen birim şekil değiştirme,

ϵ_{00} : maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme (Testlerde kullanılan değeri 0.0022'dir.),

ρ_s : enine donatının hacimsel oranı,

n : boyuna donatı sayısı,

s : etriye aralığıdır.

Buradaki K_s katsayısı birçok parametreye bağılı olarak hesaplanmaktadır:

$$K_s = 1 + \frac{b^2}{140P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5b^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2b} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f'_s} \quad (2.40)$$

$$P_{occ} = 0.85 f'_c (A_{co} - A_s) \quad (2.41)$$

Burada, f'_s değerinin birimi MPa ve P_{occ} değerinin birimi kN'dur. Sargılı betonun maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirmesi (ϵ_{s1}) aşağıdaki denklemdeki gibidir.

$$\epsilon_{s1} = 0.80 K_s f'_c 10^{-6} \quad (2.42)$$

Burada ise, sargılı betonun maksimum gerilmedeki maksimum birim şekil değiştirmesi (ϵ_{s2}) hesaplanmaktadır ve f'_c ve f'_s birimleri MPa, C birimi milimetredir:

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_{oo}} = 1 + \frac{248}{C} \left[1 - 5 \left(\frac{s}{b} \right)^2 \right] \frac{\rho_s f'_s}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.43)$$

Sargılı betonun maksimum gerilmesinin %85'ine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi (ϵ_{s85}) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

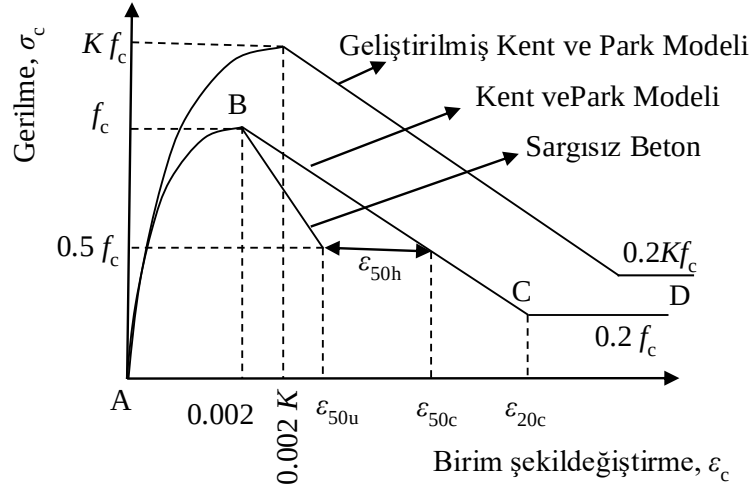
$$\epsilon_{s85} = 0.225 \rho_s \sqrt{\frac{b}{s}} + \epsilon_{s2} \quad (2.44)$$

Beton basınç gerilmesi, K_s katsayısına ve f'_c sargılı basınç dayanımına bağılı olarak aşağıdaki gibidir:

$$f'_{cc} = 0.85 f'_c K_s \quad (2.45)$$

2.2.6 Geliştirilmiş Kent-Park modeli

Geliştirilmiş Kent ve Park modelinin sargılı ve sargısız beton malzemesinin gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Şekil 2.8'deki gibidir [17]. Sargısız beton modelinde gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi maksimum gerilmeye kadar parabolik, maksimum gerilme değerinden sonra ise eğim sabit, fonksiyon değeri doğrusal olarak azalmaktadır. Sargısız beton davranışında maksimum gerilmeye karşı gelen birim şekil değiştirme değeri 0.002'dir. Sargılı beton modelinde ise gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi maksimum gerilmeye kadar paraboliktir ve bu değerden sonra sabit eğimle azalarak doğrusal davranış sergilemektedir. Sargısız betonun maksimum gerilmesi ile sargılı betonun maksimum gerilmesi K katsayısı ilişkilendirilmektedir. Sargılı beton davranışında ise maksimum gerilmeye denk gelen birim şekil değiştirmenin net bir



Şekil 2.8 : Kent ve Park beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [7].

sınırı olmamakla birlikte hesaplarda değeri 0.002K alınmaktadır. Geliştirilmiş Kent ve Park modeline ait denklemler aşağıda gibidir.

f_c : beton basınç dayanımı,

f_{yw} : enine donatının akma dayanımı,

h' : sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği,

ρ_s : enine donatının hacimsel oranı,

s : etriye aralığı,

ϵ_{50u} : sargısız betona ait gerilmenin, sargısız betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu andaki birim şekil değiştirme,

ϵ_{50c} : sargılı betona ait gerilmenin, sargılı betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirmesi,

ϵ_{50h} : Kent ve Park modelinde ϵ_{50u} ile ϵ_{50c} arasındaki birim şekil değiştirme farkıdır.

Burada K katsayısı, enine donatının akma dayanımına (f_{yw}), betonun basınç dayanımına (f_c) ve donatı oranına (ρ_s) bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$K = 1 + \frac{\rho_s^2 f_{yw}}{f_c} \quad (2.46)$$

Sargısız betona ait gerilmenin, sargısız betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu andaki birim şekil değiştirme aşağıdaki şekildedir:

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} \quad (2.47)$$

Burada ϵ_{50u} ile ϵ_{50c} arasındaki birim şekil değiştirme farkı aşağıdaki gibidir:

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} \quad (2.48)$$

Z katsayısı, şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002K} \quad (2.49)$$

Beton basınç gerilmesi (σ_c), birim şekil değiştirmenin, (ϵ_c), $0.002K$ değerinden küçük olduğu zaman şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$\sigma_c = K f_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{2\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c \leq 0.002K \quad (2.50)$$

Beton basınç gerilmesi (σ_c), birim şekil değiştirmenin, (ϵ_c), $0.002K$ değerinden büyük olduğunda ise şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$\sigma_c = K f_c [1 - Z(\epsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2K f_c \quad \epsilon_c > 0.002K \quad (2.51)$$

2.3 Donatı Çeliği Modelleri

Literatürde birçok çelik malzeme modeli bulunmakla birlikte en sık kullanılan iki model bu kısımda anlatılmıştır. Bu modeller:

- Mander modeli
- Menegotto-Pinto modelidir.

2.3.1 Mander modeli

Mander çelik modelinde donatı çeliği için monotonik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi, hem çekme hem de basınç gerilmeleri altında tanımlanmıştır [8]. Modele ait değişkenler ve bağlantılar aşağıda yer almaktadır:

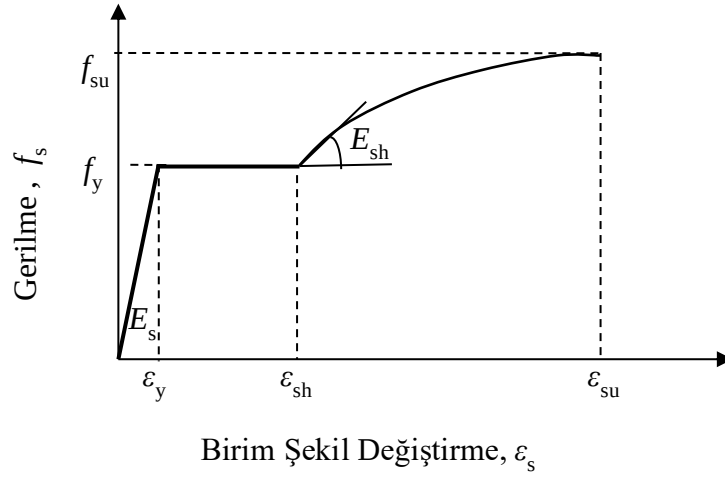
f_{sy} : donatı akma dayanımı,

f_{su} : donatı kopma dayanımı,

E_s : donatı çeliği elastisite modülü,

E_t : tanjant elastisite modülü,

E_{sh} : donatı pekleşme bölgesindeki elastisite modülü,



Şekil 2.9 : Mander çelik modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme grafiği [8].

ϵ_s : donatı birim şekil değiştirme değeri,

ϵ_{sh} : donatının pekleşmeye başladığı andaki birim şekil değiştirmesi,

ϵ_y : donatının akma birim şekil değiştirmesi,

ϵ_{su} : donatı kopma birim şekil değiştirmesidir.

Donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin (ϵ_s), akma birim şekil değiştirmesinden (ϵ_y) küçük olduğu durumda, elastik birim şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Bu elastik birim şekil değiştirmeler boyunca, donatı çeliği gerilmeleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (2.52)$$

Burada tanjant modülünün (E_t), elastisite modülüne (E_s) eşit olduğu kabul edilmektedir:

$$E_t = E_s \quad (2.53)$$

Donatının akma birim şekil değiştirmesi (ϵ_y), aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\epsilon_y = f_y / E_s \quad (2.54)$$

Donatı çeliği birim şekil değiştirmesinin (ϵ_s), akma birim şekil değiştirmesinden (ϵ_y) büyük ve pekleşme birim şekil değiştirmesinden (ϵ_{sh}) küçük olduğu zaman, donatı çeliği gerilmeleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$f_s = f_y \quad \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (2.55)$$

Burada akma platosu boyunca tanjant modülünün sıfır olduğu kabul edilmektedir: $E_t = 0$. Pekleşme anındaki birim şekil değiştirmeden (ϵ_{sh}), kopma birim şekil

değiştirmesine (ϵ_{su}) kadar olan kısım, pekleşme bölgesi olarak adlandırılır. Bu bölgeyi tanımlamak için iki yaklaşım söz konusudur. Birinci yaklaşımda çekme ve basınç gerilmelerinin pekleşme eğrileri, deneysel olarak elde edilir. Bu eğri interpolasyon yöntemi ve belirli kontrol noktaları kullanılarak polinom fonksiyonları ile ifade edilebilir. Bu method Popov [18] tarafından kullanılmıştır. İkinci yöntemde ise gerilme, birim şekil değiştirmenin bir fonksiyonu olarak ifade edilebilir. Pekleşme bölgesi için, Burns ve Seiss [19] tarafından bir model önerilmiştir, bu model daha sonra Kent ve Park [20] ve Lesie [21] tarafından kullanılmıştır. Ancak, Mander [8] çekme ve basınç testleri sonucunda farklı formüller geliştirmiş ve modelinde bu formülleri kullanmıştır. Pekleşme bölgesi için gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})} \right)^P \quad \epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \quad (2.56)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{su} - (\epsilon_{sh} - \epsilon_{su}) \left(\frac{(f_{su} - f_s)}{(f_{su} - f_y)} \right)^{\frac{1}{P}} \quad (2.57)$$

$$P = E_{sh} \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})}{(f_{su} - f_y)} \quad (2.58)$$

olarak verilmiştir. Burada P pekleşme bölgesinin derecesidir ve pekleşme modülünün (E_{sh}) pekleşme başlangıç ve bitiş noktaları arasında tanımlanan sekant modülüne oranı olarak tanımlanmaktadır. Mander [8] modelinde, P değeri 2'dir.

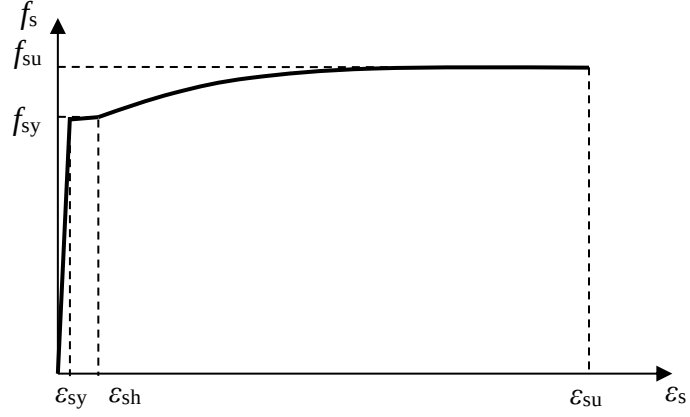
2.3.2 TBDY'de yer alan Mander çelik modeli

2007 Türk Bina Deprem Yönetmeliği doğrusal olmayan analizler için Mander donatı çeliği modelini önermektedir. Mander donatı çeliği modeli Şekil 2.10'de yer almaktadır. Aşağıdaki kısım TBDY [1] Bölüm 7B'de yer almaktadır. Buradaki denklemler bir önceki bölümde açıklanan Mander modelinin, pekleşme bölgesi derecesi iki olarak alınmış halidir. Bu bölümde, metnin bütünlüğü için denklemler tekrar verilmiştir. Modelin gerilme denklemleri, aşağıdaki gibi üç ayrı bölge (elastik, akma, pekleşme) için farklı hesaplanmaktadır:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \epsilon \leq \epsilon_{sy} \quad (2.59)$$

$$f_s = f_y \quad \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (2.60)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} \quad \epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \quad (2.61)$$



Şekil 2.10 : TBDY’nde verilen donatı çeliği modeli [1].

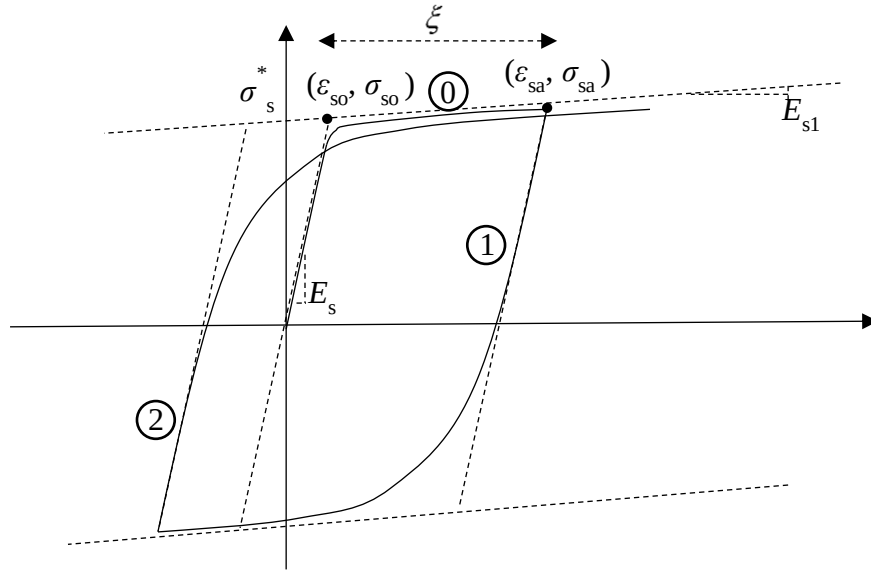
Elastisite modülünün değeri 200 000 MPa olup, S220 ve S420 sınıflarındaki donatı çeliğine ait malzeme özellikleri aşağıdaki Çizelge 2.1’deki gibidir.

Çizelge 2.1 : S220 Ve S420 donatı çeliklerine ait karakteristik özellikler [1].

Kalite	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} (MPa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550

2.3.3 Menegotto-Pinto modeli

Bu model daha önce Giuffre-Pinto [22] tarafından kullanılmış olup, daha sonra Menegotto-Pinto [9, 23] tarafından geliştirilmiştir. Modelde izotropik pekleşme kuralları göz önüne alınmamaktadır.



Şekil 2.11 : Menegotto-Pinto donatı çeliği modeli [9].

E_s : donatı elastisite modülü,

E_{s1} : donatı pekleşme rijitliği,

ϵ_s^* : donatı birim şekil değiştirme,

σ_s^* : donatı akma gerilmesi,

β : pekleşme rijitliği ile elastisite modülü arasındaki oran,

R : Baushinger etki katsayısı

σ_{so} : ilk yükleme akma noktasındaki gerilme değeri,

σ_{sa} : ilk geri yüklemadaki gerilme değeri,

R_0, a_1, a_2 : Bauschinger malzeme sabitleri

ξ : son çevrimdeki plastik birim şekil değiştirme değeridir.

Yükleme ve geri yüklemelerde gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi aşağıdaki gibidir:

$$\sigma_s^* = \beta \epsilon_s^* + (1 - \beta) \frac{\epsilon_s^*}{\left(1 + (\epsilon_s^*)^R\right)^{1/R}} \quad (2.62)$$

İlk yüklemde birim şekil değiştirme (ϵ_s^*) ve gerilme (σ_s^*) şu şekildedir:

$$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{so}} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s}{\sigma_{so}} \quad (2.63)$$

İlk geri çevrimde, birim şekil değiştirme (ϵ_s^*) ve gerilme (σ_s^*) aşağıdaki gibidir:

$$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sa}}{2\epsilon_{so}} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{sa}}{2\sigma_{so}} \quad (2.64)$$

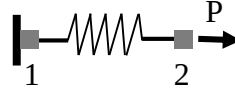
Pekleşme rijitliği ve elastisite modülü arasındaki oran $\beta = E_{s1}/E_s$. Baushinger etki katsayısı (R), malzeme sabitlerine (R_0, a_1, a_2) ve son çevrimdeki plastik birim şekil değiştirmeye (ξ) bağlı olarak $R = R_0 + a_1\xi/a_2\xi$. Bu model daha sonra Filippou ve diğerleri [24] tarafından izotropik pekleşme olduğu durum için güncellenmiştir.

2.4 Opensees Beton Malzeme Modelleri

Bu bölümde OpenSees programında bulunan beton malzeme modellerinden literatürde sıkça kullanılanları incelenmiştir [25]. Bu modeller şunlardır:

- Concrete01 modeli

- Concrete02 modeli
- Concrete03 modeli
- Concrete04 modeli
- ConcreteCM modeli



Şekil 2.12 : Beton modellerinin incelenmesinde kullanılan boyutsuz yay modeli.

İncelenen modeller için ilk önce, OpenSees programı kullanıcı kılavuzlarındaki bilgiler özetlenmiş, daha sonra her bir model için OpenSees programı kullanılarak gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, seçilen malzeme özellikleri ve birim şekil değiştirme protokolleri için elde edilmiştir. Bunun için boyutsuz bir yay elemanını Şekil 2.12'deki gibi modellenmiştir. Bu yay elemanına 'zero length element' olarak adlandırılan eleman modeli atanarak ve malzeme davranışları elde edilmiştir. OpenSees'te çekme gerilmeleri pozitif, basınç gerilmelerini negatiftir. Modeller, Çizelge 2.2 gösterilen mekanik özellikler için oluşturulmuştur. Çevrimsel davranışın incelenmesinde kullanılan birim şekil değiştirme protokolleri ise Çizelge 2.3'te verilmiştir.

2.4.1 Concrete01 modeli

Bu model Kent-Park-Scott [17] çalışmasına dayanmaktadır. İskelet eğrisinde yükleme ve tekrarlı yüklemeler için geri dönüş kuralları Karsan-Jirsa [26] tarafından geliştirilmiştir. Basınç gerilmesi altında akma gerilmesine kadar parabolik bir davranış gösterir ve akma değerinden sonra dayanım kaybı yaşayarak şekil değiştirmelere devam eder. Modelde çekme dayanımı sıfır kabul edilmiştir. Bu modelde betonun basınç gerilmeleri altındaki davranışı Şekil 2.13'te verilmiştir. OpenSees'te Concrete01 modeli şu şekilde tanımlanmaktadır: 'uniaxialMaterial Concrete01 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$epsU'.

Çizelge 2.2'deki değerler kullanılarak, Şekil 2.14 tek yönlü basınç gerilmesi altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafiği, Şekil 2.15 çevrimsel basınç-çekme gerilmeleri altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafiği gösterilmiştir.

Çizelge 2.2 : OpenSees beton modellerinin incelenmesinde kullanılan malzeme özellikler.

Sembol	Açıklama	Değer
fc, fpc, fpcc	28 günlük beton basınç dayanımı (MPa)	-30
Ec	Betonun elastisite modülü (MPa)	32000
fc1c, ec	Maksimum beton basınç dayanımı (Mander modeli, MPa)	-37.5
eps1C, epsc0, e0, epsc, epcc	Maksimum dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.00234
eps1C04	Maksimum dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.00352
fc2c, fpcu	Kırılma dayanım (MPa)	-5.25
eps2C, epsu, ecu	Kırılma dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.0117
eps2C04	Kırılma dayanımdaki beton b.ş.d.* (Concrete04)	-0.0468
ftc, ft, fcr, fct	Çekme dayanımı (MPa)	5.25
Ets, ecr, et, epst	Çekme rijitliği (MPa)	2100

*: b.ş.d.: birim şekil değiştirme (mm/mm)

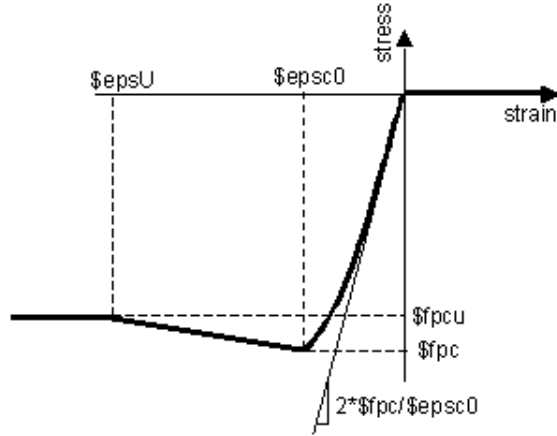
2.4.2 Concrete02 modeli

Concrete02 modeli Yassin [27] modeline dayanmaktadır. Bu malzeme modelinin basınç gerilmesi altındaki davranışı Concrete01 ile aynı olup, farklı tarafı çekme gerilmelerinin göz önüne alınmış olmasıdır. Basınç gerilmesi altında akma gerilmesine kadar parabolik bir davranış gösterir ve akma değerinden sonra dayanım kaybı yaşayarak şekil değiştirmeye devam eder. Çekmede maksimum dayanımdan sonra eğri doğrusal azalmaktadır. Modelin gerilme-birim şekil değiştirme davranışı Şekil 2.16’te verilmiştir. Tanımlanması: ‘uniaxialMaterial Concrete02

Çizelge 2.3 : OpenSees beton malzeme modellerin incelenmesinde kullanılan birim şekil protokolleri.

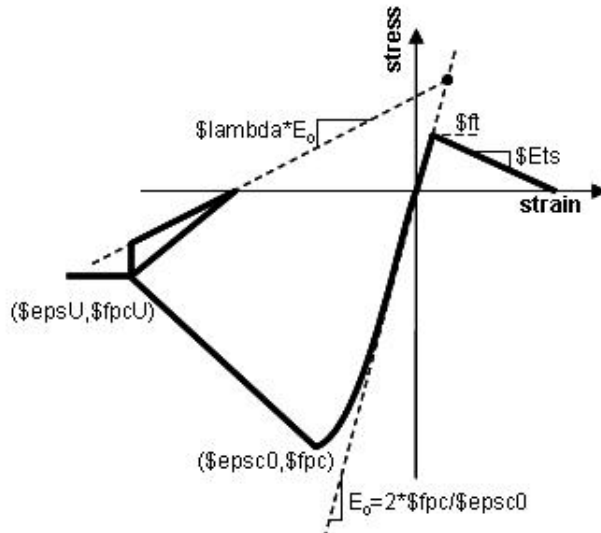
No	Protokol	Birim Şekil Değiştirme
1	Tek yönlü çekme altında artan b.ş.d.*	0.2
2	Tek yönlü basınç altında artan b.ş.d.*	-0.2
3	Çok çevrim için artan genlikte çekme-basınç gerilmeleri altında yüksek maksimum b.ş.d. *	- 3e ⁻⁵ , 2.0e ⁻⁵ , - 4e ⁻⁵ , 2.75e ⁻⁵ , - 4e ⁻⁵ , 2.75e ⁻⁵ , - 4e ⁻⁵ , 2.75e ⁻⁵ , - 4e ⁻⁵ , 3.5e ⁻⁵ , - 5e ⁻⁵ , 4.0e ⁻⁵ , - 5.4e ⁻⁵

*: b.ş.d.: birim şekil değiştirme (mm/mm)

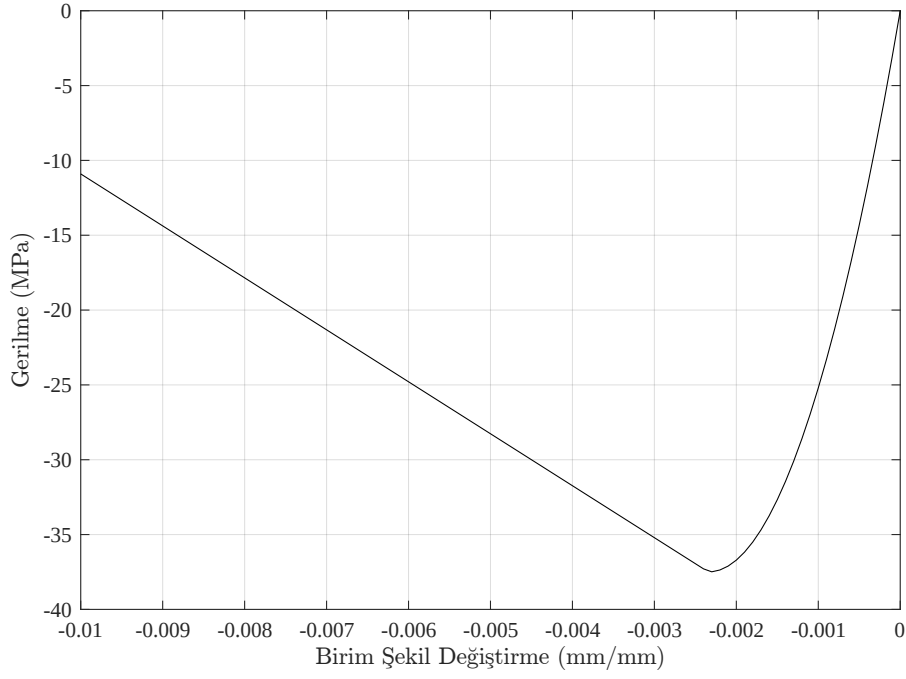


Şekil 2.13 : Concrete01 beton malzemesi modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).

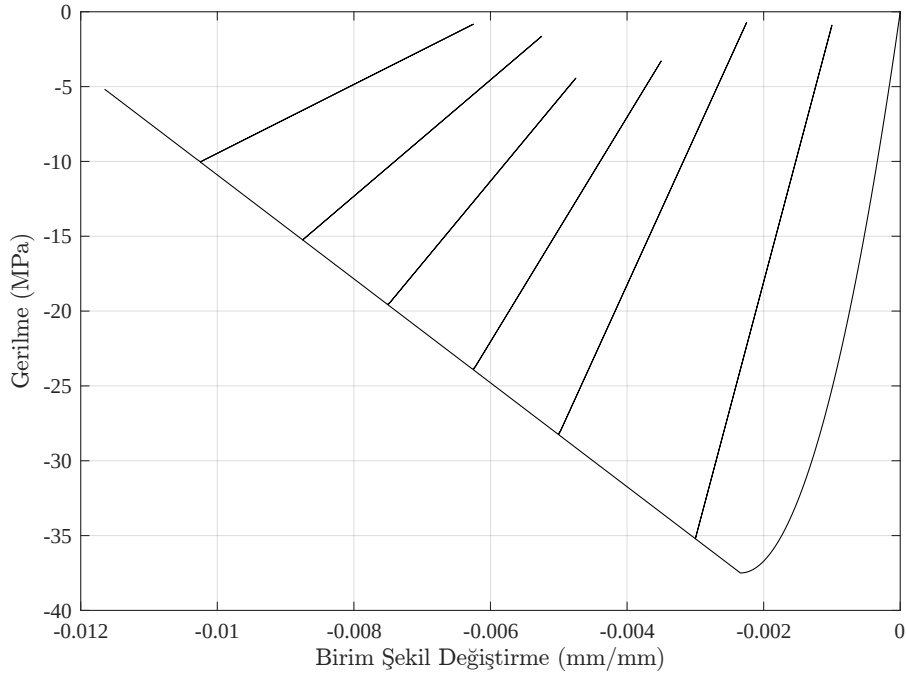
\$matTag\$ \$f_{pc}\$ \$\epsilon_{pc0}\$ \$f_{pcu}\$ \$\epsilon_{psU}\$ \$\lambda\$ \$f_t\$ \$E_{ts}\$' şeklindedir. Çizelge 2.2'deki değerler kullanılarak, Şekil 2.17 ve 2.18'de çekme ve basınç altındaki ve çevrimsel yükleme için gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri verilmiştir.



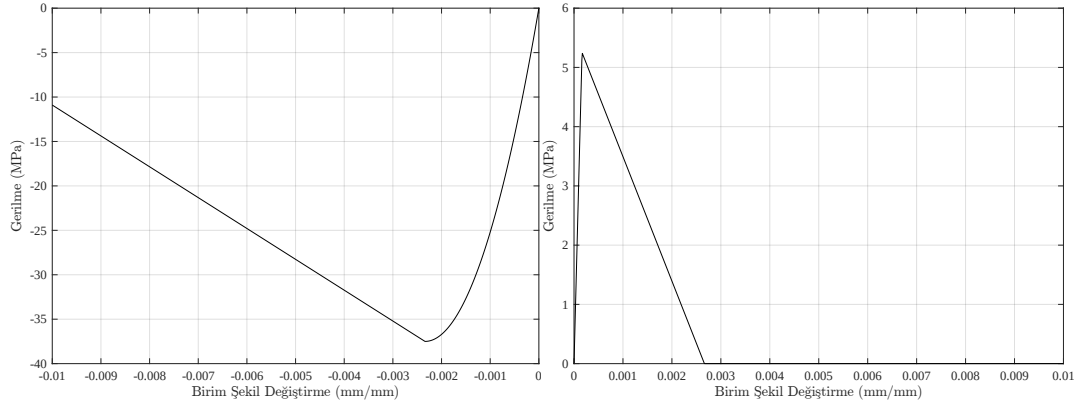
Şekil 2.16 : Concrete02 beton malzemesinin modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).



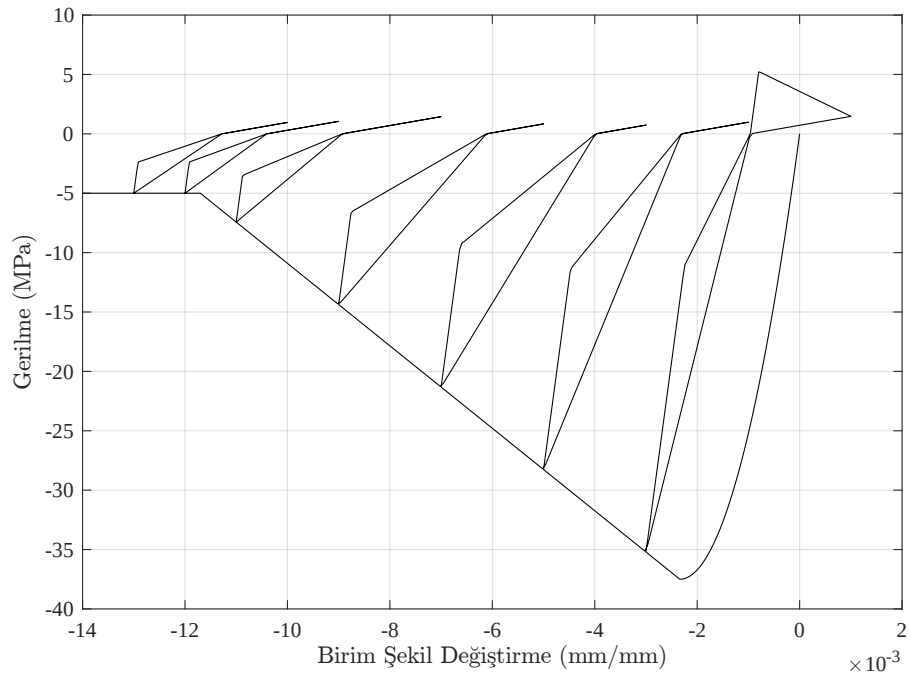
Şekil 2.14 : Concrete01 malzemesinin 2. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 2.15 : Concrete01 malzemesinin 3. yüklemedeki çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



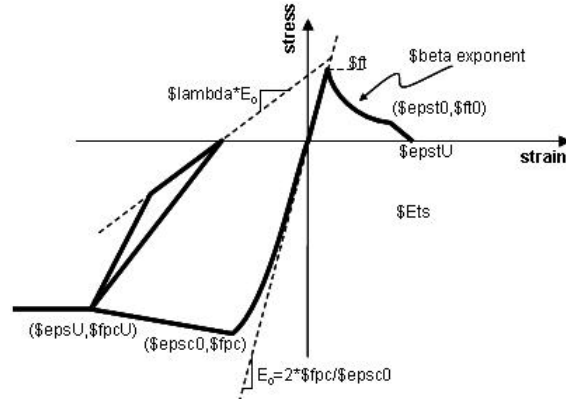
Şekil 2.17 : Concrete02 malzemesinin 2. ve 1. yükleme altında gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



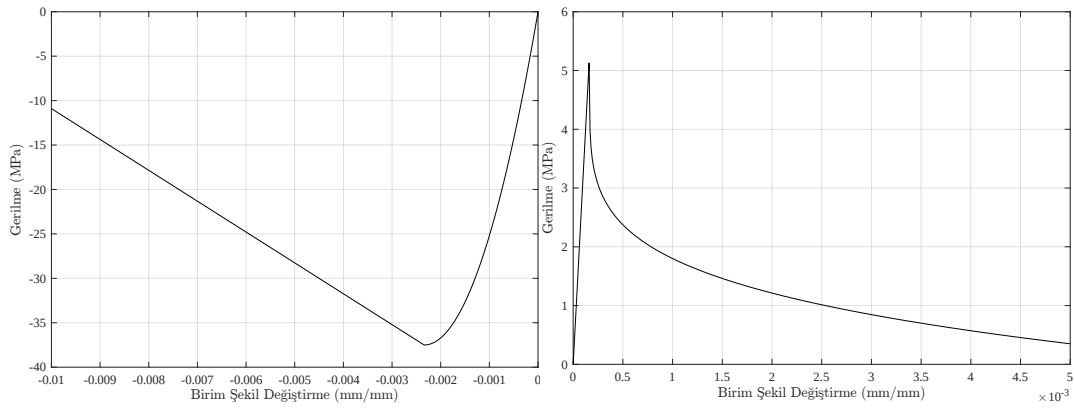
Şekil 2.18 : Concrete02 malzemesinin 3. yüklemedeki çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

2.4.3 Concrete03 modeli

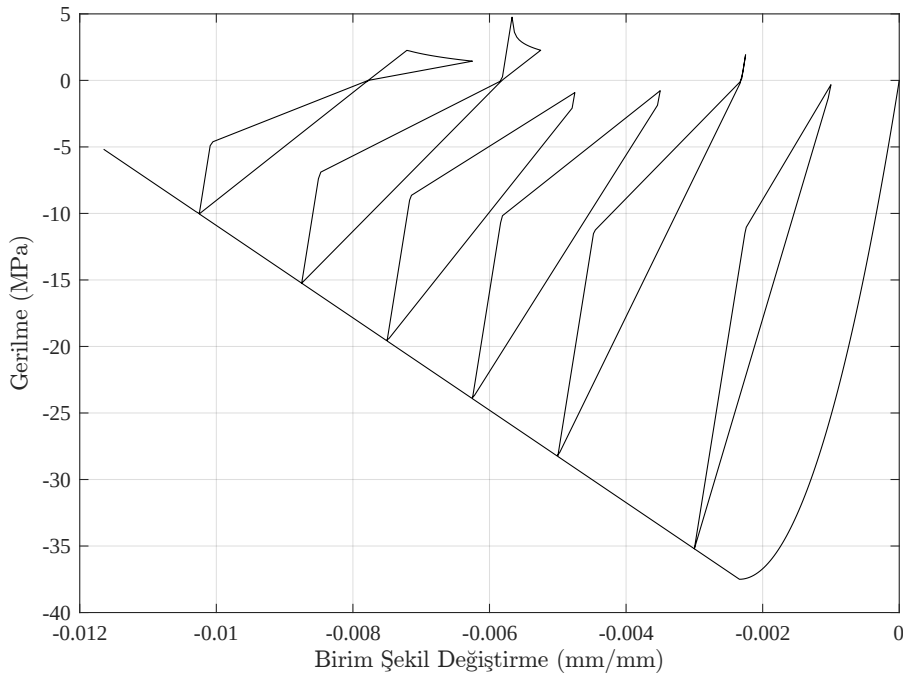
Concrete03 modeli Popovics [28] modeline dayanmaktadır. Bu model güncel OpenSees veri tabanında model olarak bulunmamaktadır. Concrete02 modelinden farklı olarak çekmede maksimum dayanımdan sonra doğrusal olmayan bir azalım söz konusudur. Modelinin tanımlanması şu şekildedir: ‘uniaxialMaterial Concrete03 \$matTag \$fpc \$epsc0 \$fpcu \$sepsU \$lambda \$ft \$sepst0 \$ft0 \$beta \$sepstu’. Şekil 2.20 ve 2.21’de Çizelge 2.2’deki değerler için tek yönlü ve çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri verilmiştir.



Şekil 2.19 : Concrete03 beton malzemesinin modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).



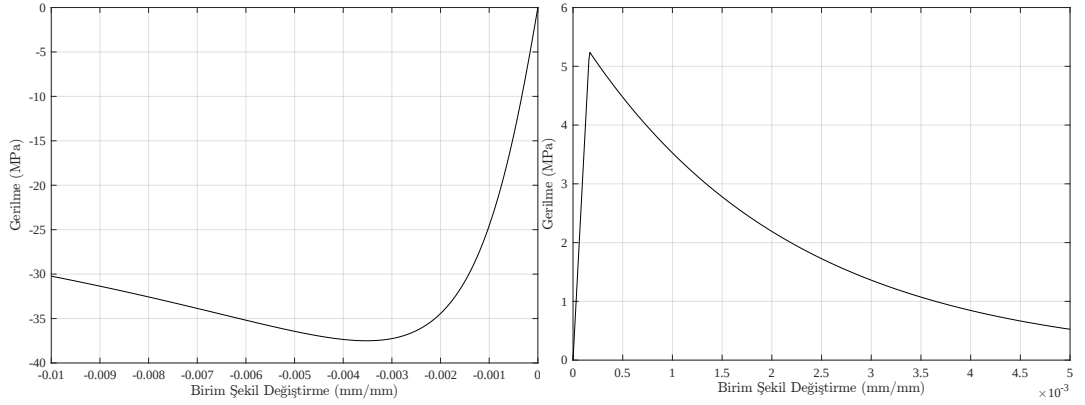
Şekil 2.20 : Concrete03 malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



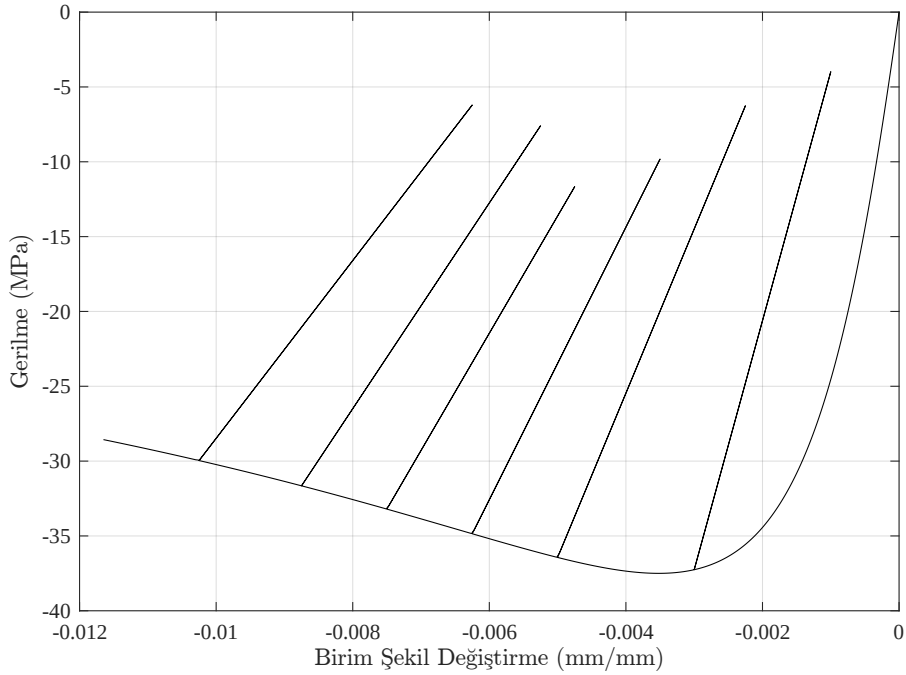
Şekil 2.21 : Concrete03 malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

2.4.4 Concrete04 modeli

Bu malzeme modelinde basınç gerilmeleri için gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi, betonun çatlamasına karşılık gelen gerilmeye kadar Popovics [28] modeliden uyarlanmıştır. Modelde, yükleme ve tekrarlı yüklemeler için geri dönüş kuralları Karsan-Jirsa [26] kurallarına dayanmaktadır. Malzeme modelinin tanımlanması şu şekildedir: 'uniaxialMaterial Concrete04 \$matTag \$fc \$ec \$ecu \$ec <\$fct \$et> <\$beta>'. Çizelge 2.2'deki gösterilen değerler için, Şekil 2.22 ve 2.23'de tek yönlü ve çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri verilmiştir.



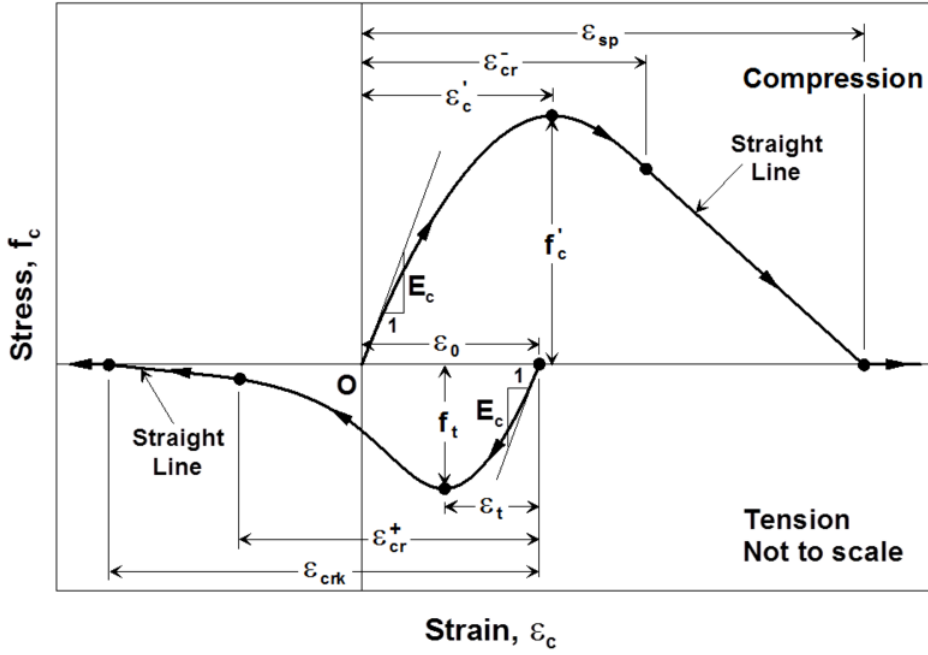
Şekil 2.22 : Concrete04 malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



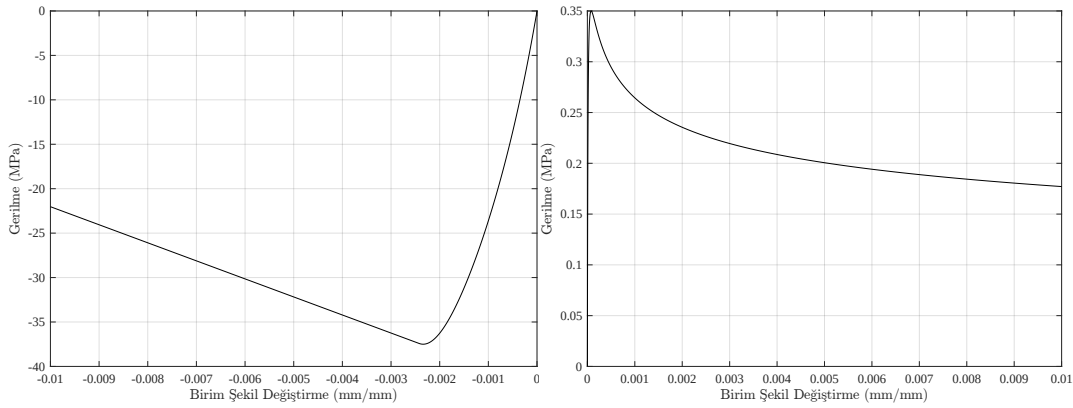
Şekil 2.23 : Concrete04 malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

2.4.5 ConcreteCM modeli

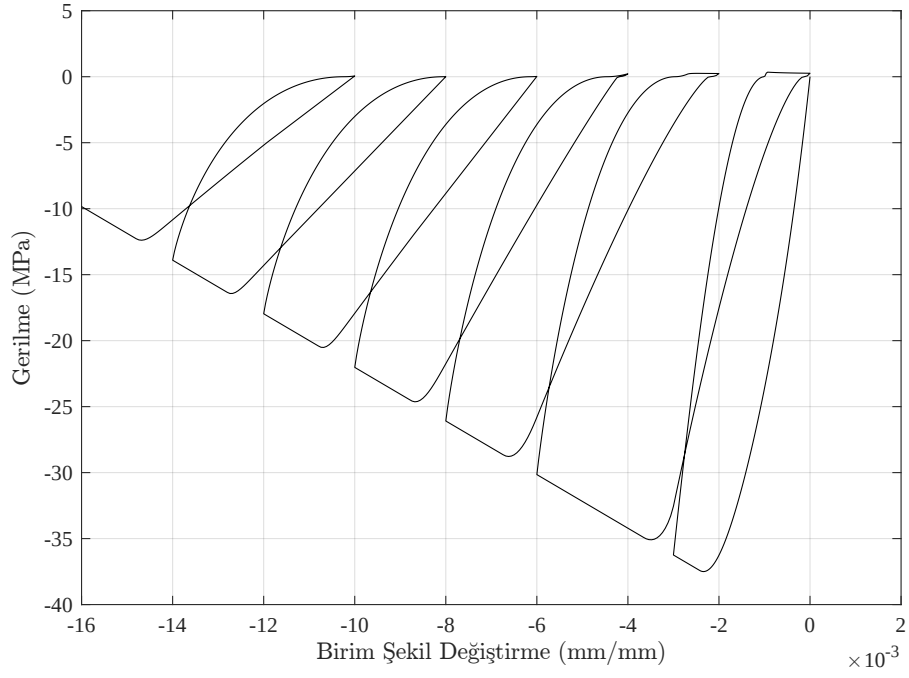
Bu model Chang ve Mander modeline dayanmaktadır [?]. Model, yüksek ve normal dayanımlı, sargılı ve sargısız beton için monotonik ve çevrimsel çekme ve basınç davranışı içindir. Modelin iskelet eğrisi Şekil 2.24’de gösterilmiştir. Malzeme modelinin tanımlanması şu şekildedir: ‘uniaxialMaterial ConcreteCM \$mattag \$fpcc \$sepcc \$Ec \$rc \$xcrn \$ft \$et \$rt \$xcrp <-GapClose \$gap>’. Şekiller 2.25 ve 2.26’de Çizelge 2.2’de gösterilen değerler için tek yönlü ve çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri verilmiştir.



Şekil 2.24 : ConcreteCM malzemesinin iskelet eğrisi (OpenSees yardım dosyalarından alınmıştır [10]).



Şekil 2.25 : ConcreteCM malzemesinin 2. ve 1. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

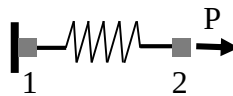


Şekil 2.26 : ConcreteCM malzemesinin 3. yüklemedeki gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

2.5 OpenSees Çelik Malzeme Modelleri

Bu bölümde, OpenSees programında bulunan çelik malzeme modellerinden literatürde sıkça kullanılanları incelenmiştir [25]. İlk önce her modelin OpenSees tanımlanması verilmiştir. Daha sonra her bir modelin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, Çizelge 2.4'te verilen özellikler ve Çizelge 2.4'te verilen birim şekil değiştirme protokolleri için elde edilmiştir. Bunun için boyutsuz bir yay elemanını Şekil 2.27'deki gibi modellenmiştir. Bu yay elemanına 'zero length element' olarak adlandırılan eleman modeli atanmıştır. İncelenen modeller şunlardır:

- Steel01 modeli
- Steel02 modeli
- RambergOsgoodSteel modeli



Şekil 2.27 : Boyutsuz yay modeli.

Çizelge 2.4 : OpenSees çelik modellerinin incelenmesinde kullanılan malzeme özellikleri.

Sembol	Açıklama	Değer
Fy, fy	Akma dayanımı (MPa)	420
E0	Elastisite modülü (MPa)	200000
b	Elastisite modülünün sekant modülüyle arasındaki oran	0.00664
a1, a2, a3, a4	İzotropik pekleşme parametreleri	Değişken
a	Akma noktası (Ramberg Osgood modeli)	0.0021
n	Elastik eğriden plastiğe geçişteki deneysel parametre (Ramberg Osgood modeli)	14.2227
R0, R	Elastik eğriden plastiğe geçişteki deneysel parametreler	10-20
cR1	Elastik eğriden plastiğe geçişteki deneysel parametre	0.925
cR2	Elastik eğriden plastiğe geçişteki deneysel parametre	0.15

Çizelge 2.5 : OpenSees çelik modellerinin incelenmesinde kullanılan birim şekil değiştirme protokolleri.

No	Protokol	Birim Şekil Değiştirme
1	Tek yönlü çekme altında artan b.ş.d.*	0.1
2	Tek yönlü basınç altında artan b.ş.d. *	-0.1
3	Çekme ve basınç gerilmeleri altında düşük maksimum b.ş.d.* (önce çekme gerilmesi)	+0.1, -0.1
4	Çekme ve basınç gerilmeleri altında düşük maksimum b.ş.d. * (önce basınç gerilmesi)	-0.1, +0.1
5	Çok çevrim için artan genlikte çekme-basınç gerilmeleri altında b.ş.d. *	+0.001, +0.0025, +0.005, +0.0075, +0.01
6	Çok çevrim için artan genlikte çekme-basınç gerilmeleri altında b.ş.d. *	0.01, -0.02, 0.04, -0.06 0.1, -0.17, 0.2, -0.1

*: b.ş.d.: birim şekil değiştirme (mm/mm)

2.5.1 Steel01 modeli

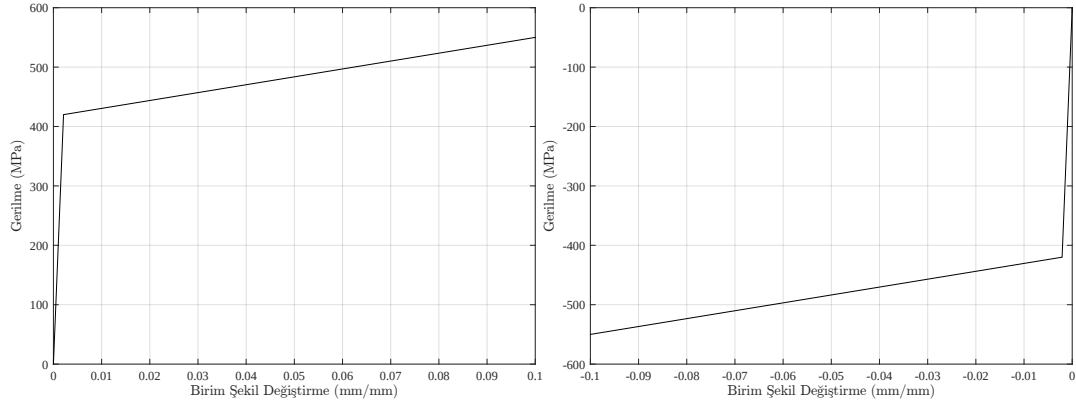
Bu model, tek yönlü yüklemelerde, çift-doğrusal davranış gösteren temel çelik malzeme modellerinden biridir. Model kinematik ve isotropik pekleşmeli olarak tanımlanabilmektedir. Çelik malzemesi ilk başta doğrusal elastik davranış göstermektedir. Bu doğrusal elastik davranışın sonunda, gerilme akma değerine ulaşır ve akma değerinden sonra plastik birim şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. OpenSees programında malzeme modelinin tanımlanması şu şekildedir: `'uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>'`.

Şekil 2.28'te 1. ve 2. birim şekil değiştirme protokolü sonucund elde edilen gerilme-birim şekildeğiştirme gösterilmiştir. Şekil 2.29'te 3. ve 4. birim şekil değiştirme protokolü sonucunu göstermektedir. Model, akma gerilme değerine kadar doğrusal elastik davranış göstermektedir. Akma noktasından sonra plastik şekil değiştirme yaparak devam etmektedir. Tersinir yüklemde, kalıcı şekil değiştirme yaparak çevrim devam etmektedir. Şekil 2.29'de 1. grafikte önce çekme sonra basınç altında, 2. grafikte ise önce basınç sonra çekme altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri verilmiştir. Şekil 2.30'de 1. grafikte önce çekme sonra basınç, 2. grafikte ise önce çekme sonra basınç altında oluşan çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri verilmiştir.

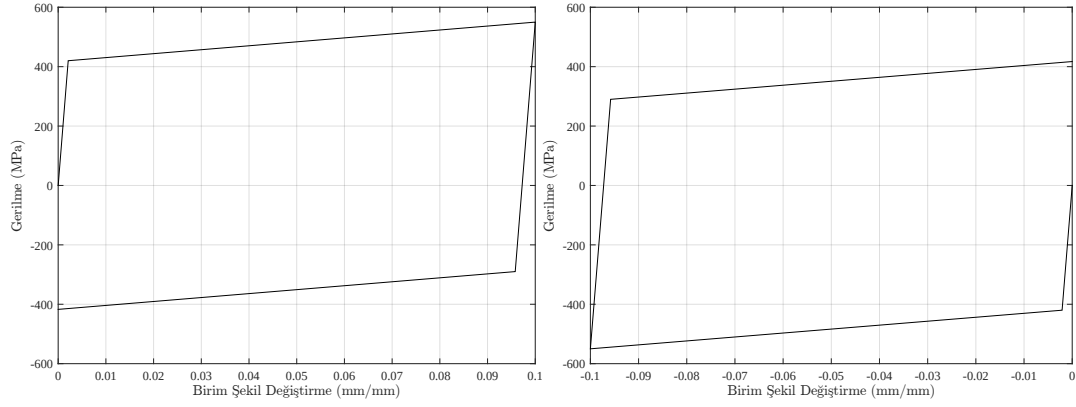
2.5.2 Steel02 modeli

Bu malzeme modeli, Giuffré-Menegotto-Pinto çelik malzeme matematiksel modelidir [9]. OpenSees programında malzeme modelinin tanımlanması şu şekildedir: `'uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy $E $b $R0 $cR1 $cR2 <$a1 $a2 $a3 $a4>'`.

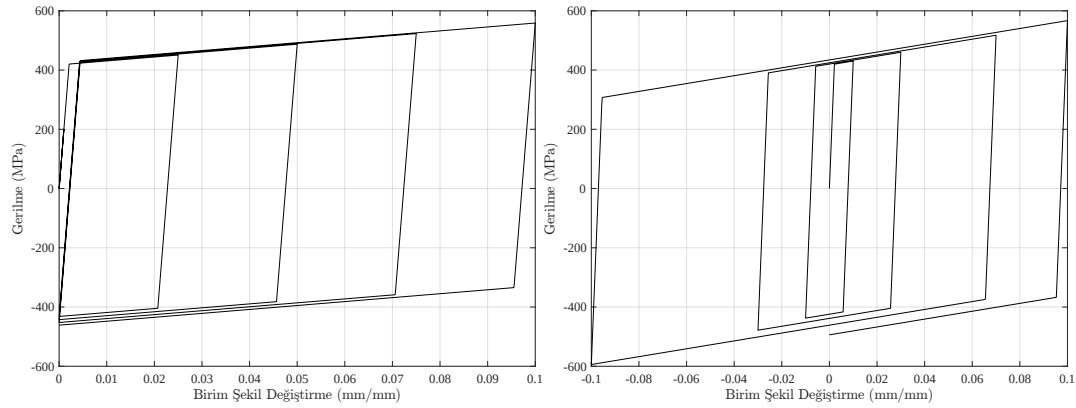
Şekil 2.31'de 1. ve 2. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır, çelik malzemenin akma değerine kadar doğrusal elastik davranmaktadır, akmadan sonra plastik şekil değiştirme yapmaktadır. Şekil 2.31'de 1. grafikte tek yönlü çekme altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafiği, 2. grafikte ise tek yönlü basınç altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafiği verilmiştir. Bu model çift-doğrusal davranışa yakın bir davranış sergilerken, Steel01 çelik malzemesinden daha yumuşak bir geçişle aktığı görülmektedir.



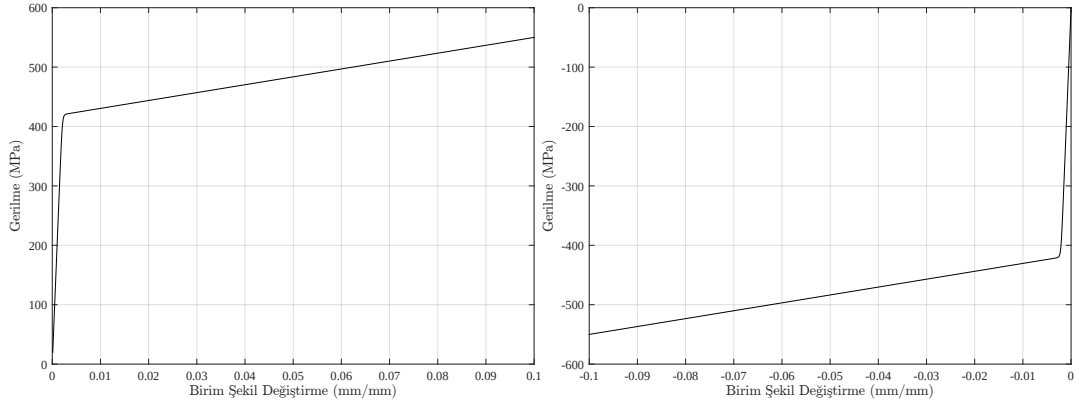
Şekil 2.28 : Steel01 malzemesinin 1. ve 2. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



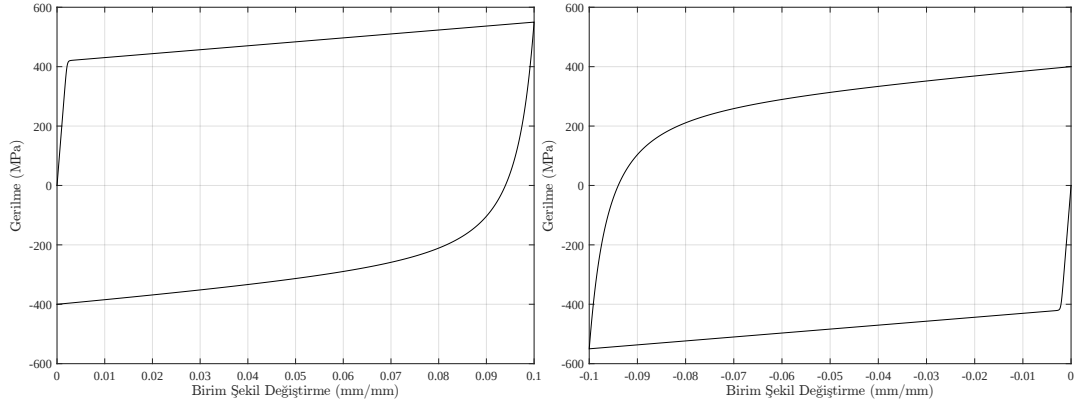
Şekil 2.29 : Steel01 malzemesinin 3. ve 4. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



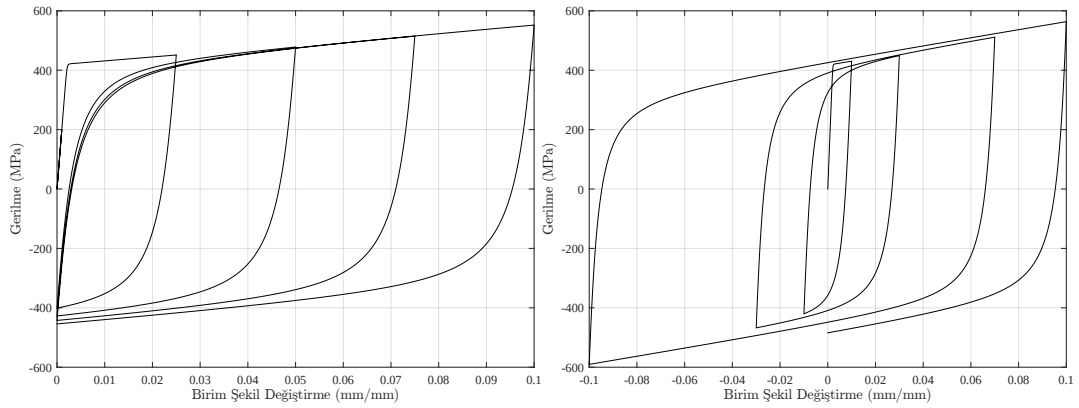
Şekil 2.30 : Steel01 malzemesinin 5. ve 6. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



Şekil 2.31 : Steel02 malzemesinin 1. ve 2. protokolleri için birleştirilmiş gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



Şekil 2.32 : Steel02 Malzemesinin 3. ve 4. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



Şekil 2.33 : Steel02 Malzemesinin 5. ve 6. protokolleri için gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.

Şekil 2.32’de 3. ve 4. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır, Şekil 2.32’de çelik malzemenin akma değerine kadar doğrusal elastik davranmaktadır, akmadan sonra plastik şekil değiştirmeler yapmaktadır. Daha sonra ters yöne verilen birim şekil değiştirmede gerilme azalmaktadır. Steel01 çelik malzemesinden farklı olarak geri dönüşlerde Bauschinger etkisi görülmektedir.

Şekil 2.33’te 9. ve 10. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır. Şekil 2.33’de 1. grafikte önce çekme sonra basınç gerilmeleri altında oluşan gerilme-birim şekil değiştirme grafiği, 2. grafikte ise önce çekme sonra basınç altında oluşan çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafiği verilmiştir.

2.5.3 RambergOsgoodSteel modeli

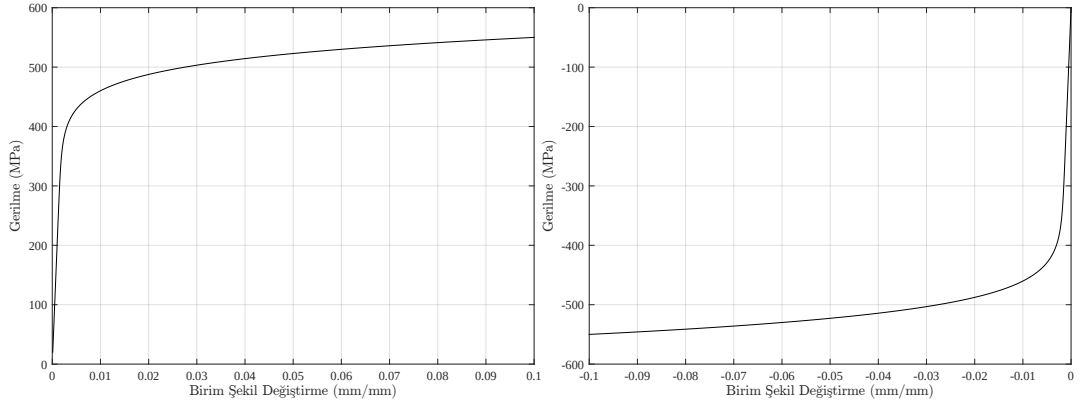
Bu malzeme davranış modeli, Ramberg ve Osgood’a ait modeldir [29]. OpenSees programında malzeme modelinin tanımlanması şu şekildedir: ‘`uniaxialMaterial RambergOsgoodSteel $matTag $fy $E0 $a $n`’. Şekil 2.34’de 1. ve 2. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır. Şekil 2.35’de 3. ve 4. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır. Şekil 2.36’te 5. ve 6. birim şekil değiştirme protokolü uygulanmıştır. Şekil 2.36’de 1. grafikte önce çekme sonra basınç, 2. grafikte ise önce çekme sonra basınç altında oluşan çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri verilmiştir.

2.6 Diğer OpenSees Malzeme Modelleri

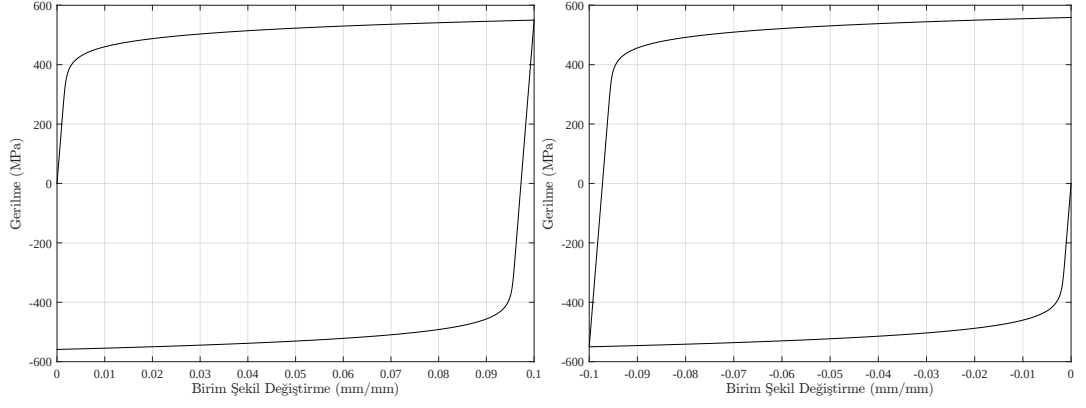
OpenSees malzeme modelleri için çok fazla seçenek sunmaktadır. Bu tez kapsamında literatürde sıkça kullanılan çelik ve beton malzeme modelleri incelenmiş ve bu modeller bir önceki bölümde açıklanmıştır. Diğer malzeme modelleri aşağıdaki gibi olup, detaylı bilgi OpenSees kılavuzunda bulunabilir [25]:

Beton malzeme modelleri:

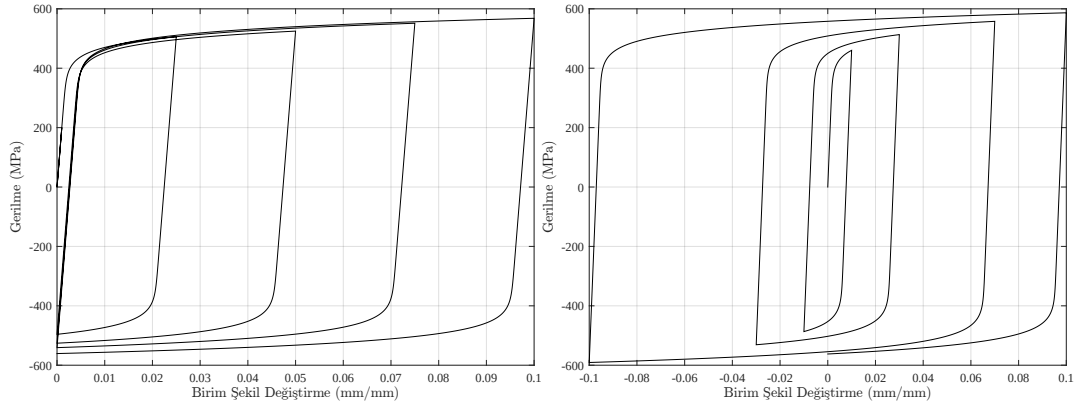
- Concrete01 Material modeli
- Concrete02 Material modeli
- Concrete04 Material modeli
- Concrete06 Material modeli



Şekil 2.34 : RambergOsgoodSteel 1. ve 2. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



Şekil 2.35 : RambergOsgoodSteel 3. ve 4. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.



Şekil 2.36 : RambergOsgoodSteel 5. ve 6. yüklemelerdeki gerilme-birim şekil değiştirme davranışı.

- Concrete07 Material modeli
- ConcreteCM Material modeli

Çelik ve donatı çeliği malzeme modelleri:

- Steel4 Material modeli
- Hysteretic Material modeli
- Reinforcing Steel Material modeli
- Dodd Restrepo modeli

Diğer malzeme modelleri:

- Elastic Uniaxial Material modeli
- Elastic-Perfectly Plastic Material modeli
- Elastic-Perfectly Plastic Gap Material modeli
- Elastic-No Tension Material modeli
- Parallel Material modeli
- Series Material modeli
- CastFuse Material modeli
- ViscousDamper Material modeli
- BilinearOilDamper Material modeli
- Bilin Material modeli
- ModIMKPeakOriented Material modeli
- ModIMKPinching Material modeli
- Fatigue Material modeli
- Hardening Material modeli

- Impact Material modeli
- Hyperbolic Gap Material modeli
- Limit State Material modeli
- MinMax Material modeli
- ElasticBilin Material modeli
- MultiLinear Material modeli
- Initial Strain Material modeli

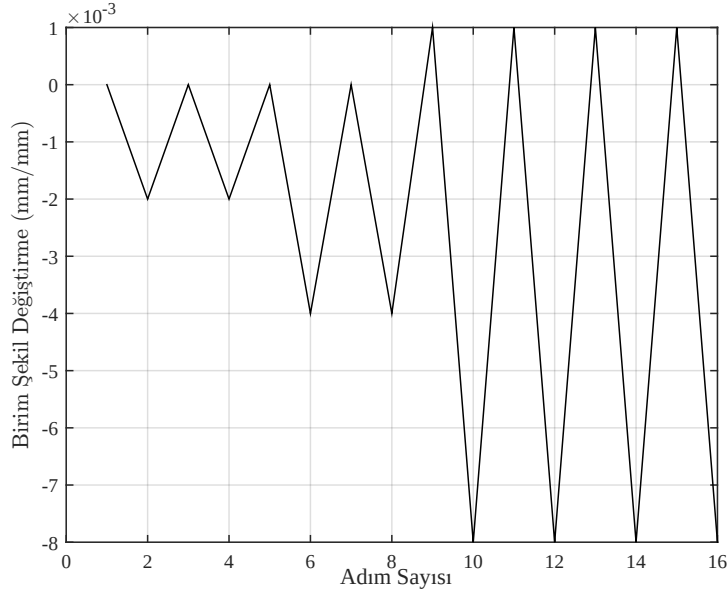
Zemin-yapı etkileşim modelleri:

- PySimple1 Material modeli
- TzSimple1 Material modeli
- QzSimple1 Material modeli
- TzLiq1 Material modeli

2.7 SeismoStruct Beton Malzeme Modelleri

Bu bölümde, SeismoStruct programında kullanılan beton modelleri incelenmiştir. Model parametreleri, SeismoStruct kılavuzunda verilen örnek değerlerden alınmış olup, her bir model için tablo halinde verilmiştir. Bu amaçla bu modellerin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri Şekil 2.37’de verilen protokol altında elde edilmiştir. SeismoStruct programında gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri model tanımlama pencesinde görülmekle beraber, bu grafiklerin sayısal değeri alınamamaktadır. Bundan dolayı bu grafiklerin ekran görüntüleri burada gösterilmiştir. İncelenen beton modelleri şunlardır:

- Con_tl (Üç doğrulu) modeli
- Con_ma (Mander) modeli
- Con_cm (Chang ve Mander) modeli
- Con_hs (Kappos ve Konstantinidis) modeli.



Şekil 2.37 : SeismoStruct beton modelleri için birim şekil değiştirme protokolü.

2.7.1 Üç doğrulu model

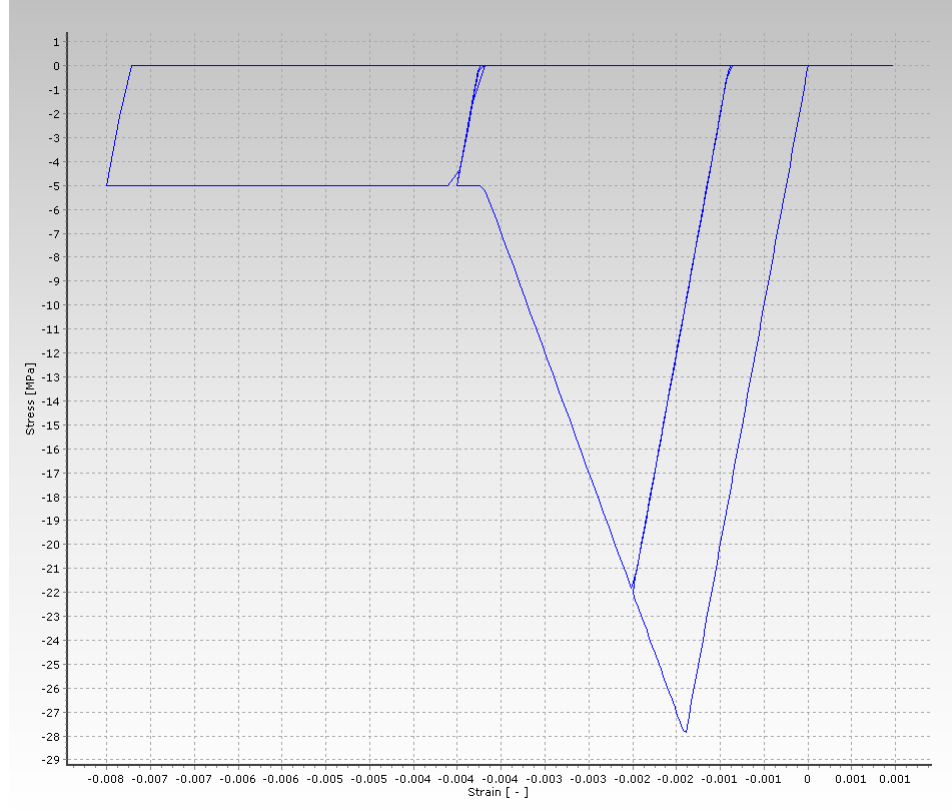
Bu model beş adet değişkene sahiptir. Bu değişkenler ve bunların tipik değerleri Çizelge 2.6'te özetlenmiştir. Bu malzeme modelinde Çizelge 2.6'de verilen değerler için betonun Şekil 2.37'deki birim şekil değiştirme protokolü altında elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.38'de verilmiştir.

2.7.2 Mander modeli

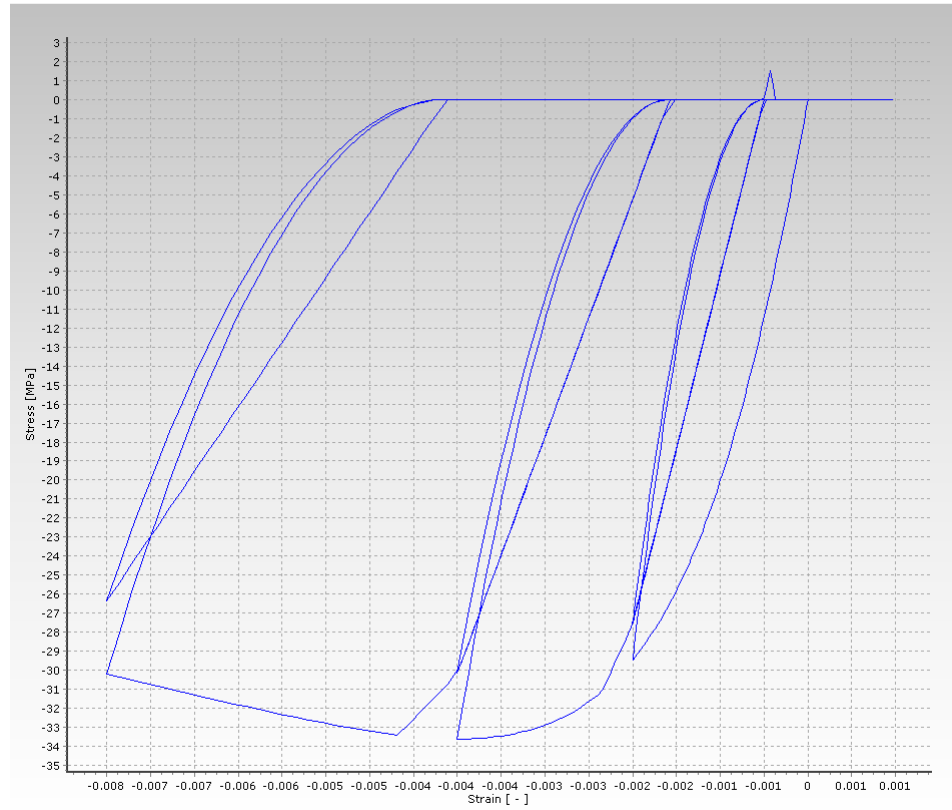
Bu model tek eksenli, sargılı beton modelidir. Madas [30] tarafından Mander [4] konstitütif ilişkisi baz alınarak oluşturulmuştur. Çevrimsel tekrar kurallarıysa Martinez-Rueda ve Elnashai'e aittir [31]. Model, beş adet değişkene sahiptir. Bu değişkenler ve bunların tipik değerleri Çizelge 2.7'te özetlenmiştir. Bu malzeme modelinde Çizelge 2.7'de verilen değerler için betonun Şekil 2.37'deki birim şekil değiştirme protokolü altında elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.39'de verilmiştir.

2.7.3 Chang ve Mander modeli

Bu model, Chang ve Mander'in [32] geliştirmiş olduğu beton modelinin uygulamasıdır. Bahsi geçen beton modeli, gerilme birim şekil değiştirme değiştirme davranışında geçişlere özel bir önem vermektedir. Çekme altındaki beton davranışı çevrimsel bir davranışa sahiptir. Modele ait basınç ve çekme zarflarıysa, birim şekil



Şekil 2.38 : Üç doğruslu beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 2.39 : Mander beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

Çizelge 2.6 : Üç doğrulu beton malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Kullanılan Değerler
Basınç mukavemeti (f_c)	15000 - 45000 (kPa)	28000 (kPa)
Başlangıç rijitliği (E_1)	$1.5e^{+7}$ - $3e^{+7}$ (kPa)	$2e^{+7}$ (kPa)
İkincil rijitlik (E_2)	$-5e^{+6}$ - $-3e^{+7}$ (kPa)	$2e^{+7}$ (kPa)
Nihai dayanımı (f_{c2})	50000 - 15000 (kPa)	50000 (kPa)
Özgül ağırlık (γ)	24 (kN/m ³)	24 (kN/m ³)

Çizelge 2.7 : Mander beton malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Kullanılan Değerler
Basınç mukavemeti (f_c)	15000 - 45000 (kPa)	28000 (kPa)
Çekme mukavemeti (f_t)	2000 - 3000 (kPa)	2200 (kPa)
Elastisite modülü (E_c)	$1.8e^{+7}$ - $3e^{+7}$ (kPa)	$2.487e^{+7}$ (kPa)
Maksimum basınç gerilmesindeki birim şekil değiştirme (ϵ_c)	0.002 - 0.0022 (m/m)	0.002 (m/m)
Özgül ağırlık (γ)	24 (kN/m ³)	24 (kN/m ³)

Çizelge 2.8 : Chang ve Mander beton malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Kullanılan Değerler
Basınç mukavemeti (f_c)	15000 - 45000 (kPa)	28000 (kPa)
Çekme mukavemeti (f_t)	2000 - 3000 (kPa)	2200 (kPa)
Elastisite modülü (E_c)	$1e^{+7}$ - $3e^{+7}$ (kPa)	$2.296e^{+7}$ (kPa)
Maksimum basınç gerilmesindeki birim şekil değiştirme (ϵ_c)	0.002 - 0.0022 (m/m)	0.002 (m/m)
Maksimum çekme gerilmesindeki birim şekil değiştirme (ϵ_t)	0.0002 - 0.00022 (m/m)	0.0002 (m/m)
Boyutsuz kritik basınçta birim şekil değiştirme (r)	1.1 - 1.5	1.3
Çekmede kritik birim şekil değiştirme (X_{cr})	1 - 5	3
Özgül ağırlık (γ)	24 (kN/m ³)	24 (kN/m ³)

Çizelge 2.9 : Kappos ve Konstantinidis beton malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Kullanılan Değerler
Basınç mukavemeti (f_c)	15000 - 45000 (kPa)	28000 (kPa)
Çekme mukavemeti (f_t)	-	4600 (kPa)
Elastisite modülü (E_c)	$3.5e^{+7}$ - $4.5e^{+7}$ (kPa)	$4.0742e^{+7}$ (kPa)
Özgül ağırlık (γ)	24 (kN/m ³)	24 (kN/m ³)

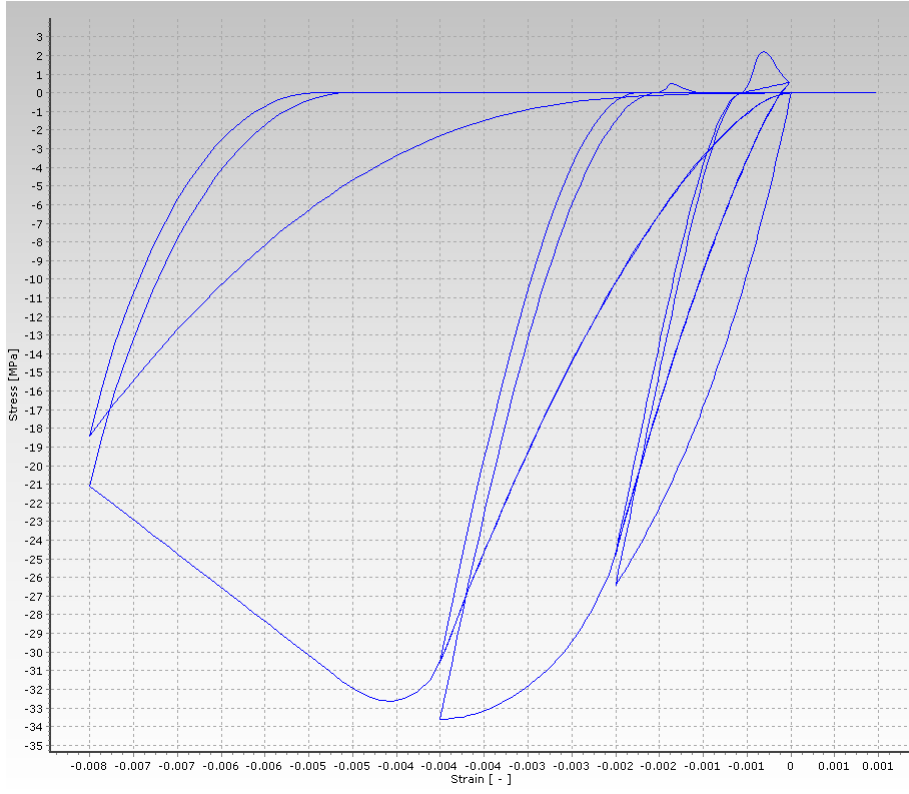
değiştirme davranışının eğimini ve aynı davranışın, artan kısımları ve pik-sonrası kısımları kontrol eder [2]. Modelin beş adet değişkeni vardır. Bu değişkenler ve tipik değerleri Çizelge 2.8’te özetlenmiştir. Bu modelin SeismoStruct programı kullanım kılavuzunda kullanılması önerilmemektedir. Gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.40’de verilmiştir.

2.7.4 Kappos ve Konstantinidis modeli

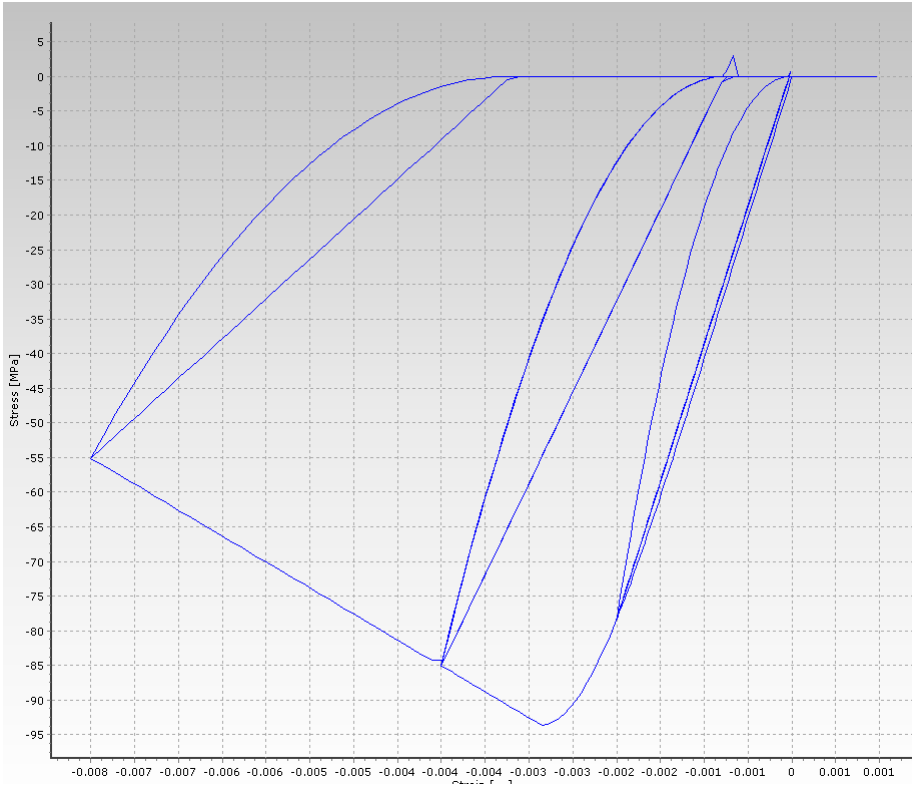
Yüksek dayanımlı betonlar için Kappos ve Konstantinidis [33] tarafından geliştirilen model, sabit sargı etkisine sahiptir. Nagashima ve diğerleri [34] tarafından önerilen konstitütif ilişki kuralları kullanılmaktadır. İstatistiksel olarak kalibrasyon yelpazesi çok geniş olan deneysel verilere göre tanımlanmıştır. Enine donatı tarafından sağlanan sargı etkisi, değiştirilmiş Sheikh ve Uzumeri faktörüyle (sargı etkisi katsayısı) [6] ele alınır ve bütün gerilme-birim şekil değiştirme tanım aralığı boyunca sabit bir sargı etkisinin varlığı kabul edilir [2]. Modelin beş adet değişkeni vardır. Bu değişkenler ve bunların tipik değerleri Çizelge 2.9’te özetlenmiştir. Bu malzeme modelinde Çizelge 2.9’de verilen değerler için betonun Şekil 2.37’deki birim şekil değiştirme protokolü altında elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.41’de verilmiştir.

2.8 SeismoStruct Çelik Malzeme Modelleri

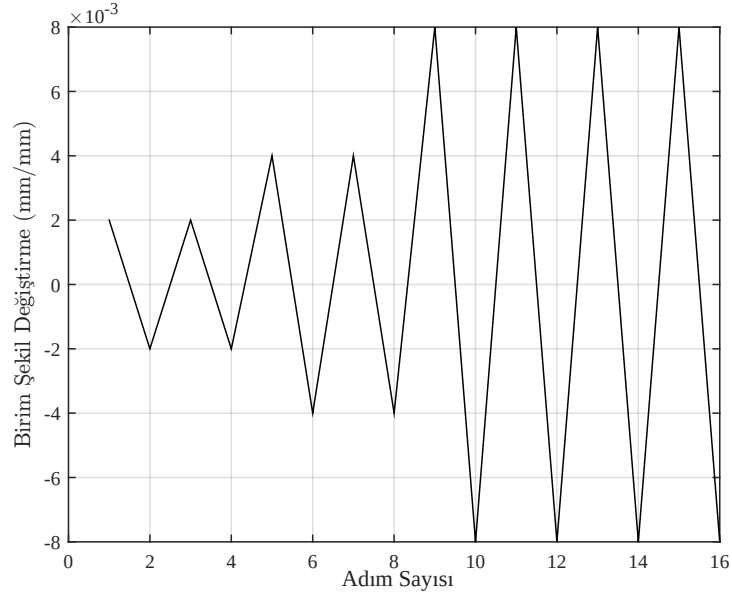
Bu bölüme, SeismoStruct programında kullanılan çelik modelleri incelenmiştir. Model parametreleri, SeismoStruct kılavuzunda verilen örnek değerlerden alınmış olup, her bir model için tablo halinde verilmiştir. Bu amaçla bu modellerin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri Şekil 2.42’de verilen protokol altında elde edilmiştir. SeismoStruct programında gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri model tanımlama



Şekil 2.40 : Chang ve Mander beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ([2]’den alınmıştır).



Şekil 2.41 : Kappos ve Konstantinidis beton malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 2.42 : SeismoStruct çelik modelleri için birim şekil değiştirme protokolü.

pencesinde görülmekle beraber, bu grafiklerin sayısal değeri alınamamaktadır. Bundan dolayı bu grafiklerin ekran görüntüleri burada gösterilmiştir. İncelenen çelik modelleri şunlardır:

- Stl_bl (Çift-doğrusal) modeli
- Stl_mp (Menegotto-Pinto) modeli
- Stl_dr (Dodd-Restrepo) modeli
- Stl_mn (Monti ve Nuti) modeli.

2.8.1 Çift-doğrusal model

Bu model, tek eksenli çekme ve basınç yüklemeleri altında çift-doğrusal davranış gösterir. Kinematik pekleşme davranışı içeren bir modeldir. Şekil 2.43’de modele örnek davranış gösterilmiştir. Modelin beş adet değişkeni vardır. Bu değişkenler ve değerleri Çizelge 2.10’te yer almaktadır. Çizelge 2.10’de verilen değerler için, Şekil 2.42’deki birim şekil değiştirme protokolü kullanılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.43’de verilmiştir.

2.8.2 Menegotto-Pinto modeli

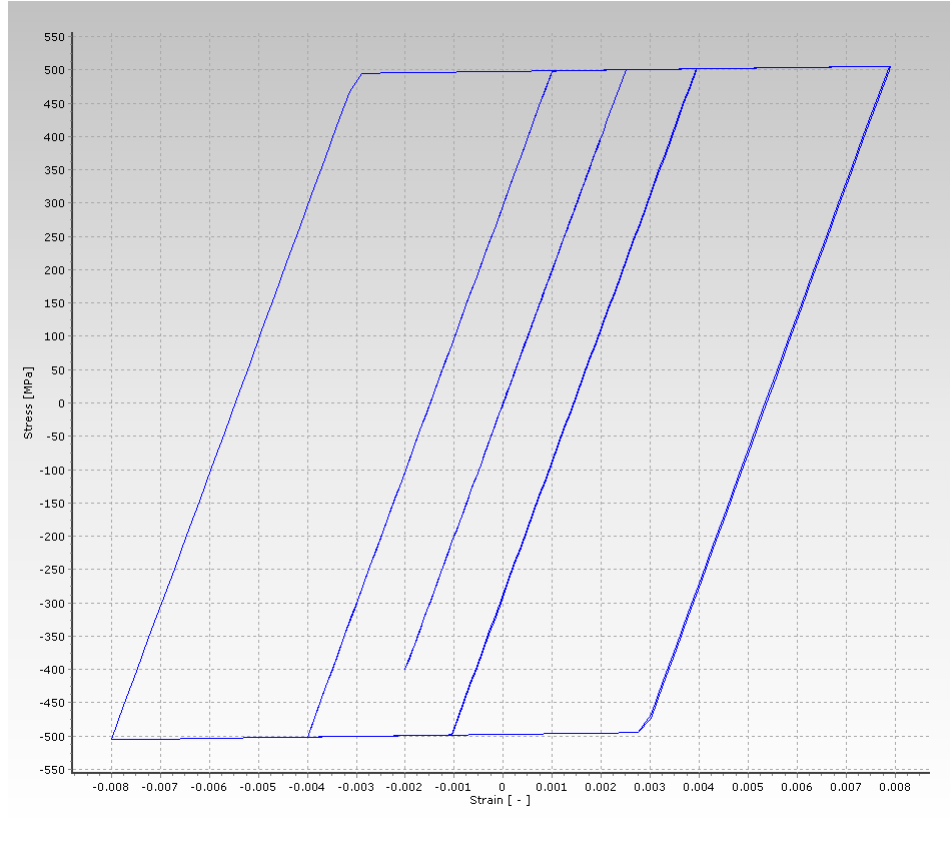
Bu model tek eksenli çekme ve basınç yüklemeleri altında Menegotto [9] modelinin Filippou [24] tarafından tanımlanan izotropik pekleşme kurallarıyla birleştirilmesi ile

Çizelge 2.10 : İki doğrulu çelik malzeme modelinin parametreleri [2].

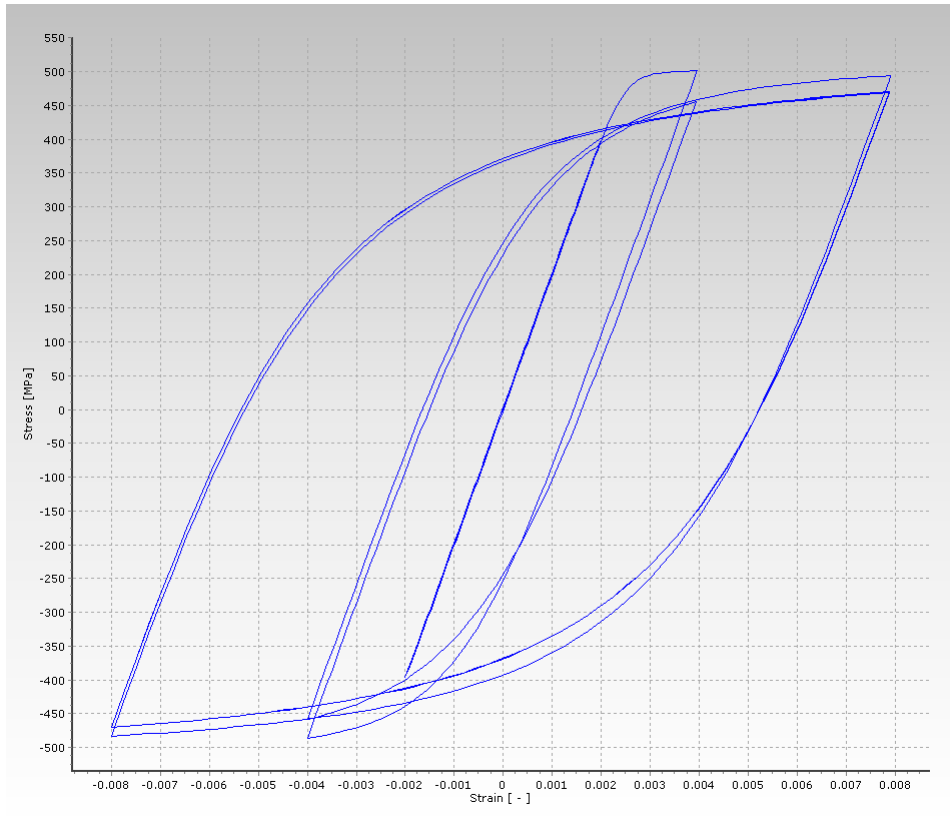
Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Varsayılan Değerler
Elastisite modülü (E_s)	$2e^{+8} - 2.1e^{+8}$ (kPa)	$2e^{+8}$ (kPa)
Akma mukavemeti (f_y)	230000 - 650000 (kPa)	500000 (kPa)
Pekleşme değişkeni (-)	0.005 - 0.015 (-)	0.005 (-)
Kopma / burkulma birim şekil değiştirmesi (-)	(-)	0.1 (-)
Özgül ağırlık (γ)	78 (kN/m ³)	78 (kN/m ³)

Çizelge 2.11 : Menegotto Pinto çelik malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Varsayılan Değerler
Elastisite modülü (E_s)	$2e^{+8} - 2.1e^{+8}$ (kPa)	$2e^{+8}$ (kPa)
Akma mukavemeti (f_y)	230000 - 650000 (kPa)	500000 (kPa)
Pekleşme değişkeni (-)	0.005 - 0.015 (-)	0.005 (-)
Eğrinin ilk şekil değişkeni (R_0)	20 (-)	20 (-)
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_1)	18.50 (-)	18.50 (-)
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_2)	0.05 - 0.15 (-)	0.15 (-)
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_3)	0.01 - 0.025 (-)	0
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_4)	2 - 7 (-)	1 (-)
Kopma / burkulma birim şekil değiştirmesi (-)	(-)	0.1 (-)
Özgül ağırlık (γ)	78 (kN/m ³)	78 (kN/m ³)



Şekil 2.43 : İki doğrulu çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 2.44 : Menegotto Pinto çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

Yassin [27] tarafından önerilmiştir. Deneysel olarak betonarme yapılarda denenmiş olup, karmaşık yükleme durumlarında da kullanılabilir. Nervürlü donatı çeliği için geliştirilmiş olan bu model ile, Prota [35] çalışmasında belirtildiği gibi, parametrelerinin doğru kalibrasyonu durumunda düz betonarme çeliği içinde modellenenir. Modelin on adet değişkeni vardır. Bu değişkenler ve tipik değerleri Çizelge 2.11’te yer almaktadır. Çizelge 2.10’de verilen değerler için, Şekil 2.42’deki birim şekil değiştirme protokolü kullanılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.44’de verilmiştir.

2.8.3 Dodd-Restrepo modeli

Bu model tek eksenli çekme ve basınç yüklemeleri altında Dodd ve Restrepo [36] tarafından önerilmiştir [2]. Yük boşaltma anında plastik birim şekil değiştirmeler, maksimum birim şekil değiştirmelere, çevrimsel tekrar sayısına ve yorulmaya bağlı olarak değişmektedir. Modelin sekiz adet değişkeni vardır. Çizelge 2.10’de verilen değerler için, Şekil 2.42’deki birim şekil değiştirme protokolü kullanılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.46’de verilmiştir.

2.8.4 Monti ve Nuti modeli

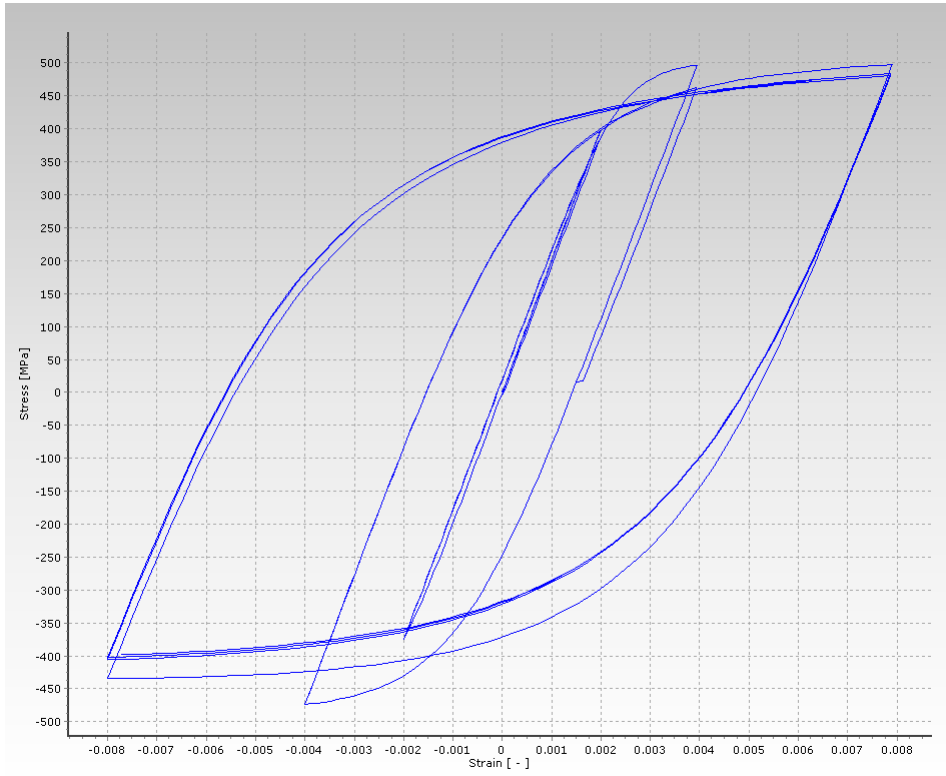
Bu model Monti ve diğerleri [37] tarafından oluşturulmuştur. Model, donatı çeliğinin basınç altında elastik olmayan burkulma davranışını da içermektedir. Menegotto-Pinto gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi [9] ile Filippou pik pekleşme [24] ve Monti-Nuti burkulma kurallarını [37] içerir. Deprem yüklemesi sırasında kararlılığı ve doğruluğu artırmak için Fragiadakis ve diğerleri [38] tarafından önerilen ek bir hafıza kuralı da kullanılmıştır. Nervürlü betonarme çeliği için geliştirilmiş olan bu model, Prota ve diğerlerinin çalışmasında [35] belirtildiği gibi parametrelerinin doğru kalibrasyon durumunda düz betonarme çeliğini de modelleyebilmektedir. Modelin on adet değişkeni vardır. Bu değişkenler ve tipik değerleri Çizelge 2.13’te yer almaktadır. Çizelge 2.10’de verilen değerler için, Şekil 2.42’deki birim şekil değiştirme protokolü kullanılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.45’de verilmiştir.

Çizelge 2.12 : Dodd ve Restrepo çelik malzeme modelinin parametreleri [2].

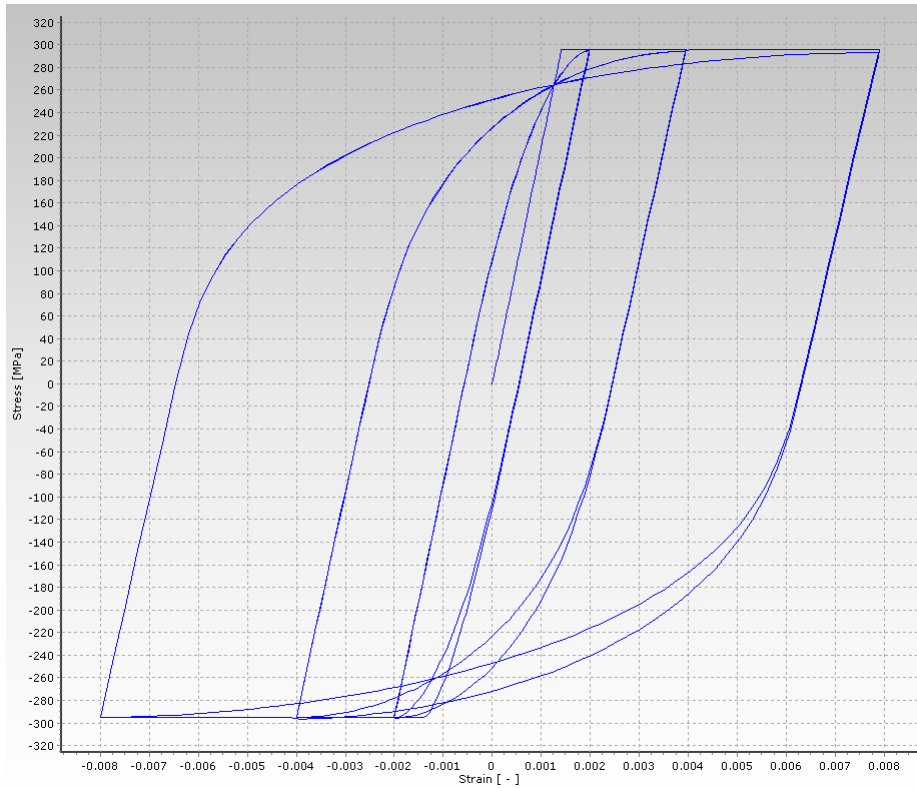
Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Varsayılan Değerler
Elastisite modülü (E_s)	$2e^{+8} - 2.1e^{+8}$ (kPa)	$2e^{+8}$ (kPa)
Akma mukavemeti (f_y)	230000 - 650000 (kPa)	295400 (kPa)
En büyük yükteki gerilme	-	479500 (kPa)
Pekleşme eğrisinin başlangıç birim şekil değişimi	(-)	0.016 (-)
En büyük yükteki birim şekil değişimi	(-)	0.207 (-)
Pekleşme eğrisinin ara noktasındaki birim şekil değişimi	(-)	0.053 (-)
Pekleşme eğrisinin ara noktasındaki gerilme	(-)	420000 (kPa)
Özgül ağırlık (γ)	78 (kN/m ³)	78 (kN/m ³)

Çizelge 2.13 : Monti ve Nuti çelik malzeme modelinin parametreleri [2].

Mekanik Özellikleri	Tipik Değer Aralığı	Varsayılan Değerler
Elastisite modülü (E_s)	$2e^{+8} - 2.1e^{+8}$ (kPa)	$2e^{+8}$ (kPa)
Akma mukavemeti (f_y)	230000 - 650000 (kPa)	500000 (kPa)
Pekleşme değişkeni (-)	0.005 - 0.015 (-)	0.005 (-)
Eğrinin ilk şekil değişkeni (R_0)	20 (-)	20 (-)
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_1)	18.50 (-)	18.50 (-)
Eğrinin şekil kalibrasyon değişkeni (A_2)	0.05 - 0.15 (-)	0.15 (-)
Kinematik / izotropik ağırlık katsayısı (P)	0.9'a yakın (-)	0.90
Gerçek olmayan boşaltmayı düzeltme değişkeni (r)	2.5 - 5 (%)	2.5 (%)
Kopma birim şekil değişimi (-)	(-)	0.1 (-)
Özgül ağırlık (γ)	78 (kN/m ³)	78 (kN/m ³)



Şekil 2.45 : Monti ve Nuti çelik modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 2.46 : Dodd ve Restrepo çelik malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.

Çizelge 2.14 : Beton malzeme modellerinin özellikleri

Sembol	Açıklama	Değer
fc	28 günlük beton basınç dayanımı (MPa)	-30
Ec	Betonun elastisite modülü (MPa)	27386
eps1	Maksimum dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.0025
rc	Tsai's denklemi şekil parametresi	1.82
xcrn	Basınç eğrisinde b.ş.d.'yi tanımlayan boyutsuz parametre	1.3
ft	Çekme dayanımı (MPa)	0
et	Çekme b.ş.d.*	0
rt	Tsai's denklemi şekil parametresi	1.2
xcrp	Çekme eğrisinde b.ş.d.'yi tanımlayan boyutsuz parametre	3

*: b.ş.d.: birim şekil değiştirme (mm/mm)

2.9 Diğer SeismoStruct Malzeme Modelleri

SeismoStruct programındaki diğer malzeme modelleri aşağıda verilmiş olup, detaylı bilgi SeismoStruct klavuzundan alınabilir [2]:

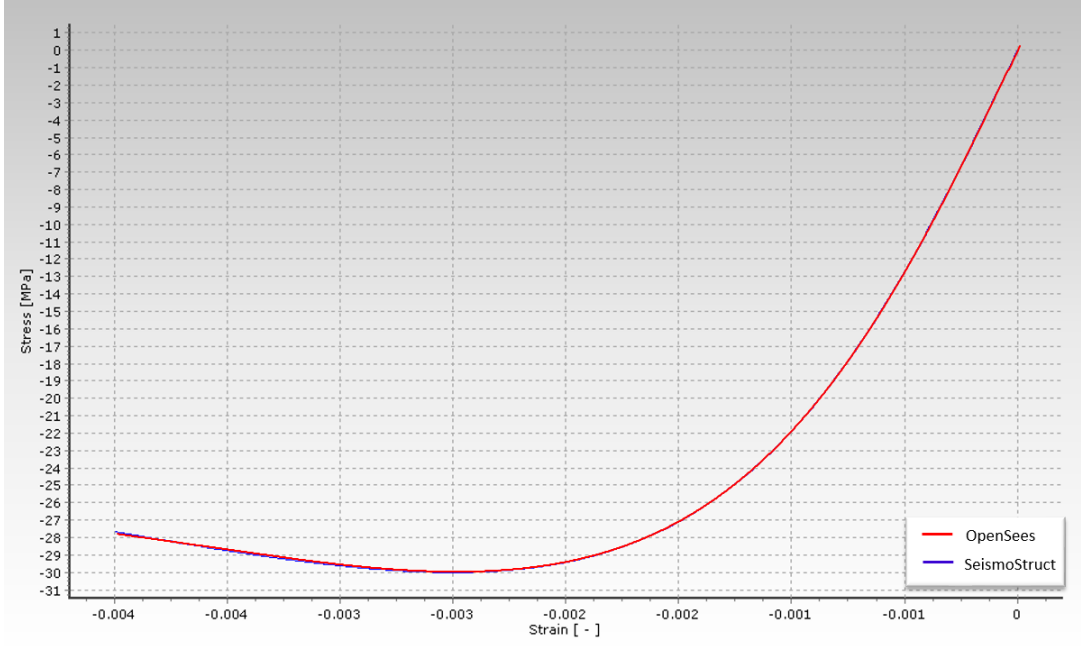
- Se_sma (Süperelastik biçim bellekli alaşım) modeli
- Frp_tl (Üç doğrulu FRP) modeli
- El_mat (Elastik malzeme) modeli

2.10 OpenSees ve SeismoStruct Karşılaştırması

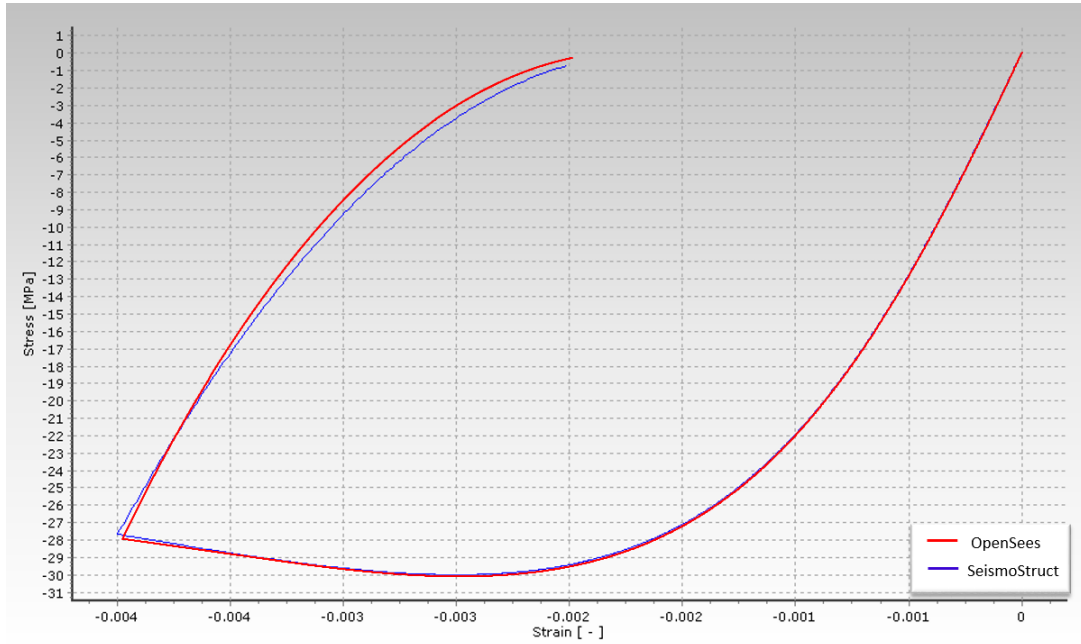
Bu bölümde OpenSees ve SeismoStruct programlarının beton ve çelik modellerinden sonraki bölümlerde kullanılması düşünülen modeller seçilerek karşılaştırma yapılmıştır. SeismoStruct programı, ekran görüntüsü dışında eğri değerlerini vermediğinden dolayı SeismoStruct programında gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ekran görüntüsü olarak alınmıştır. Daha sonra bu grafik Microsoft Excel programı yardımıyla OpenSees modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği ile üst üste çakıştırılmıştır.

Çizelge 2.15 : Çelik malzeme modellerinin özellikleri.

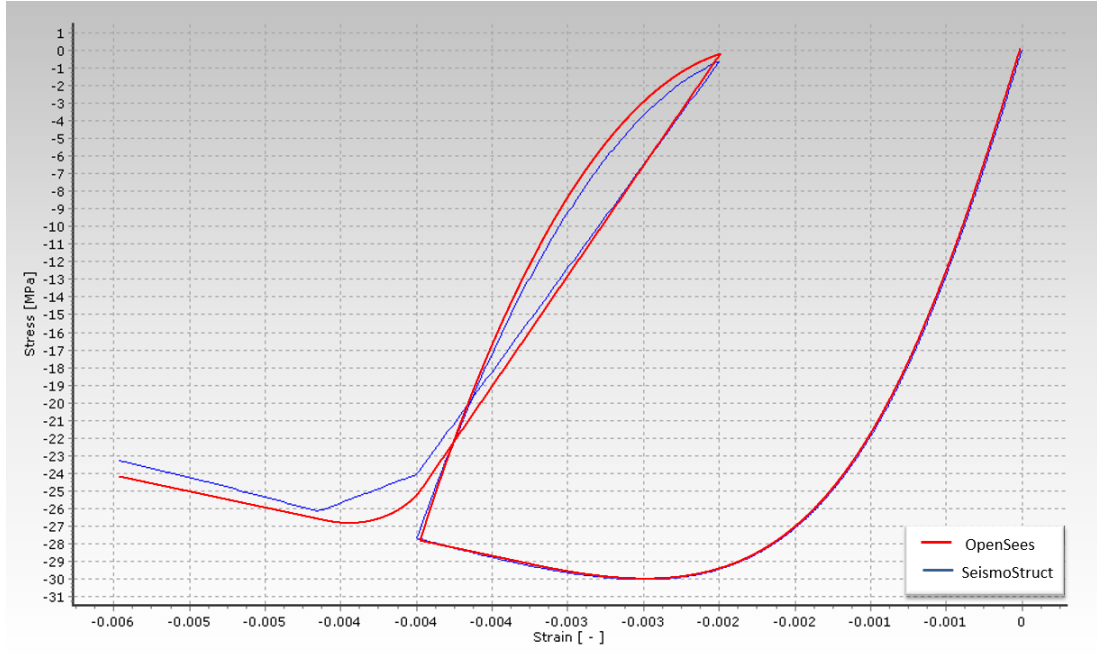
Sembol	Açıklama	Değer
Fy	Donatı çeliği akma dayanımı (MPa)	420
E	Donatı çeliği elastisite modülü (MPa)	200000.0
b	Başlangıç rijitliği ile sekant rijitliği arasındaki oran	0.01



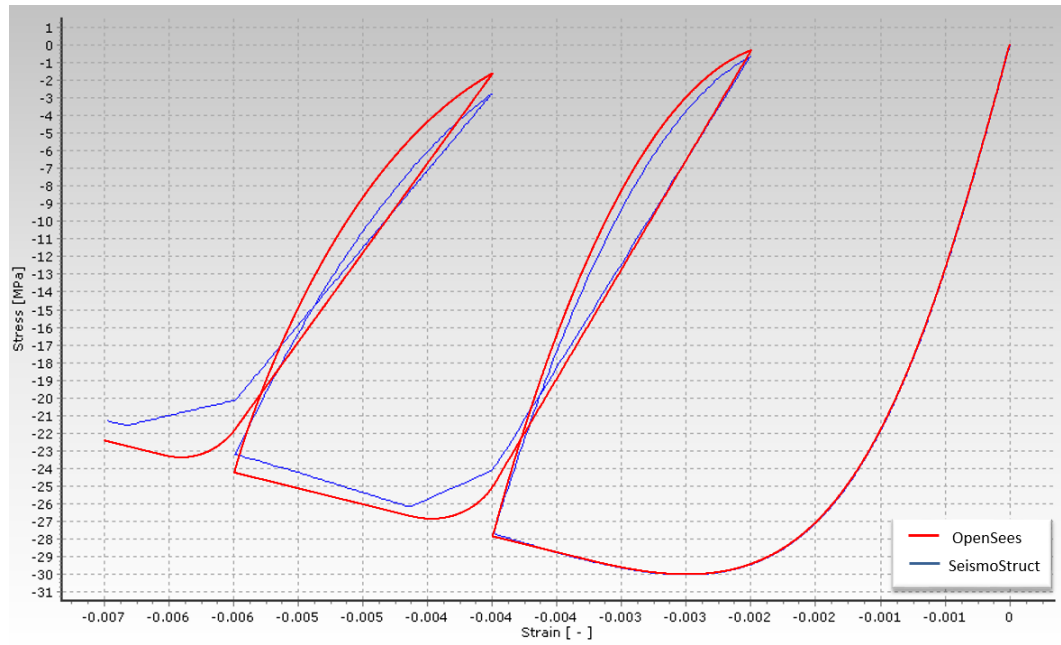
Şekil 2.47 : OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin iskelet eğrisi.



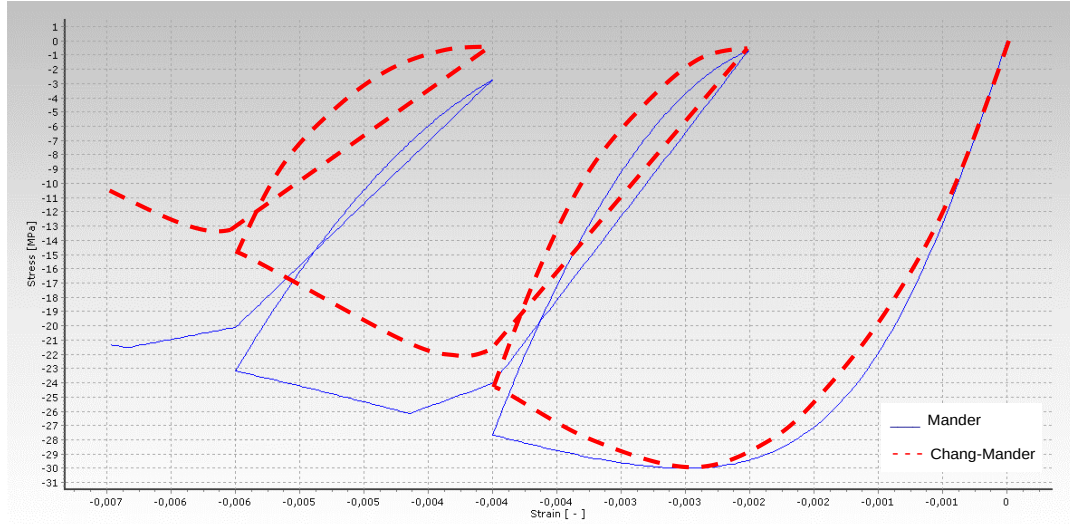
Şekil 2.48 : OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 1. adımdaki çevrimsel davranışı.



Şekil 2.49 : OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 2. adımıdaki çevrimsel davranışı.



Şekil 2.50 : OpenSees ConcreteCM ve SeismoStruct con_ma beton modellerinin 3. adımıdaki çevrimsel davranışı.



Şekil 2.51 : SeismoStruct con_ma ve con_cm beton modellerinin çevrimsel davranışı.

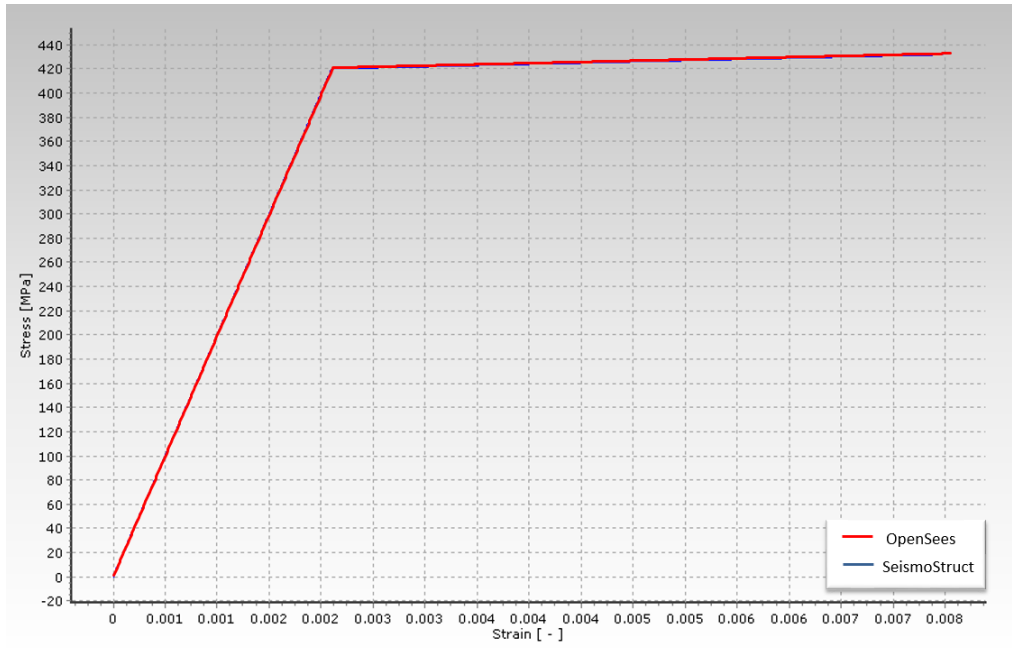
2.10.1 Beton modeli karşılaştırılması

Bu bölümde OpenSees programının ConcreteCM modeli ile SeismoStruct programının con_ma beton modeli karşılaştırılmıştır. Birim şekil değiştirme protokolü Çizelge 2.37'deki gibidir. ConcreteCM modeli Chang-Mander modelidir [32], con_ma ise Mander modelidir [4]. Şekil 2.47'de iki programa ait iskelet eğrileri, Şekiller 2.48, 2.49, ve 2.50'de çevrimsel davranış eğrileri verilmiştir. Bu grafiklerde ConcreteCM ve con_ma benzer iskelet ve çevrimsel davranış eğrileri olduğu görülmektedir. Bir sonraki bölümlerde yapısal sistem modellemesinde bu iki model kullanılacaktır.

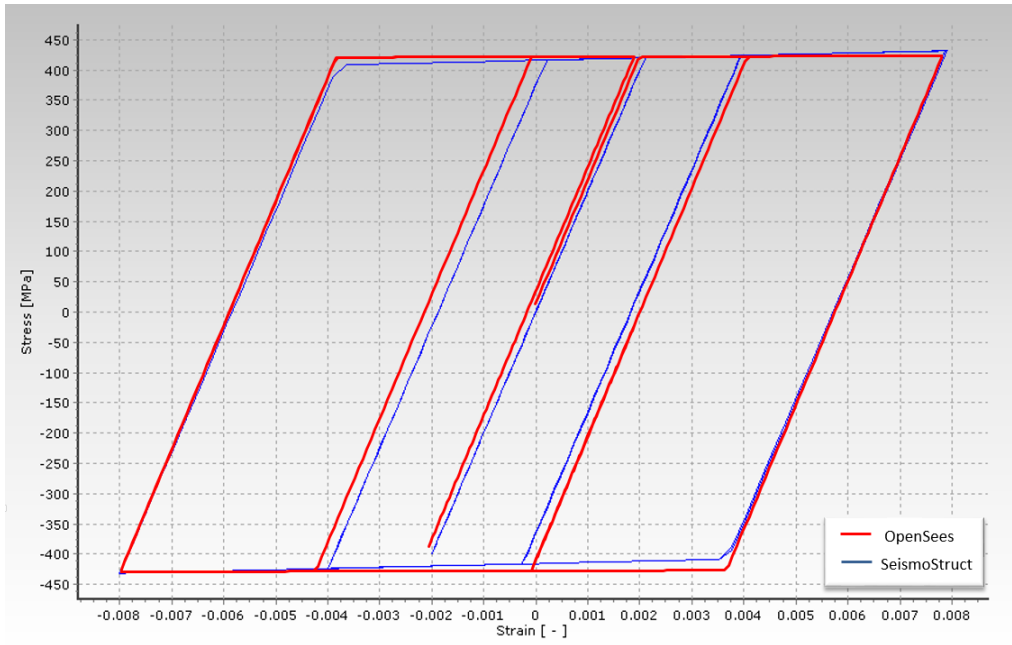
Ayrıca SeismoStruct programındaki con_cm modeli ile con_ma beton modeli karşılaştırılmıştır (2.51). SeismoStruct programındaki con_cm modeli programda henüz geliştirilmekte olduğundan tezde kullanılmamıştır ve con_ma modeli tercih edilmiştir.

2.10.2 Çelik modeli karşılaştırılması

Bu bölümde OpenSees programının Steel01 modeli ile SeismoStruct programının çift doğruslu çelik modeli karşılaştırılmıştır. Her iki modelde tipik çift-doğrusal modellerdir. Şekil 2.52'de iki programa ait iskelet eğrileri verilmiştir. Şekil 2.53'de ise iki programa ait çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi verilmiştir. Görüldüğü üzere her iki program sonuçları oldukça benzerdir. Birim şekil değiştirme protokolü Çizelge 2.42'deki gibidir. Bundan sonraki bölümlerde bu iki model kullanılmıştır.



Şekil 2.52 : OpenSees Steel01 ve SeismoStruct Stl_bl çelik modellerinin iskelet eğrisi.



Şekil 2.53 : OpenSees Steel01 ve SeismoStruct Stl_bl çelik modellerinin çevrimsel davranışı.

3. DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME VE ANALİZ

3.1 Giriş

Deprem etkileri yapıların davranışının doğrusal olmadığı bilinmektedir. Bu yüzden depreme dayanıklı yapı tasarımında doğrusal olmayan davranış göz önüne alınmalıdır. Yapı sistemlerinde doğrusal olmayan davranış iki kategoride incelenmektedir. Birincisi, yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı, ikincisi ise, geometri bakımından doğrusal olmayan davranışdır. Malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış, kullanılan yapı malzemelerinin çeşitli yüklemeler altındaki doğrusal olmayan davranış göstermesi ile ilgilidir. Geometri bakımından doğrusal olmayan davranış ise, yapı sistemlerinde çeşitli yüklemeler sonucunda denge denklemlerinin sistemde oluşan geometrik değişimlerin yeterince küçük olmamasından dolayı geometrik uygunluk koşullarını sağlanmaması olarak açıklanabilir. Denge denklemlerinin şekil değiştirmiş eksen üzerine yazıldığı teori ikinci mertebe teorisi olarak bilinmektedir. Bu doğrusalsızlıklardan birinin oluşması yapı davranışının doğrusalsızlığı anlamına gelir. Bazen iki doğrusalsızlık birlikte söz konusu olabilir. Her iki bakımdan doğrusal olmayan davranışın göz önüne alındığı teoriye ikinci mertebe elastoplastik teori denilmektedir. Denge denklemlerinde yer değiştirmeler ‘küçük’ ise denge denklemleri şekil değiştirmemiş sistem üzerine, ‘küçük değil’ ise şekil değiştirmiş sistem üzerine yazılması gerekir. Benzer şekilde geometrik süreklilik denklemlerinde yer değiştirmeler “küçük” ise geometrik süreklilik denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerine, “küçük değil” ise geometrik süreklilik denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerine yazılması gerekir. Bu tez kapsamında malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış gözönüne alınmış olup, geometri doğrusalsızlık göz önüne alınmamıştır.

Bu bölümde, doğrusal olmayan davranış ve analiz yöntemleri hakkında bilgiler verilmiştir. İlk önce, temel çevrimsel davranış modelleri açıklanmıştır. Sonra, yapısal

elemanların doğrusal olmayan modelleme yöntemleri özetlenmiştir. En sonunda, doğrusal olmayan analiz yöntemleri hakkında bilgi verilmiştir.

3.2 Çevrimsel Modeller

Çevrimsel modeller doğrusal olmayan davranışı yansıtan matematiksel modellerdir. Doğrusal olmayan davranış, malzemede gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi ile, kesitlerde moment-eğrilik ilişkisi ile, yapısal elemanlarda eksenel kuvvet-şekil değiştirme ilişkisi ile ya da burkulma davranışı ile, yapılarda ise taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkisi ile tanımlanabilir. Çevrimsel modeller tüm bu davranışların simülasyonu için kullanılabilir. Bundan dolayı modelleri birimler vererek açıklamaktan daha çok kurallarını açıklamak daha uygun olmaktadır. Ancak model açıklanırken genelde “kuvvet” ve “yer değiştirme” ifadeleri kullanılır.

Çevrimsel modeller ile malzemelerin, kesitlerin, elemanların ya da yapıların bazı tipik doğrusal olmayan davranış özellikleri modellenabilir. Bu özelliklere örnek olarak;

- dayanım azalması,
- rijitlik azalması,
- daralma (pinching),
- burkulma gösterilebilir.

3.3 Çevrimsel Modellerin Sınıflandırılması

Çevrimsel modeller farklı bakış açıları ile farklı sınıflandırılmaya tabi tutulabilir. Bu çalışmada, modellerin tanımlanması üzerinden yapılan sınıflandırmadan bahsedilecektir. Tanımlama açısından bakılınca doğrusal olmayan modeller iki ana sınıfta toplanabilir:

- Parçalı doğrusal modeller
- Sürekli (fonksiyonel) modeller

Parçalı doğrusal modeller, bölümleri doğrusal olan ve bundan dolayı bilgisayar ortamında `if-else` olarak tabir edilen kurallar ile tanımlanmaya uygun modellerdir.

Doğrusalsızlık sadece doğrusal bölümlerin geçişlerinde oluşur ve sürekli değildir. Bu modellere çift-doğrusal ve Takeda modelleri örnek gösterilebilir. Sürekli modeller, fonksiyonlar ile tanımlanan modellerdir. Model ya tümünden bir fonksiyon ile tanımlanır ya da modellerin bölümlerinin her biri birer fonksiyon ile tanımlanır. Fonksiyonların tanımlandığı bölgelerde genelde doğrusalsızlık tüm bölgede mevcuttur. Bu modellere Bouc-Wen ve Ramberg-Osgood modelleri örnek olarak gösterilebilir.

3.4 Çevrimsel Modellerin Bileşenleri

Çevrimsel modeller genelde iki ana bileşen ile tanımlanmaktadır:

- İskelet eğrisi
- Çevrimsel davranış kuralları

İskelet eğrisi gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin sınırlarını tanımlar. Bu sınırlar monotonik bir yükleme ile ya da çevrimsel bir yüklemenin zarfı ile elde edilebilir. Yüklemenin statik ya da dinamik olması iskelet eğrisini değiştirebilir. Her malzeme, kesit, eleman ve yapının kendine özgü bir iskelet eğrisi olacaktır. Ancak, matematiksel modelleme yapılırken basitleştirilmiş ve genelleştirilmiş eğriler tercih edilir. Bu eğriler sürekli modellerde fonksiyonlar ile model bünyesinde tanımlanmış olacaktır. Parçalı-doğrusal modellerde ise iskelet eğrisi bilgisayarda programlamaya uygun olarak basit kurallar ile tanımlanmaktadır.

Çevrimsel davranış kuralları, davranışın çevrimsel ve tekrarlı yüklemeler altındaki özelliklerini modele yansıtan kurallardır. Bunlara örnek olarak, boşaltma ve tekrarlı yüklemeler altında rijitliğinin ve rijitlikteki azalmanın tanımlanması, dayanımda azalmanın tanımlanması, sıkışma davranışının tanımlanması gösterilebilir.

Parçalı-doğrusal modellerde, farklı iskelet eğrileri, farklı çevrimsel kurallar ile birleştirilerek yeni modeller elde edilebilir. Ancak, sürekli modellerde bu her zaman mümkün olmayabilir.

3.5 Temel Çevrimsel Modeller

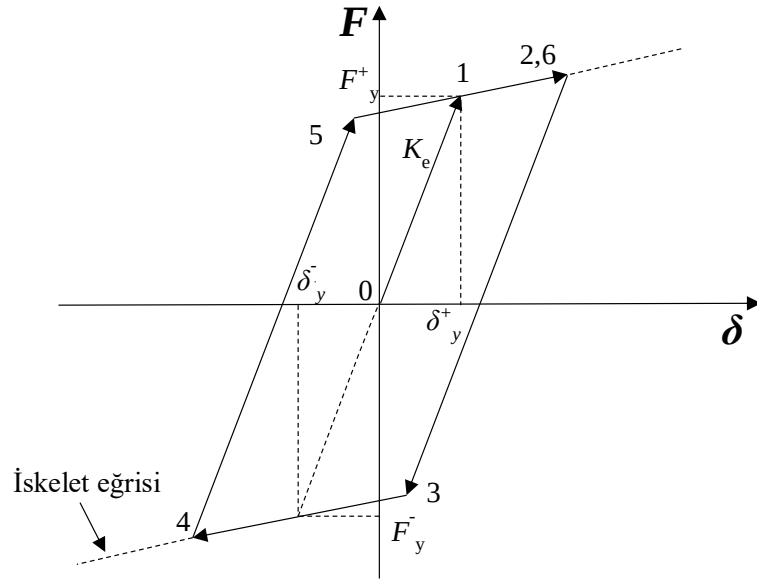
Bu bölümde, bazı temel çevrimsel modeller iskelet eğrileri ve çevrimsel davranış kuralları üzerinden açıklanmıştır. Bu modeller:

- Çift-doğrusal model (bilienar model)
- Pik-hedefli model (peak-oriented model)
- Daralma model (pinching model)
- Takeda modeli
- İbarra-Krawinkler modeli
- Sürekli modeller

Bu modeller daha çok kesit, yapısal eleman ve yapı için uygundur. Beton ve çelik malzemelerinin çevrimsel davranışı oldukça karmaşık olduğundan, sadece bu malzemelerde kullanılabilecek özel çevrimsel kurallar tanımlanmıştır. Ancak, bu karmaşık modellerin simülasyonunun zor olduğu birçok durumda, bu bölümde verilen modeller malzeme için de kullanılmaktadır. Beton ve çelik malzeme modelleri bir önceki bölümde anlatılmıştır.

3.5.1 Çift-doğrusal model

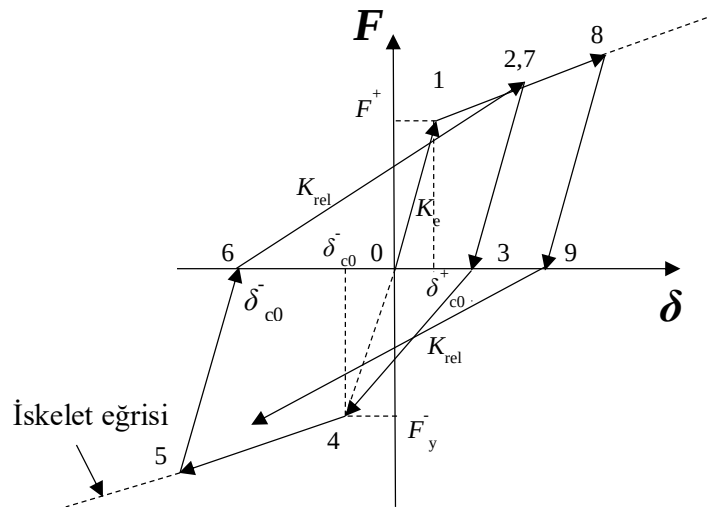
Çift-doğrusal model en temel model olarak düşünülebilir. Davranış, doğrusal elastik bir bölge ile başlar ve akma noktasına kadar bu şekilde devam eder. Akma noktasından sonra ya tamamen sıfır rijitlik ile plastik olarak ya da pekleşme rijitliği ile doğrusal olarak devam eder. Pekleşme rijitliği genelde ilk rijitliğin bir oranı olarak gösterilir. İskelet eğrileri çok temel iki doğrusal çizgidir. Bu iki eğri arasında çevrimsel davranış, ilk rijitlikle iskelet eğrileri üzerinde ise ikinci rijitlikler tanımlanır. İskelet eğrisi üzerinden boşaltma yapılırsa, davranış ilk rijitlik ile geri dönüşü tamamlar. Bu davranışa ait model Şekil 3.1’de yer almaktadır.



Şekil 3.1 : Çift-doğrusal model iskelet eğrisi.

3.5.2 Pik-hedefli model

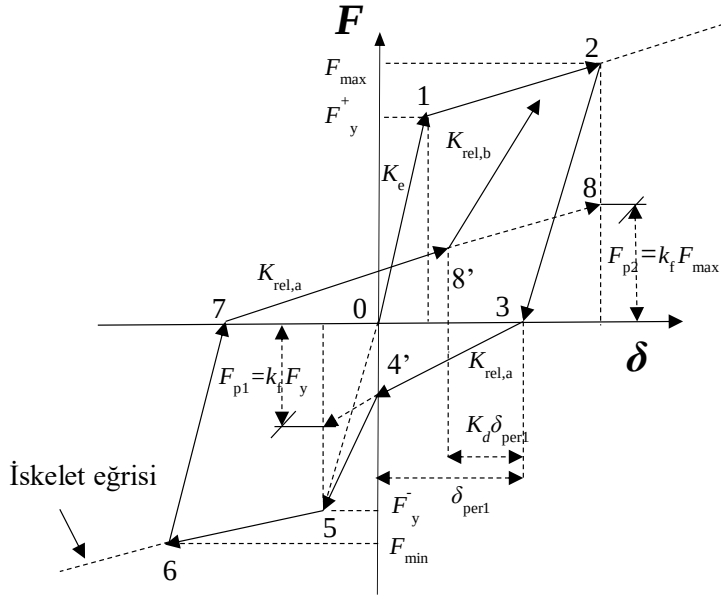
Bu model, Clough ve Johnston [39] tarafından önerilen basit çevrimsel kurallar ve bu kuralların Mahin ve Bertero [40] tarafından geliştirilen temel kuralları içermektedir. Modelde iskelet eğrisi çift-doğrusal modelindeki gibi olup, farklı iskelet eğrileri de kullanılabilir. Bu modelin özelliği iskelet eğrisinden çok, çevrimsel ve tekrarlı yüklemelerde rijitlikler davranış bir önceki çevrimin pik noktasına hedefleyecek şekilde güncellenir. Bu davranış modeli Şekil 3.2’ de görülmektedir.



Şekil 3.2 : Pik-hedefli modelin iskelet eğrisi.

3.5.3 Daralma modeli

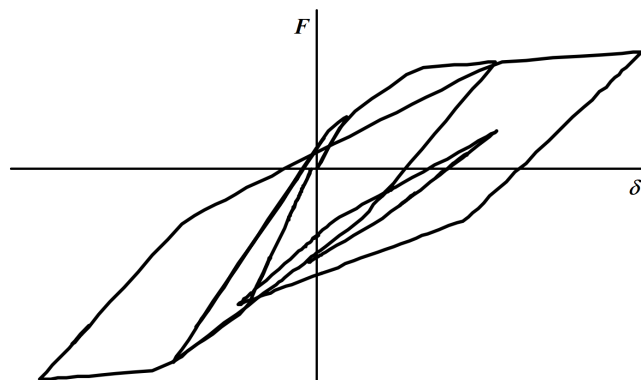
Bu model, yük boşalması ile sıfır gerilme noktasına geldikten sonra ters yönde yükleme yaparken, rijitlikle önemli azalma, sıfır şekil değiştirme bölgesinden sonra ise rijitlik artışı ile ifade edilebilir. Bir çevrim ile sönmölen enerji çevrimdeki daralma nedeni ile azalmaktadır. İskelet eğrisi çift-doğrusal ya da başka bir model olabilir. Bu davranış modeli Şekil 3.3’ te görölmektedir.



Şekil 3.3 : Daralma modeli iskelet eğrisi.

3.5.4 Takeda modeli

Takeda modeli, betonarme elemanlar için geliştirilmiş sık kullanılan bir çevrimsel davranış modelidir [41]. Genelde iskelet eğrisi üç doğrulu olarak tanımlanan bir modeldir ve modele ait örnek iskelet eğrisi Şekil 3.4’ te görülmektedir.

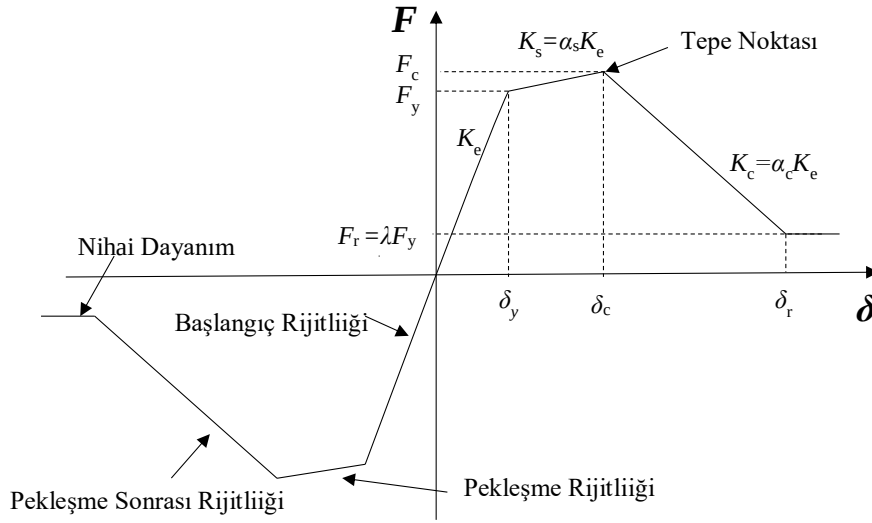


Şekil 3.4 : Takeda modeli ([11]'den alınmıştır).

3.5.5 İbarra-Krawinkler modeli

Bu model oldukça kapsamlı bir modeldir ve yukarıda açıklanan davranışları içermektedir. Bundan dolayı ilk önce iskelet eğrisi sonra çevrimsel davranış kuralları açıklanmıştır.

3.5.5.1 İskelet eğrisi



Şekil 3.5 : İbarra-Krawinkler modeli iskelet eğrisi [12].

İbarra-Krawinkler modelindeki iskelet eğrisi Şekil 3.5'deki gibidir [12]. İskelet eğrisini daha iyi anlamak için bazı tanımlar aşağıda açıklanmıştır:

- Akma gerilmesi (F_y) elastik şekil değiştirmenin son bularak kalıcı şekil değiştirmelerin başladığı gerilme değeridir.
- Başlangıç rijitliği (K_e) koordinat sisteminde orijin (0,0) ile akma noktası arasındaki eğrinin kuvvet değerinin şekil değiştirme değerine oranı olarak tanımlanmaktadır.
- Pekleşme rijitliği (K_s) akma noktasından maksimum dayanım noktasına kadarki eğrinin rijitliğidir ve genelde başlangıç rijitliğinin bir katsayıyla çarpımı olarak ifade edilir: $K_s = \alpha_s K_e$.

- Maksimum dayanımdaki şekil değiştirme değerinin, akma dayanımındaki şekil değiştirmeye oranı, süneklik kapasitesini ifade etmektedir.
- Tepe noktası (F_c, δ_c) yükleme sonucu ulaşılabilecek maksimum dayanım değeri ve bu noktadaki şekil değiştirmenin kesiştiği noktadır. Maksimum dayanımdaki pekleşme değeri (F_c) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$F_c = F_y + K_s (\delta_s - \delta_y) \quad (3.1)$$

- Pekleşme sonrası riğitliği (K_c) maksimum dayanım noktası ile kırılma anındaki dayanım noktası arasında kalan eğrinin riğitliğidir ve genelde başlangıç riğitliğinin bir katsayıyla çarpımı olarak ifade edilir: $K_c = \alpha_c K_e$
- Kırılma anı dayanım değerine (F_y) başlangıç riğitliğinin bir katsayıyla çarpımı ile ulaşılabilir: $F_r = \lambda F_y$.
- Çevrimsel yüklemeler sonucu oluşturulan iskelet eğrilerinde kırılma anındaki şekil değiştirme gösterilmektedir. Ancak en genel hali ile, kırılma anından sonrada bir miktar dayanım olduğu ve bu noktadan sonra davranışta tanımlanan son bir noktaya kadar şekil değiştirmenin olduğu kabul edilir. Kırılma anındaki şekil değiştirme şu şekilde bulunabilir:

$$\delta_r = \delta_c + (F_c - F_r) / K_c \quad (3.2)$$

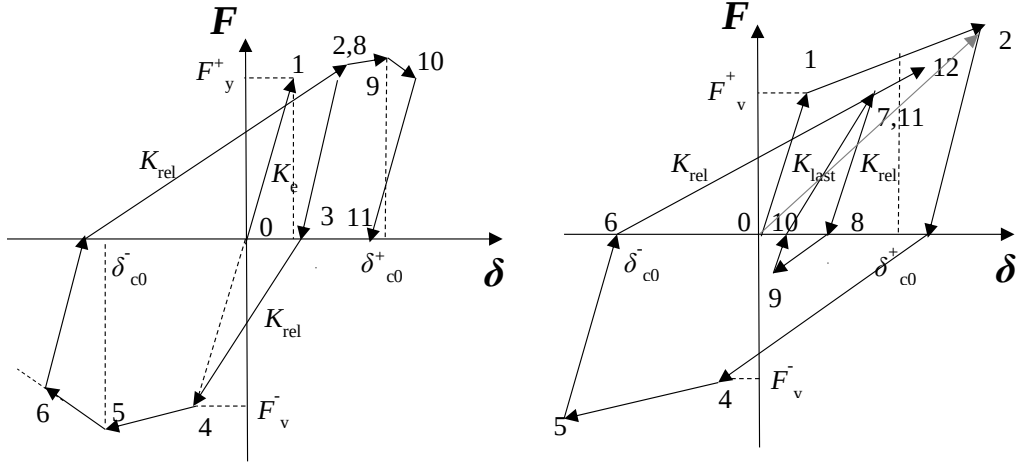
- Model parametleri ($\delta_c, \delta_s, \alpha_s, \alpha_c, \lambda$) Şekil 3.5'deki çevrimsel modelin yük-şekil değiştirme verilerinin kalibrasyonu ile elde edilmektedir.

3.5.5.2 Çevrimsel davranış

Ibarra-Krawinkler modelindeki çevrimsel davranış kuralları yukarıda açıklanan temel modelleri içermektedir. Bu modellerin açıklaması aşağıda verilmiştir.

Dayanımı sınırlı çift-doğrusal davranış:

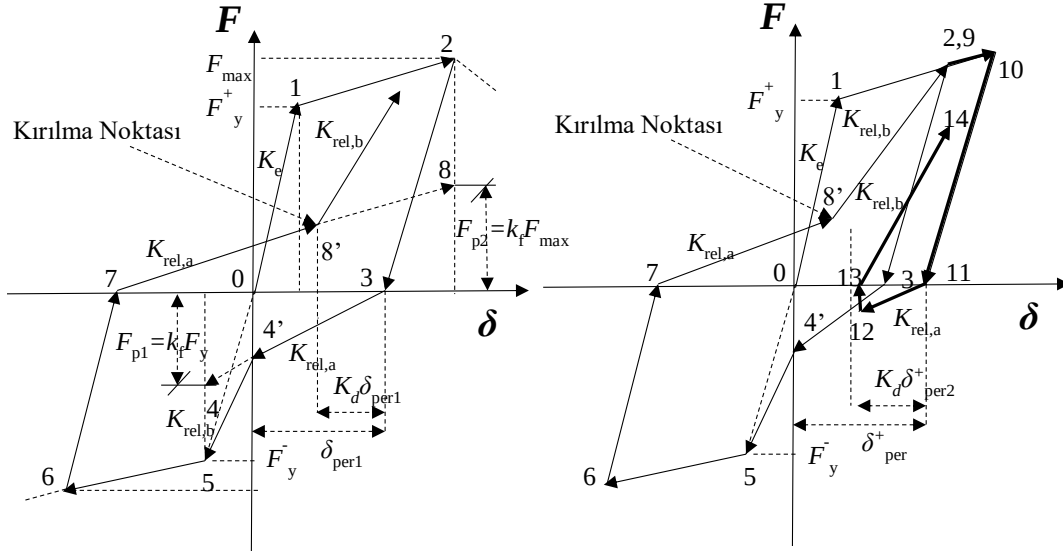
Bu modele ait çevrimsel davranış Şekil 3.6'de verilmiştir. Bu model, kinematik pekleşmesi olan standart çift-doğrusal çevrimsel kurallara dayanmaktadır. Modelde 0 ve 1 arasında kalan kısım doğrusal davranış sergilemektedir, 1 ve 2 aralığında yani 1 noktasındaki akma değerinden sonra ilk rijitlikten daha düşük bir rijitlikle pekleşme yapmaktadır. 2 noktası tepe noktası maksimum dayanıma denk gelen yer



Şekil 3.7 : Pik-hedefli çevrimsel model (a) basit model kuralları (b) Mahin ve Bertero's uyarlaması [13].

Daralmalı davranış

Daralmalı modeli diye adlandırılan bu model pik-hedefli modele benzerlik göstermekle birlikte tekrarlı yüklemenin iki aşamada gerçekleşmesi beklenmektedir. Tekrarlı yükleme sırasında eğri, maksimum kalıcı birim şekil değiştirmenin ve maksimum yükün bir fonksiyonu olan yükleme yönündeki bir "kırılma noktasına" yönlendirilir [12]. Bu modele ait çevrimsel davranış Şekil 3.8'de verilmiştir.



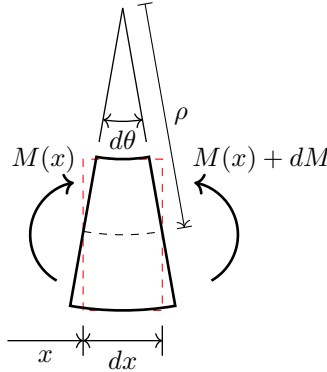
Şekil 3.8 : Daralmalı çevrimsel model (a) basit model kuralları (b) tekrarlı yüklemelerde kırılma noktaları [12].

3.6 Betonarme Kesitlerde Moment – Eğrilik ($M - \kappa$) İlişkisi

Çubuk elemanlar için kullanılan yığılı plastisite modellerinin yapı taşı, moment-eğrilik ilişkisidir. Eğrilik, eğilme şekil değiştirmesi gösteren kesitler için tanımlanmaktadır. Şekil 3.9’de gösterildiği üzere, eğrilik sonsuz küçüklikteki çubuk elemanda oluşan açı değişiminin o eleman boyuna oranıdır:

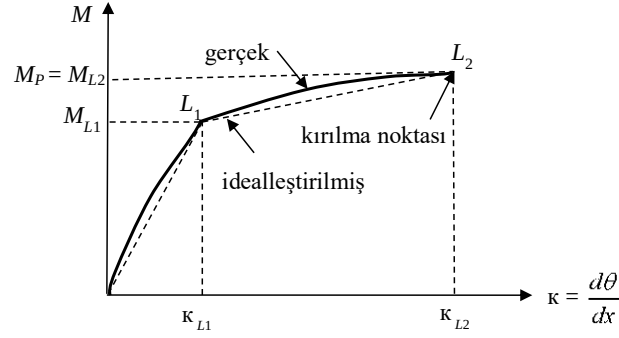
$$\text{Eğrilik} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \kappa \quad (3.3)$$

Burada θ dönme, y yer değiştirme, ρ eğrilik yarıçapıdır.



Şekil 3.9 : Eğilme şekil değiştirmesi.

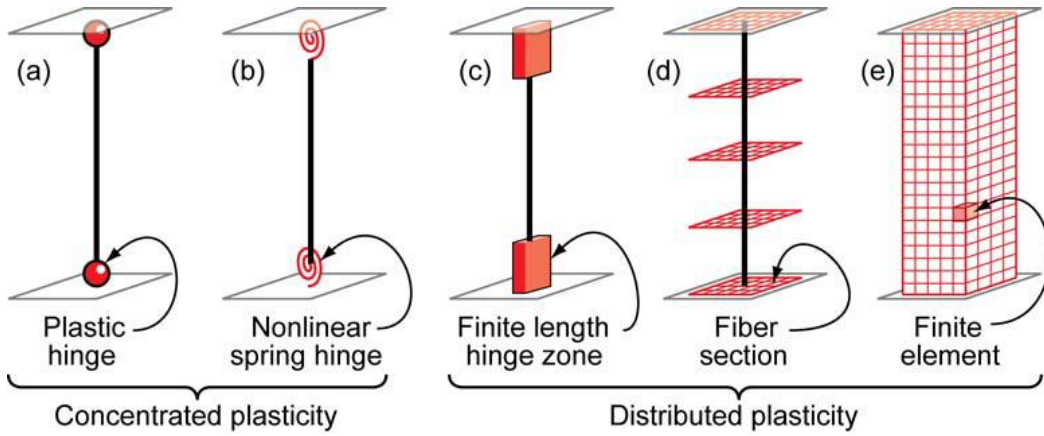
Doğrusal olmayan analizlerde moment-eğrilik ilişkisi, genelde gerçek moment-eğrilik ilişkisinin idealleştirilmiş bir hali kullanılır. Bu tez kapsamında betonarme yapılar incelendiğinden, betonarme kesitler için kullanılan tipik bir idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisinden bahsedilecektir. Şekil 3.10’ de tipik bir betonarme kesitin asıl ve idealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkileri gösterilmiştir. Bu şekilde, L_1 noktası, beton dış lifinde veya çekme donatısında, plastik şekil değiştirmelerin başladığı noktadır. L_2 noktası ise, basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırıldığı veya çekme donatısının koptuğu durumu ifade etmektedir.



Şekil 3.10 : Tipik moment-eğrilik ilişkisi.

3.7 Yapısal Elemanların Doğrusal Olmayan Modellemesi

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizleri için yapısal elemanların doğrusal olmayan modellemelerinin yapılması gerekir. Yapısal elemanların doğrusal olmayan davranış modelleri daha basit ve makro olan yığılı modellerden daha karmaşık ve mikro olan yayılı modellere kadar değişiklik gösterebilir. Örnek olarak Şekil 3.11’de bir kolon elemanı için kullanılabilecek yaklaşımlar gösterilmiştir [14].



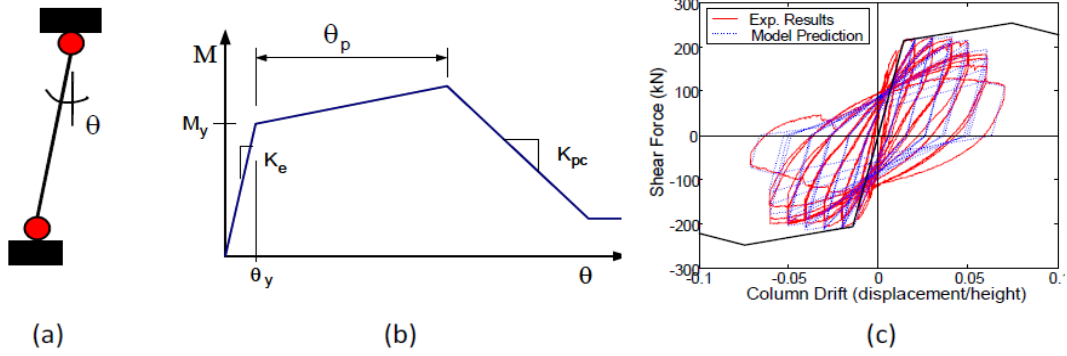
Şekil 3.11 : Doğrusal olmayan davranış modelleri ([14]’den alınmıştır).

3.8 Yığılı Plastisite Modelleri

Doğrusal olmayan davranışı en basit şekilde ifade edebilen modeller, yığılı plastisite modelleridir. Makro eleman olduklarından, doğrusalsızlık kuvvet-yer değiştirme (ya da moment-dönme) üzerinden tanımlanır. Bu yaklaşımda, genelde yapısal elemanın belli bir bölgesinde ya da tümünde oluşan doğrusal olmayan davranış, boyutu sıfır olan doğrusal olmayan bir yay ya da benzeri bir elemanla modellenir. Elemanın diğer

bölgeleri doğrusal olarak modellenir. Kolon, kiriş gibi çubuk elemanlarda, doğrusal olmayan davranışın elemanların yüksekliği veya uzunluğu boyunca sonlu uzunluktaki herhangi bir bölgesinde toplandığı kabulü yapılır. Bu bölgeler genellikle kolon elemanlarda elemanın alt ve üst uçlarında, kirişlerde sol ve sağ uç noktalarındadır (örnek: Şekil 3.12). Geniş açıklıklı elemanlarda doğrusal olmayan davranışın çubuk elemanın orta bölgesinde oluşacağı kabulü de mevcuttur. Yığılı plastisite yaklaşımında bu bölgelerin her biri için boyutu sıfır olan bir doğrusal olmayan yay kullanılabilir.

Çubuk elemanlarda eğilme doğrusalsızlığını modellemek için kullanılan yığılı plastisite modellerini rijit-plastik mafsallık ve moment-dönme yayı olmak üzere iki sınıfa ayırmak mümkündür. Rijit-plastik mafsallık modeli ise moment-eksenel yük etkileşimli ve etkileşimsiz olmak üzere ikiye ayrılabilir. Kafes elemanı ya da çapraz elemanlar gibi geometrik doğrusalsızlıklar için eksenel yay modeli kullanılabilir. Bazı yaklaşımlarda doğrusal olmayan yığılı yaylar çubuk elemanlar ile beraber modellenecek bir makro eleman tanımlanabilir. Bu modellerin teorisi, rijitliklerin nasıl belirleneceği, yay değerlerinden eğilme değerlerinin nasıl bulunabileceği birçok literatürde mevcuttur [42–45].

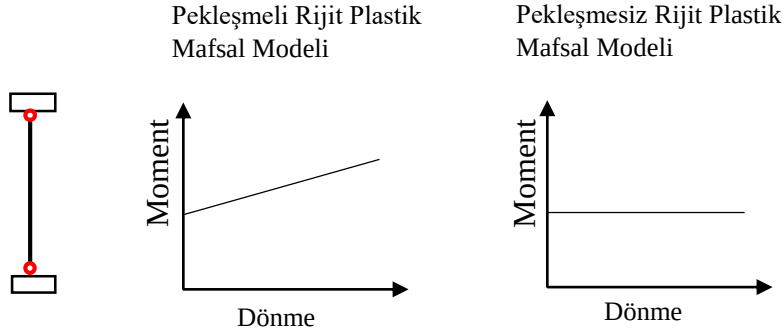


Şekil 3.12 : Doğrusal olmayan davranış modellenmesi ([13]’den alınmıştır).

3.8.1 Etkileşimsiz rijit plastik mafsallık

Etkileşimsiz rijit-plastik mafsallık akma noktasına kadar aktive olmayan bir yay elemanı gibi düşünmek mümkündür. Bu yay, aktıktan sonra pekleşme var ise pekleşme rijitliği gösteren bir yay olarak analiz programına eklenebilir. Pekleşme yok ise, herhangi bir rijitlik katkısı yapmayan ancak akma kuvvetini ya da momentini yansıtan bir eleman olarak programa eklenebilir. Bu durumda, eğer analiz statik itme analizleri ise bu

bölgeyi tipik bir mafsalsal olarak modellemek, ve akma kuvvetini bir dış kuvvet gibi yapıya uygulamak mümkün olabilir.



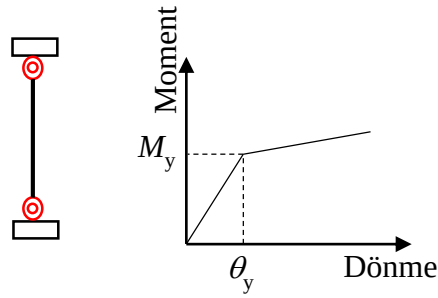
Şekil 3.13 : Eğilme için rijit-plastik mafsalsal modelleri.

3.8.2 Etkileşimli rijit-plastik mafsalsal

Bu model eksenel yükün fazla olduğu çubuk elemanlarda, moment-eksenel yük etkileşimi yansıtmak için kullanılan bir modeldir. Teorisi, plastisite teorisine dayanmaktadır ve detayları bu konu üzerine olan literatürde bulunabilir [44].

3.8.3 Moment-dönme yayı

Bu yay modeli, rijit plastik mafsalsal modelinden farklı olarak başlangıç rijitliği bulunan bir yaydır. Akma değerine kadar eğrilik oluşur, bu da yayın başlangıçta sonsuz rijit değilde belirli bir başlangıç rijitliği olduğunu ifade etmektedir. Bu yayın kullanılması durumunda yay rijitliği ve üreteceği kuvvetler, analizin en başında analize yansıtılır.



Şekil 3.14 : Moment-dönme yayı.

3.9 Yayılı Plastisite Modelleri

Yayılı plastisite modellerinde doğrusalsızlık genelde malzeme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri üzerinden tanımlanır. Bu ilişkiler sürekli bir ortamda tüm ortam için kullanılabilir. Bu tip bir yaklaşım inşaat mühendisliğinde tüm bir yapının analizi

için tercih edilmemektedir ve daha çok makina ve uçak mühendisliği gibi alanlarda kullanılmaktadır. İnşaat mühendisliğinde ise elik ya da betonarme kolon-kiriş ya da çapraz bağlantılarının gerilme analizlerinde kullanılabilmektedir. Sürekli ortam analizlerinden farklı olarak, kesit bazında analizler yapılabilir ve genelde inşaat mühendisliğinde tüm yapı analizlerinde kullanılan yayılı plastisite yaklaşımı budur ve bu modeller genellikle fiber olarak adlandırılmaktadır. Fiber modeller çubuk elemanlar için sonlu-elemanlar yöntemi kullanılarak ya da perde duvar elemanları için daha basit çoklu-yay modeli olarak tanımlanabilir. Yığılı plastisite modellerine göre, analizlerde, daha çok işlem ve buna bağlı olarak zaman gerektirir. Ancak bu modeller deneysel çalışmalar ile yapılan karşılaştırmalarda gerçek davranışı oldukça iyi yansıtabilmektedirler.

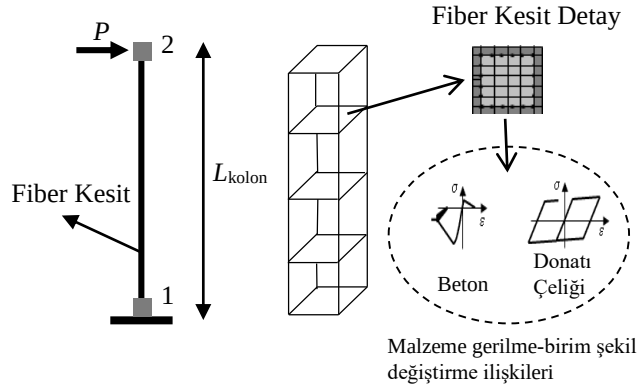
ubuk fiber eleman modeli, özellikle bilimsel çalışmalarda yaygın olarak tercih edilen modellerdendir. Bu tez kapsamında Scott ve Fenves [46] tarafından geliştirilmiş olan fiber model kullanılmıştır ve bu bölümde bu model hakkında daha detaylı bilgi verilmiştir.

3.9.1 ubuk fiber eleman modeli

Bu modelde doğrusal olmayan sonlu elemanlar yaklaşımı kullanılmaktadır. ubuk eleman uç yerdeğiştirmeleri için şekil fonksiyonları ve elemanın uzunluğu boyunca belirli sayıda integrasyon noktaları tanımlanır. Bu noktalarda kesit fiberlere bölünerek her fiber için ilgili malzeme bünye fonksiyonları kullanılır. Doğrusal olmayan analiz artımsal olarak ilerler. Her artımda eleman uç kuvvet ve yerdeğiştirmeleri eleman bazında yapılan sonlu elemanlar bazlı ve yinelemeli bir yaklaşım ile elde edilir. Her artımda tanjant rijitlik yine sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilerek, yapı bazında yinelemeli bir yaklaşımla dengelenmemiş kuvvetler dengelenir. Doğrusal olmayan analiz artımsal olarak ilerler ve her artımda tanjant rijitlik sonlu elemanlar yaklaşımı ile bulunur.

Betonarme elemanlarda beton ve donatı elik ayrı ayrı tanımlanmaktadır. şekil 3.15’de betonarme bir eleman kesitinin uzunluğu boyunca fiber elemanlara ve integrasyon noktalarına bölünmesiyle beraber bu fiberlerin davranış modelleri görülmektedir. İntegrasyon noktalarında kesit fiberlere bölündüğünde her fibere sargılı (ekirdek) ve sargısız (kabuk) beton ya da donatı çeliği malzemesi karşılıklı gelir. Eleman kesitinde

kullanılan bu fiberler, tüm özellikleri geometrik merkezine toplanmış ve sadece eksenel davranışı olan lifler olarak düşünülebilir. Liflerin uzama kısılma ilişkileri üzerinden, eleman kesitinin eğilme davranışı elde edilmektedir. Bu kesitlerde hesaplar yapılırken, düzlem kesitlerin düzlem kalacağı kabulü yapılır ayrıca eğilme momenti altında, birim şekil değiştirme dağılımının doğrusal olacağı kabul edilmektedir. Her bir fiber birbirine eklenerek elemanı meydana getirdiğinden, malzeme davranışını temsil eden matematiksel modeller ne kadar hassassa o kadar gerçeğe yakın davranış elde edilir. Yayılı fiber eleman modellerinin en yalın hallerinde malzeme davranışı donatı burkulması, kesme kırılması, donatı sıyrılması, dayanım bozulması gibi davranışlar yansıtılmaz. Bu tip doğrusalsızlıklar için ya malzeme modellerinin bu etkileri yansıtacak şekilde güncellenmesi ya ek analiz yaklaşımları ya da empririk kalibrasyon gerekebilir. Bu bölümde çubuk elemanlar için [47, 48] tarafından geliştirilen model nispeten daha detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Model hakkında daha detaylı bilgi, ilgili literatürde bulunabilir [?, 49].

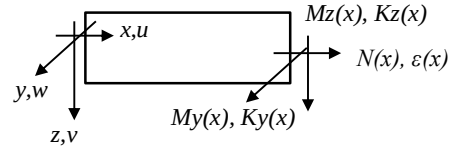


Şekil 3.15 : Fiber eleman detayı.

OpenSees’de fiber kesitler nonlinear beamcolumn element ve fiber section şeklinde tanımlanmaktadır. Bu eleman kuvvet tabanlı formülasyonlara dayanan bir model olarak, Neuenhofer ve Filippou [49], Taucer, Spacone ve diğerlerinin [47] çalışmalarına dayanmakta olup nümerik integrasyon seçenekleri Scott [50] tarafından açıklanmıştır. SeismoStruct’ta ise 2infrmFB olarak tanımlanan kuvvet tabanlı çerçeve elemanı Filippou [49] ve Spacone [51] çalışmalarına dayanmaktadır.

Formülasyon:

Kolon kiriş elemanını için Euler-Bernolli kiriş teorisi kullanılmıştır.



Şekil 3.16 : Yer değiştirmeler, iç kuvvet ve şekil değiştirme notasyonları.

Burada $u(x)$ eksenel yer değiştirmeleri, $w(x)$ ve $v(x)$, y ve z eksenlerine göre göreceli yer değiştirmeleri ifade etmektedir ve eleman yer değiştirme matrisi $\mathbf{u}(x)$ olarak tanımlanır:

$$\mathbf{u}(x) = [u(x) \ w(x) \ v(x)]^T \quad (3.4)$$

Kesitin birim şekil değiştirme vektörü $\mathbf{d}(x)$, eksenel birim yer değiştirmeleri ve eğrilikleri içermektedir ve şu aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{d}(x) = \begin{bmatrix} \varepsilon(x) \\ \kappa_y(x) \\ \kappa_z(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u(x)}{\partial x} \\ -\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Burada eksenel birim yer değiştirmeleri, $\varepsilon(x)$, y ve z eksenlerine göre eğrilikleri ise, $\kappa_y(x)$ ve $\kappa_z(x)$, ifade etmektedir. İç kuvvet matrisi $\mathbf{D}(x)$, eksenel kuvveti ($N(x)$) ve eğilme momentlerini ($M_y(x)$, $M_z(x)$) içermektedir ve aşağıdaki gibi formülize edilmektedir:

$$\mathbf{D}(x) = \begin{bmatrix} N(x) \\ M_y(x) \\ M_z(x) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Kesitin malzeme ilişkisi her adım için, şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$\mathbf{D}_{n+1}(x) = \mathbf{C}[\mathbf{D}(x), \mathbf{d}_n(x), \mathbf{d}_{n+1}(x)] \quad (3.7)$$

İç kuvvet vektörü ve birim şekil değiştirme vektörü artımsal olarak kesit rijitliği ile aşağıdaki gibi ilişkilendirilmiştir:

$$\Delta \mathbf{D}(x) = [\mathbf{k}(x) \ \Delta \mathbf{d}(x)] \quad (3.8)$$

Burada kesitin rijitlik matrisi aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{k}(x) = \frac{\partial \mathbf{D}}{\partial \mathbf{d}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial N}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial N}{\partial \kappa_z} \\ \frac{\partial M_y}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_y}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial M_y}{\partial \kappa_z} \\ \frac{\partial M_z}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_z}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial M_z}{\partial \kappa_z} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

Yer değiştirme (rijitlik) metodu:

Yer değiştirmeye bağlı formölasyonlarda, elemanın aksenal ve enine şekil değiştirmeleri, şekil fonksiyonlarının interpolasyonu ile elde edilir. Kolon ve kiriş elemanlarının aksenal yer değiştirmeleri için en yaygın olarak kullanılan şekil fonksiyonları doğrusal Lagrangian şekil fonksiyonlarıdır. Enine yer değiştirmeler için de Hermitian polinomları ile ifade edilen şekil fonksiyonlarından yararlanılır. Bu metodda her bir integrasyon noktası için birim şekil değiştirme vektörleri hesaplanmaktadır. Malzeme davranışı göz önüne alınarak her bir fiber için, gerilme ve elastisite modülleri hesaplanmaktadır. Ardından kesitin rijitlik matrisi elde edilmektedir. Kesit reaksiyon kuvvetleri hesaplanır ve eleman rijitlik matrislerine geçilmektedir. Daha sonra eleman iç kuvvetleri bulunmaktadır. Bu işlemler tüm integrasyon noktaları için tekrarlanarak eleman rijitlik matrisi kurulmaktadır. Eleman iç kuvvetleri de her bir integrasyon noktası için toplanarak elde edilmektedir [49]. İşlem adımlarında kullanılan formölasyonlar ve açıklamaları aşağıdaki gibidir. Elemanın yer değiştirmeleri $\mathbf{u}(x)$, her serbestlik derecesindeki genelleştirilmiş yer değiştirme değerlerinin ($\mathbf{q}$) interpolasyonu sonucu tanımlanmaktadır.

$$\mathbf{u}(x) = \mathbf{N}(x)\mathbf{q} \quad (3.10)$$

Burada $\mathbf{N}(x)$ her serbestlik derecesinde yer değiştirmelerinin şekil fonksiyonlarını içeren bir matris olup, aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır:

$$\mathbf{N}(x) = \begin{bmatrix} N_u(x) & 0 & 0 \\ 0 & N_w(x) & 0 \\ 0 & 0 & N_v(x) \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Aşağıdaki $\mathbf{B}(x)$ matrisi, $\mathbf{N}(x)$ şekil fonksiyonlarının birinci ve ikinci mertebeden türevlerini içeren şekil değiştirme-deplasman dönüşüm matrisidir. Kesitin şekil değiştirme matrisi, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\mathbf{d}(x) = \mathbf{B}(x)\mathbf{q} \quad (3.12)$$

Burada artımsal iç kesit kuvvetleri aşağıdaki formölasyonu takip etmektedir:

$$\Delta \mathbf{D}(x) = [\mathbf{k}(x) \quad \Delta \mathbf{d}(x)] = [\mathbf{k}(x) \quad \mathbf{B}(x)\Delta \mathbf{q}] \quad (3.13)$$

Serbestlik derecesindeki kuvvetler ($\mathbf{Q}$) ve kesit iç kuvvetleri ($\mathbf{D}(x)$) arasında virtüel yer değiştirme prensibine göre şu şekilde elde edilmektedir:

$$\mathbf{Q} = \int \mathbf{B}^T(x)\mathbf{D}(x)dx \quad (3.14)$$

K eleman rijitlik matrisi de aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{K} = \frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial \mathbf{q}} = \int_L \mathbf{B}^T(x) \mathbf{k}(x) \mathbf{B}(x) dx \quad (3.15)$$

Kuvvet (fleksibilite) metodu:

Kuvvet metodu iç kuvvetlerin interpolasyon formüllerine bağlı olup, bu fonksiyonlar eleman kuvvetlerinin kesin çözümünü temsil etmektedir [49]. Kuvvet metodunda ilk başta düğüm noktalarındaki kuvvet artımları hesaplanmaktadır. Daha sonra iç kuvvet artımları hesaplanmaktadır. Burdan kesit fleksibilite matrisleri kullanılarak kesitin birim şekil değiştirme artımları hesaplanmakta ve bir önceki birim şekil değiştirmelere eklenerek elde edilmektedir. Daha sonra kesit kuvvetleri bulunmaktadır. Yeni adımın kesit rijitliği elde edilmekte ve bu kesit rijitlik matrisinin tersi alınarak kesit fleksibilite matrisine geçilmektedir. Ardından şekil fonksiyonları yardımı ile eleman fleksibilite matrisleri elde edilmektedir. Eleman fleksibilite matrisinden eleman rijitlik matrisi oluşturulmaktadır. Bunların ardından kesit fleksibilite matrisi ile kesit kuvvetleri yardımıyla kesit artık şekil değiştirmeleri bulunmaktadır. Daha sonra şekil değiştirme fonksiyonları kullanılarak artık yer değiştirmeleri elde edilmektedir. İç kuvvetler, artık şekil değiştirmeler ve rijitlik matrisine bağlı olarak bulunmakta ve dengelenmemiş kesit kuvvetleri elde edilmektedir. Burada serbestlik derecelerindeki artımsal kuvvetler ($\Delta \mathbf{Q}$) aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$\Delta \mathbf{Q}^i(x) = \mathbf{K}^{i-1} \Delta \mathbf{q}^i \quad (3.16)$$

Artımsal iç kuvvetleri ($\Delta \mathbf{D}(x)$), kuvvet şekil fonksiyonuna ($\mathbf{b}(x)$) ve serbestlik derecelerindeki kuvvetlere bağlı olarak şu şekilde hesaplanır:

$$\Delta \mathbf{D}^i(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{Q}^i + \mathbf{D}^{i-1}(x) \quad (3.17)$$

Kesitin artımsal şekil değiştirmeleri $\Delta \mathbf{d}(x)$, rijitlik matrisinin tersi ($\mathbf{k}^{-1}(x)$) ve de eleman iç kuvvetlerince ($\mathbf{D}(x)$) elde edilmekte olup, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Kesitin fleksibilite (esneklik) matrisi ($\mathbf{f}(x)$), rijitlik matrisinin tersi ($\mathbf{k}^{-1}(x)$) olarak tanımlanmaktadır:

$$\Delta \mathbf{d}(x) = \mathbf{f}^{i-1}(x) \Delta \mathbf{D}^i(x) \quad (3.18)$$

Kesitin deformasyonları tekrardan şu şekildedir:

$$\mathbf{d}^i(x) = \mathbf{d}^{i-1}(x) + \Delta \mathbf{d}^i(x) \quad (3.19)$$

Kesit kuvvetleri ve kesitin rijitliğine bağlı fleksibilite matrisi elde edilmektedir:

$$\mathbf{D}^i(x) = \mathbf{C} [\mathbf{d}^i(x)] \quad \mathbf{f}(x) = \mathbf{k}^{-1}(x) \quad (3.20)$$

Eleman fleksibilite matrisi ve rijitlik matrisi aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{F}^i = \int \mathbf{b}^T(x) \mathbf{f}^i(x) \mathbf{b}(x) dx \quad \mathbf{F}(x) = \mathbf{K}^{-1}(x) \quad (3.21)$$

Serbestlik derecelerindeki artık yer değiştirmeler ise, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\boldsymbol{\rho} = \mathbf{f}^i(x) [\mathbf{D}^{i-1}(x) + \Delta \mathbf{D}^i(x) - \mathbf{D}^i(x)] \quad (3.22)$$

Artık birim şekil değiştirmeler ise şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$\mathbf{r}^i = \int \mathbf{b}^T(x) \boldsymbol{\rho}^i(x) dx \quad (3.23)$$

İç kuvvetler aşağıdaki gibi bulunmaktadır:

$$\mathbf{Q}^i = \mathbf{Q}^{i-1} + \mathbf{Q}^i - \mathbf{K}^i \mathbf{r}^i \quad (3.24)$$

Dengelenmemiş kesit kuvvetleri de şu şekilde tanımlanmaktadır:

$$\mathbf{D}^i(x) = \mathbf{b}(x) \mathbf{Q}^i - \mathbf{D}^i(x) \quad (3.25)$$

3.9.2 Sürekli sonlu elemanlar modeli

Sürekli sonlu eleman modeli, diğer doğrusal olmayan modellere göre fazla detay gerektiren bir modeldir. Sonlu elemanlar modelinde kesitin rijitliği, dayanımını ya da yer değiştirme bilgilerini makro elemanlarda olduğu gibi dışardan tanımlamaya gerek olmaz. Model, sadece malzeme modellerini kullanarak plastisite ve cisim sonlu elemanlar ile analiz yapmaktadır. Sürekli sonlu elemanlar modeli, beton çatlaması, ezilme dayanımı, donatı akma ve kopma dayanımları, beton ile donatı arasındaki sürtünme gibi davranışlarını daha gerçekçi yakalayabilmesine rağmen; donatı burkulması, kesme kırılması, donatı sıyrılması gibi davranışları ifade etmekte zayıf kalabilir [13].

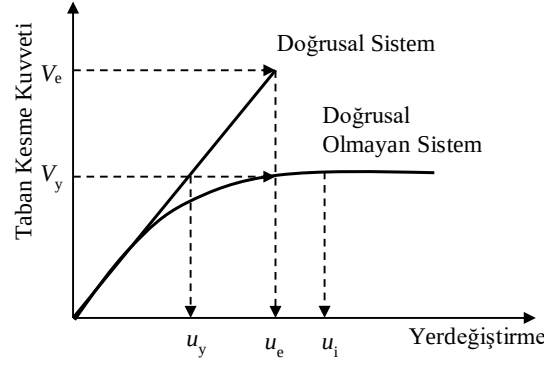
3.10 Statik İtme Analizi

Artan yükler altında, yapı sisteminde bulunan elemanlar, sırayla kapasitelerine ulaşır ve bu elemanlar tarafından karşılanamayan yükler diğer elemanlara dağılır. Böylece iç kuvvet dağılımı daha gerçekçi olarak hesaplanabilmektedir. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinde, deprem yükleri bir defada değilde adım adım arttırılarak uygulanır [1]. Artımsal yatay yükler altında kuvvet-yer değiştirme eğrisi elde edilerek, yapı kapasitesi belirlenmektedir. Genel olarak doğrusal olmayan statik itme analizleri, üç ana başlık altında toplanır. Bunlar klasik (tek modlu) artımsal itme analizi, uyarlanmış (çok modlu) artımsal itme analizi ve enerji esaslı artımsal itme analizleridir.

Klasik artımsal itme analizlerinde; sisteme etkitilecek yatay yükler, eşdeğer deprem yükü hesabına göre hesaplanır ve adım adım arttırılarak yapı sistemine uygulanır. Her adımda taban kesme kuvveti ve yapı sisteminin tepe noktasındaki yer değiştirmelerine bakılır. Tipik bir taban kesme kuvveti-yer değiştirme eğrisi (itme eğrisi) Şekil 3.17’deki gibidir. Yapı sistemi analizin ilk adımlarında, doğrusal elastik davranmakta ve sonraki adımlarda plastik mafsallar oluşmaya başlamaktadır. Plastik mafsalların yapı elemanlarında oluşması ile birlikte, yapı, doğrusal olmayan davranışı göstermeye başlamaktadır.

Uyarlanmış artımsal itme analizleri, yapının her bir mod şekli için uygulanmaktadır. Analizlerde, yapının mod şekillerinin deprem süresince değişmediği kabul edilerek, yüksek modlar gözönüne alınmaktadır. Chopra-Goel, yüksek mod esaslı doğrusal olmayan artımsal itme analizi analizleri ‘Modal Pushover Analysis (MPA)’ olarak adlandırılmıştır [52].

Enerji esaslı artımsal itme analizleri, taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi yerine, yapı tarafından tüketilen enerji üzerinden yer değiştirmeleri hesaplamaktadır. Yapı tarafından tüketilen enerji, uyarlanmış artımsal itme analizinde her adımda elde edilmektedir.



Şekil 3.17 : Doğrusal elastik sistem ve doğrusal elastik olmayan sistemler için itme eğrisi.

3.11 Zaman-Tanım Alanında Analiz

Sismik etkiler sonucunda yapı davranışını gerçeğe en yakın belirlememizi sağlayan yöntem, zaman-tanım alanında analiz yöntemidir. Bu yöntemde zaman ve sönüm gibi dinamik faktörler göz önüne alınmaktadır. Belirli bir ivme kaydı altında, her zaman adımı için analiz yapılarak, yapı sistemini oluşturan elemanların, iç kuvvetleri, yer değiştirme ve elastik ve plastik şekil değiştirmeleri elde edilebilmektedir.

Zaman-tanım alanında analizler analitik çözümlenemeyeceğinden nümerik yöntemler geliştirilmiştir ve hareket denkleminin çözümü için birçok doğrudan integrasyon yöntemi bulunmaktadır. Bunlara örnek olarak Newmark- β yöntemi gösterilebilir [53]. Doğrudan integrasyon sonucunda elde edilen iç kuvvetler, belirli bir hata payı içermektedir. Bu hata, integrasyonu sonucunda elde edilen iç kuvvetler ve malzeme modelinden elde edilen kuvvetler arasındaki farklardan kaynaklanmaktadır. Bu hatalar dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemleri kullanarak düzeltilmektedir. Newton-Raphson yöntemi de dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemlerinden biridir.

Zaman-tanım alanında analizlerde dikkat edilmesi gereken önemli bir parametrede yapı sisteminin sönüm değeridir. Bu tez kapsamında Rayleigh sönümünden yararlanılmıştır.

Newmark- β yöntemi:

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan zaman-tanım alanı analizlerinde kullanılan, doğrudan integrasyon yöntemlerinden biri Newmark- β yöntemidir [53]. Bu bölümde bu yöntem kısaca açıklanmıştır.

Bir yapının dinamik hareket denklemi ayrıık olarak şu şekilde ifade edilebilir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{F}_s(\mathbf{u}_i) = \mathbf{P}_i \quad (3.26)$$

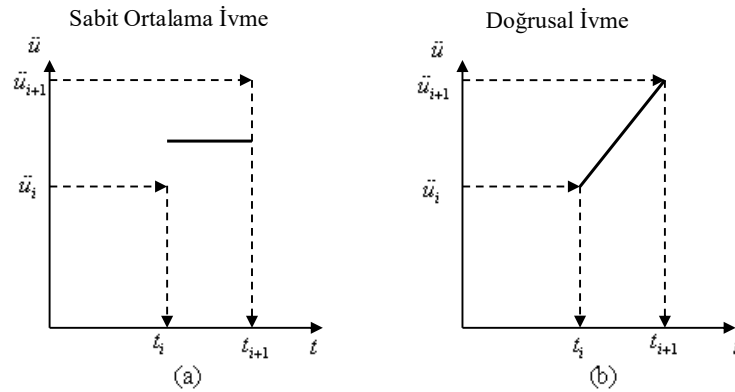
Bu denklemde $\mathbf{u}_i$, $\dot{\mathbf{u}}_i$ and $\ddot{\mathbf{u}}_i$ sırasıyla yer değiştirme, hız ve ivmenin t_i anındaki vektörleridir ve analiz sonucunda bu değerler elde edilmektedir. Burada i indisi, herhangi bir zaman anını temsil etmektedir. $\mathbf{M}$ kütle matrisi ve $\mathbf{C}$ sönüm matrisidir. Burada $\mathbf{F}_s$ direnç kuvveti, $\mathbf{u}_i$ yer değiştirmesinin doğrusal olmayan örtük bir fonksiyonudur. $\mathbf{P}$ ise dış kuvvetleri ifade etmektedir. Karakterlerin üzerindeki noktalarda bir nokta zamana bağlı birinci türevi, iki nokta zamana bağlı ikinci türevini ifade etmektedir. Dinamik hareket denkleminin $i + 1$ zaman anı için yazılmış hali, aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{i+1} + \mathbf{F}_{s,i+1} = \mathbf{P}_{i+1} \quad (3.27)$$

Denklem 3.26 ve denklem 3.27 dinamik hareket denklemleri arasındaki fark, hareket denklemi artımsal olarak elde edilmektedir:

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{u}}_i + \Delta\mathbf{F}_{s,i} = \mathbf{P}_i \quad (3.28)$$

Newmark tarafından geliştirilen bu yöntemde β ve γ katsayıları, ivmenin bir adım için değişimini tanımlamaktadır. Yöntemin kararlılık ve doğruluk özelliklerini belirtmektedir. Sık kullanılan değerler $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$, bu değerlerde doğruluk dahil her açıdan iyi sonuçlar vermektedir. Bir i adımı içinde ivmenin ortalama değerde sabit kalması ve doğrusal değişmesi olarak iki farklı şekilde açıklanmaktadır [53].



şekil 3.18 : Newmark- β yönteminde ivme değişimi: (a) Ortalama ivme (b) Doğrusal ivme.

Newmark yöntemi yer değiştirme ve hızın her bir i anı için ifası aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{\mathbf{u}}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} \quad (3.29)$$

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + (\Delta t)\dot{\mathbf{u}}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{\mathbf{u}}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} \quad (3.30)$$

İvme ve hız denklemleri artımsal zaman aralığı için aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır:

$$\Delta\dot{\mathbf{u}}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta\mathbf{u}_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{\mathbf{u}}_i + \Delta t(1 - \frac{\gamma}{2\beta})\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (3.31)$$

$$\Delta\ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta\mathbf{u}_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{u}}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (3.32)$$

Hareket denklemi, artımsal ve cebirsel formda aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:

$$\mathbf{A}\Delta\mathbf{u}_i + \Delta\mathbf{F}_{s,i} = \Delta\hat{\mathbf{P}}_i \quad (3.33)$$

$$\mathbf{A} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} \quad (3.34)$$

$$\Delta\hat{\mathbf{P}}_i = \Delta\mathbf{P}_i + (\frac{1}{\beta\Delta t}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta}\mathbf{C})\dot{\mathbf{u}}_i + [\frac{1}{2\beta}\mathbf{M} + \Delta t(\frac{\gamma}{2\beta} - 1)\mathbf{C}]\ddot{\mathbf{u}}_i \quad (3.35)$$

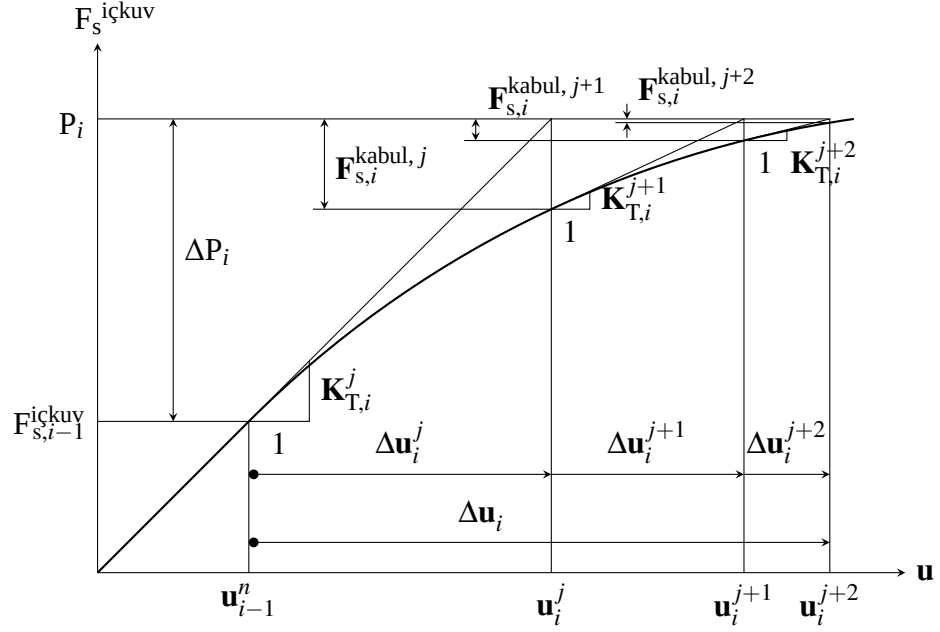
Burada Denklem 3.33 iki adımda çözülebilmektedir. Birinci adımda, i anı için $(\Delta\mathbf{F}_{s,i})$ değerleri varsayılır. İntegrasyon sonucu elde edilen iç kuvvetler ve gerçek kuvvetler arasındaki farklardan dengelenmemiş kuvvetler oluşmaktadır. $\Delta\mathbf{F}_{s,i}$ değerleri, tangent rijitliğine bağlı olarak hesaplanabilir. İkinci adımda ise, bu dengelenmemiş kuvvetler farklı yöntemlerle minimize edilmektedir. Bu yöntemlerden bazıları Newton-Raphson yöntemi, yarı-kuvvet yöntemi ve dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemidir [11].

Newton-Raphson yöntemi:

Dengelenmemiş kuvvetleri minimize etmekte en çok tercih edilen yöntem, Newton - Raphson iterasyon yöntemidir.

Newton-Raphson iterasyonunun ilk adımında, $\Delta\mathbf{F}_{s,i}$ için doğrusal olmayan elemanların tanjant rijitliğine (K_T^j) bağlı olarak bir kabul yapılmaktadır. Burada j üst indisi Newton-Raphson adımlarını ifade etmektedir.

$$\Delta\mathbf{F}_{s,i}^{\text{kabul},j} = K_{T,i}^j\Delta\mathbf{u}_i^j \quad (3.36)$$



Şekil 3.19 : Newton-Raphson yöntemi.

Denklem 3.33’de bulunan $\Delta F_{s,i}$ terimi yerine denklem 3.36 konularak düzenlenir, Δu_i^j ve $\Delta F_{s,i}^{\text{denge},j}$ yaklaşık olarak hesaplanmaktadır:

$$\Delta u_i^j = \Delta P_i (\mathbf{A} + \mathbf{K}_{T,i}^j)^{-1} \quad (3.37)$$

$\Delta F_{s,i}^{\text{denge},j}$ dengelenmemiş kuvvet, $\Delta F_{s,i}^{\text{kabul},j}$ başlangıçta tanjant rijitliğine bağlı olarak varsayılan kuvvet ve $\Delta F_{s,i}^{\text{içkuv},j}$ ise yapı elemanlarının bünye fonksiyonlarından elde edilen iç kuvettir. Denklem 3.38’te elde edilen dengelenmemiş kuvvet bir sonraki zaman adımında yapıya dış kuvvet olarak etkililir.

$$\Delta F_{s,i}^{\text{denge},j} = \Delta F_{s,i}^{\text{kabul},j} - F_{s,i}^{\text{içkuv},j} \quad (3.38)$$

$j + 1$ adımı için elde edilen genel denge denklemi aşağıdaki gibidir:

$$\mathbf{A} \Delta u_i^{j+1} + \Delta F_{s,i}^{j+1} = \Delta F_{s,i}^{\text{denge},j+1} \quad (3.39)$$

Denklem 3.36’de, $j + 1$ adım için yazıldığında aşağıdaki denklem elde edilmektedir:

$$\Delta F_{s,i}^{\text{kabul},j+1} = \mathbf{K}_{T,i}^{j+1} \Delta u_i^{j+1} \quad (3.40)$$

Dengelenmemiş kuvvetler ve bu kuvvetlerden meydana gelen yer değiştirmelerde denklem 3.41 ve 3.42’de verilmiştir.

$$\Delta F_{s,i}^{\text{denge},j+1} = \Delta F_{s,i}^{\text{kabul},j+1} - \Delta F_{s,i}^{\text{içkuv},j+1} \quad (3.41)$$

$$\Delta \mathbf{u}_i^{j+1} = \Delta \mathbf{F}_{s,i}^{\text{denge},j+1} (\mathbf{A} + \mathbf{K}_{T,i}^{j+1})^{-1} \quad (3.42)$$

Newton-Raphson yönteminde bulunan dengelenmemiş kuvvet $\Delta \mathbf{F}_{s,i}^{\text{denge},j}$ yeterli derece kabul edilebilir hata sınırına kadar iterasyona kadar devam ettirilir. n toplam iterasyon adım sayısıdır. İterasyonlar sonucunda i zaman adımına ait yer değiştirme ve artımsal iç kuvvet denklem 3.43 ve 3.44'deki gibidir.

$$\Delta \mathbf{u}_i = \sum_{j=1}^n \Delta \mathbf{u}_i^j \quad (3.43)$$

$$\Delta \mathbf{F}_{s,i}^{\text{içkuv}} = \sum_{j=1}^n \mathbf{F}_{s,i}^{\text{içkuv},j} \quad (3.44)$$

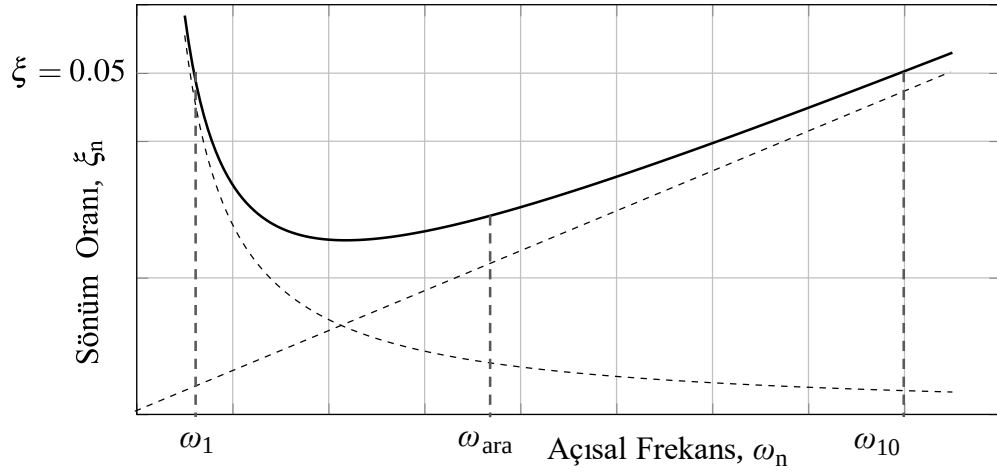
3.12 Rayleigh Sönümleme Modeli

Yapı sistemlerinde doğrusal olmayan davranış ile enerji sönümlenmektedir. Malzemenin akma değerine, kalıcı şekil değiştirmesine ve çevrimsel davranışına bağlı olarak sönümlenen enerji, çevrimsel enerji olarak adlandırılmaktadır. Doğrusal olmayan analizlerde, çevrimsel enerji eşdeğer bir viskoz sönümlemeye çevrilerek analizlere yansıtılabilir.

Çevrimsel enerjiden farklı olarak yapı sistemlerinin içsel sönümleme olarak adlandırılan doğal sönümleme kabiliyetleri de mevcuttur ve yapı doğrusal olmayan evreye geçmese bile bu sönümleme çevresel salınımlarda enerji sönümler. Bu kabiliyet genelde betonarme elemanlarda mikro çatlaklara, çelik elemanlarda bulon sürtünmesine, yapısal olmayan elemanlarda ise görelî kat ötelemeleri neticesinde oluşan hareketler gibi fenomenler ile ilişkilendirilmektedir ve etkin matematiksel modellenmesi mümkün değildir. Genellikle sönümlenen içsel enerji yaklaşık bir modal eşdeğer viskoz sönümleme olarak ifade edilir. İçsel sönümlemeye denk gelen eşdeğer sönüm oranı tipik yapılar için sahada yapılan ölçümler ile yaklaşık olarak elde edilmiştir ve tarihsel olarak genelde kritik sönümleme değerinin %5'i olarak kabul edilmektedir. Ancak, son yıllarda farklı yapı tipleri için bu değerin daha da düşük olabileceği belirlenmiştir [13].

İçsel sönümlemenin doğrusal olmayan zaman-tanım analizlerine yansıtılması için içsel sönümlemeye eşdeğer viskoz sönümleme ile $\mathbf{C}$ matrisi oluşturulmalıdır. Bunun için değişik yaklaşımlar mevcuttur. Bu yaklaşımlardan en bilineni Rayleigh sönümleme

modelidir. Bu modelde, $\mathbf{C}$ matrisi kütle ve rijitlik matrislerinin doğrusal birleşimi ile elde edilir. Bu birleşimde kullanılan katsayılar istenen modların istenen eşdeğer sönümlenme değerini verecek şekilde seçilebilir. Bu durumda ara modlar farklı sönümlenme oranlarına sahip olacaktır ancak dikkatli yapılan bir seçimde yapıda aşırı ve gereksiz enerji sönümlenme oluşmadan sönümlenme rahatlıkla seçilebilir. Örnek 1. ve 10. modların eşdeğer viskoz sönüm oranlarının %5 olduğu kabulü ile elde edilen Rayleigh sönümlenme Şekil 3.20’de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere 1. ve 10. modlar arasında kalan modların eşdeğer sönümlenme oranları %’5’in altında kalacaktır. Bu da doğrusal olmayan analizlere uygun bir yaklaşımdır.



Şekil 3.20 : Rayleigh sönüm grafiği.

Rayleigh sönümlenme kütle ve rijitlik matrislerine bağlı olarak şu şekilde ifade edilmektedir:

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (3.45)$$

Burada, a_0 ve a_1 kütle ve rijitlik katsayıları iki mod kullanılması durumunda aşağıdaki denklemden çekilerek elde edilebilir:

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

Burada yapı sisteminin i . ve j . modlarının açısal frekansları, ω_i ve ω_j , sönüm oranlarını ise, ξ_i ve ξ_j , ifade edilmektedir. Denklemin çözümünden katsayılar şu şekilde ifade edilebilir:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.47)$$

4. PROGRAMLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

4.1 Giriş

Bu bölümde OpenSees ve SeismoStruct programları, farklı üç adet yapı sistem çeşidi ve iki adet doğrusal olmayan modelleme yaklaşımı için karşılaştırılmıştır. Karşılaştırılan yapı sistemleri şunlardır:

- Betonarme konsol kolon yapı sistemi,
- Betonarme tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi,
- Betonarme çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemi.

Bu yapı sistemleri, benzer analiz yöntemleri ile Perform3D [54] ve SAP2000 [55] programları ile daha önce karşılaştırılmıştır [15]. Her bir yapı sistemi için ilk önce birer adet örnek doğrusal model oluşturulmuştur. Bu modellerin doğru kurulduğunun anlaşılması için periyot karşılaştırılması yapılmıştır. Daha sonra herbir model için ise iki farklı doğrusal olmayan modelleme yöntemi kullanılarak iki alt model oluşturulmuştur. Kullanılan doğrusal olmayan modeller şunlardır:

- Moment-dönme yayı,
- Fiber eleman.

Moment-dönme yayının özelliklerini belirlemek amacı XTRACT [56] kullanılmıştır. Modellerde kullanılan yapısal analiz yöntemleri olarak ise

- Statik itme analizi,
- Zaman-tanım alanında analizi yöntemleridir.

Analizler sonucunda elde edilen kuvvet-yer değiştirme, zaman-tanım gibi grafikler birbirleri ile karşılaştırılarak program karşılaştırmaları yapılmıştır.

4.2 Kullanılan Malzeme Modelleri

Bu tez kapsamında doğrusal olmayan eleman modelleri için çeşitli malzeme modelleri kullanılmıştır. Tezdeki sonuçların takibi için Çizelge 4.1’de bu modeller özetlenmiştir.

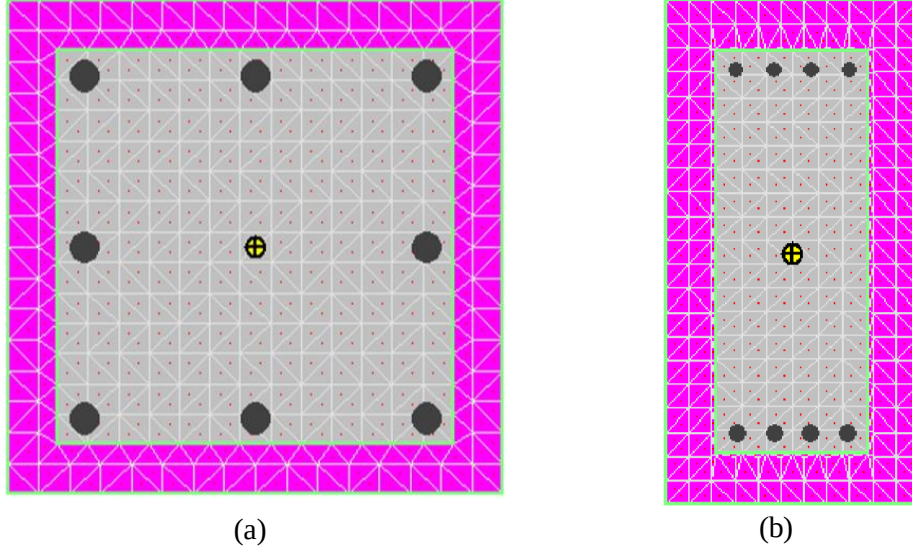
Çizelge 4.1 : Karşılaştırılan modellerde kullanılan malzeme modelleri.

Malzeme	Moment-Dönme Yayı	Fiber - OpenSees	Fiber - SeismoStruct
Beton Modeli	Mander	Chang-Mander	Mander
	XTRACT Modeli	ConcreteCM	conc_ma
Çelik Modeli	Konvansiyonel	Çift-Doğrusal	Çift-Doğrusal
	XTRACT Modeli	Steel01	stl_bl

4.3 Kesit Analizi

Moment-dönme yaylarının tanımlanmasında kullanılmak üzere, kesit analizi yapıp bu analizlerden ilk önce moment-eğrilik ilişkisi, daha sonra idealleştirilmiş çift-doğrusal moment-eğrilik ilişkisi, en sonunda ise plastik mafsallara denk gelen moment-dönme yay ilişkisi elde edilmiştir. Bu çalışma için beton ve çelik malzeme modellerinin iskelet eğrileri kullanılmaktadır. Kesit analizlerinde XTRACT [56] programı kullanılmıştır. Bu program içerisinde beton için sargılı ve sargısız Mander modeli ve donatı çeliği için konvansiyonel çelik iskelet eğrileri mevcut olup, kesit analizlerinde bu iskelet eğrileri kullanılmıştır.

Yapı sistemlerindeki kolon ve kirişlerin kesit analizleri Şekil 4.1’ de gösterilmiştir. Bu tez kapsamında 50 cm × 50 cm kolon kesitleri ve 25 cm × 50 cm kiriş kesitleri kullanılmıştır. Betonarme kesitlerin malzeme sınıfı olarak C30 betonu ve S420a donatı çeliği kullanılmıştır. C30 için karakteristik basınç dayanımı $f_c = 30$ MPa, elastisite modülü $E_c = 32,000$ MPa’dır. S420a için karakteristik akma dayanımı $f_y = 420$ MPa ve elastisite modülü $E_s = 200,000$ MPa’dır. Betonun maksimum basınç birim kısalması $\epsilon_{co} = 0.002$, ezilme birim kısalması $\epsilon_{cu} = 0.004$, donatı çeliğinin akma uzaması $\epsilon_{sy} = 0.0021$, pekleşme başlangıcındaki çelik birim uzaması $\epsilon_{sh} = 0.008$ ve kopma birim uzaması $\epsilon_{su} = 0.1$ ’dir. Tüm bu kesit ve malzeme özellikleri aşağıdaki Çizelge 4.2’de özetlenmiştir.

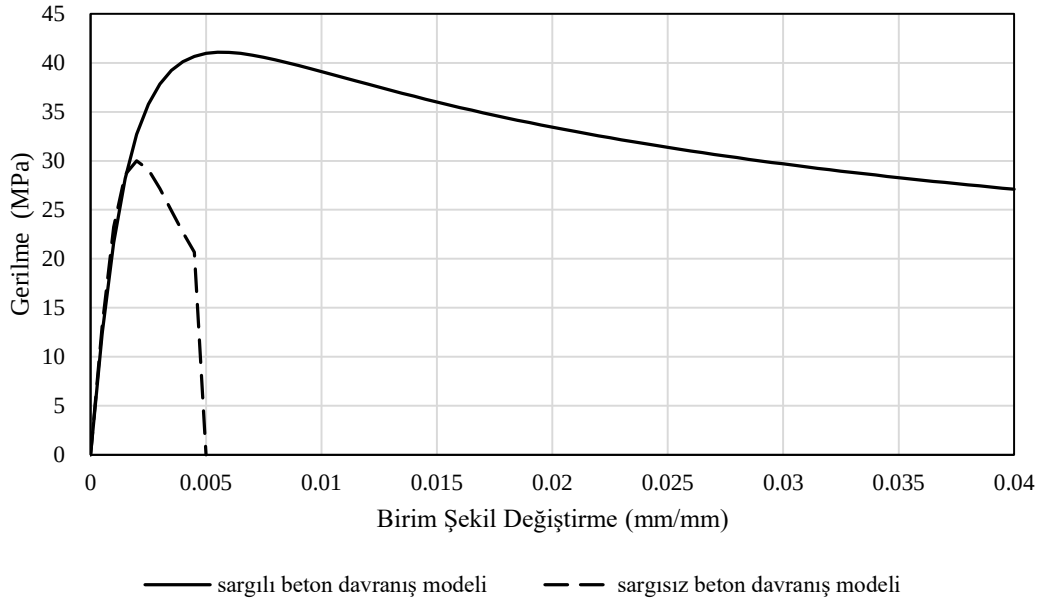


Şekil 4.1 : XTRACT programındaki (a) kolon ve (b) kiriş kesitleri.

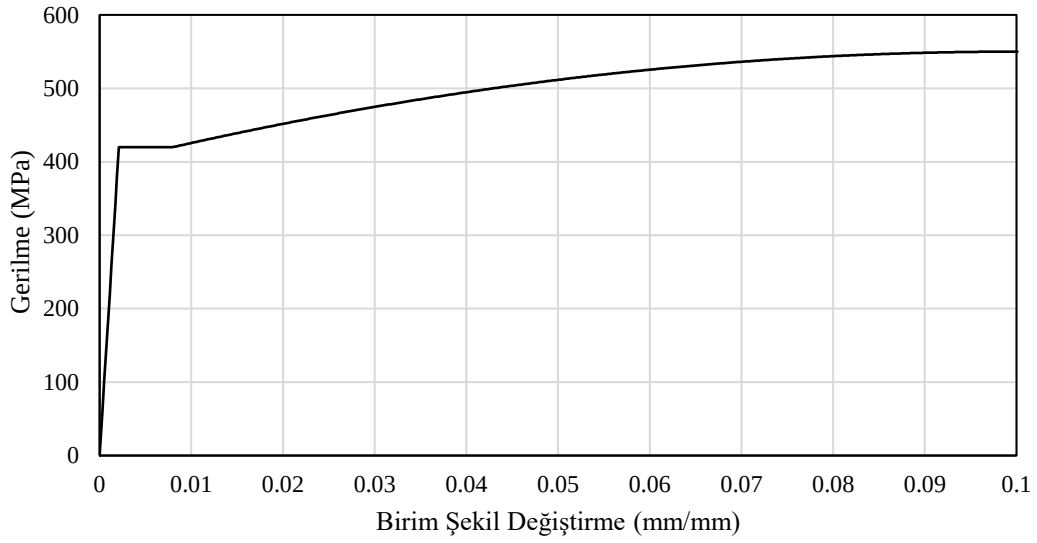
Çizelge 4.2 : XTRACT programında kullanılan malzeme özellikleri.

	Kolon	Kiriş
Kesit Özellikleri	$b : 50 \text{ cm}$	$b : 25 \text{ cm}$
	$h : 50 \text{ cm}$	$h : 50 \text{ cm}$
	$d' : 5 \text{ cm}$	$d' : 5 \text{ cm}$
Malzeme Özellikleri	$f_c : 30 \text{ MPa}$	$f_c : 30 \text{ MPa}$
	$f_y : 420 \text{ MPa}$	$f_y : 420 \text{ MPa}$
	Düşey donatı 8Ø30	Düşey donatı(üst+alt) 4Ø14+4Ø16
	Etriye Ø12/10	Etriye Ø12/10
	$\epsilon_{co} : 0.002$	$\epsilon_{co} : 0.002$
	$\epsilon_{cu} : 0.04$	$\epsilon_{cu} : 0.04$
	$\epsilon_{sy} : 0.0021$	$\epsilon_{sy} : 0.0021$
	$\epsilon_{sh} : 0.008$	$\epsilon_{sh} : 0.008$
	$\epsilon_{su} : 0.1$	$\epsilon_{su} : 0.1$
	$E_c : 32\,000 \text{ MPa}$	$E_c : 32\,000 \text{ MPa}$
	$E_s : 200\,000 \text{ MPa}$	$E_s : 200\,000 \text{ MPa}$

Beton malzemesi için kullanılan Mander sargılı ve sargısız beton modelleriyle, donatı çeliği modeline ait modelin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri Şekiller 4.2 ve 4.3’de verilmiştir.

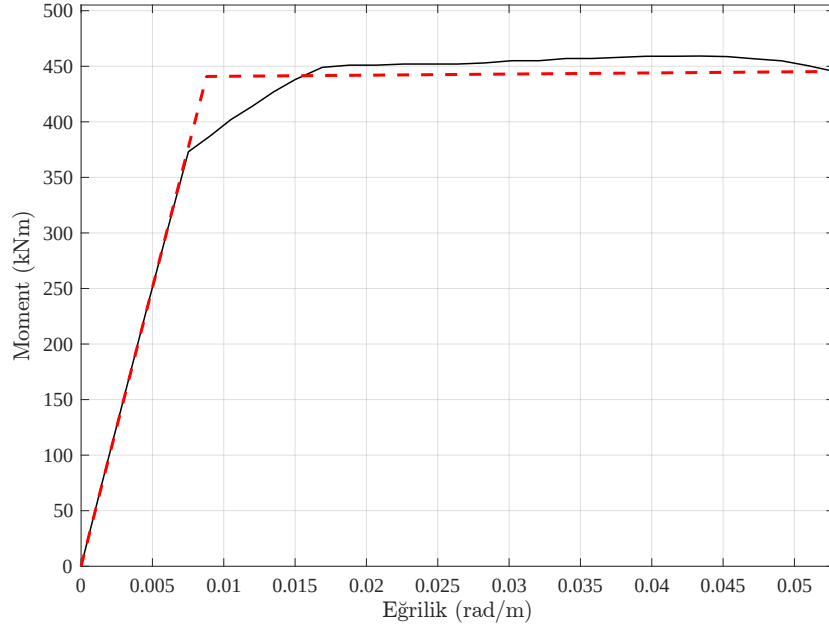


Şekil 4.2 : Çizelge 4.2’de özellikleri verilen Mander sargısız ve sargılı beton modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.



Şekil 4.3 : Çizelge 4.2’de özellikleri verilen donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.

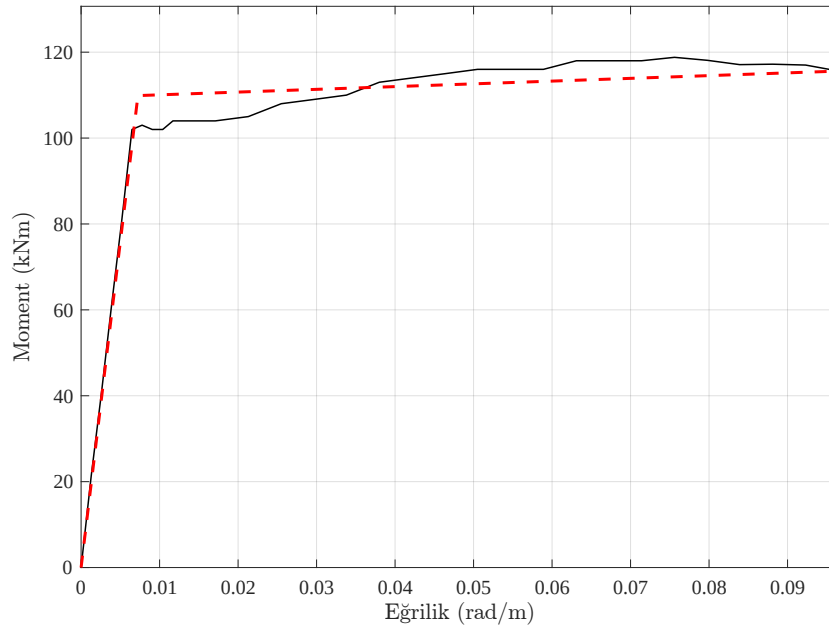
Kolon kesiti için, yukarıda verilen malzeme özellikleri kullanılarak elde edilen moment-eğrilik diyagramları Şekil 4.4’de verilmiştir. Aynı şekilde moment-eğrilik ilişkisinin çift-doğrusal olacak şekilde idealleştirilmiş hali de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 : Çizelge 4.2’de özellikleri verilen kolon kesitin XTRACT programından elde edilen ve doğrusallaştırılmış moment-eğrilik ilişkileri.

Bu kolon kesitler için çift-doğrusal moment-eğrilik ilişkisinden moment-dönme ilişkisi elde edilerek akma öncesi rijitlik $k_1 = 202408 \text{ kN/m}$, akma sonrası rijitlik $k_2 = 406 \text{ kN/m}$ ve akma momenti $M_y = 441 \text{ kNm}$ olarak alınmıştır.

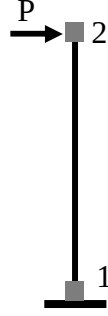
Kiriş kesiti için, moment-eğrilik ilişkisi çıkartılmış, daha sonra bu ilişki çift-doğrusal olacak şekilde doğrusallaştırılmıştır. (Şekil 4.5)



Şekil 4.5 : Çizelge 4.2’de özellikleri verilen kiriş kesitin XTRACT programından elde edilen ve doğrusallaştırılmış moment-eğrilik ilişkileri.

Bu kiriş kesitler için çift-doğrusal moment-eğrilik ilişkisinden moment-dönme ilişkisi elde edilerek akma öncesi rijitlik $k_1 = 64693 \text{ kN/m}$, akma sonrası rijitlik $k_2 = 281 \text{ kN/m}$ ve akma momenti $M_y = 110 \text{ kNm}$ olarak alınmıştır.

4.4 Konsol Kolon Yapı Sistemi



Şekil 4.6 : Konsol kolon modeli.

Konsol kolon sistemi, Şekil 4.6’görüldüğü gibi $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ enkesitli ve 3 m yüksekliğinde bir betonarme kolondan oluşmaktadır. Doğrusal çubuk eleman için elastisite modülü $32,000,000 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır (fiber modelde eleman rijitliği model üzerinden hesaplanmaktadır). Kolonun 1 numaralı düğüm noktası (0 m , 0 m) ankastre olup, 2 numaralı düğüm noktası (0 m , 3 m) serbesttir. 2. düğüm noktasının yatay ve düşey yöndeki serbestliklerine kütle olarak 50 kN atanmış olup, bu noktadaki dönme serbestlik derecesine karşılık olarak kütle tanımlanmamıştır. Bu yapısal özelliklere sahip konsol elemanı için OpenSees, SAP2000, SeismoStruct programları ile modal analizler ve el hesapları yapılmıştır. Yapılan analizler ve hesaplar ile elde edilen periyotlar Çizelge 4.3’de karşılaştırılmıştır. Görüldüğü üzere, OpenSees ve SeismoStruct programlarında modellerin temel özelliklerinin doğru girildiği anlaşılmaktadır.

Çizelge 4.3 : Konsol kolon modellerinin periyot değerleri.

Program Adı	$T_1 \text{ (s)}$
El Hesabı	0.461718
SAP2000	0.461718
OpenSees	0.461704
SeismoStruct	0.461718

4.5 Konsol Kolon Moment-Dönme Yayı Modeli



Şekil 4.7 : Konsol kolon ve moment-dönme yayı modeli.

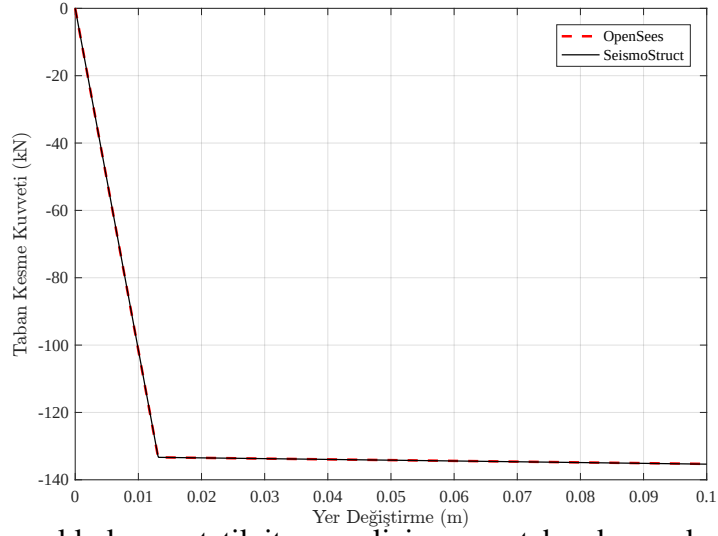
Konsol kolonun modellenmesi Şekil 4.7’ deki gibidir. Yay uzunluğu sıfırdır. Kolonun boyutlarını ve malzeme özelliklerini tanımladıktan sonra kolonun doğrusal olmayan davranışını modellemek için moment-dönme yayı tanımlanmıştır. Moment dönme yayının ilk rijitlik değeri, Şekil 4.4’ teki moment-eğrilik ilişkisi, moment-dönme ilişkisine çevrilerek yaya atanmıştır.

4.5.1 Statik itme analizi

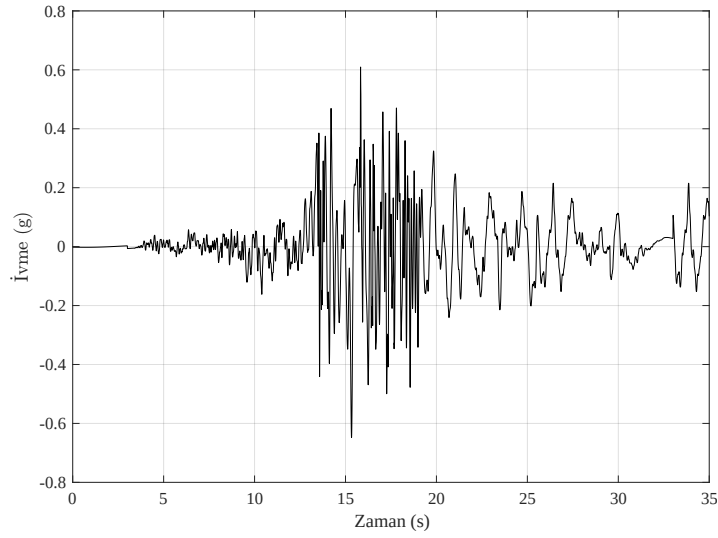
Konsol kolonun üst ucuna yatay doğrultuda kuvvet tanımlayarak itme yönü belirlenmiştir. Hedef yer değiştirme 0.1 m olacak şekilde itme analizi gerçekleştirilmiştir. Analizler SeismoStruct ve OpenSees programlarında yapılmıştır. Şekil 4.8’ de kolon alt ucunda oluşan taban kesme kuvvetleri ve bu kuvvetlere karşılık yer değiştirme değerlerinin aynı olduğu görülmektedir.

4.5.2 Zaman-tanım alanında analiz

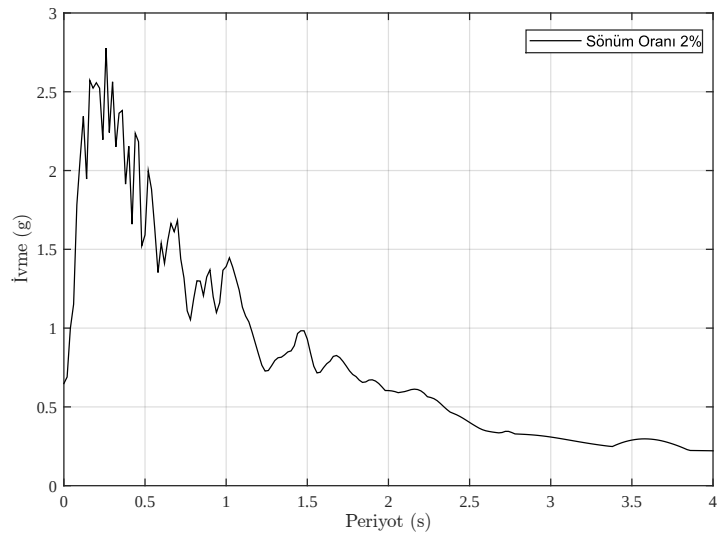
Zaman-tanım alanında analizlerde deprem ivme kayıtları, PEER-GMD [57] yer hareketi veri tabanından alınmıştır. Veri tabanında RSN1166 numaraya kayıtlı Kocaeli-Turkey (8/17/1999), İzmit, 180 dereceli ivme ölçer ivme kayıdır. Deprem ivme kaydının birimi g cinsinden olup, 0.005 saniye zaman aralığına sahiptir. Orijinal kayıta toplam 8390 zaman adımı bulunmakla beraber tez kapsamında 7000 adım yeterli görülerek 1-7000 adımları analizlerde kullanılmıştır. Kullanılan ivme kaydı Şekil 4.9’ de görülmektedir.



Şekil 4.8 : Konsol kolonun statik itme analizi sonucu taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkisi.



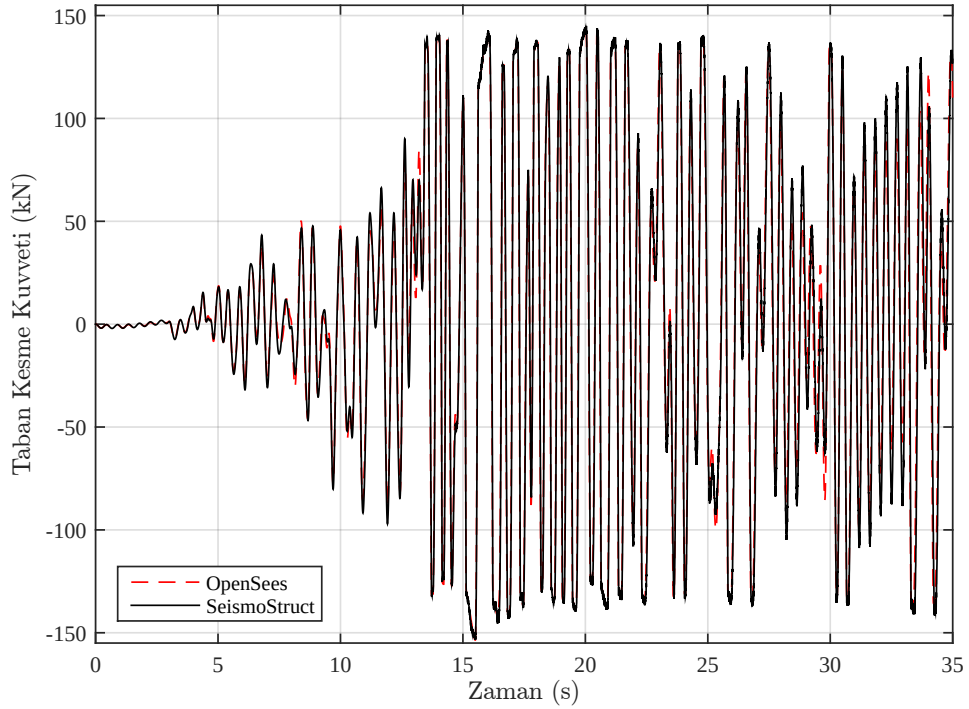
Şekil 4.9 : Kocaeli depremi ivme-zaman kaydı.



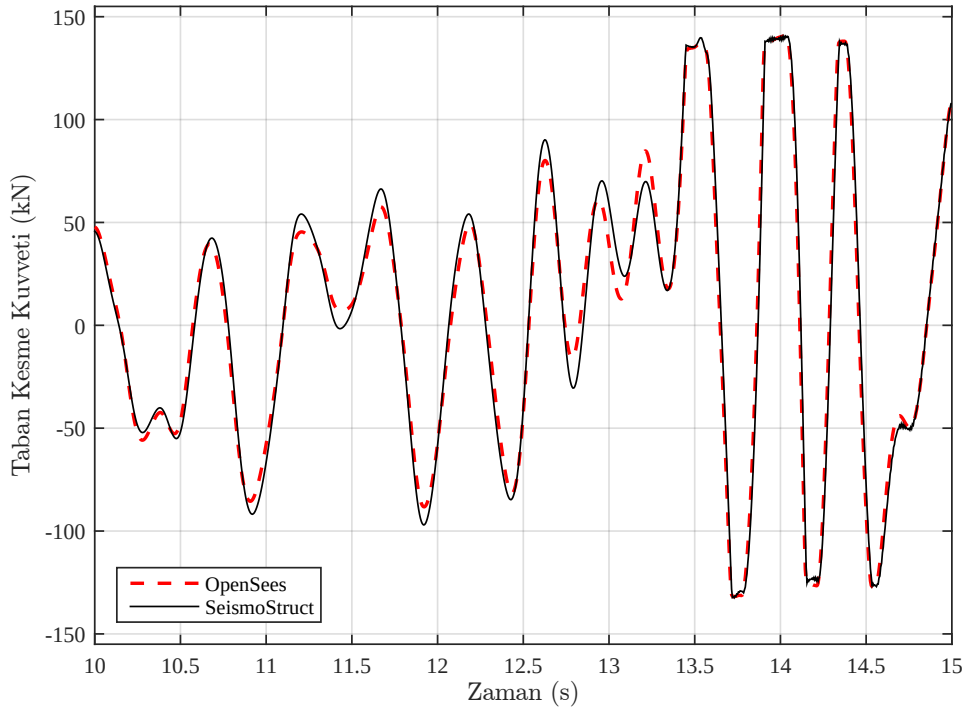
Şekil 4.10 : Kocaeli depremi ivme-periyot ilişkisi.

Konsol kolon mesnetine x -doğrultusunda ivme kaydı etkilerek taban kesme kuvveti- y er değıştirme ilişkisi elde edilmiştir. Bu tezde zaman-tanım alanındaki analizlerde, nümerik analiz yöntemlerinden Newmark- β ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır. Newmark- β sonucundaki iç kuvvetlerin hata paylarını düzeltmek için Newton-Raphson algoritması kullanılmıştır. İçsel sönüm olarak %2 kullanılmıştır.

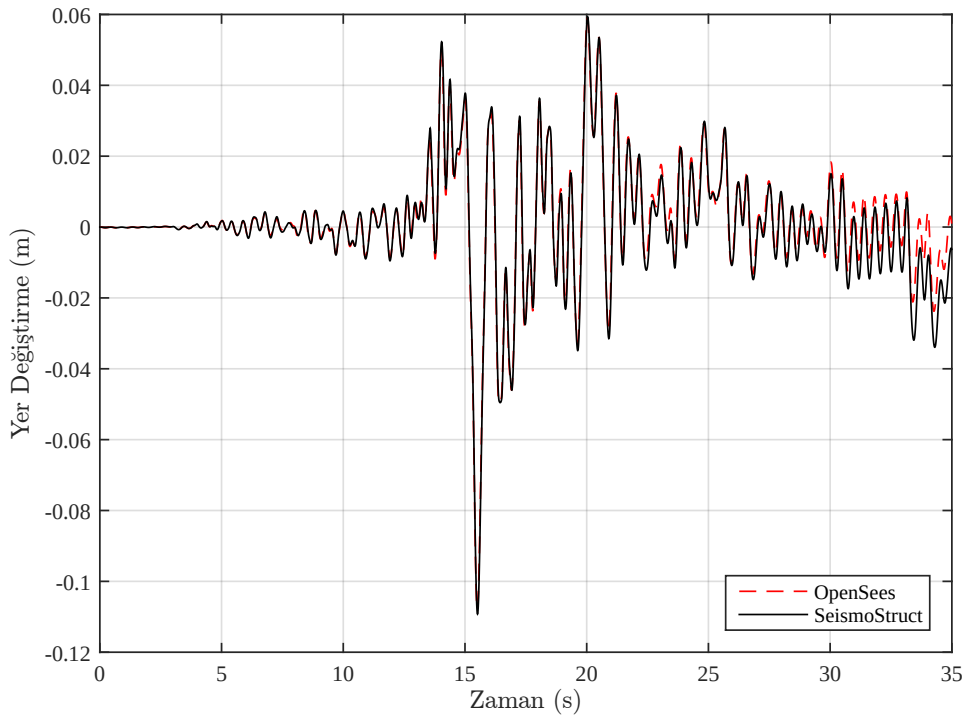
Taban kesme kuvveti ve mesnete göre tepe yer değıştirmesinin zamana bağılı değışimi Şekiller 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15, 4.16'te verilmiştir. Konsolun OpenSees programında yaptığı maksimum yer değıştirme değeri 0.107898 m, SeismoStruct programında ise 0.109226 m olarak bulunmuştur. Maksimum taban kesme kuvveti ise, OpenSees programında 143.494 kN, SeismoStruct programında 144.9842 kN olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, taban kesme kuvveti-tepe yerdeğıştirme çevrimleri Şekiller 4.154.16'de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere OpenSees ve SeismoStruct programı oldukça yakın sonuçlar vermiş olup, gözlemlenen farkın içsel sönümleme ile ilgili olduğu düşünülmektedir.



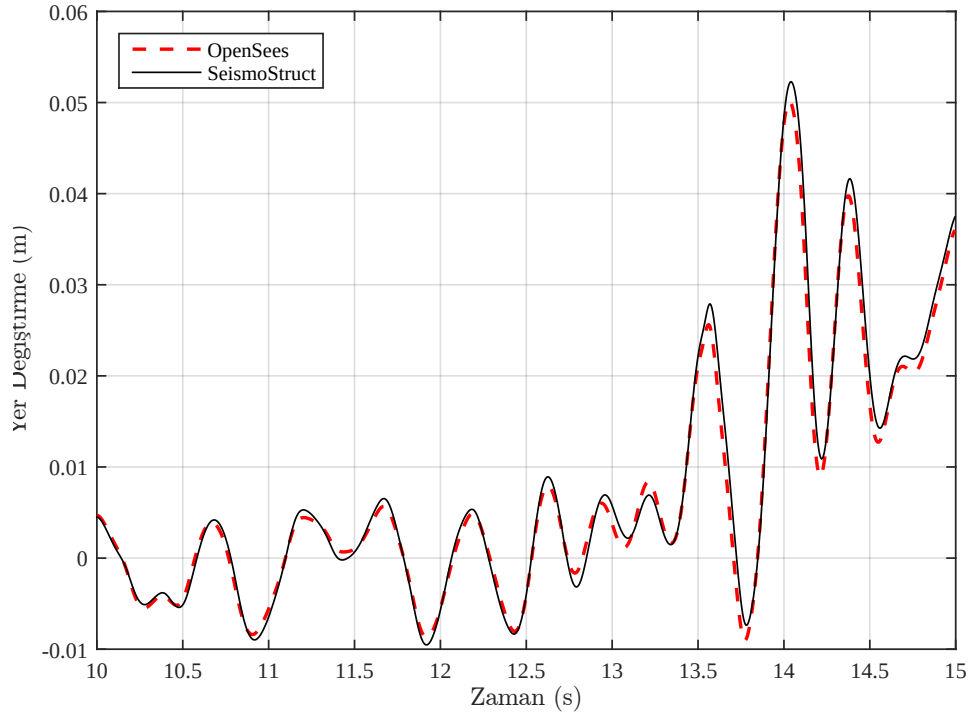
Şekil 4.11 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.



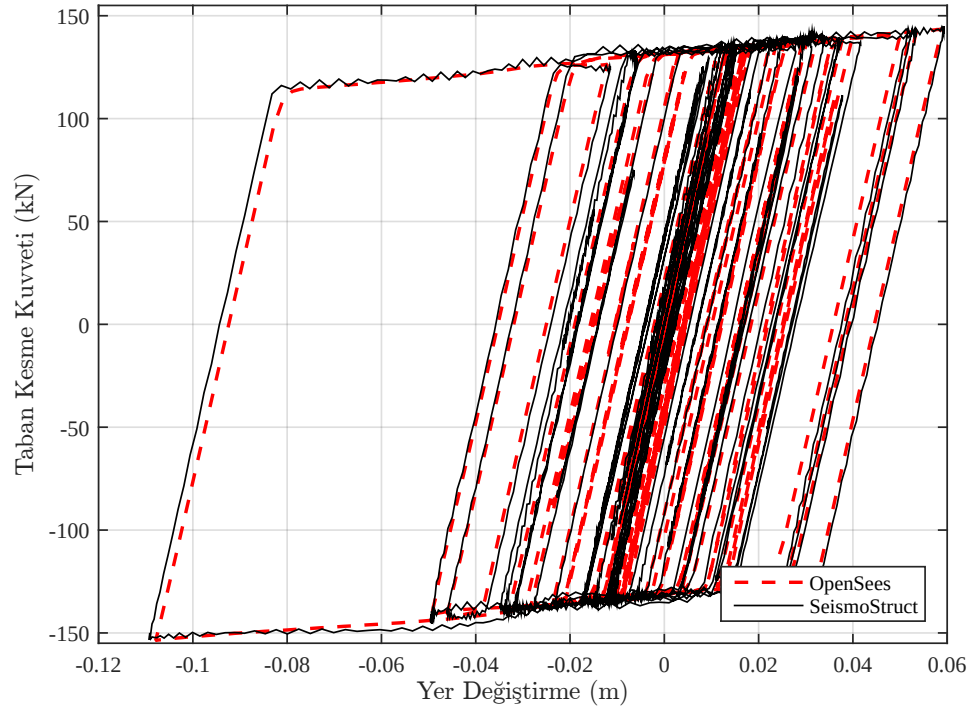
Şekil 4.12 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).



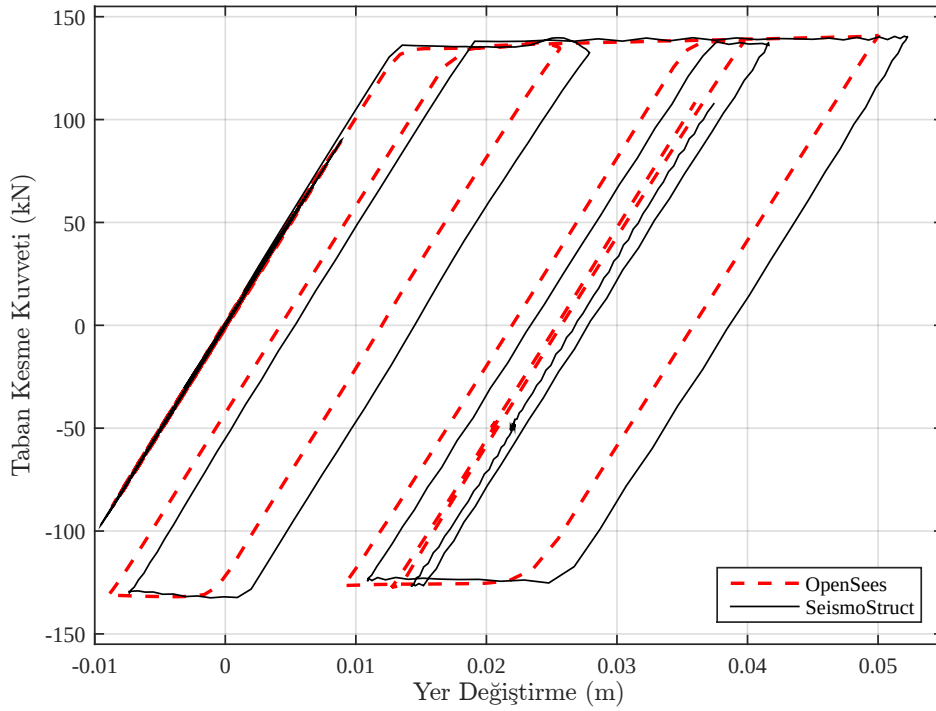
Şekil 4.13 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.



Şekil 4.14 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görece tepe yerdeğiştirme-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

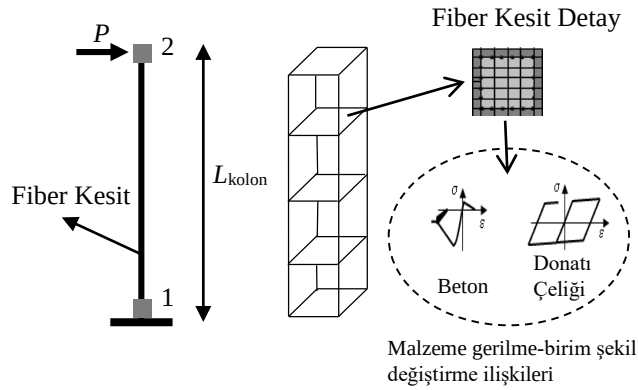


Şekil 4.15 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi.



Şekil 4.16 : Konsol kolon moment-dönme yay modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

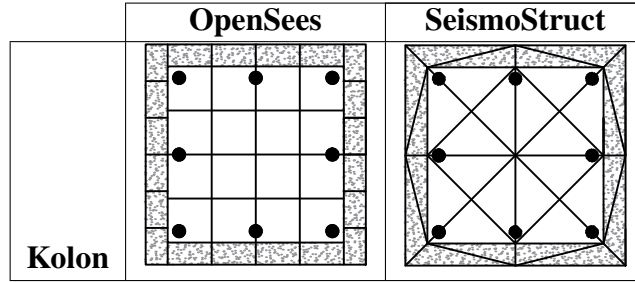
4.6 Konsol Kolon Fiber Modeli



Şekil 4.17 : Konsol kolon modeli.

Konsol kolon ve fiber elaman yapı modellenmesi Şekil 4.17'deki gibidir. Doğrusal olmayan davranışın temsili için fiber model kullanılmıştır. Kolon, fiber kesitlerle tanımlanmış ve eleman uzunluğu boyunca beş integrasyon noktası kullanılmıştır. OpenSees'de fiber kesitler nonlinear beamcolumn element ve fiber section şeklinde tanımlanmaktadır. Bu eleman kuvvet bazlı formülasyonlara dayanan bir model olarak, Neuenhofer ve Filippou, Taucer, Spacone ve diğerlerinin

çalışmalarına dayanmaktadır [47, 49–51]. Ayrıca nümerik integrasyon seçenekleri Scott tarafından açıklanmıştır [50]. SeismoStruct'ta ise *infrmFB* olarak tanımlanan elastik olmayan kuvvete bağlı çerçeve elemanı Filippou ve Spacone çalışmalarına dayanmaktadır [51]. Şekil 4.18'de OpenSees ve SeismoStruct programlarında tanımlanan fiber kesitler gösterilmiştir. Her bir fiber için sargılı ve sargısız beton ve donatı çeliği modelleri OpenSees'de ConcreteCM ve Steel01 modelleri, SeismoStruct'ta ise conc_ma ve stl_bl modelleri kullanılmıştır. Bu modellerin özellikleri Çizelge 4.4'de özetlenmiştir.



Şekil 4.18 : Konsol kolon fiber modelinde OpenSees ve SeismoStruct programlarında tanımlanan betonarme kolon fiber kesitleri.

Çizelge 4.4 : Konsol kolon fiber modelinde kullanılan beton malzeme özellikleri.

Sembol	Açıklama	Değer
fc	28 günlük beton basınç dayanımı (MPa)	-30
Ec	Betonun elastisite modülü (MPa)	27386
epcu	Sargısız betonda maksimum dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.0025
epcc	Sargılı betonda maksimum dayanımdaki beton b.ş.d.*	-0.004
rc	Tsai's denklemi şekil parametresi	1.82
xcrn	Basınç eğrisinde b.ş.d.'yi tanımlayan boyutsuz parametre	1.3
ft	Çekme dayanımı (MPa)	0
et	Çekme b.ş.d.*	0
rt	Tsai's denklemi şekil parametresi	1.2
xcrp	Çekme eğrisinde b.ş.d.'yi tanımlayan boyutsuz parametre	3

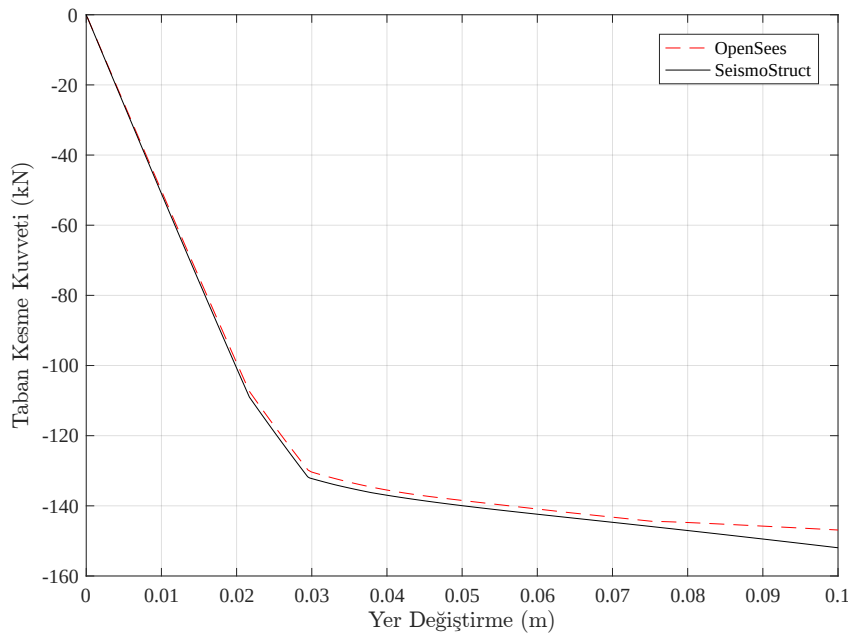
*: b.ş.d.: birim şekil değiştirme (mm/mm)

OpenSees programında fiber kesitler, sargılı fiber kesiti 16 fiber parçalı olarak, sargısız fiber kesiti sağ-sol yan, alt-üst olarak toplam 20 fiber parça olarak, donatı fiber kesitleri

8 ayrı parça olarak tanımlanmıştır. Bu betonarme kesitin parçalı sisteme bölünmesi SAP2000 programında kontrol edilmiştir. Alan ve atalet momentleri yeterli derece yakın olduğu görülerek, beton ve donatı kesitleri toplamda 44 parçadan oluşmaktadır. SeismoStruct programında fiber kesitler, bölünmek istenen fiber sayısı girildiğinde otomatik olarak oluşturulmaktadır. Bu programda fiber tanımlarken kesit, toplam 40 parçaya bölünmüştür. Bundan dolayı bu tez kapsamında, OpenSees ve SeismoStruct programlarında fiber kesitler aynı tanımlanamamıştır.

4.6.1 Statik itme analizi

Konsol kolonun üst ucuna yatay doğrultuda kuvvet tanımlayarak itme yönü belirlenmiştir. Hedef yer değiştirme 0.1 m olacak şekilde itme anazili gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonucunda, kolon alt ucundaki taban kesme kuvvetine karşılık gelen yer değiştirme değerleri Şekil 4.19’de gösterilmiştir. Grafikte, doğrusal bölgede analiz sonuçlarının eşleştii fakat doğrusal olmayan bölgede kuvvet değerlerinde küçük farklılıklar olduğu görülmektedir. Bu farklılığın fiber eleman modelini tanımlarken iki programda tanımlanan fiberlerdeki farklılıktan kaynaklandığı düşünülmektedir. birinde üçgen, diğesinde dikdörtgen formdaki küçük fiber kesitlerden kaynaklı olduğu düşünülmektedir. Burada; 0.1 m değerindeki tepe yer değiştirmesine karşılık taban kesme kuvvetleri, OpenSees programında –146.9 kN, SeismoStruct programında ise –148.5 kN olarak bulunmuştur.



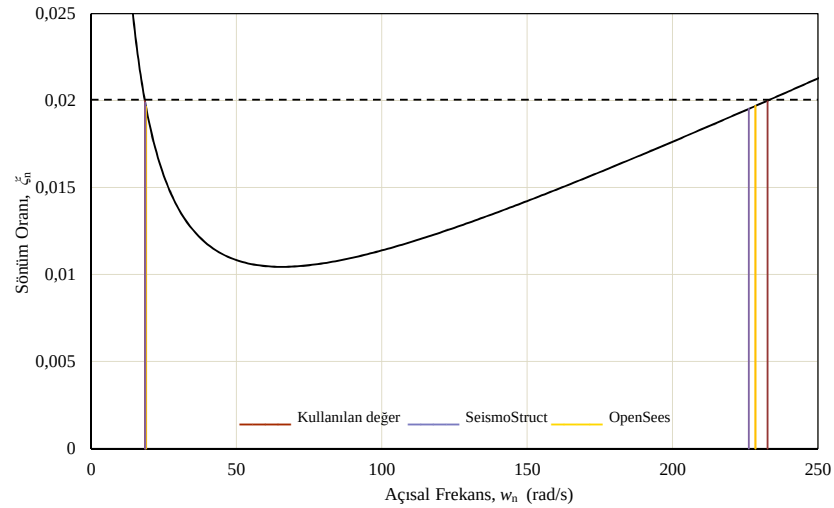
Şekil 4.19 : Konsol kolonda statik itme analizi sonucu taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme ilişkisi.

4.6.2 Zaman-tanım alanında analiz

Konsol kolon mesnetine x -doğrultusunda ivme kaydı etkilerek taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi elde edilmiştir. Kullanılan ivme kaydı Şekil 4.9’de görülmektedir. Bu tezde zaman-tanım alanındaki analizlerde, nümerik analiz yöntemlerinden Newmark- β ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır. Newmark- β sonucundaki iç kuvvetlerin hata paylarını düzeltmek için Newton-Raphson algoritması kullanılmıştır. Analizlerde Rayleigh sönüm matrisinden yararlanılmıştır.

Çizelge 4.5 : OpenSees ve SeismoStruct fiber konsol kolonun periyot değerleri ve Rayleigh sönüm katsayıları.

	Kullanılan	OpenSees	SeismoStruct
ξ (sönüm oranı)	0.02		
T_1 (1. periyot)	0.34	0.332858612	0.33737563
T_2 (2. periyot)	0.027	0.027497012	0.02777018
w_1 (1. açısal frekans)	18.47995679	18.87643907	18.62370826
w_2 (2. açısal frekans)	232.7105669	228.5042961	226.2565568
a_0 (kütle katsayısı)	0.684815837		
a_1 (rijitlik katsayısı)	0.000159242		

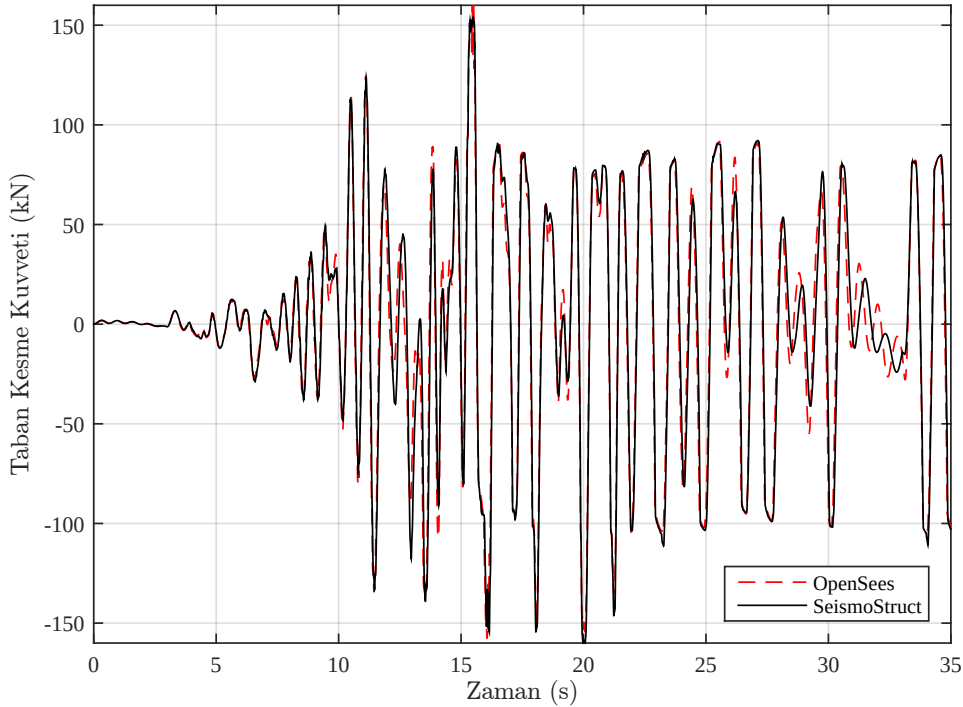


Şekil 4.20 : Konsol kolon fiber modelinde kullanılan Rayleigh sönüm değerleri.

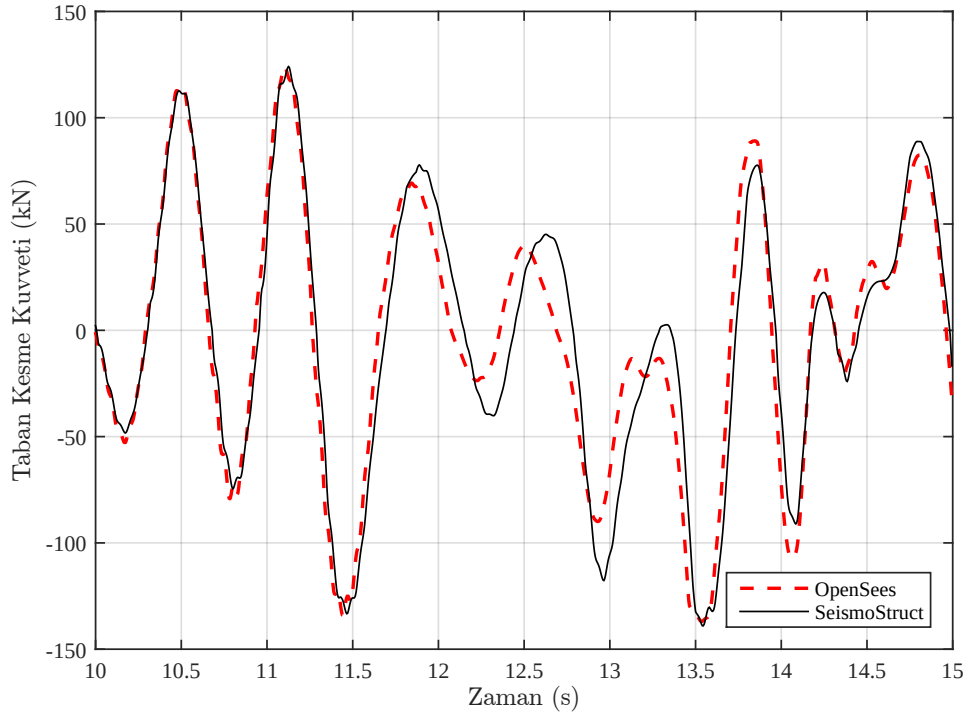
OpenSees ve SeismoStruct programlarında Rayleigh sönüm için, kütle katsayısı ve rijitlik katsayıları, 1. ve 2. periyot değerlerine %2 sönüm değeri verilerek

hesaplanmıştır. Bu değerler Çizelge 4.5’de ve Şekil 4.20’de özetlenmiştir. Şekil 4.20’te; düşeyde sönüm oranı, yatayda ise yapı sisteminin periyotlarına karşılık gelen açısal frekanslar yer almaktadır. Burada programlardan elde edilen açısal frekansları kapsayacak şekilde bir frekans değeri belirlenerek sönüm katsayıları bu aralıkta hesaplanmıştır.

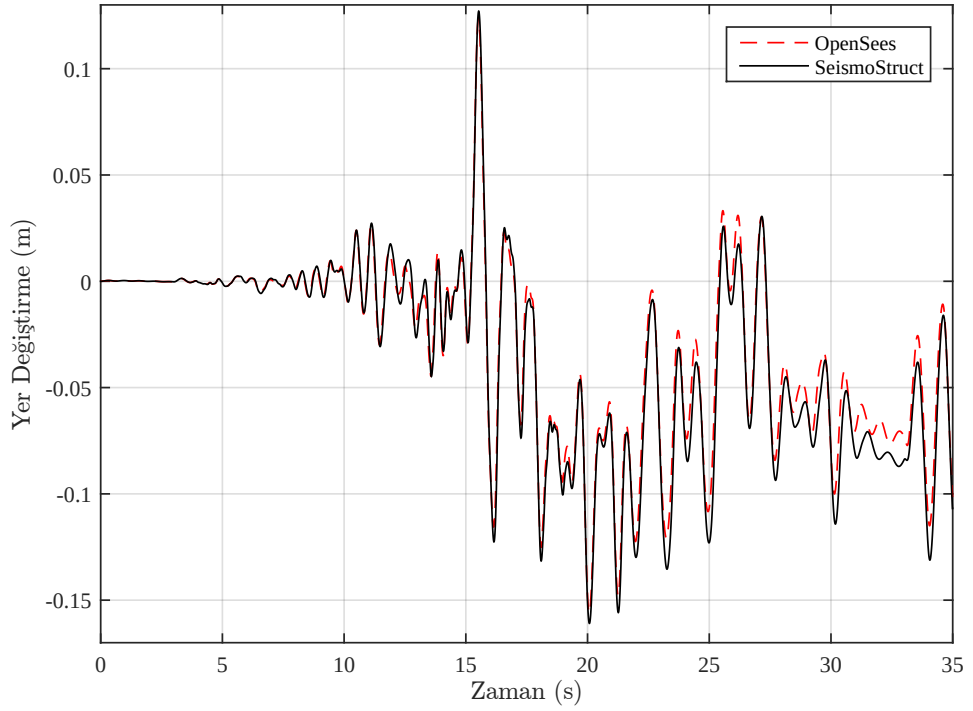
Taban kesme kuvveti ve mesnete göre tepe yer değiştirmenin zamana bağlı değişimi Şekiller 4.21, 4.22, 4.23, 4.24’te verilmiştir. Konsolun OpenSees programında yaptığı maksimum yer değiştirme değeri 0.12359 m, SeismoStruct programında ise 0.12706 m olarak bulunmuştur. Maksimum taban kesme kuvveti ise, OpenSees programında 157.678 kN, SeismoStruct programında 161.444 kN olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme çevrimleri Şekiller 4.25, 4.26’de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere OpenSees ve SeismoStruct programı oldukça yakın sonuçlar vermiş olup gözlemlenen farkın içsel sönümleme ile ilgili olduğu düşünülmektedir.



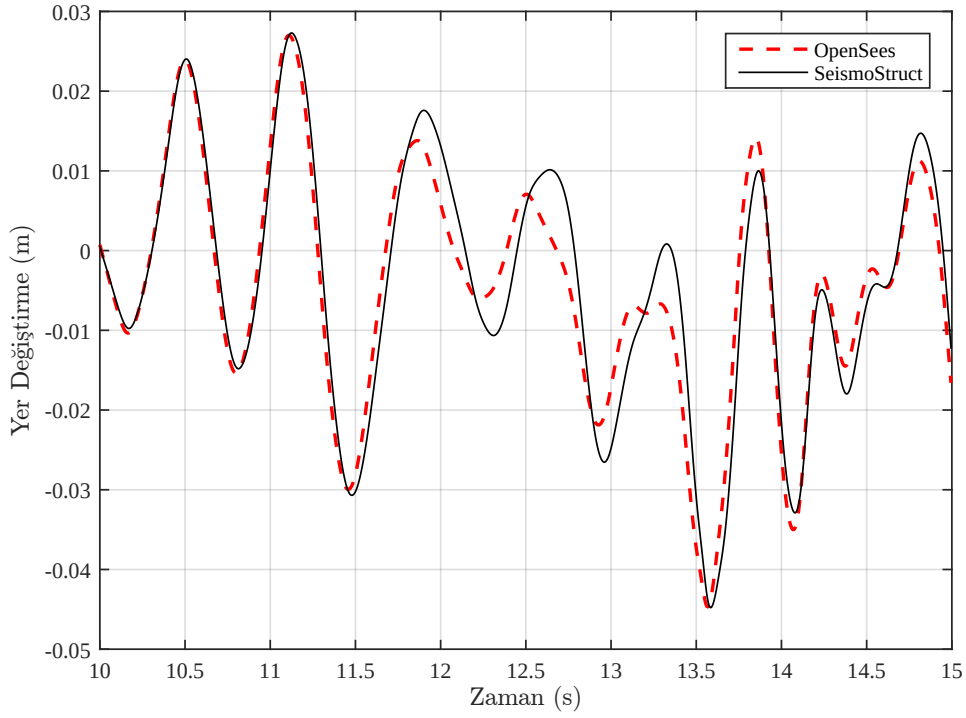
Şekil 4.21 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.



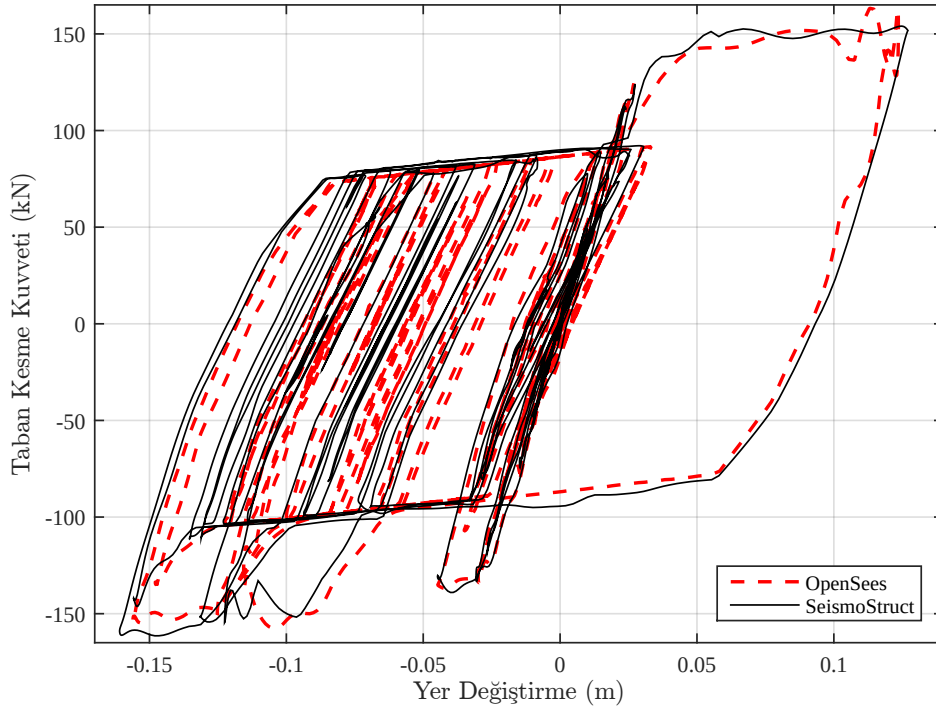
Şekil 4.22 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi(10-15 saniyeleri arası).



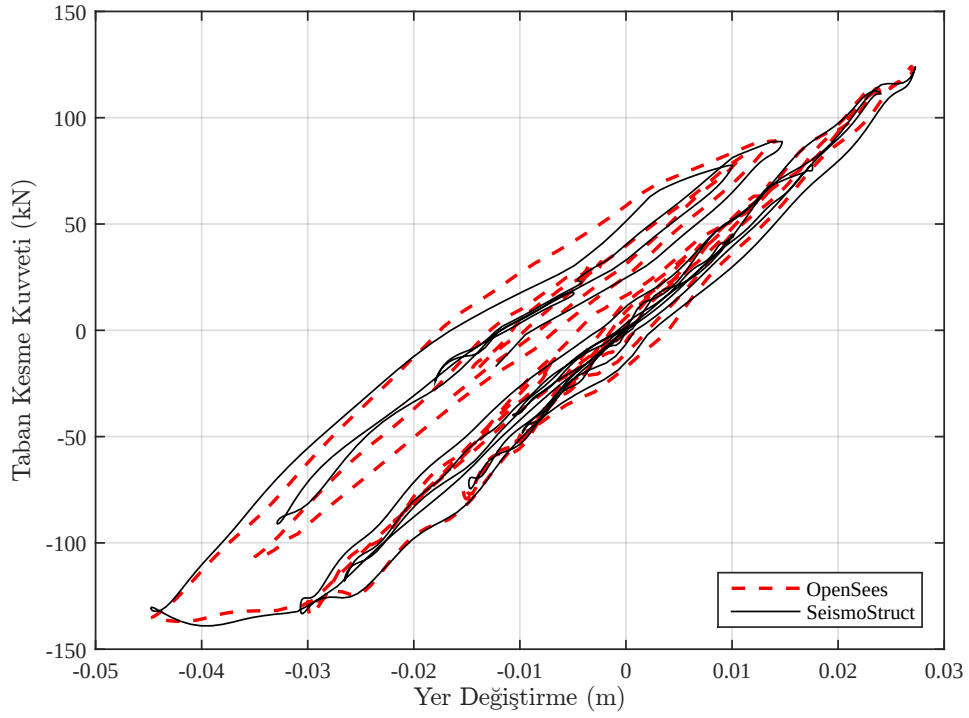
Şekil 4.23 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görece tepe yer değiştirme-zaman ilişkisi.



Şekil 4.24 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görelî tepe yer değıştirme-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).



Şekil 4.25 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değıştirme ilişkisi.



Şekil 4.26 : Konsol kolon fiber modelinde zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

4.7 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Yapı Sistemi



Şekil 4.27 : Tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi modeli.

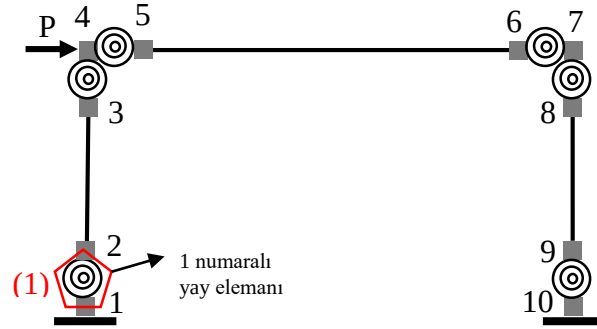
Tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi Şekil 4.27’de verilmiştir. Bu çerçeve sistemde, kolonlar $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ boyutunda betonarme kesit olup 3 m uzunluğundadır. Kiriş elemanı, $25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ boyutunda betonarme kesit olup 5 m uzunluğundadır. Kesitlerin elastisite modülü $32,000,000 \text{ kN/m}^2$ ’ dir. Kolonların 1. (0 m, 0 m) ve 2. (5 m, 0 m) düğüm noktaları ankastredir. 3. (0 m, 3 m) ve 4. (5 m, 3 m)

düğüm noktalarında iki öteleme yönü bir dönme olmak üzere üçer adet serbestlik derecesi vardır. 3. ve 4. noktalardaki yatay ve düşey yöndeki serbestliklerine kütle olarak 50 kN etkitilmiş olup, bu noktadaki dönme serbestlik derecesine karşılık olarak kütle tanımlanmamıştır. Bu yapısal özelliklere sahip tek katlı-tek açıklıklı çerçeve sistemi için OpenSees, SAP2000 ve SeismoStruct programları ile modal analizleri yapılmıştır. Yapılan modal analizler ile elde edilen periyotlar Çizelge 4.6’de karşılaştırılmıştır. Görüldüğü üzere, OpenSees ve SeismoStruct programlarında modellerin temel özelliklerinin doğru girildiği anlaşılmaktadır.

Çizelge 4.6 : Tek katlı tek açıklıklı doğrusal modelin periyot değerleri.

Program	T_1 (s)	T_2 (s)
OpenSees	0.23737	0.01943
SeismoStruct	0.23749	0.02748
SAP2000	0.23748	0.02747

4.8 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Moment-Dönme Yaylı Model



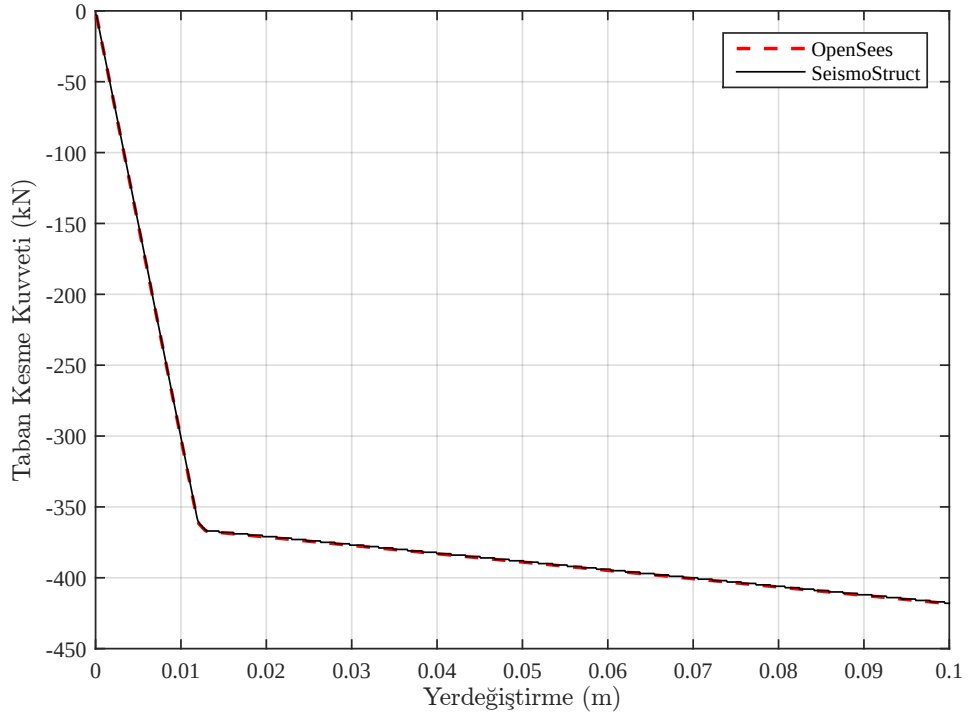
Şekil 4.28 : Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modeli.

Bu modelde kolonların alt ve üst uçlarına, kirişin ise sol ve sağ uçlarına moment-dönme yayları yerleştirilmiştir. Moment-dönme yaylarının özellikleri Bölüm 4.3’de belirtildiği gibidir.

4.8.1 Statik itme analizi

Şekil 4.28’deki tek katlı tek açıklıklı çerçeve sistemin 3 nolu düğüm noktasına yatay doğrultuda yükleme tanımlanarak itme analizi yapılmıştır. Hedef yer değiştirme 0.1 m olacak şekilde yer değiştirme kontrollü statik itme analizi yapılmıştır. Bu analiz sonucunda aşağıda Şekil 4.29’deki grafikte taban kesme kuvveti-yer değiştirme

ilişkisi verilmiştir. Sistemde 0.1 m değerindeki tepe yer değiştirmesine karşılık taban kesme kuvvetleri, OpenSees proqramında $-418,315$ kN, SeismoStruct proqramında ise $-418,3127$ kN olarak bulunmuştur. Bu analiz sonucunda kiriş elemanındaki moment-dönme yayları (Önce 4. ve 5. düğüm noktaları arasında kalan yay sonra 6. ve 7. düğüm noktaları arasında kalan yay) plastikleşmiştir. Bu yer değiştirme değeri için kolonlarda plastik mafsallık görülmemiştir.



Şekil 4.29 : Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modelinin statik itme analizi sonucunda taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi.

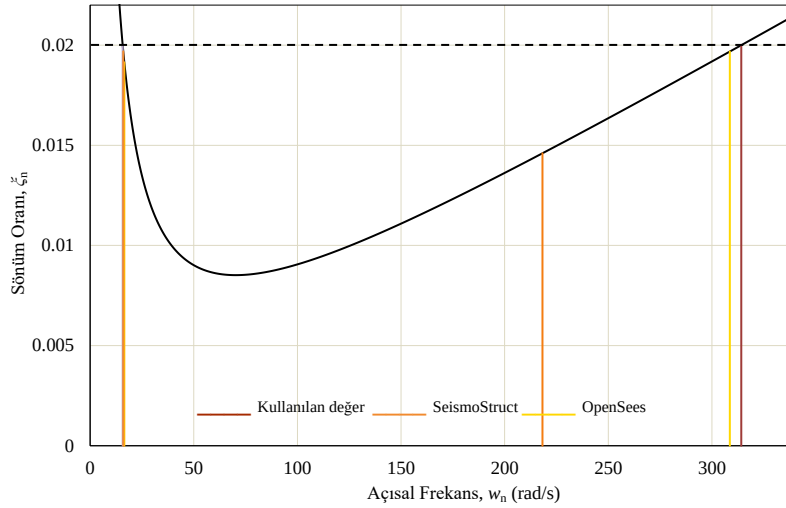
4.8.2 Zaman-tanım alanında analiz

Konsol kolon mesnetine x -doğrultusunda ivme kaydı etkililerek taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi elde edilmiştir. Bu tezde zaman-tanım alanındaki analizlerde, nümerik analiz yöntemlerinden Newmark- β ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır. Newmark- β sonucundaki iç kuvvetlerin hata paylarını düzeltmek için Newton-Raphson algoritması kullanılmıştır. Analizlerde Rayleigh sönüm matrisinden yararlanılmıştır. OpenSees ve SeismoStruct proqramlarında Rayleigh sönüm için, kütle katsayısı ve rijitlik katsayıları, 1. ve 2. periyot değerlerine %2 sönüm değeri verilerek hesaplanmıştır. Çizelge 4.7'de Rayleigh Sönüm matrisinin oluşturulmasında kullanılan periyot değerleri ve ilgili Rayleigh parametreleri verilmiştir. Şekil 4.30'de ise sönüm oranları ve modal frekans ilişkisi gösterilmiştir. Ayrıca aynı

çizelgede OpenSees ve SeismoStruct programlarından elde edilen periyot değerleri karşılaştırmak amacı ile gösterilmiştir.

Çizelge 4.7 : OpenSees ve SeismoStruct tek katlı-tek açıklıklı sistemin (moment-dönme yayı) periyot değerleri ve Rayleigh sönüm katsayıları.

	Kullanılan	OpenSees	SeismoStruct
ξ (sönüm oranı)	0.02		
T_1 (1. periyot)	0.4	0.38106	0.39321
T_2 (2. periyot)	0.02	0.02036	0.02879
w_1 (1. açısal frekans)	15.70796	16.4888	15.9790
w_2 (2. açısal frekans)	341.15926	308.6343	218.2374
a_0 (kütle katsayısı)	0.59839860		
a_1 (rijitlik katsayısı)	0.00012126		

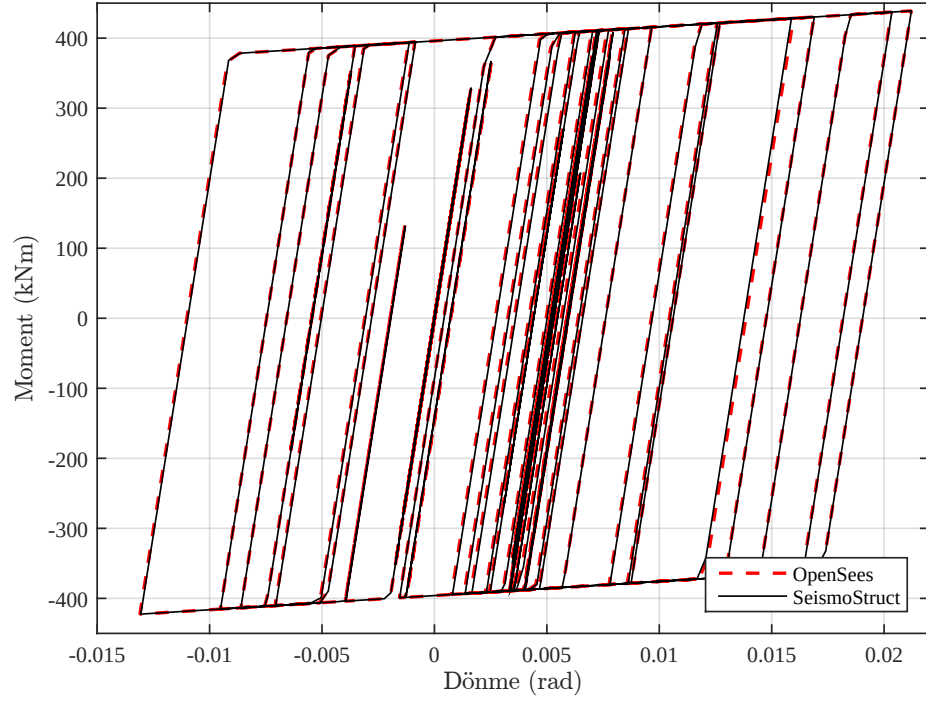


Şekil 4.30 : Tek katlı-tek açıklıklı moment-dönme yay modelinde kullanılan Rayleigh sönüm değerleri.

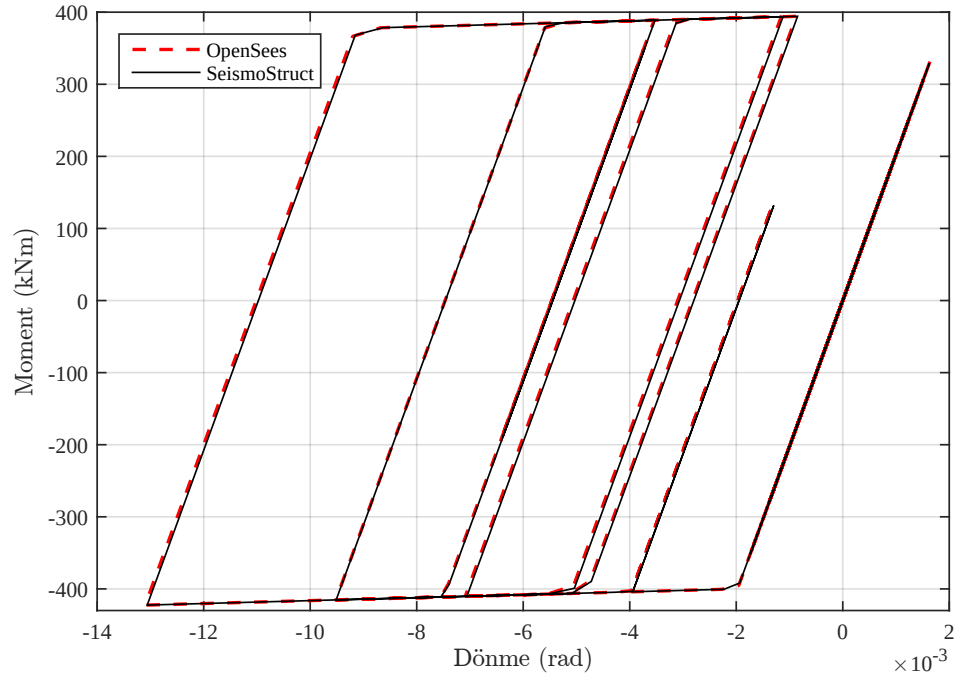
Yapının zaman-tanım alanında analizinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Kolon mafsalları sonuçları (kolon alt ucundaki 1 numaralı moment-dönme yayındaki moment dönme ilişkisi, momentin zamana bağlı değişimi, dönmenin zamana bağlı değişimi),
- Kolon eksenel kuvveti (1. ve 4. düğüm noktaları arasındaki eleman),
- Kiriş momenti (4. ve 7. düğüm noktaları arasındaki eleman),

- Yapı sistem tepe yer değıştirme değeri (4. düğüm noktasının 1. düğüm noktasına göre yer değıştirmesi).

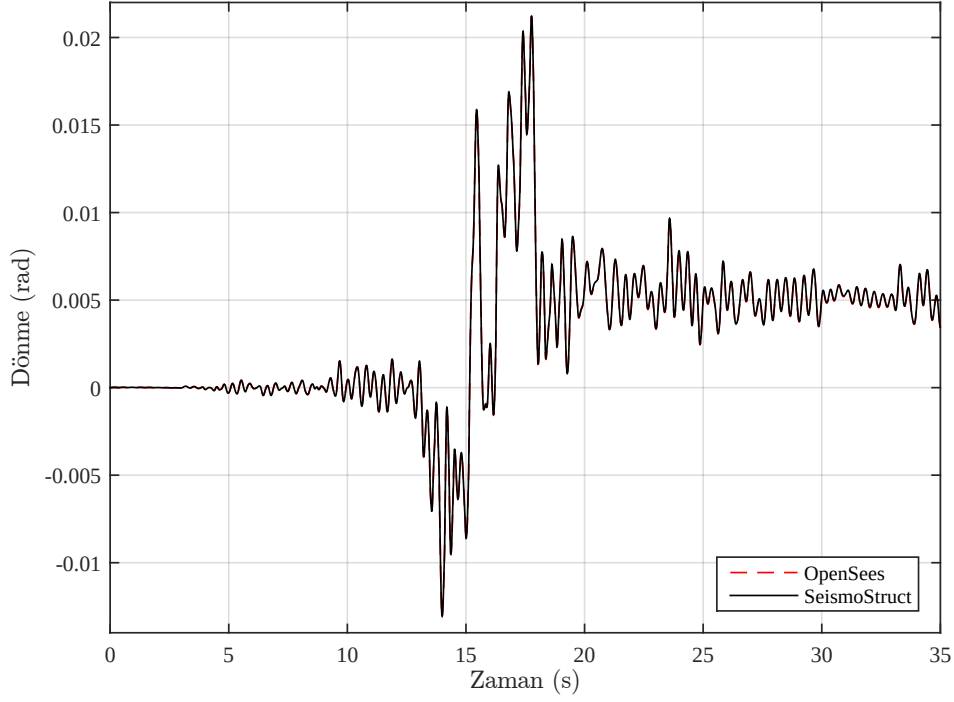


Şekil 4.31 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment dönme ilişkisi.

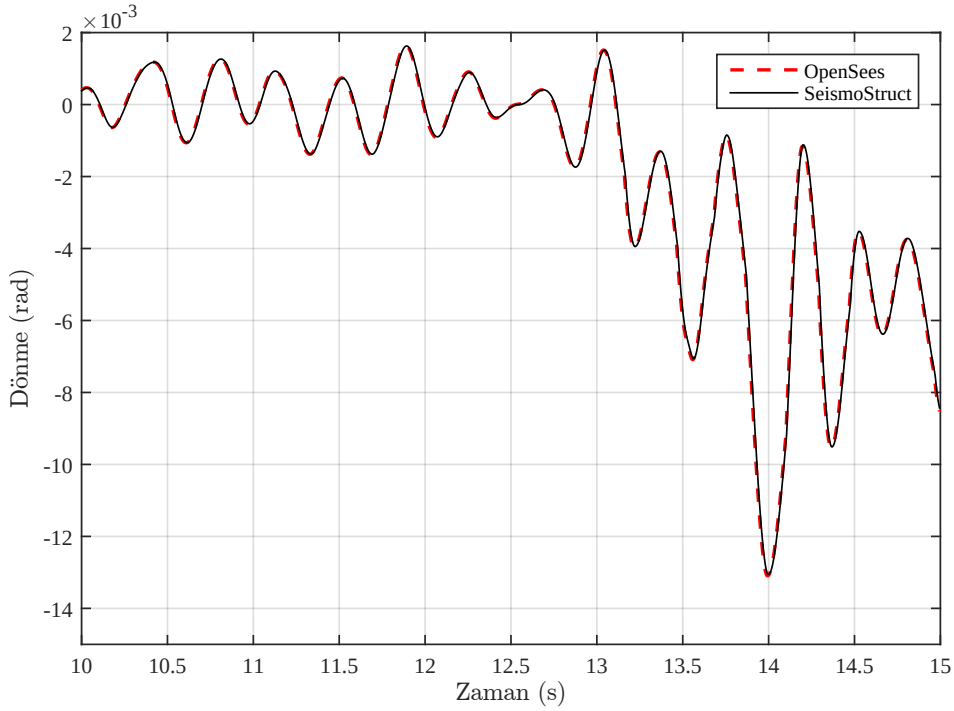


Şekil 4.32 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment dönme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.31 ve 4.32’de OpenSees ve SeismoStruct’ta zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1 numaralı yay elemanında moment-dönme ilişkisi verilmiştir.

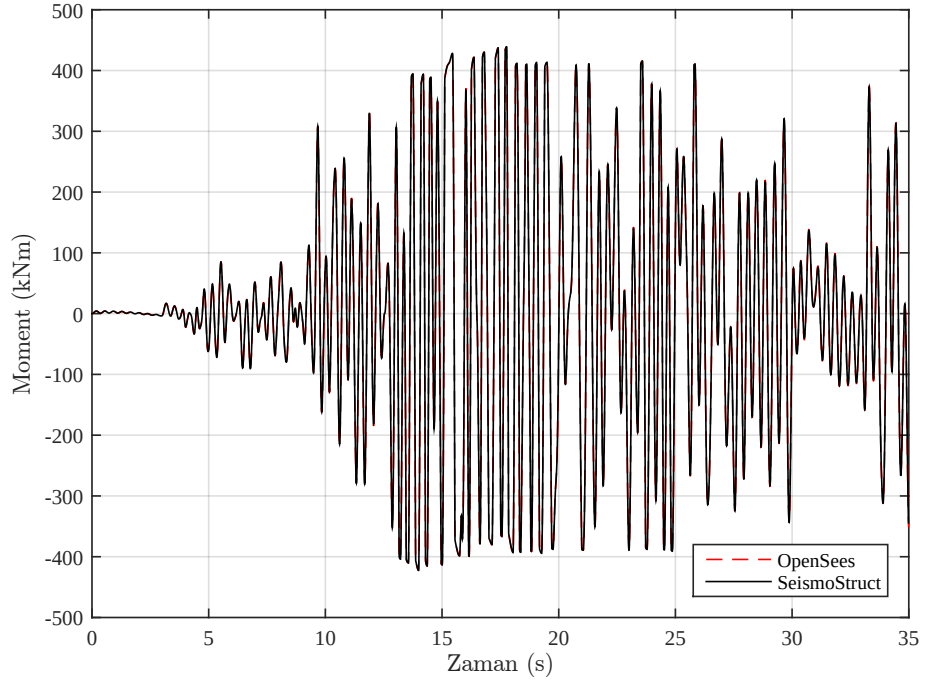


Şekil 4.33 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği.

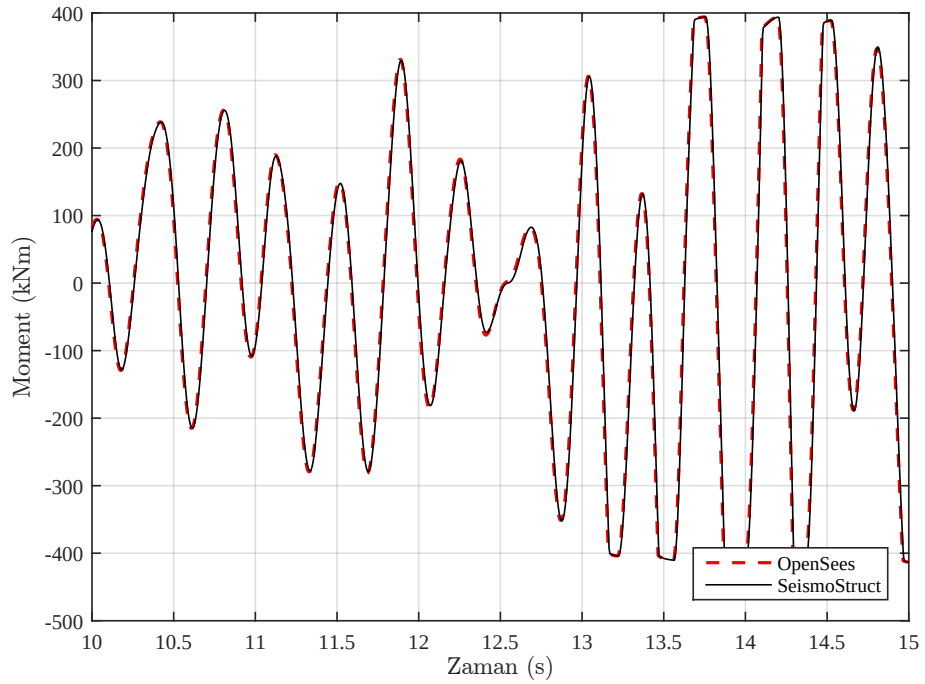


Şekil 4.34 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.33 ve 4.34’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme zaman ilişkisi verilmiştir.

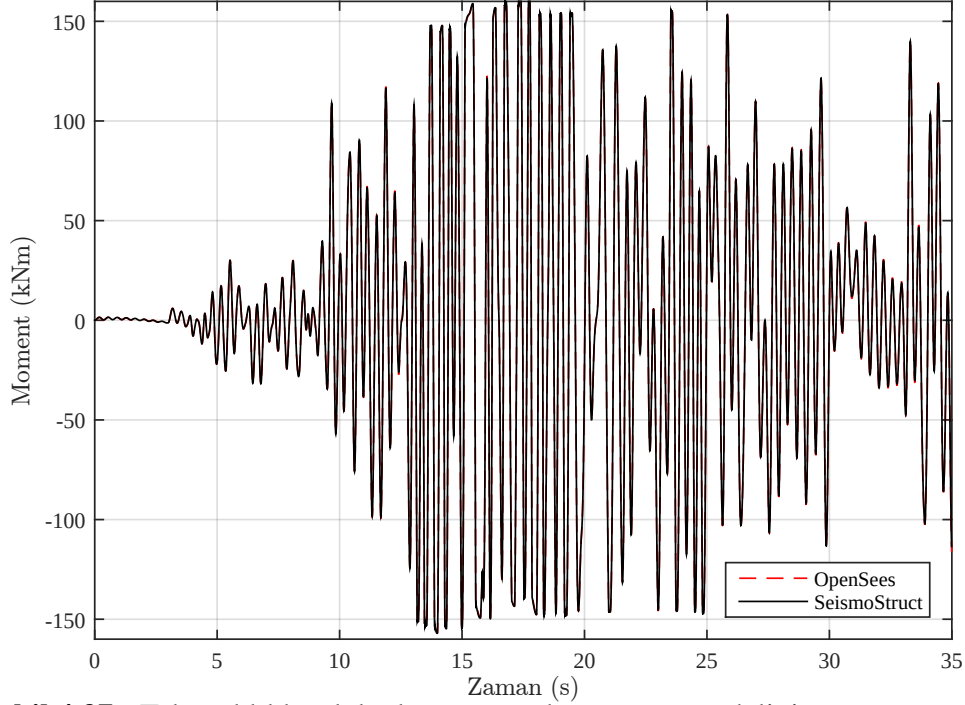


Şekil 4.35 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment zaman ilişkisi.

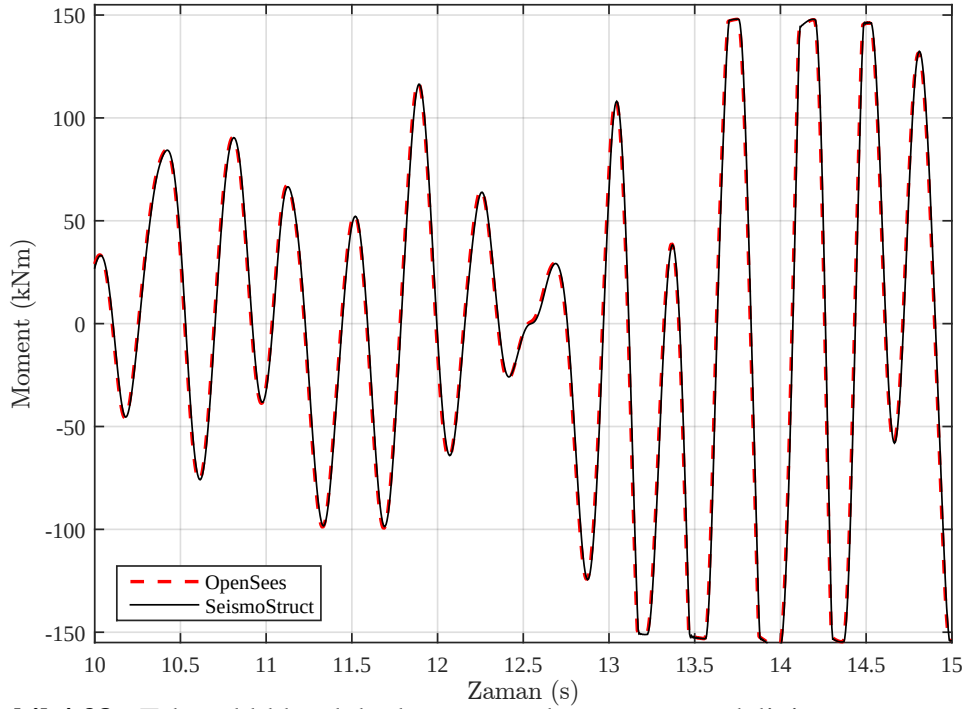


Şekil 4.36 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.35 ve 4.36’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1 numaralı yay elemanında oluşan moment zaman ilişkisi verilmiştir.

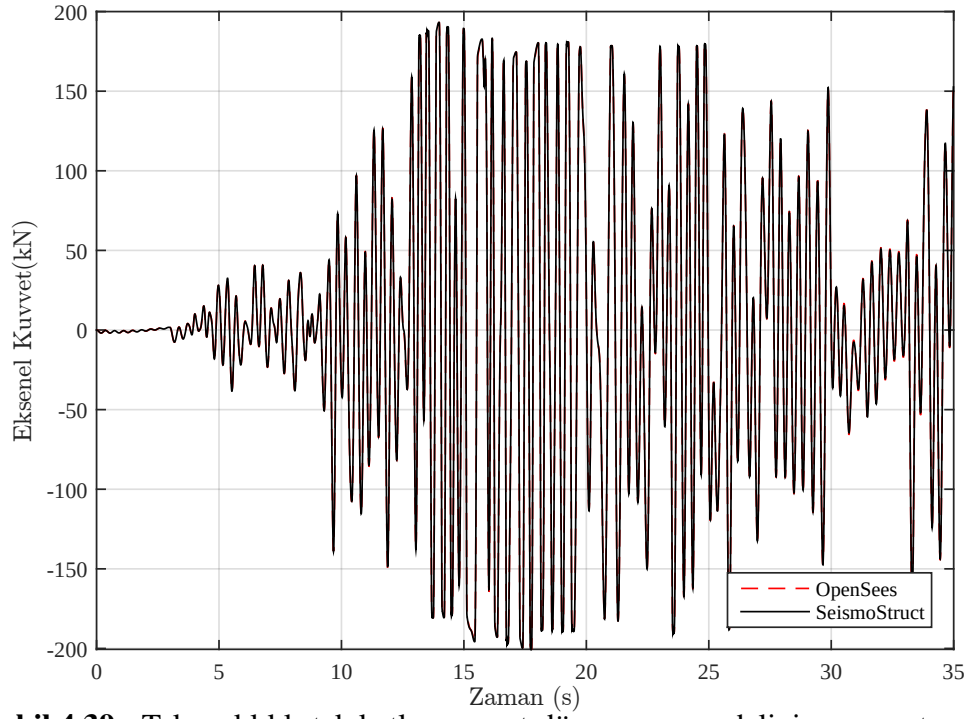


Şekil 4.37 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen kiriş moment-zaman grafiği.

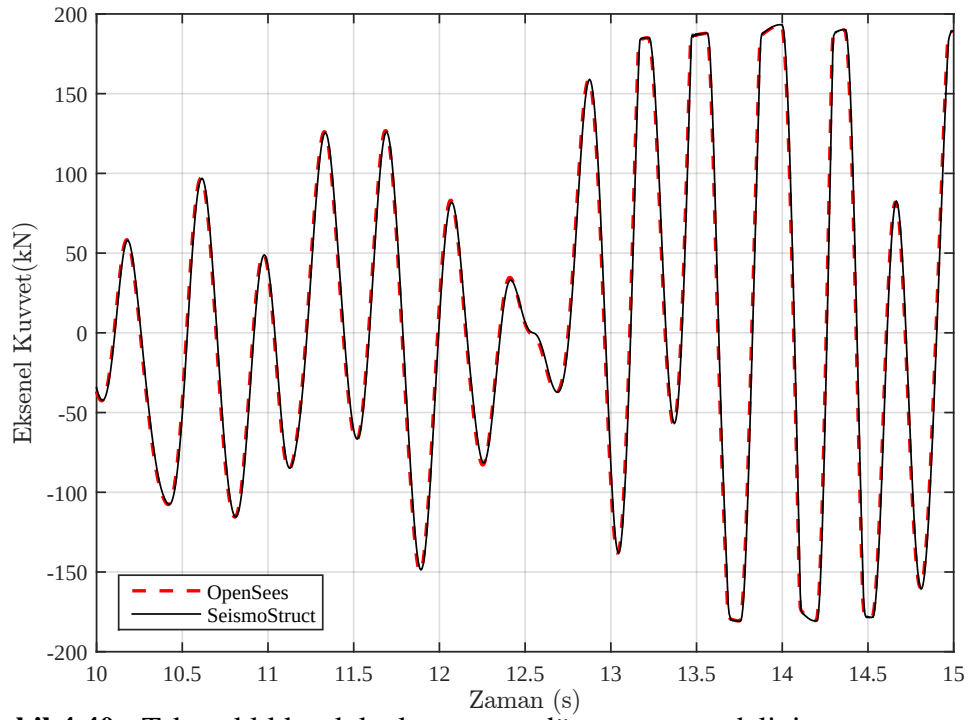


Şekil 4.38 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kiriş momenti-zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.37 ve 4.38’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda kiriş momenti zaman ilişkisi verilmiştir.

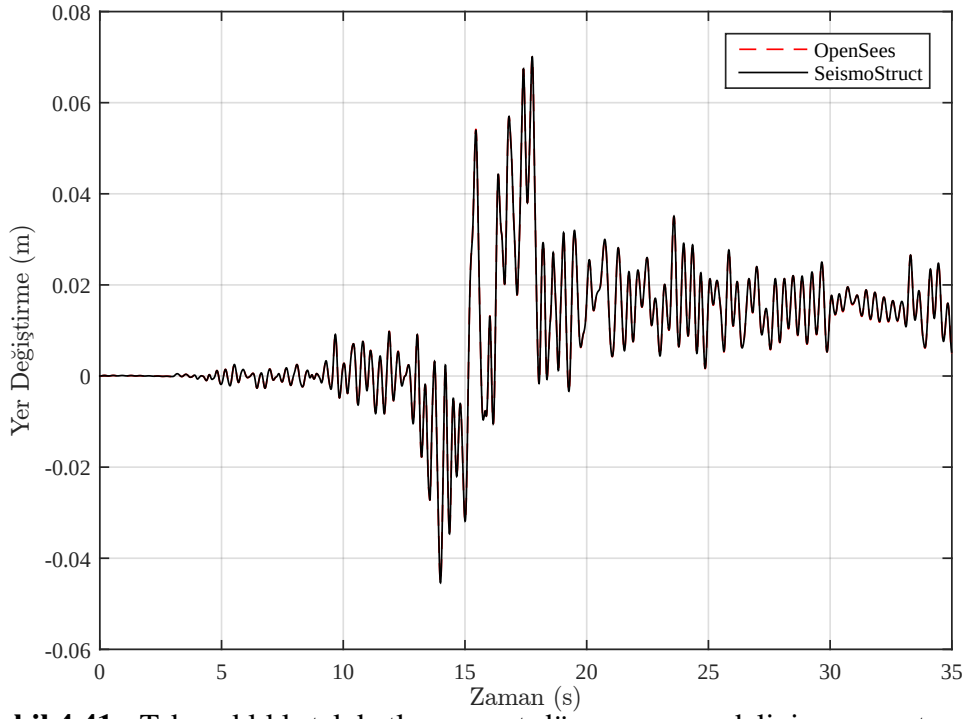


Şekil 4.39 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi.

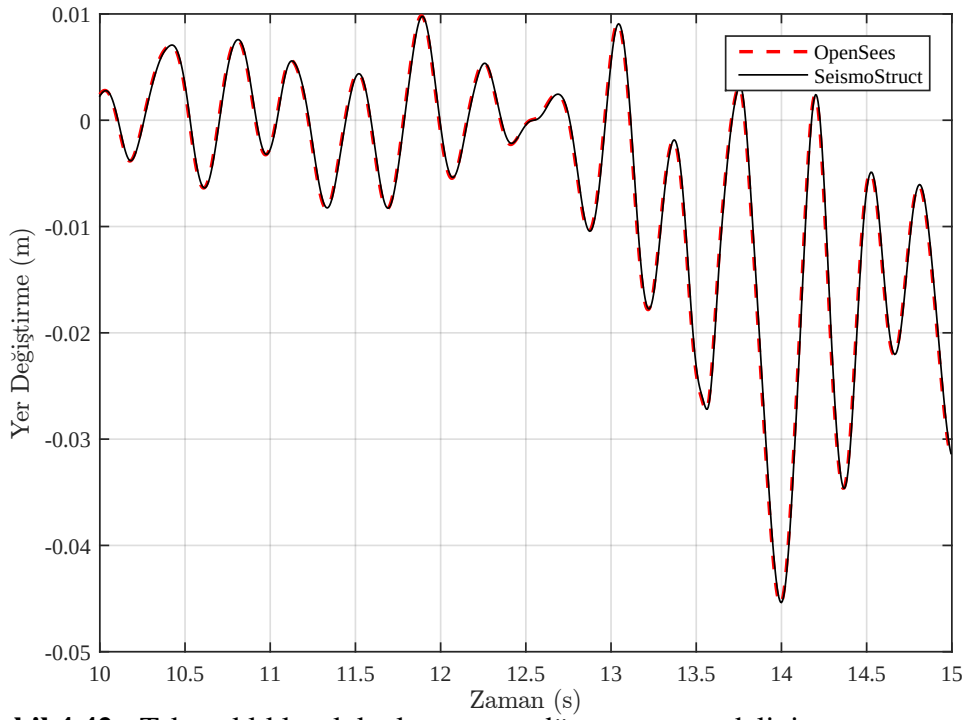


Şekil 4.40 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.39 ve 4.40’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi verilmiştir.



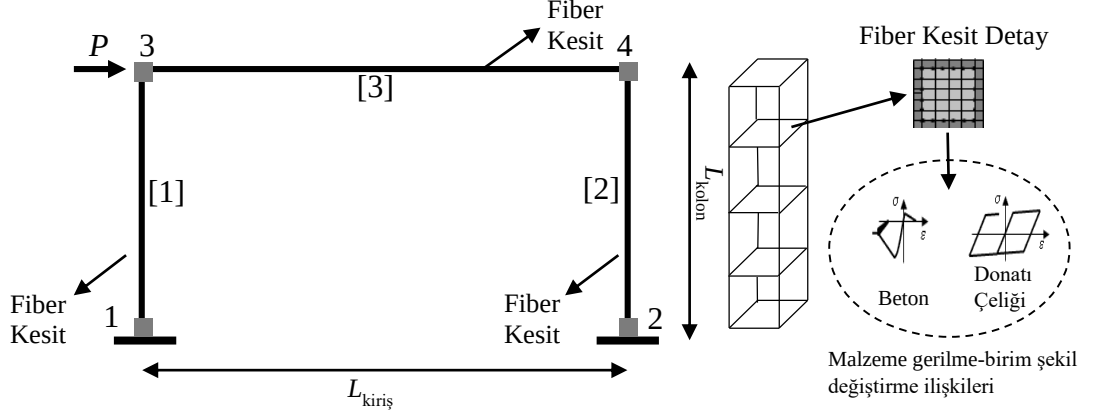
Şekil 4.41 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan göreceli tepe yer değiştirme zaman ilişkisi.



Şekil 4.42 : Tek açıklıklı-tek katlı moment-dönme yay modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan göreceli tepe yer değiştirme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.41 ve 4.42’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminde oluşan tepe yer değiştirme zaman ilişkisi verilmiştir.

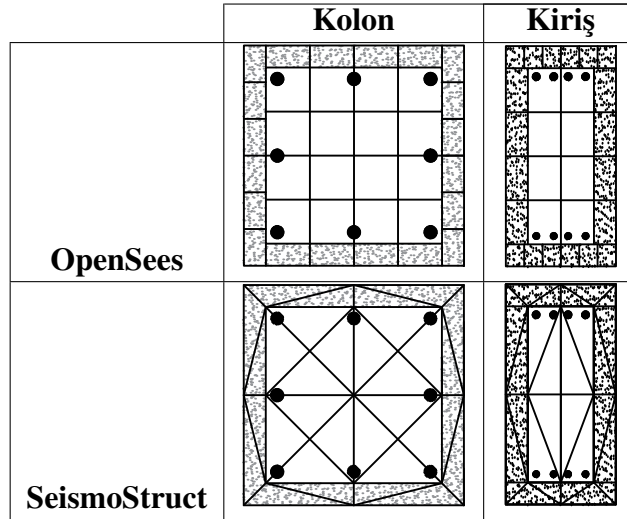
4.9 Tek Katlı-Tek Açıklıklı Fiber Model



Şekil 4.43 : Tek katlı-tek açıklıklı fiber çerçeve modeli.

OpenSees ve SeismoStruct programındaki, tek açıklıklı tek katlı çerçeve örneği Şekil 4.43’deki gibi oluşturulmuştur. Bu çerçeve modelinde, doğrusal olmayan davranışı modellemek için fiber kesitler kullanılmıştır. Çerçevenin kat yüksekliği 3 m olup, açıklığı 5 m olarak belirlenmiştir. Kesit ve malzeme özelliklerini tanımlarken kolon kesitleri $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$, kiriş kesiti ise $50 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ olarak tanımlanmıştır.

OpenSees programında fiber tanımlarken; kolonlar, sargılı fiber kesiti 16 fiber parça, sargısız fiber kesiti sağ-sol yan, alt-üst olarak toplam 20 fiber parça, donatı fiber kesitleri 8 ayrı parça olarak ayrı ayrı tanımlanmıştır. Kirişler ise, sargılı fiber kesiti 8 fiber parça, sargısız fiber kesiti sağ-sol yan, alt-üst olarak toplam 20 fiber parça, donatı fiber kesitleri 8 ayrı parça olarak tanımlanmıştır. Bu betonarme kesitlerin parçalı sisteme bölünmesi SAP2000 programında kontrol edilmiş ve alanların aynı ve atalet momentlerinin ise yeterli derece yakın olduğu görülmüştür. Tüm kolon kesitlerin, sargılı ve sargısız beton bölümü toplam 36 parça ile, donatılar da 8 parça olarak tanımlanmıştır. Kiriş kesiti ise benzer şekilde toplam 38 fiber eleman olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4.44 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinde tanımlanan betonarme kolon ve kiriş fiber kesitleri.

SeismoStruct programında ise fiber kesit sayısı girilmekte ve fiber kesitler programın kendisi tarafından otomatik olarak oluşturulmaktadır. Bu programda fiber tanımlarken sistem sargılı fiber kesiti 16 fiber parçaya, sargısız fiber kesiti sağ-sol yan, alt-üst olmak üzere toplam 16 fiber parçaya, donatı fiber kesitleri 8 parça olarak tanımlanmıştır. Bu şekilde toplamda 40 fiber eleman olarak kesit oluşturulmuştur. Her bir fiber için sargılı ve sargısız beton ve donatı çeliği modelleri OpenSees’de ConcreteCM ve Steel01 modelleri, SeismoStruct’ta ise conc_ma ve stl_bl modelleri kullanılmıştır. Bu modellerin özellikleri konsol kolonda kullanılan malzeme özellikleri ile aynıdır ve Çizelge 4.4’de özetlenmiştir. Hem SeismoStruct hem de OpenSees programları kullanılarak modal analizler gerçekleştirilmiş ve birinci periyot değerleri Çizelge 4.8’deki gösterildiği gibi elde edilmiştir.

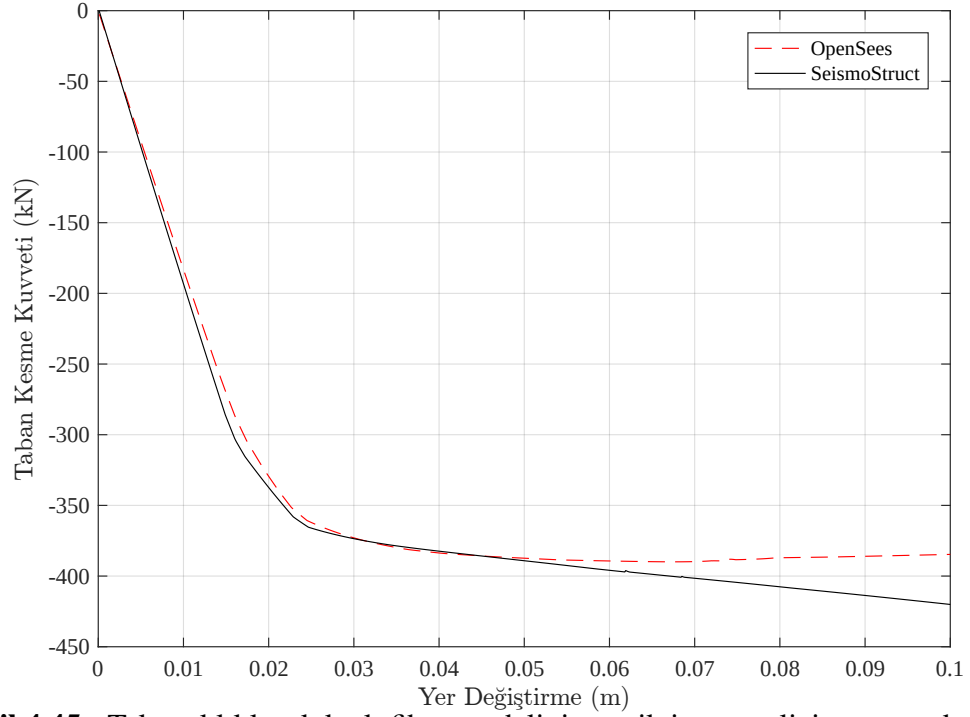
Çizelge 4.8 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin periyot değerleri.

Program	T_1 (s)	T_2 (s)
OpenSees	0.245117	0.036174
SeismoStruct	0.249410	0.036844

4.9.1 Statik itme analizi

Şekil 4.43’deki tek katlı tek açıklı çerçeve 3 numaralı düğüm noktasına yatay doğrultuda kuvvet tanımlayarak itme yönü belirlenmiştir. Yer değiştirme kontrollü statik itme analizi yapıлып, hedef yer değiştirme 0.1 m olacak şekilde sisteme

etkitilmiştir. Sistemde 0.1 m değerindeki tepe yer değiştirmesine karşılık taban kesme kuvvetleri, OpenSees proqramında $-384,669$ kN, SeismoStruct proqramında ise $-420,078$ kN olarak bulunmuştur. Bu analiz sonucunda elde edilen kolon alt ucundaki kuvvet ve tepe yer değiştirmesi Şekil 4.45’de gösterilmiştir. Bu grafikte SeismoStruct ve OpenSees proqramlarından fiber elemanlarla modellenen çerçevenin küçük farklılıklar içeren sonuçlar görülmektedir. Buradaki farklılıkların proqramlarda farklı şekilde tanımlanan fiber kesit parçalarından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 4.45 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin statik itme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti-birim yer değiştirme ilişkisi.

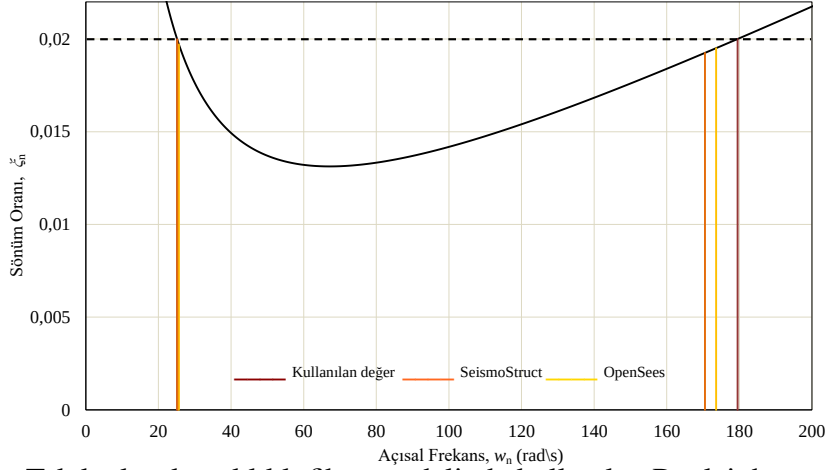
4.9.2 Zaman-tanım alanında analiz

Tek katlı-tek açıklıklı çerçeve sisteme x -doğrultusunda ivme kaydı etkilerek zaman-tanım alanında analizler yapılmıştır. Deprem kaydının ivme-zaman grafiği Şekil 4.9'deki gibidir. Bu tezde zaman-tanım alanındaki analizlerde, nümerik analiz yöntemlerinden Newmark- β ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır ve Newmark parametreleri $\alpha = 1/2$ ve $\beta = 1/4$ olarak seçilmiştir. Newmark- β sonucundaki iç kuvvetlerin hata paylarını düzeltmek için Newton-Raphson algoritması kullanılmıştır. Analizlerde Rayleigh sönüm matrisinden yararlanılmıştır. OpenSees ve SeismoStruct proqramlarında Rayleigh sönüm için, kütle katsayısı ve rijitlik katsayıları, 1. ve 2. periyot değerlerine %2 sönüm değeri verilerek hesaplanmıştır. Çizelge 4.9'de Rayleigh

Sönüm matrisinin oluşturulmasında kullanılan periyot değerleri ve ilgili Rayleigh parametreleri verilmiştir. Şekil 4.46’de ise sönüm oranları ve modal frekans ilişkisi gösterilmiştir. Bu grafikte görüldüğü gibi farklı programların açısal frekans değerleri karşılaştırılarak, bu açısal frekans değerlerini kapsayacak şekilde bir frekans değeri seçilerek sönüm katsayıları hesaplanmıştır.

Çizelge 4.9 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinde Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.

	Kullanılan	OpenSees	SeismoStruct
ξ (sönüm oranı)	0.02		
T_1 (1. periyot)	0.25	0.24512	0.24941
T_2 (2. periyot)	0.035	0.03619	0.03684
w_1 (1. açısal frekans)	25.1327	25.6328	25.1921
w_2 (2. açısal frekans)	179.5195	173.6041	170.5344
a_0 (kütle katsayısı)	0.88185056		
a_1 (rijitlik katsayısı)	0.00019545		

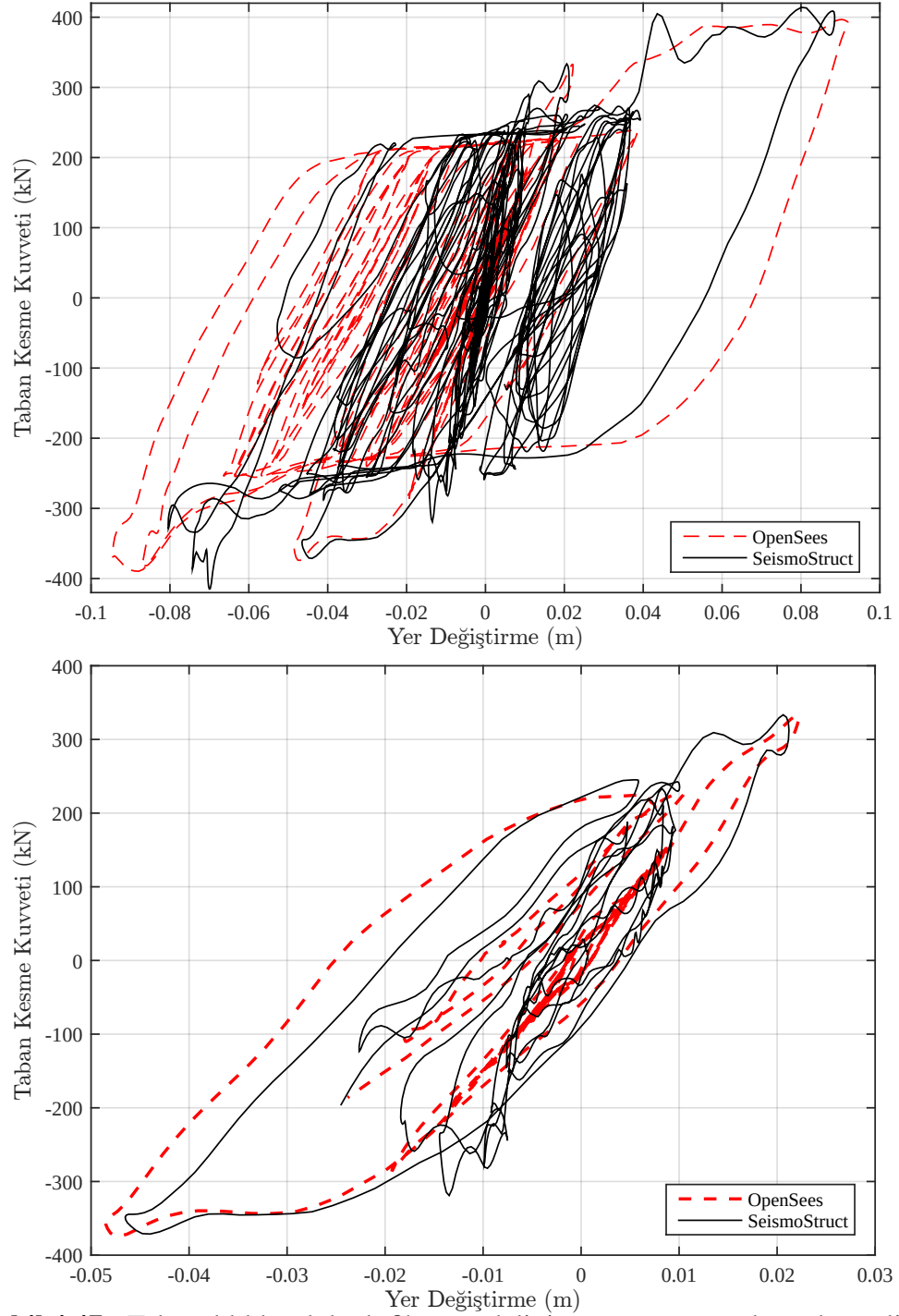


Şekil 4.46 : Tek katlı-tek açıklıklı fiber modelinde kullanılan Rayleigh sönüm grafiği.

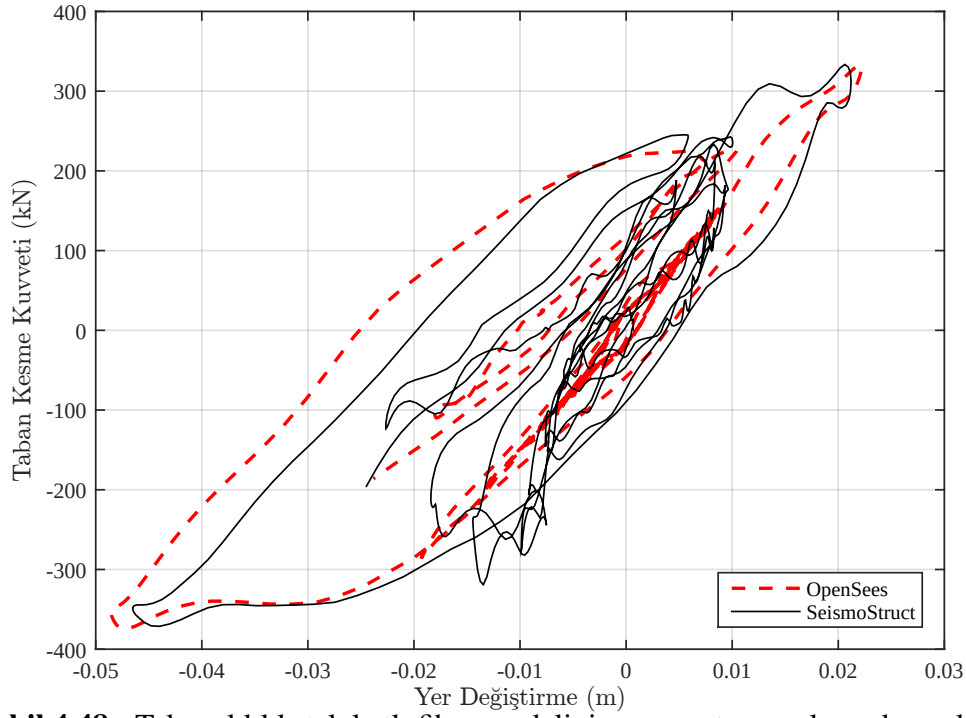
Yapının zaman-tanım alanında analiz sonuçlarından;

- Kolon eksenel kuvvetleri (1 numaralı kolon elemanı),
- Kiriş momentleri (3 numaralı kiriş elemanı),
- Yapı sisteminin tepe yer değiştirme değerleri (3. düğüm noktasının 1. düğüm noktasına göre yer değiştirmesi) elde edilmiştir.

Şekil 4.47’de ve 4.48’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme ilişkisi verilmiştir.

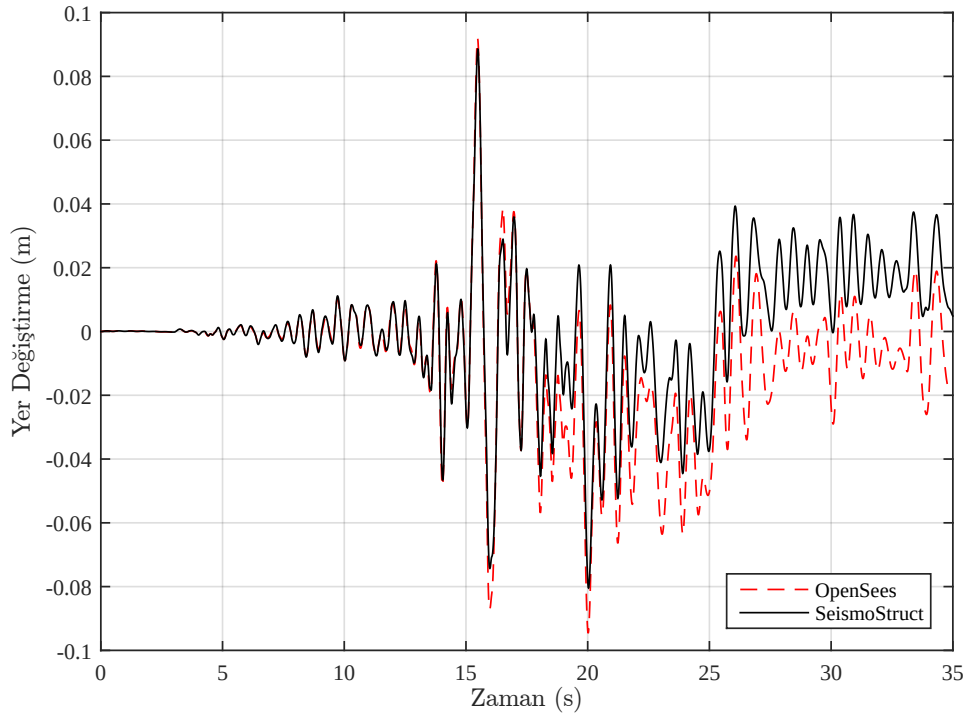


Şekil 4.47 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiği.

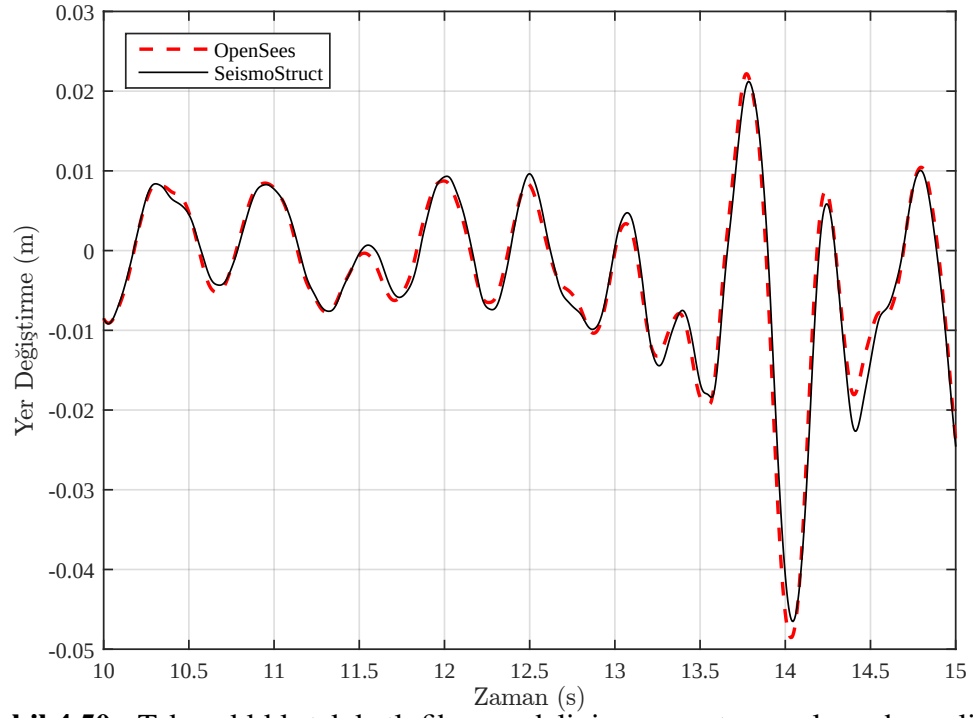


Şekil 4.48 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiği (10-15 saniyeleri arası).

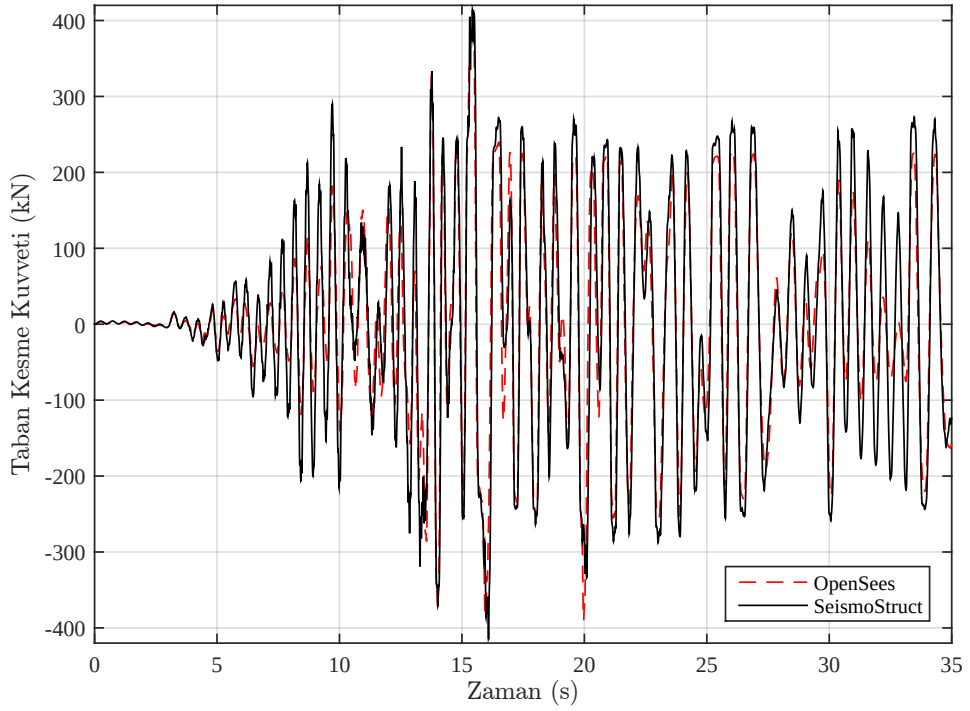
Taban kesme kuvveti ve yer değiştirme değerlerinin yeterli derece yakın olduğu kabul edilmektedir. Yapı sisteminin her zaman adımı için yer değiştirme ve taban kesme kuvvetleri de Şekil 4.49, 4.50, 4.51 ve 4.52’de yer almaktadır.



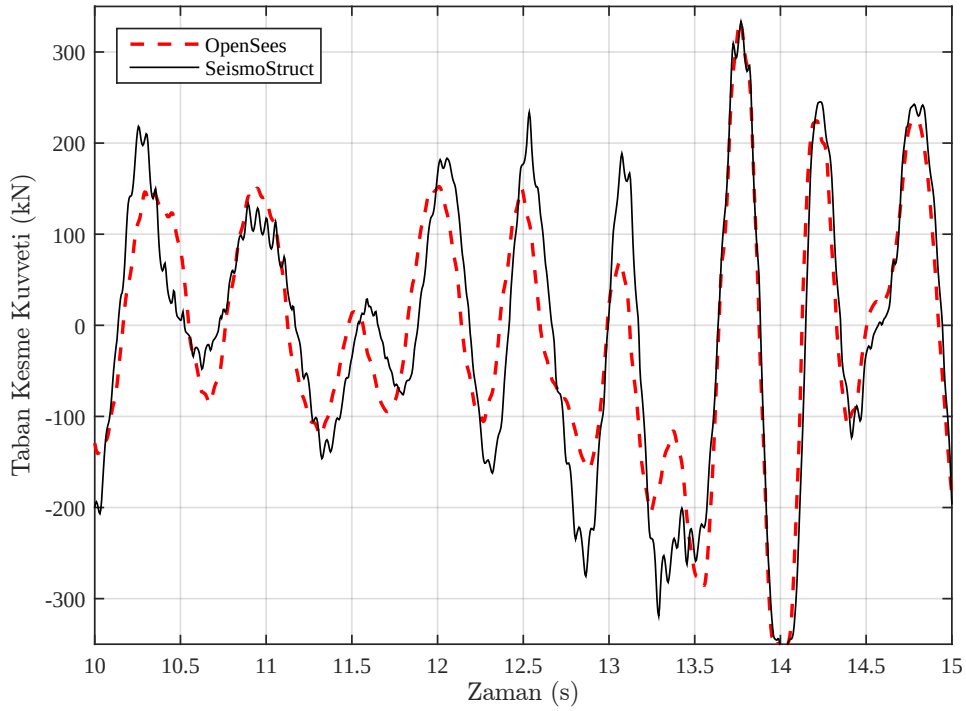
Şekil 4.49 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görece tepe yerdeğiştirmesi-zaman grafiği.



Şekil 4.50 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görel tepe yerdeğiştirmesi-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

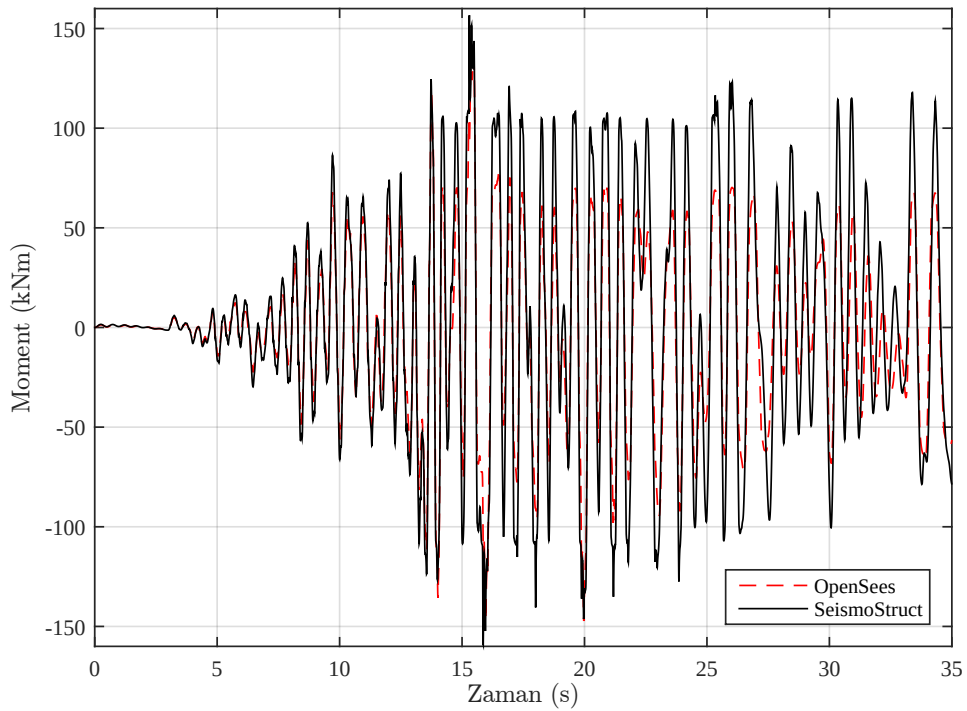


Şekil 4.51 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti zaman grafiği.

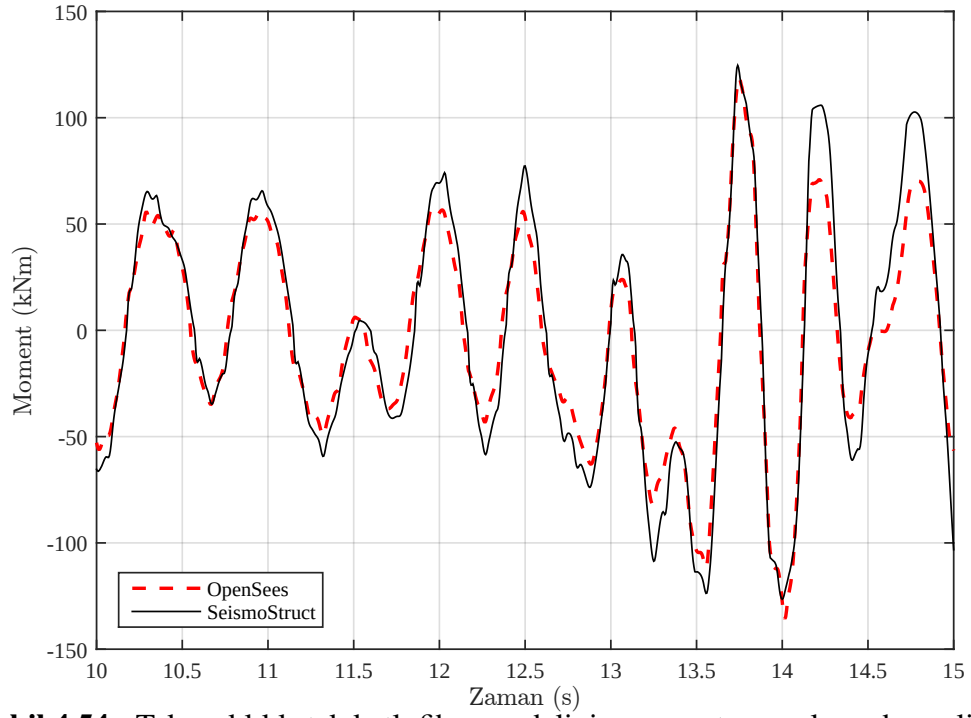


Şekil 4.52 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.53 ve 4.54’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 3 numaralı kirişte oluşan moment-zaman ilişkisi verilmiştir.

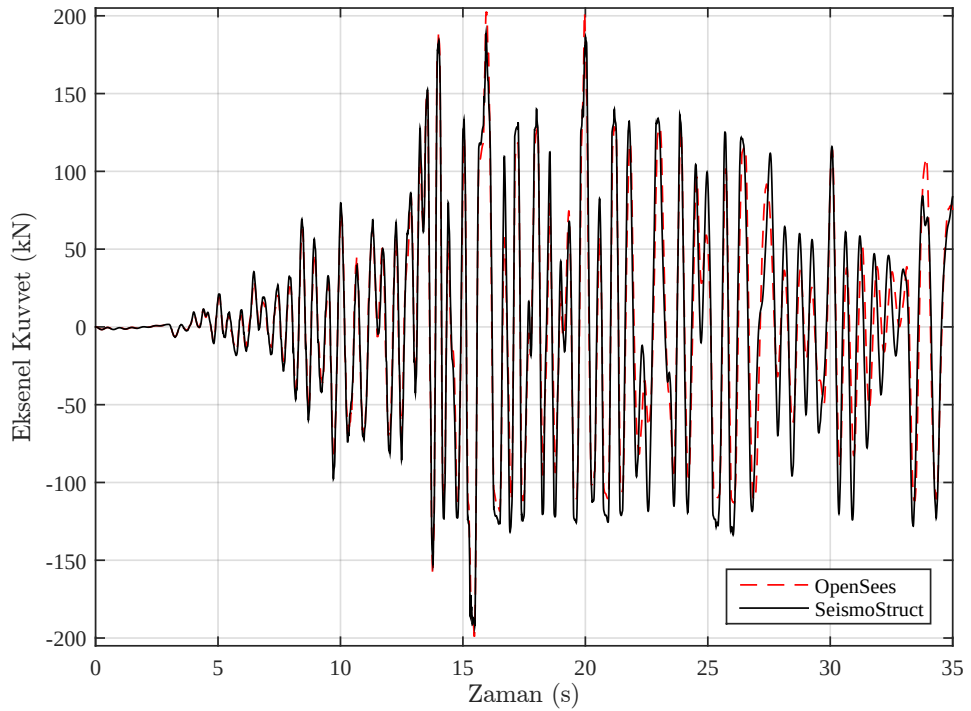


Şekil 4.53 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 3 numaralı kirişte oluşan moment-zaman grafiği.

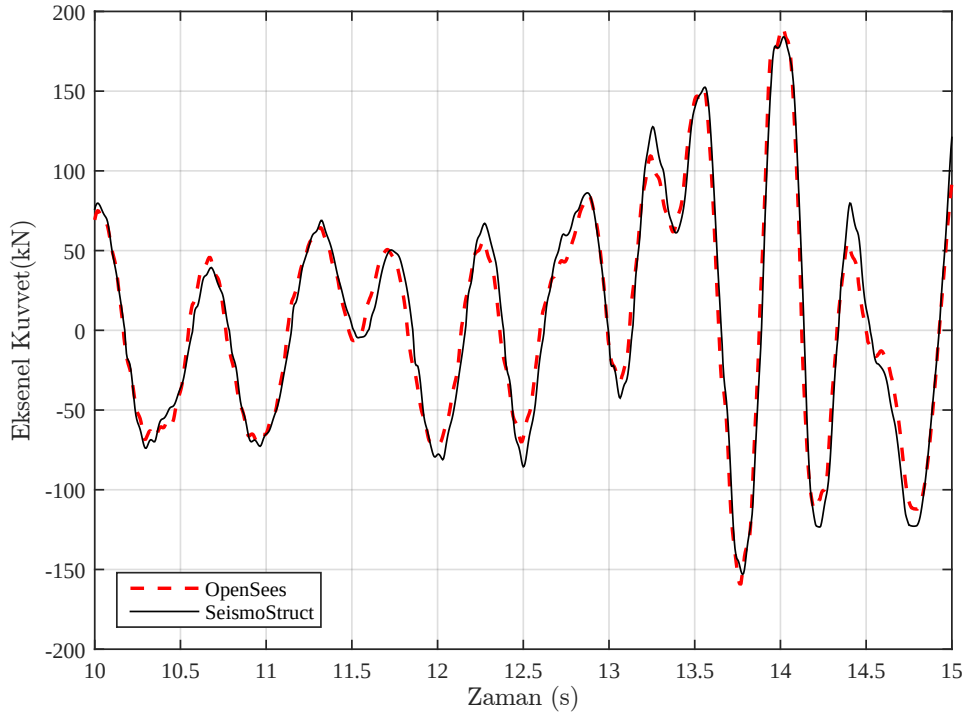


Şekil 4.54 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 3 numaralı kirişte oluşan moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arasında).

Şekil 4.55 ve 4.56’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin 1 numaralı elemanda oluşan kolon eksenel kuvveti zaman ilişkisi verilmiştir.

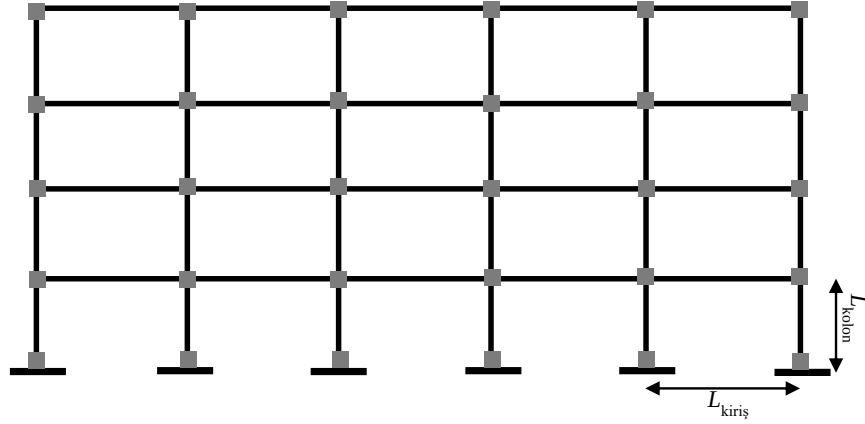


Şekil 4.55 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı kolonda oluşan kolon eksenel kuvveti-zaman grafiği.



Şekil 4.56 : Tek açıklıklı-tek katlı fiber modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı kolonda oluşan kolon eksenel kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arasında).

4.10 Çok Katlı Çok Açıklıklı Yapı Sistemi



Şekil 4.57 : Çok katlı-çok açıklıklı betonarme çerçeve modeli.

Çok katlı-çok açıklıklı yapı örneği Şekil4.57’de gösterilmiştir. Bu yapıda tüm kolonlar 50 cm × 50 cm boyutlu betonarme kesit olup, tüm kirişler 25 cm × 50 cm betonarme kesittir. Her kat yüksekliği 3 m, her açıklık 5 m’dir. Kesitlerin elastisite modülü 32,000,000kN/m²’dir. Zemin kat kolon alt uçları ankastre olarak tanımlanmıştır. Her katta kolon ve kiriş birleşim noktalarına, sistemin en üst kat köşe kolon-kiriş birleşim noktalarına 5 ton, kenar ara katlarının kolon-kiriş birleşim noktalarına 10 ton, en üst kat iç kolon-kiriş birleşim noktalarına 15 ton, tüm iç kolon-kiriş birleşim noktalarına 20 ton olmak üzere kütleler tanımlanmıştır. Kütle değerleri Çizelge 4.11’de gösterilmektedir. Bu yapısal özelliklere sahip çok katlı-çok açıklıklı çerçeve örneği için OpenSees ve SeismoStruct programlarında modellenmiş ve modal analizleri yapılmıştır. Modal analiz sonucunda elde edilen periyotları Çizelge 4.10’de gösterilmiştir.

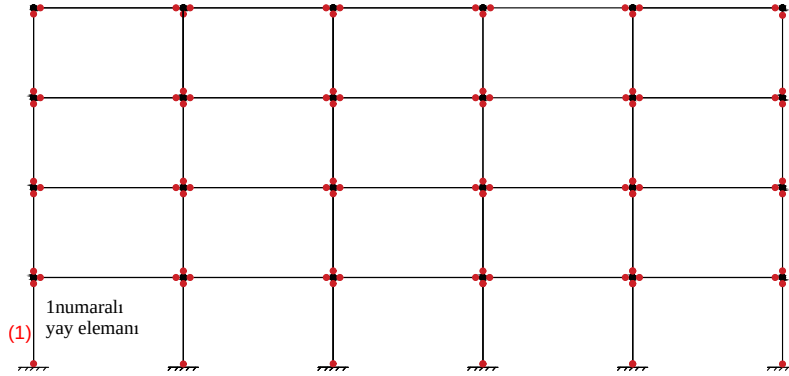
Çizelge 4.10 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı örneğinin periyot değerleri.

Program	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
OpenSees	0.47894	0.14593	0.07842
SeismoStruct	0.47948	0.14605	0.07843

Çizelge 4.11 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemi kütle değerleri.

Kütleler	m_1 (t)	m_2 (t)	m_3 (t)	m_4 (t)
Değerler	5	10	15	20

4.11 Çok Katlı Çok Açıklıklı Moment-Dönme Yaylı Model

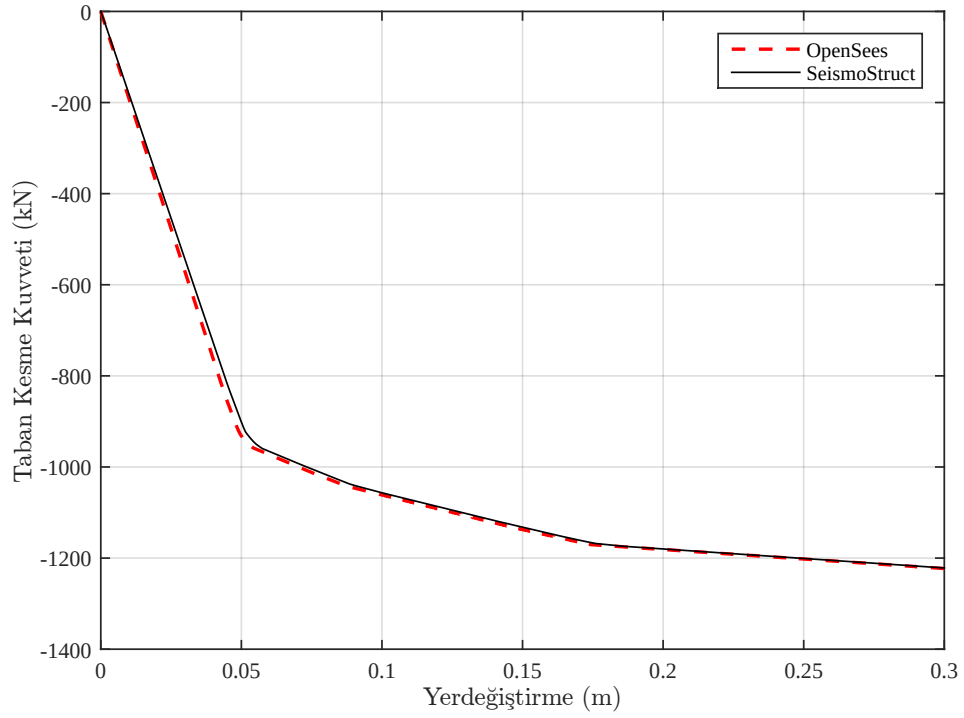


Şekil 4.58 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı model.

Şekil4.58’de çok katlı çok açıklı sistem, eleman alt ve üst uç noktalarına moment-dönme yayları eklenerek modellenmiştir. Bu amaçla kolon ve kiriş elemanlarının başlangıç ve bitiş noktalarında tanımlı boyutsuz moment dönme yayları atanmıştır. Bu yaylar yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışını ifade etmek için kullanılmıştır.

4.11.1 Statik itme analizi

Şekil4.59’deki çok katlı çok açıklı çerçeve sistemin her kat hizasındaki kolon ve kiriş birleşimlerindeki düğüm noktasına yatay doğrultuda birim yükleme yapılarak altında itme analizi yapılmıştır. Yer değiştirme kontrollü statik itme analizi yapılp, hedef yer değiştirme 0.3 m olacak şekilde sisteme etkitilmiştir. Bu analiz sonucunda 1 nolu yayda elde edilen moment-dönme ilişkisi Şekil 4.59’de gösterilmiştir. Burada; 0.3 m değerindeki tepe yer değiştirmesine karşılık taban kesme kuvvetleri, OpenSees proogramında $-1222,94$ kN, SeismoStruct programında ise $-1221,67$ kN olarak bulunmuştur.



Şekil 4.59 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu taban kesme kuvveti- tepe yer değıştirme ilişkisi.

4.11.2 Zaman-tanım alanında analizi

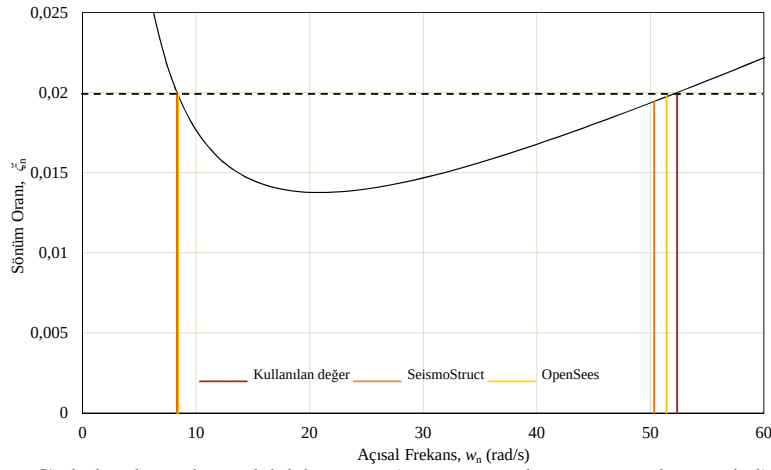
Çok katlı-çok açıklıklı çerçeve sistemde, zaman-tanım alanında analizlerinde, Kocaeli depremi kullanılmış olup, ivme kaydı Şekil 4.9'deki gibidir. Sistem moment-dönme yayları kullanarak modellenip, modal analizleri yapıp, periyot değeri hesaplanarak sistemin sönüm hesaplarında kullanılacak Rayleigh sönümü için katsayılar elde edilmiştir. Bu katsayılar OpenSees programında kullanılmıştır. SeismoStruct programı periyot değeri girince sönüm katsayılarını otomatik olarak hesaplamakta olup, tez kapsamında tüm katsayılar önce el hesabı yapılarak bulunup karşılaştırılmıştır ve sistem çözümlerinde kullanılmıştır.

Çizelge 4.12bu programlardan elde edilen periyot ve sönüm katsayılarını içermektedir. Bu modelde her kat ve her açıklıkta yer alan kolon alt ve uçlarında ve kiriş sol ve sağ uçlarına moment dönme yayları etkiletilerek yığılı plastisite modeli kullanıldığı durum incelenmiştir. SeismoStruct ve OpenSees programlarında zaman-tanım alanında analizler yapılarak yaklaşık olarak aynı sonuçlar elde edilmiştir. Aşağıdaki grafiklerde 1 nolu yapı elemanı olan kolonun alt ucundaki moment dönme yayındaki moment dönme ilişkisi, momentin zamana bağlı değışimi, dönmenin zamana bağlı değışimi, 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvvet değeri ve 1. açıklık 1. kat kirişinde (sol

uç) oluşan moment değerlerine ve yapıda oluşacak tepe yer değiştirme değerlerine yer verilmiştir. Sonuçlar arasındaki farklılık %2 ve altındadır.

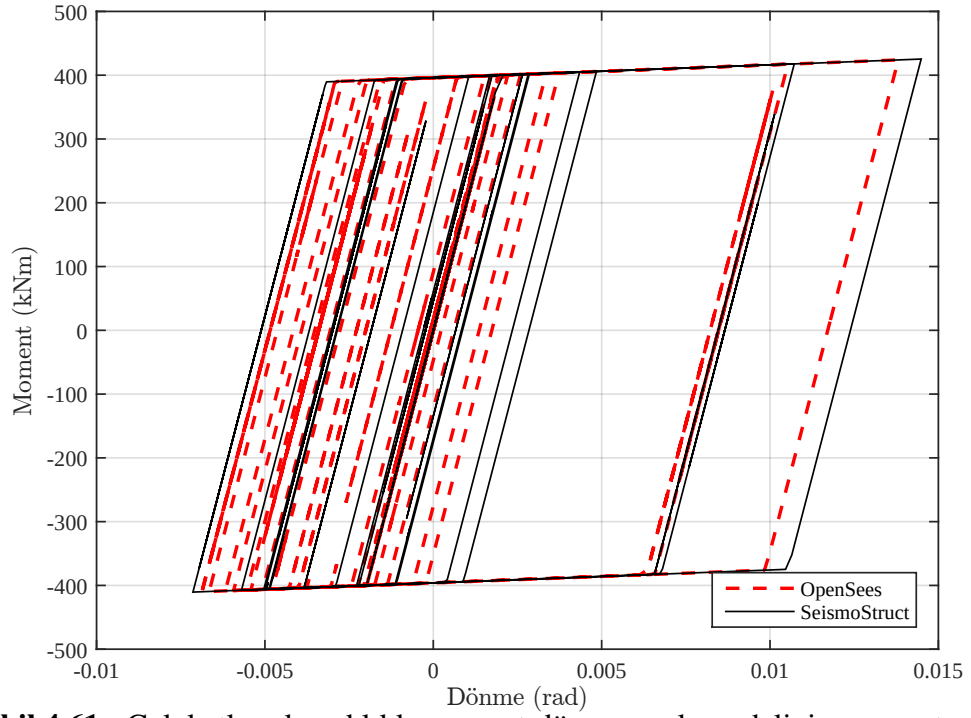
Çizelge 4.12 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı (moment-dönme yaylı model) Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.

	Kullanılan	OpenSees	SeismoStruct
ξ (sönüm oranı)	0.02		
T_1 (1. periyot)	0.75	0.74611	0.75751
T_3 (3. periyot)	0.12	0.12215	0.12482
w_1 (1. açısal frekans)	8.32209	13.11832	8.29453
w_2 (2. açısal frekans)	52.35987	51.4363	50.33525
a_0 (kütle katsayısı)	0.28723		
a_1 (rijitlik katsayısı)	0.00065		

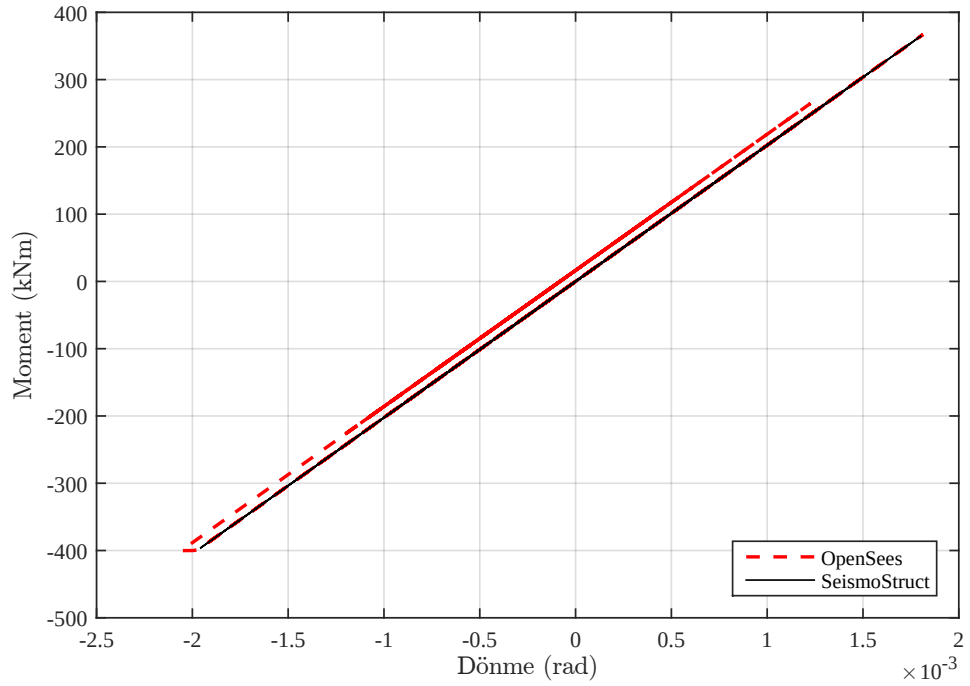


Şekil 4.60 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı (moment-dönme yaylı model) Rayleigh sönüm grafiği.

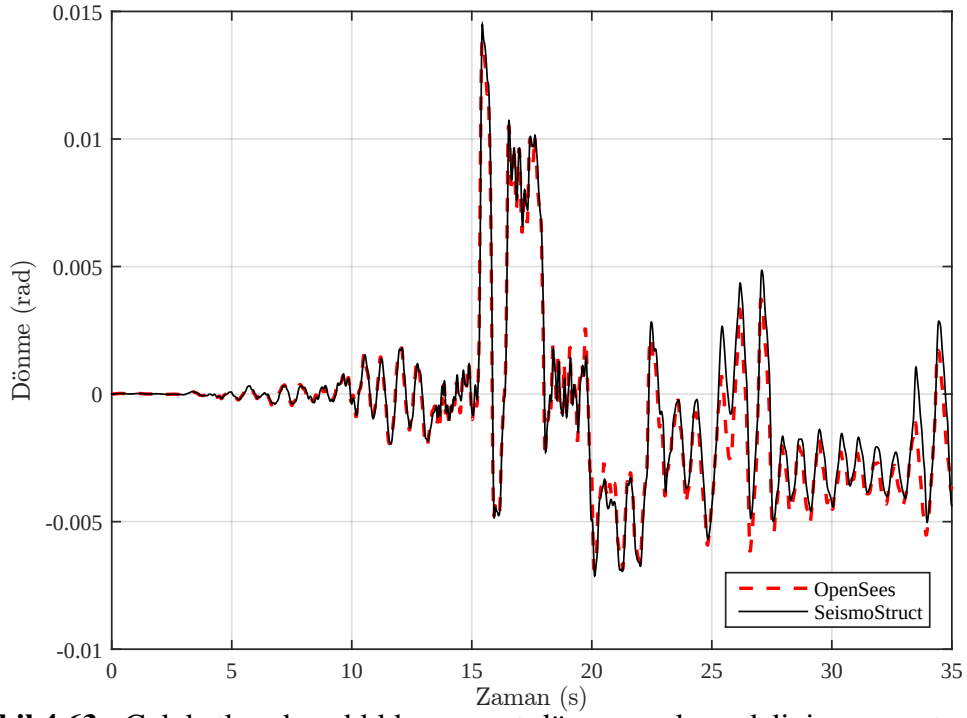
Şekil 4.61 ve 4.62’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-dönme ilişkisi verilmiştir.



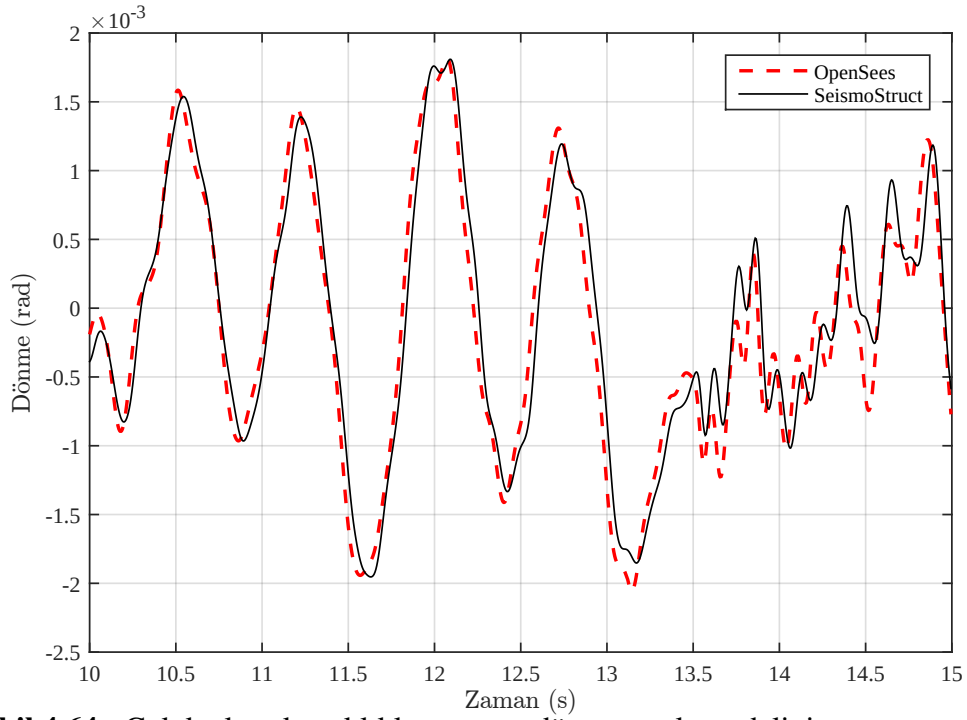
Şekil 4.61 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-dönme ilişkisi.



Şekil 4.62 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-dönme ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

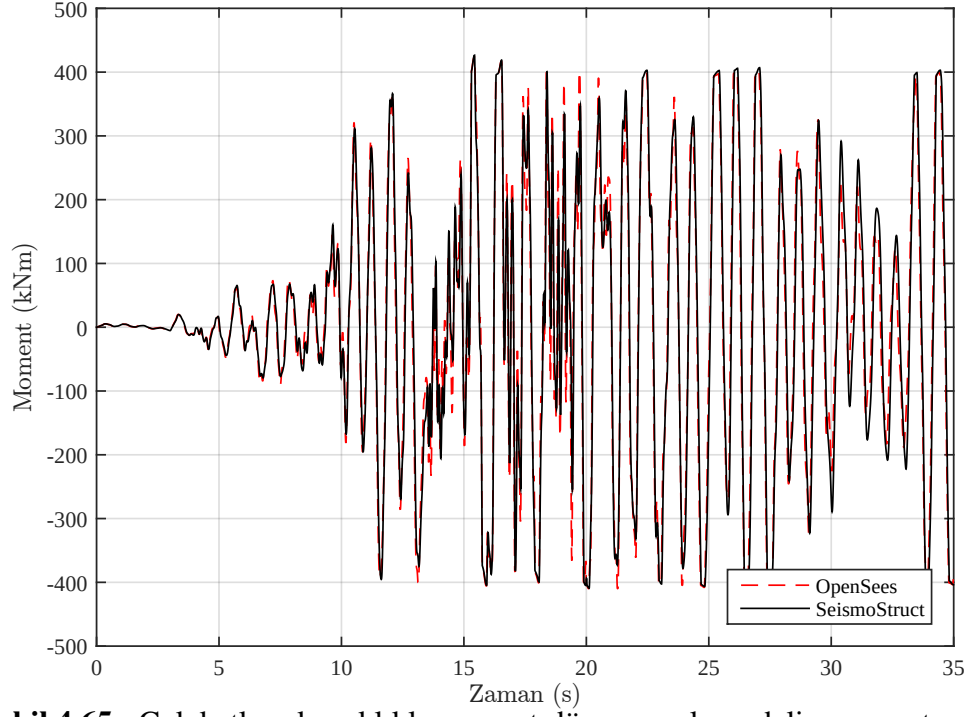


Şekil 4.63 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği.

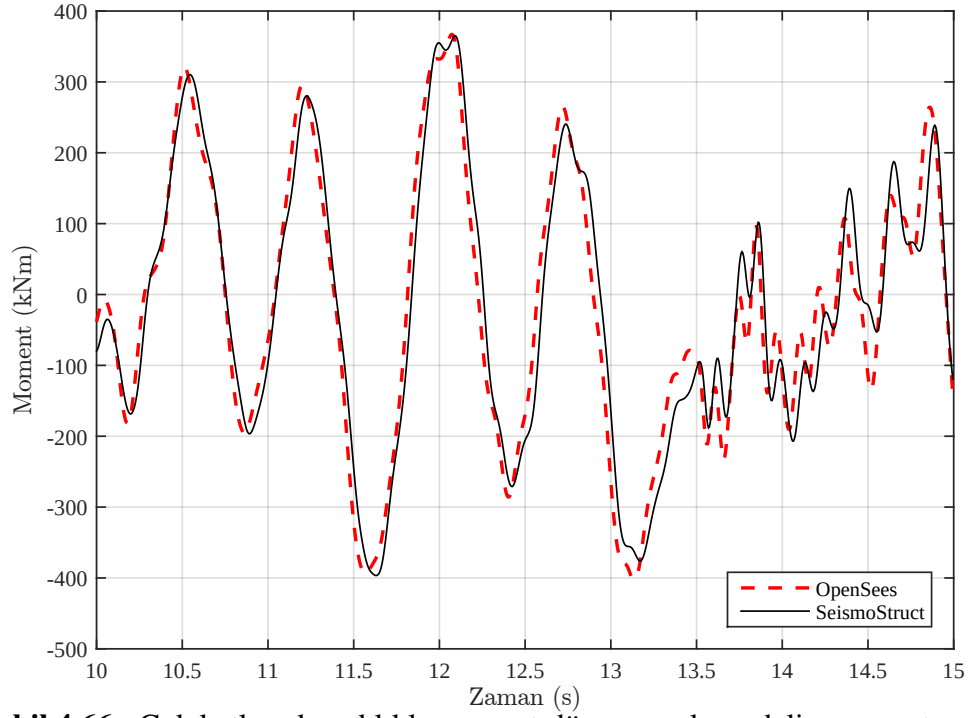


Şekil 4.64 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan dönme-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.65 ve 4.66’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-zaman grafiği verilmiştir.

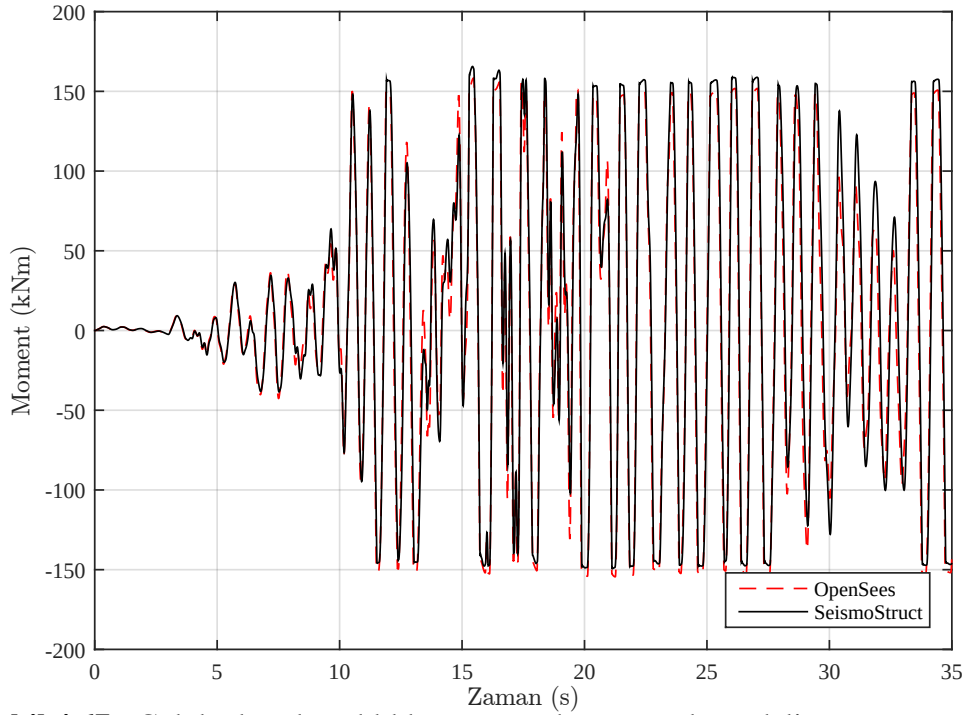


Şekil 4.65 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-zaman grafiği.

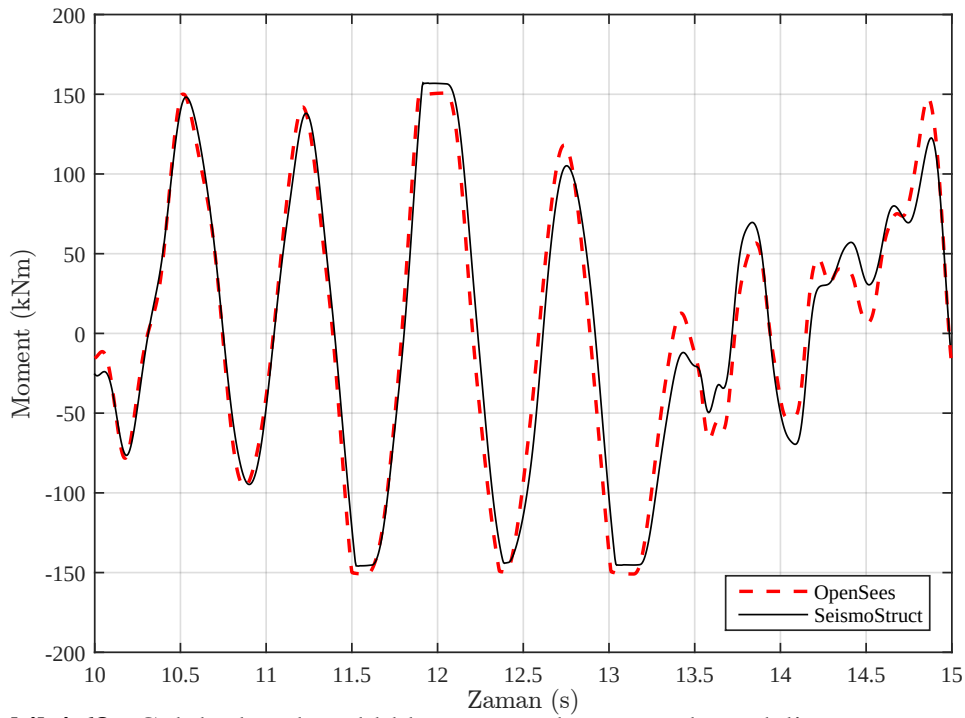


Şekil 4.66 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1 numaralı yay elemanında oluşan moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.67 ve 4.68’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık 1. kat kirişi moment-zaman grafiği verilmiştir.

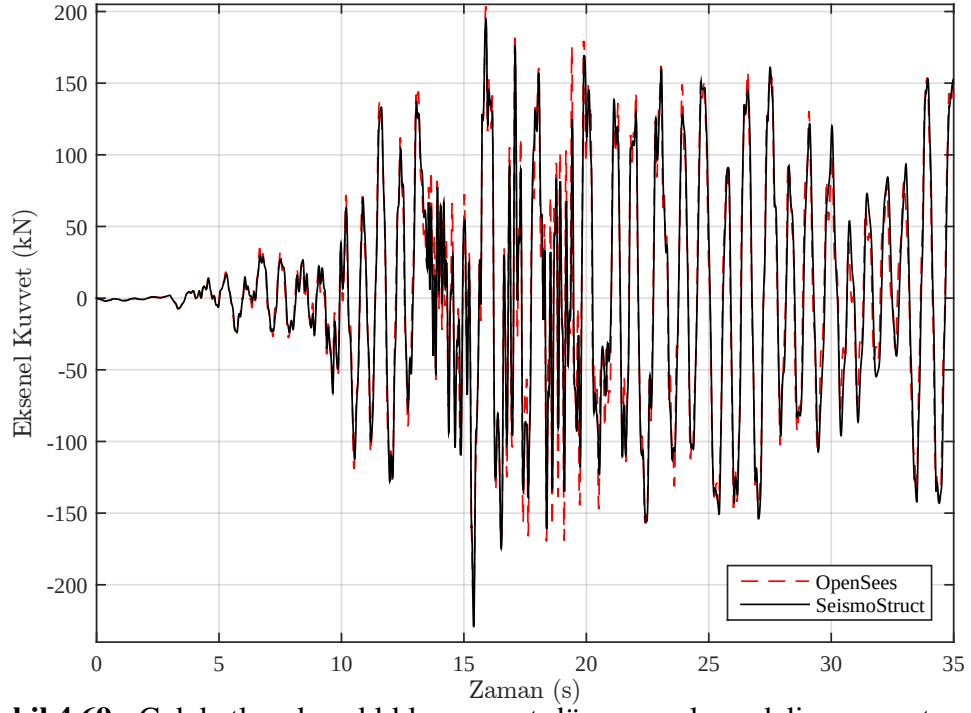


Şekil 4.67 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık 1. kat kirişi (sol uçta) moment-zaman grafiği.

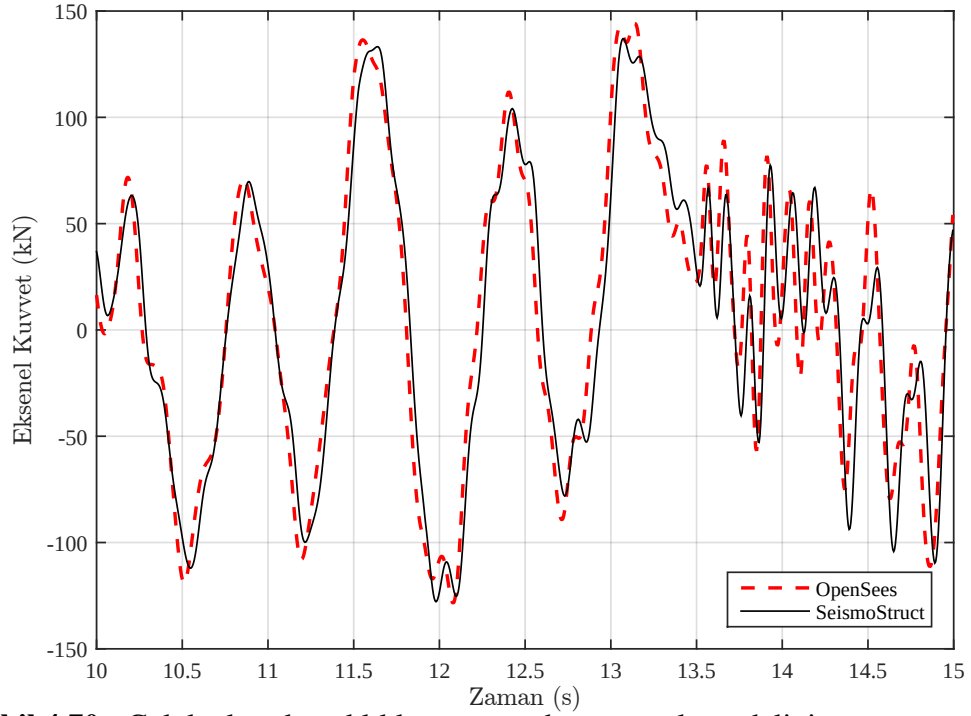


Şekil 4.68 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık 1. kat kirişi (sol uçta) moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.69 ve 4.70’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvveti-zaman grafiği verilmiştir.

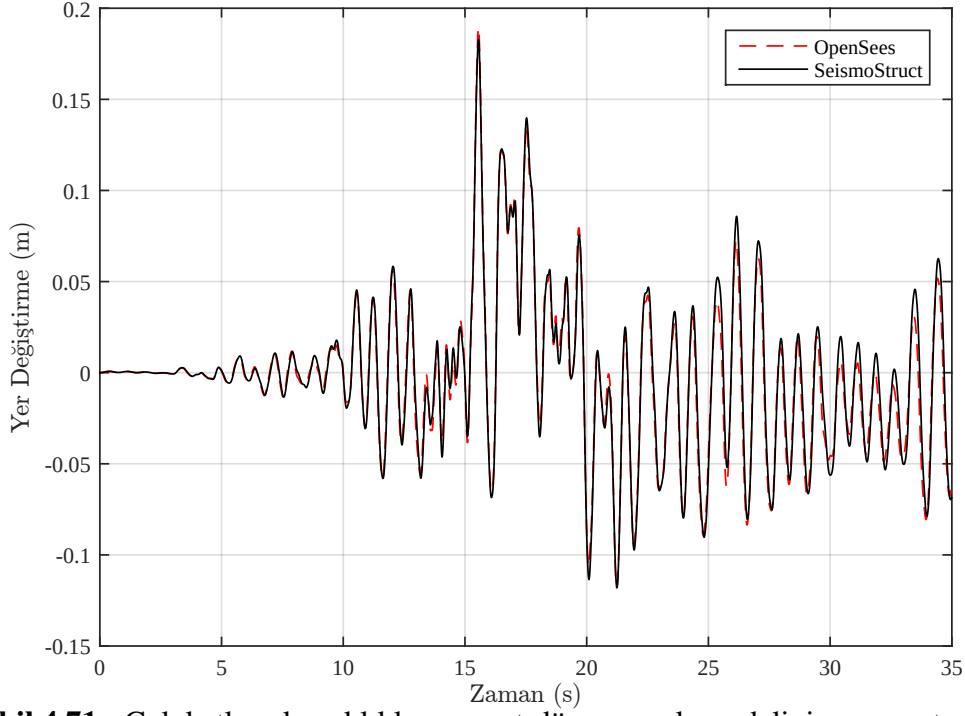


Şekil 4.69 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvveti-zaman grafiği.

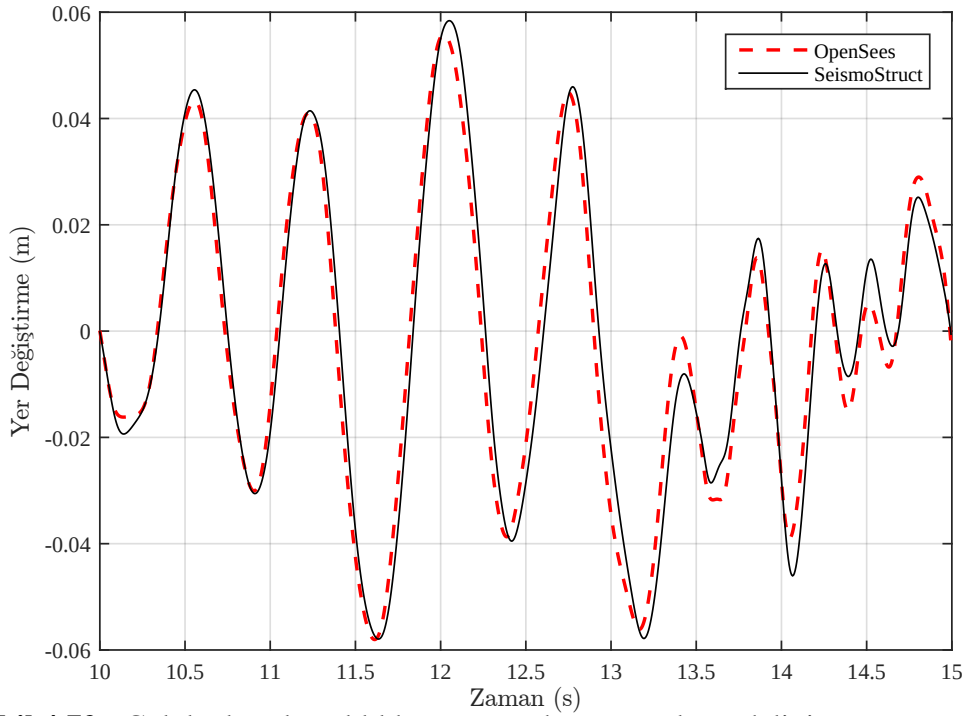


Şekil 4.70 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucunda 1. açıklık zemin kat kenar kolonu eksenel kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

Şekil 4.71 ve 4.72’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminde oluşan tepe yer değıştirme zaman ilişkisi verilmiştir.

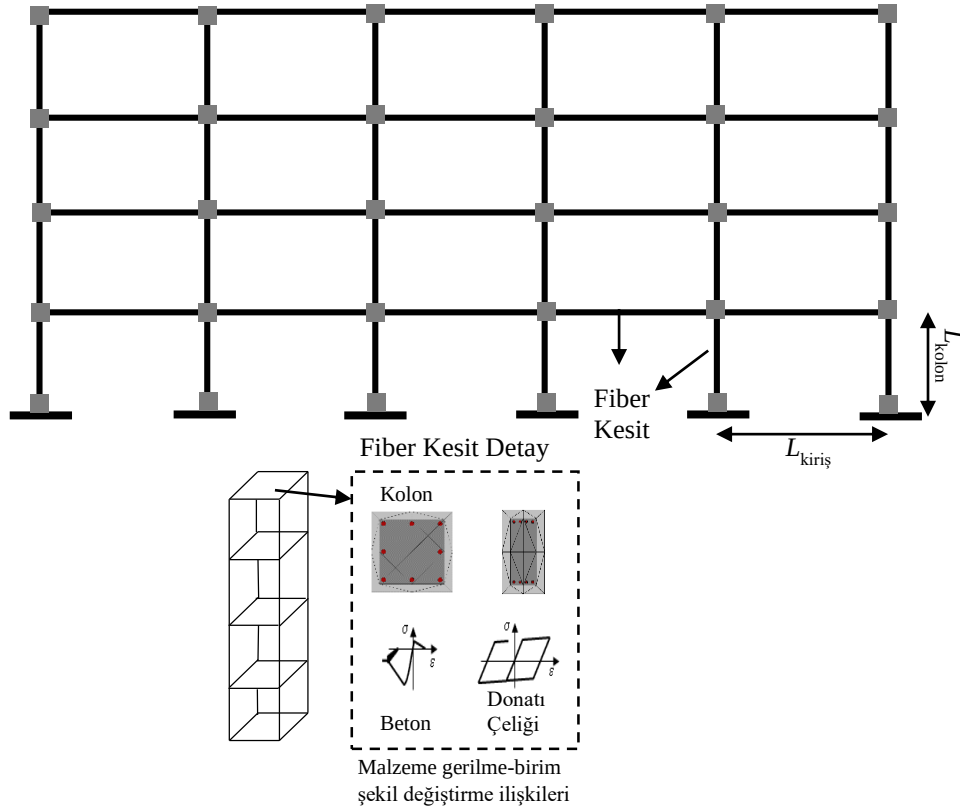


Şekil 4.71 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan göreli tepe yer değıştirme zaman ilişkisi.



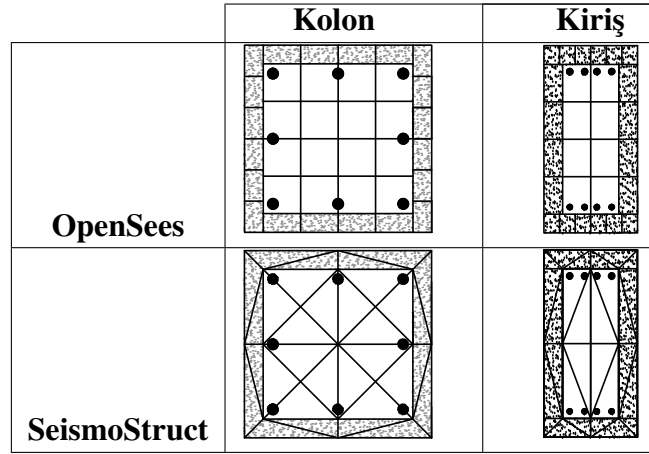
Şekil 4.72 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelinin zaman-tanım alanında analizi sonucu oluşan göreli tepe yer değıştirme zaman ilişkisi (10-15 saniyeleri arası).

4.12 Çok Katlı Çok Açıklıklı Fiber Model



Şekil 4.73 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber çerçeve modeli.

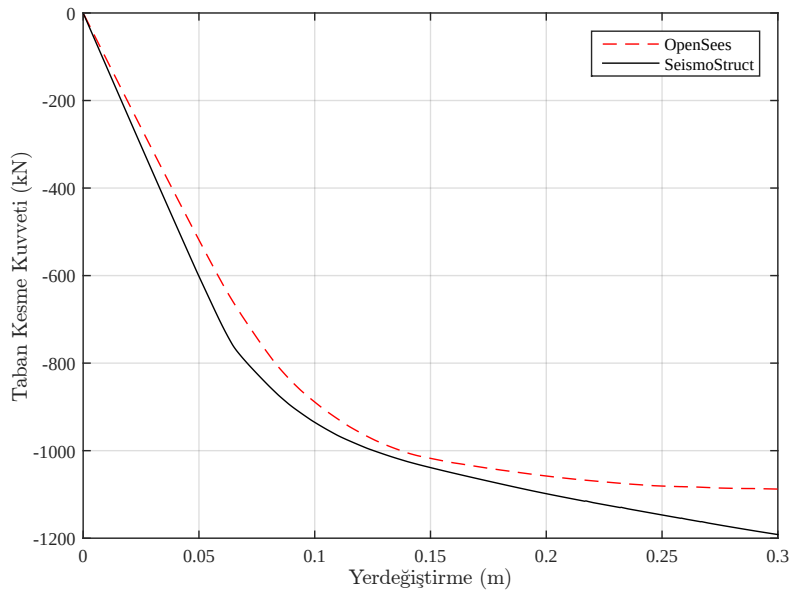
Çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemi için incelenen örnek her kat 3 m yüksekliğinde olup 4 katlı, her açıklık 5 m genişliğinde olup 5 açıklıklı bir yapıdır. Bu yapı sisteminde kolon ve kiriş elemanların hepsi yapı elemanlarının uzunluğu boyunca doğrusal olmayan davranışı temsil eden fiber elemanlarla tanımlanmıştır. Kolonlar için kullanılan fiber modeller tek katlı tek açıklıklı çerçeve sistem ile aynı olup tüm kolonlar $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ olarak aynı boyutlarda tanımlanmıştır. Kiriş $25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ olup fiber eleman modelleri de aynı şekilde tek katlı tek açıklıklı çerçeve ile aynı boyut ve değerlerdedir. OpenSees programında fiber eleman tanımlamak için `nonlinear column beam element` adı verilen elemanlar için malzeme özelliklerinden yararlanılarak doğrusalsızlığın göz önüne alındığı fiber kesitler tanımlanmaktadır. Her bir fiber için sargılı ve sargısız beton ve donatı çeliği modelleri OpenSees’de ConcreteCM ve Steel01 modelleri, SeismoStruct’ta ise `conc_ma` ve `stl_bl` modelleri kullanılmıştır. Bu modellerin özellikleri konsol kolonda kullanılan malzeme özellikleri ile aynıdır ve Çizelge 4.4’de özetlenmiştir.



Şekil 4.74 : Çok açıklıklı-çok katlı fiber modelinde tanımlanan betonarme kolon ve kiriş fiber kesitleri.

4.12.1 Statik itme analizi

Bu yapı sisteminde tek katlı tek açıklı sistemden farklı olarak tepe noktasına tek bir yatay kuvvet etkitilmeyip, dikdörtgen yük dağılımı uygulanmıştır. Sistem kat hızlarında Buradaki statik itme analizinde amaç performans analizi olmayıp itme eğrisini elde etmektir. Herhangi bir deprem kaydı kullanarak sistemin performans analizi gerçekleştirilmemiştir. Sisteme etkiyen yatay yük altında belirli yer değiştirme değerlerine kadar itirilerek taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi elde edilmiştir ve Şekil 4.75’de görülmektedir. Burada; 0.3 m değerindeki tepe yer değiştirmesine karşılık taban kesme kuvvetleri, OpenSees proqramında –1087.8 kN, SeismoStruct proqramında ise –1191.7 kN olarak bulunmuştur.



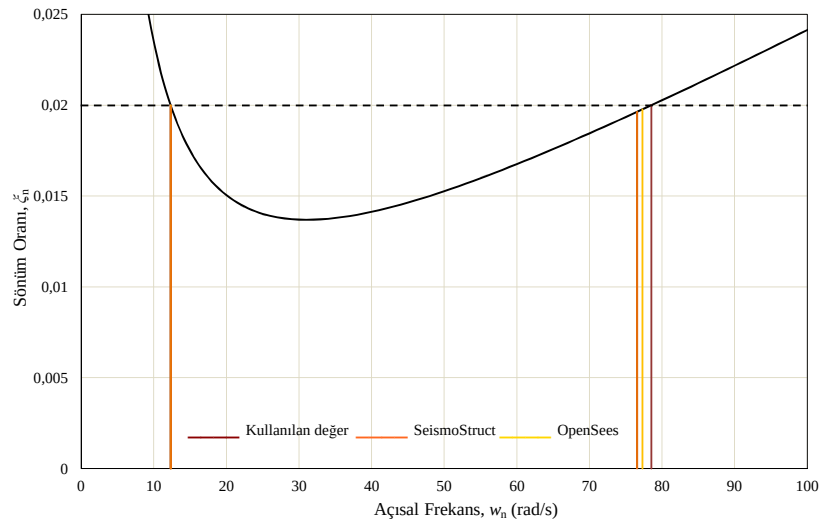
Şekil 4.75 : Çok katlı-çok açıklıklı moment-dönme yaylı modelin statik itme analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme ilişkisi.

4.12.2 Zaman-tanım alanında analizi

Sisteme etkiletelen deprem olarak Kocaeli deprem ivme kaydı kullanılmış olup, Şekil 4.9'de görülmektedir. Sistemin fiber elemanlarla modellenerek modal analizleri yapıp, periyot değerleri hesaplanarak belirli bir sönüm oranı altında sistemin sönüm hesaplarında kullanılacak Rayleigh sönüm katsayıları elde edilmiş olup OpenSees programında kullanılmıştır. SeismoStruct programı periyot değerlerini girince sönüm katsayılarını otomatik olarak hesaplamakta olup, tez kapsamında tüm katsayılar önce el hesabı yapılarak karşılaştırılmış ve sonra sistem çözümlerinde kullanılmıştır. Çizelge 4.13bu programlardan elde edilen periyot ve sönüm katsayılarını içermektedir. Şekil 4.76'de Rayleigh sönüm grafiği verilmiştir.

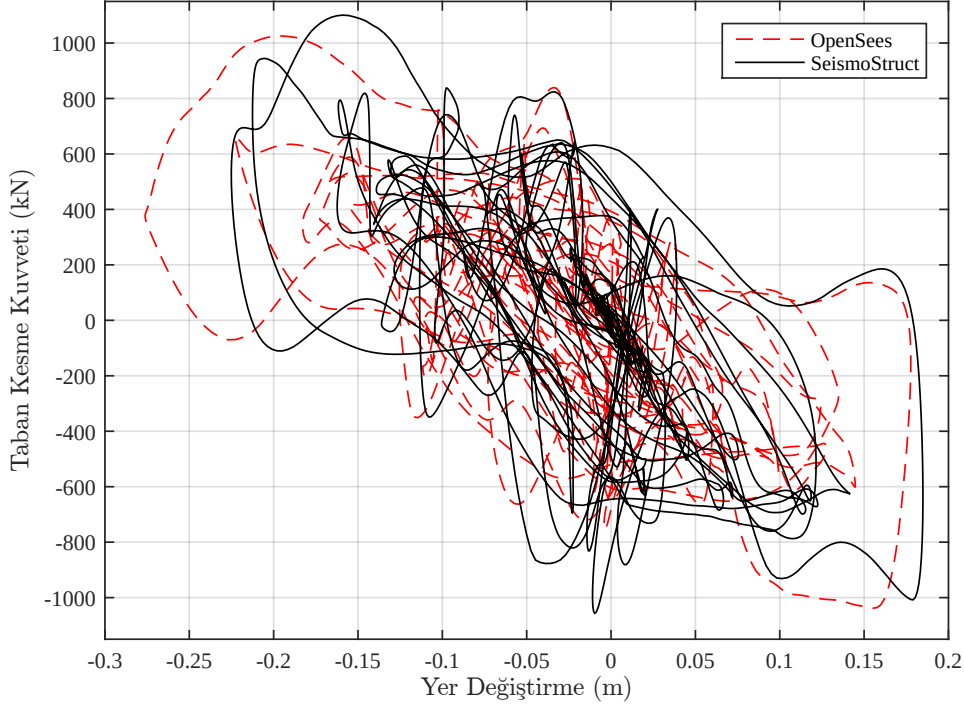
Çizelge 4.13 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin Rayleigh sönüm matrisi için kullanılan periyot değerleri ve katsayıları.

	Kullanılan	OpenSees	SeismoStruct
ξ (sönüm oranı)	0.02		
T_1 (1. periyot)	0.25	0.24512	0.24941
T_3 (3. periyot)	0.035	0.03619	0.03684
w_1 (1. açısal frekans)	25.13274	25.63258	25.19219
w_2 (2. açısal frekans)	179.51958	173.6041	170.5344
a_0 (kütle katsayısı)	0.88185		
a_1 (rijitlik katsayısı)	0.00019		

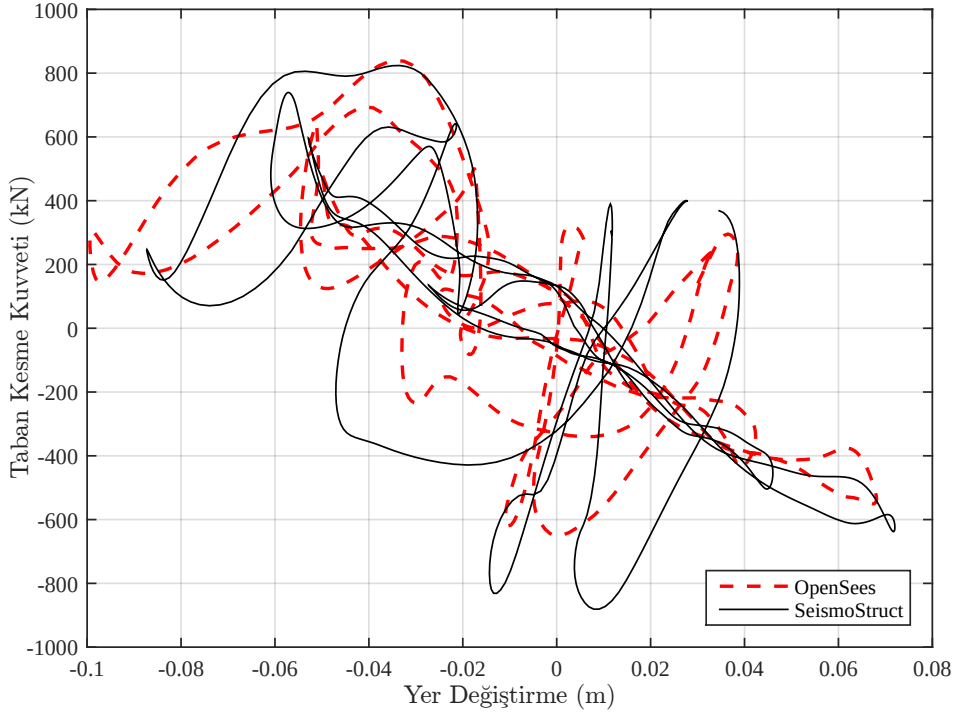


Şekil 4.76 : Çok katlı-çok açıklıklı yapı (fiber modeli) Rayleigh sönüm grafiği.

Şekil 4.77 ve 4.78’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin taban kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi verilmiştir.

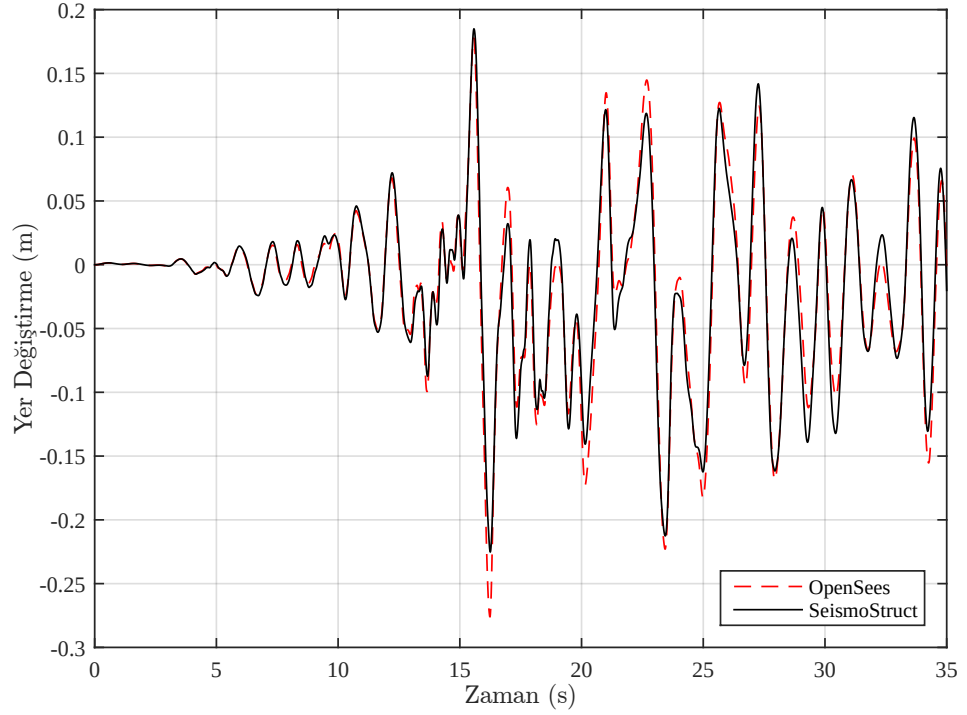


Şekil 4.77 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiği

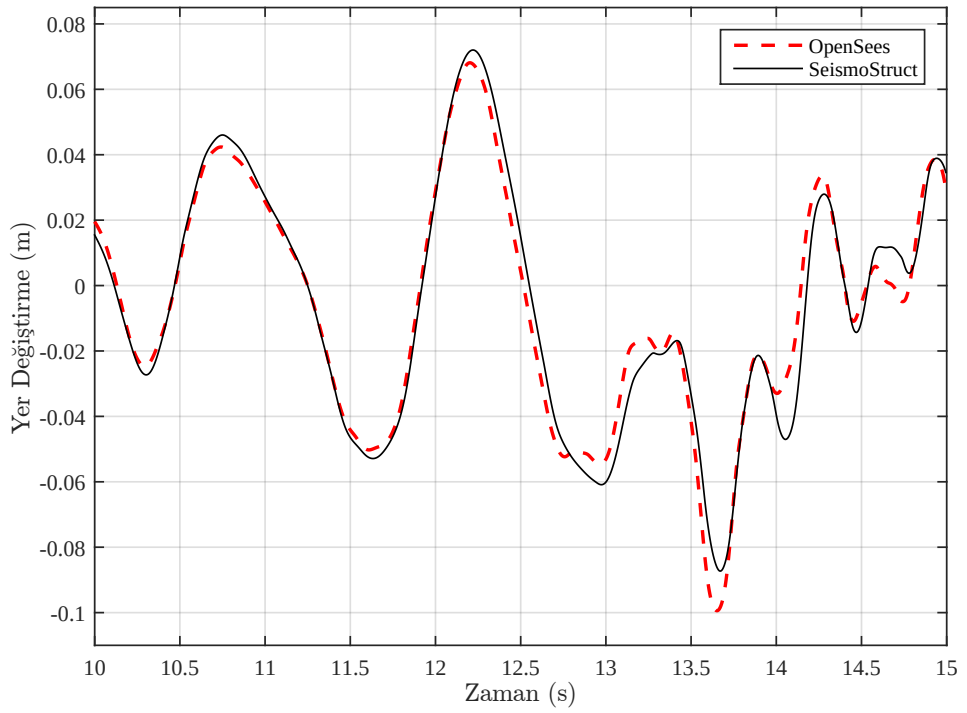


Şekil 4.78 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiği (10-15 saniyeleri arası)

Şekil 4.79 ve 4.80’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin yer değıştirme-zaman grafiğı verilmiştir.

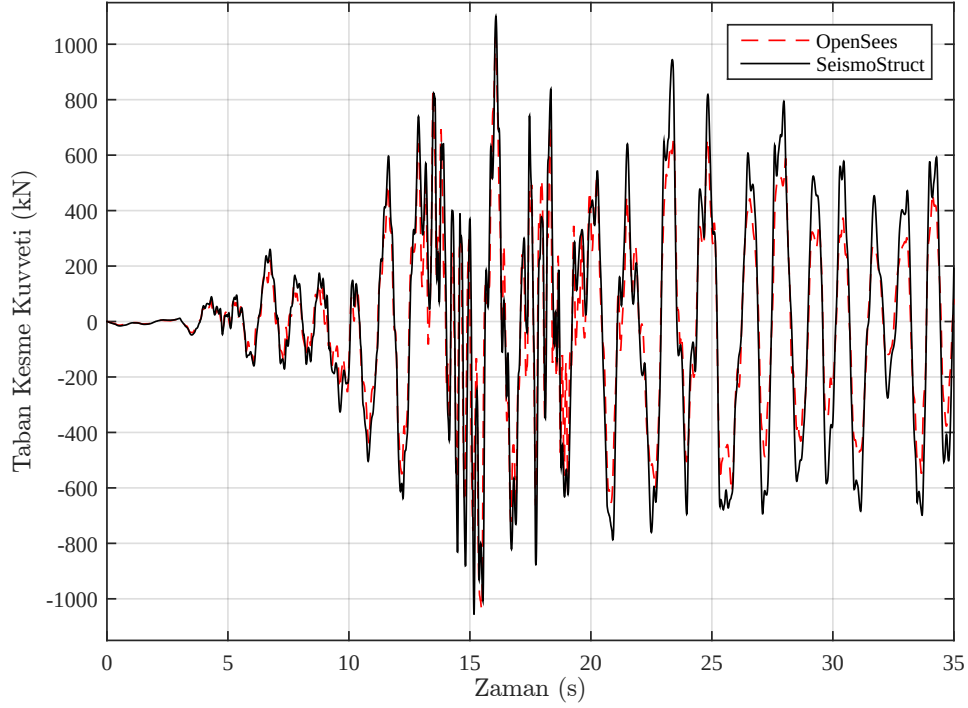


Şekil 4.79 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görel tepe yer değıştirme-zaman grafiğı

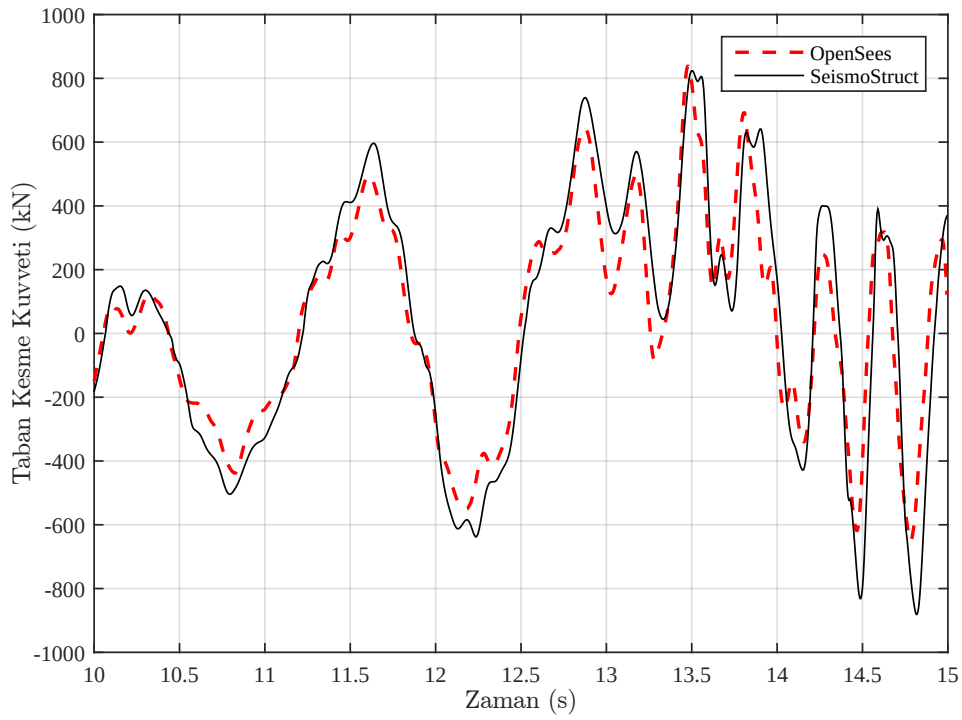


Şekil 4.80 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen görel tepe yer değıştirme-zaman grafiğı (10-15 saniyeleri arası)

Şekil 4.81 ve 4.82’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda taban kesme kuvveti-zaman grafiği verilmiştir.

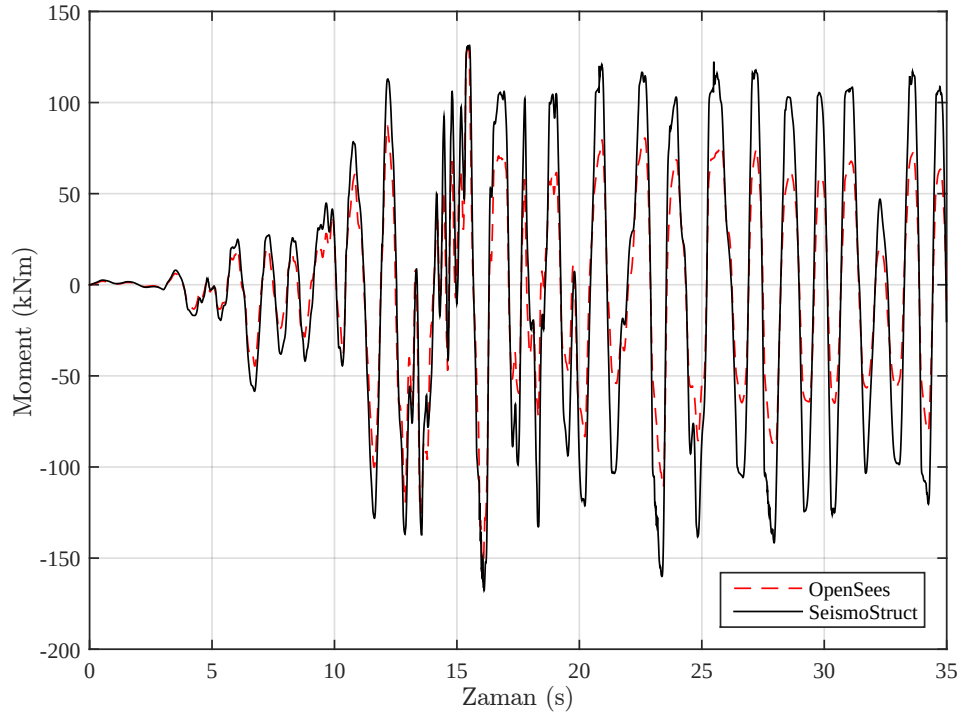


Şekil 4.81 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafiği

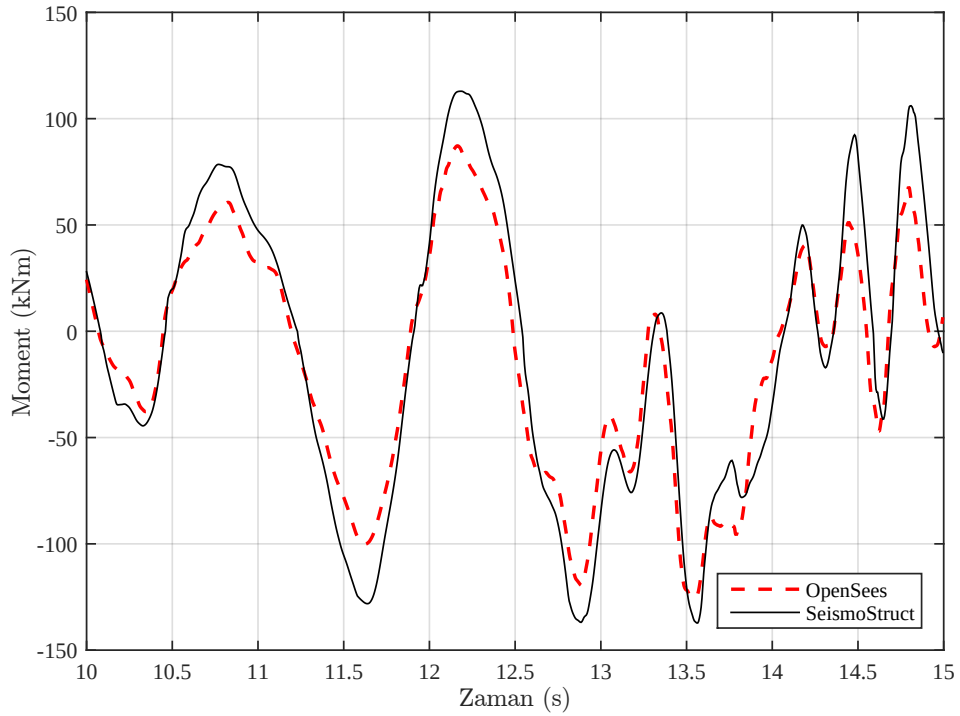


Şekil 4.82 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası)

Şekil 4.83 ve 4.84’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin 1. açıklık 1. kat kirişinde oluşan moment-zaman grafiği ilişkisi verilmiştir.

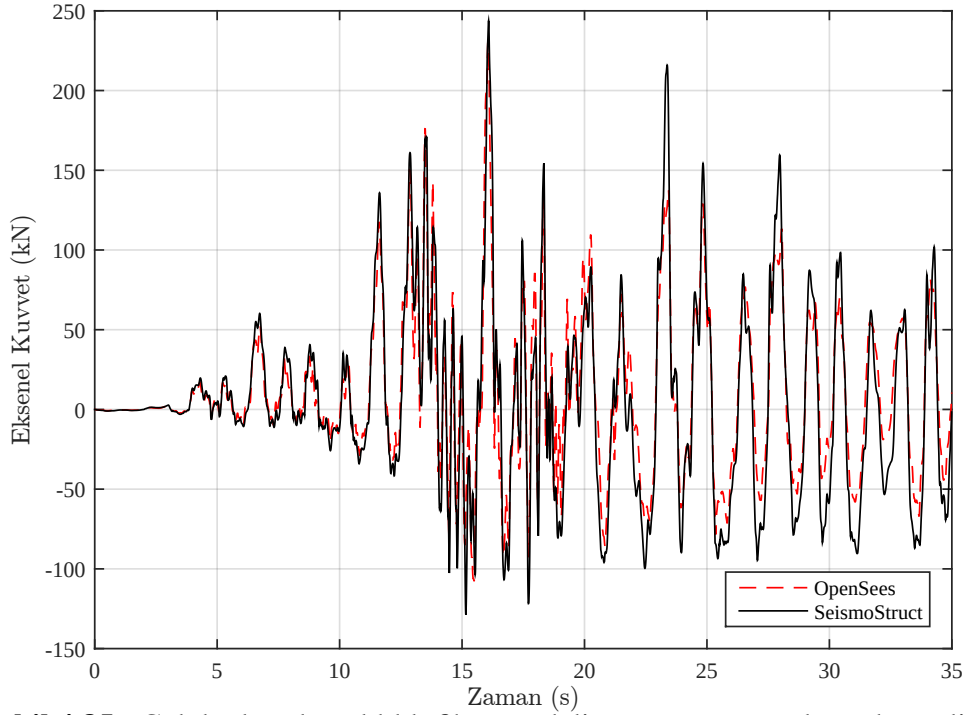


Şekil 4.83 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık 1. kat kirişinde (sol uçta) moment-zaman grafiği

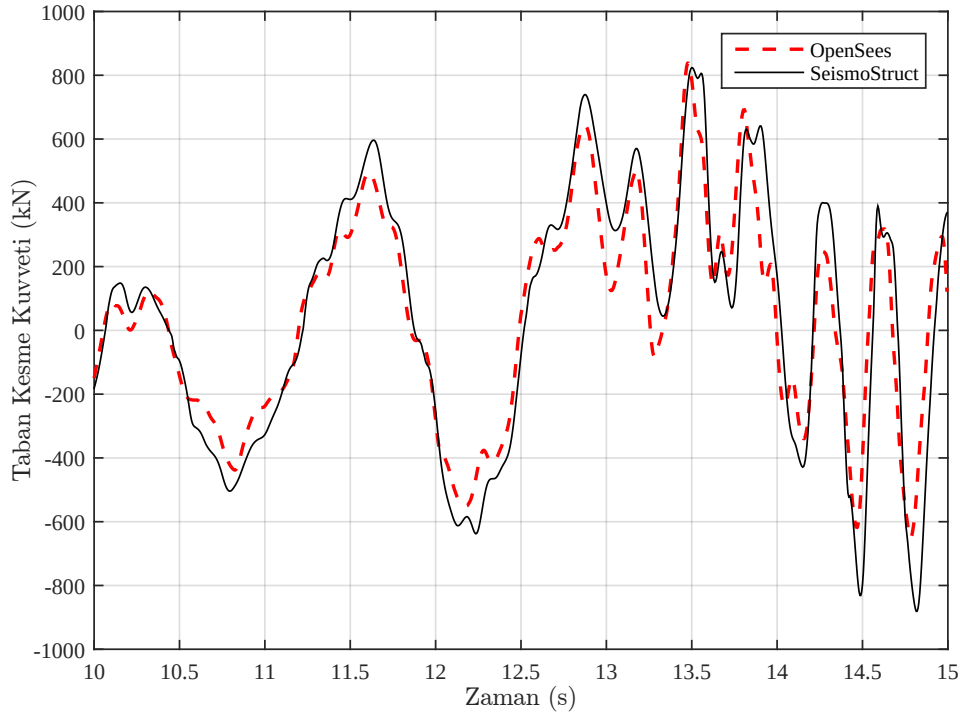


Şekil 4.84 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık 1. kat kirişinde (sol uçta) moment-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası)

Şekil 4.85 ve 4.86’de OpenSees ve SeismoStruct programlarında zaman-tanım alanında analizi sonucunda yapı sisteminin 1. açıklık zemin kat kenar kolonunda oluşan kolon eksenel kuvveti-zaman grafiği verilmiştir.



Şekil 4.85 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık zemin kat kenar kolonunda oluşan eksenel kuvvet-zaman grafiği.



Şekil 4.86 : Çok katlı-çok açıklıklı fiber modelin zaman-tanım alanında analizi sonucu 1. açıklık zemin kat kenar kolonunda oluşan eksenel kuvvet-zaman grafiği (10-15 saniyeleri arası).

4.13 Programların Analiz Sürelerinin Karşılaştırılması

OpenSees ve SeismoStruct programında gerçekleştirilen analizlerin süreleri karşılaştırılmıştır, süre farklılıkları kat yüksekliği arttıkça belirgenleştiğinden çok katlı-çok açıklı yapı sistemi için analiz süreleri verilmiştir. OpenSees programının analizleri daha kısa süresi gerçekleştirmektedir. Çizelge 4.14’de çok katlı-çok açıklı yapı sisteminin, statik itme analizi ve zaman-tanım alanında analiz süreleri saniye cinsinden verilmiştir.

Çizelge 4.14 : Çok katlı-çok açıklı yapı sistemi için analiz sürelerinin karşılaştırılması.

Analiz	Statik İtme Analizi		Zaman-Tanım Alanında Analiz	
Program	OpenSees	SeismoStruct	OpenSees	SeismoStruct
$M - \theta$ Yayı	1 s	64 s	12 s	485 s
Fiber Model	18 s	93 s	80 s	564 s

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tezin amacı OpenSees ve SeismoStruct programlarının karşılaştırılmasıdır. Bu amaçla aşağıdaki yapı sistemleri modellenmiştir:

- Betonarme konsol kolon yapı sistemi,
- Betonarme tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemi,
- Betonarme çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemi.

Doğrusal olmayan eleman modelleri için yığılı plastisite ve yayılı plastisite modelleri kullanılmış olup bunlar:

- Moment-dönme yay
- Fiber eleman modelleridir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemleri olarak ise:

- Statik itme analizi
- Zaman-tanım alanında analiz yöntemleri kullanılmıştır.

Fiber eleman modellerinde kullanılan malzeme modelleri:

- Beton malzeme modeli olarak; OpenSees programında, Chang-Mander, SeismoStruct programda ise Mander modeli
- Çelik malzeme modeli olarak; OpenSees ve SeismoStruct programlarında çift-doğrusal model kullanılmıştır.

OpenSees ve SeismoStruct programlarında yapılan analizler ve karşılaştırmalar sonucunda aşağıdaki çıkarımlar yapılmıştır:

- OpenSees programının çok geniş malzeme modelleme seçeneklerine sahip olduğu görülmüştür. SeismoStruct programının ise malzeme modellerinin geliştirilmesi gerektiği düşünülmektedir. SeismoStruct programındaki Chang-Mander modeli ile Mander modelinin iskelet eğrisinin yakın olduğu fakat çevrimsel davranışlarda dayanım farklılıkları olduğu görülmektedir. OpenSees programında Chang-Mander modeli ile SeismoStruct programındaki Mander modelinin iskelet eğrisi ve çevrimsel davranışı daha benzer olduğu görülmüş olup, analizlerde bu malzeme modelleri kullanılmıştır.
- Konsol kolon ve tek katlı-tek açıklıklı yapı sistemlerinin statik itme analizleri hedef yer değiştirme 0.1 m olacak şekilde itme analizi gerçekleştirilmiştir. Çok katlı-çok açıklıklı yapı sistemlerinin statik itme analizleri hedef yer değiştirme 0.3 m olacak şekilde itme analizi gerçekleştirilmiştir. Bunun sonucunda OpenSees ve SeismoStruct program sonuçlarının moment-dönme yayı modellerinde oldukça yakın davranış sergilediği, fiber elemanlı modellerde ise küçük mertebelerde farklılıklar gösterdiği görülmüştür. Bu farklılıkların nedeninin OpenSees ve SeismoStruct programlarında fiber eleman kesitlerinin geometrisinin farklı tanımlanmış olması ve malzeme modellerindeki farklılıklar olduğu düşünülmektedir.
- OpenSees ve SeismoStruct programlarında moment-yaylı çerçeve sistemlerin uygulanan zaman-tanım alanında analizleri ile elde edilen sonuçların birbirlerine çok yakın çıktığı görülmüştür. Sonuçlar arasındaki farklılık yapı sistemleri için %2 ve altındadır. Bu farkın, sönümlleme modelinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca fiber modellerde ise fiber elemanların modellemedeki farklılığından ve malzeme modellerindeki farklılıklardan kaynaklı olabileceği düşünülmektedir.
- OpenSees ve SeismoStruct programında gerçekleştirilen zaman-tanım alanındaki analizlerde, OpenSees programının analizleri daha kısa sürede gerçekleştirdiği gözlemlenmiştir. SeismoStruct programı OpenSees programına göre analizleri daha yavaş gerçekleştirmektedir.

Sonraki araştırmalar için şu konuları önerilebilir:

- Perde duvarlar eklenerek sistem davranışları incelenebilir.
- Geometri bakımından doğrusal olmayan davranış göz önüne alınabilir.

- Üç boyutlu modellerde karşılaştırma yapılabilir.
- Daha önce [15] tarafından SAP2000 ve Perform3D programları karşılaştırılmıştır. Bu tezde OpenSees ve SeismoStruct programları karşılaştırılmış olup sonraki çalışmalar kapsamında tüm programlarda karşılaştırmalar yapılabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **DBYBHY** (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [2] **SeismoStruct**, (2014). A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures, Seismosoft.
- [3] **Hognestad, E.** (1951). A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, *Doktora Tezi*, University of Illinois Bulletin.
- [4] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N. ve Park, R.** (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), 1804–1826.
- [5] **Saatcioglu, M. ve Razvi, S.R.** (1992). Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(6), 1590–1607.
- [6] **Sheikh, S.A. ve Uzumeri, S.M.** (1982). Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 108(ST12), 2703–2722.
- [7] **Kent, D.C. ve Park, R.** (1971). Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of Structural Division, ASCE*, 97(7), 1969–1990.
- [8] **Mander, J.B.** (1983). Seismic Design of Bridge Piers, *Doktora Tezi*, University of Canterbury.
- [9] **Menegotto, M. ve Pinto, P.** (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, *International Association of Bridge and Structural Engineering*, 13, 15–22.
- [10] **Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. ve Fenves, G.L.** Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) Command Language Manual, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [11] **Erkus, B.** (2004). Comparison of the Techniques Used in the Newmark Analysis of Nonlinear Structures, *17th ASCE Engineering Mechanics Conference*, http://web.itu.edu.tr/bariserkus/Erkus2004a_Nonlin.pdf.
- [12] **Ibarra, L.F., Ricardo, A.M. ve Krawinkler, H.** (2005). Hysteretic Models That Incorporate Strength and Stiffness Deterioration, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 34(12), 1489–1511.

- [13] **Malley, J.O., Deierlein, G., Krawinkler, H., Pourzanjani, M., Wallace, J. ve Heintz, J.A.** (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, ATC72, **Teknik Rapor**, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [14] **Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. ve Willford, M.R.** (2010). Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, **Teknik Rapor**, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.
- [15] **Gencer, I.**, (2015), Dogrusal Olmayan Analiz Yöntemleri için Kullanılan Ticari Programların Çerçeve Sistemler için Karşılaştırılması.
- [16] **Gharakhanloo, A.**, (2014), Distributed and Concentrated Inelasticity Beam-Column Elements used in Earthquake Engineering.
- [17] **Scott, B.D., Park, R. ve Priestley, M.J.N.** (1982). Stress–Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *Structural Journal, ACI*, 79(1), 13–27.
- [18] **Peterson, H. ve Popov, E.P.** (1997). Constitutive Relations for Generalized Loadings, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103(4), 611–627.
- [19] **Burns, N. ve Siess, C.** (1962). Load-Deformation Characteristics of Beam-Column Connections in Reinforced Concrete, **Teknik Rapor**, Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [20] **Kent, D.C. ve Park, R.** (1973). Cyclic Load Behaviour of Reinforcing Steel, *Strain*, 9(3), 98–103.
- [21] **Leslie, P.D.** (1974). Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers, *Doktora Tezi*, University of Canterbury.
- [22] **Giuffre, A. ve Pinto, P.E.** (1970). Il Comportamento Del Cemento Armato Per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensita, *Giornale Del Genio Civile*, 15(2), 109–124.
- [23] **Gomes, A. ve Appleton, J.** (1997). Nonlinear Cyclic Stress-Strain Relationship of Reinforcing Bars Including Buckling, *Engineering Structures*, 19(10), 822–826.
- [24] **Filippou, F.C., Popov, E.P. ve Bertero, V.V.** (1983). Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, **Teknik Rapor**, Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley.
- [25] **OpenSees** (2008). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [26] **Karsan, I. ve Jirsa, J.** (1970). Behavior of Concrete Under Varying Strain Gradients, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 90(8), 1675–1696.

- [27] **Yassin, M.H.M.** (1994). Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures Under Monotonic and Cycling Loads, **Teknik Rapor**, University of California, Berkeley.
- [28] **Popovics, S.** (1973). A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve for Concrete., *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583–599.
- [29] **Ramberg, W. ve Osgood, W.R.** (1943). Description of Stress-Strain Curves By Three Parameters, **Teknik Rapor**, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC.
- [30] **Madas, P. ve Elnashai, A.** (1992). A New Passive Confinement Model for Transient Analysis of Reinforced Concrete Structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(5), 409–431.
- [31] **Martinez-Rueda, J. ve Elnashai, A.** (1997). Confined Concrete Model Under Cyclic Load, *Materials and Structures*, 30(197), 139–147.
- [32] **Chang, G.A. ve Mander, J.B.** (1994). Seismic Enerjy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part-1 Evaluation of Seismic Capacity, **Teknik Rapor**, NCEER-94-0006.
- [33] **Kappos, A. ve Konstantinidis, D.** (1999). Statistical Analysis of Confined High Strength Concrete, *Materials and Structures*, 32(10), 734–74.
- [34] **Nagashima, T., Sugano, S., Kimura, H. ve Ichikawa, A.** (1992). Monotonic Axial Compression Tests on Ultra High Strength Concrete Tied Columns, *10th World Conference on Earthquake Engineering*, 2983–2988.
- [35] **Asprone, D., Cadoni, E. ve Prota, A.** (2009). Experimental Analysis on Tensile Dynamic Behavior of Existing Concrete Under High Strain Rates, *ACI Structural Journal*, 106(S12), 106–113.
- [36] **Dood, L.L. ve Restrepo-Posada, J.I.** (1995). Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 121(3), 433–445.
- [37] **Monti, G. ve Nuti, C.** (1992). Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(12), 3268–3284.
- [38] **Fragiadakis, M., Pinho, R. ve Antoniou, S.** (2007). Modelling Inelastic Buckling of Reinforcing Bars Under Earthquake Loading, *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [39] **Clough, R.W. ve Johnston, S.B.** (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan*.
- [40] **Mahin, S. ve Bertero, V.** (1976). Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(9), 1759–1980.

- [41] **Takeda, T., Sozen, M.A. ve Nielson, N.N.** (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96(12), 2557–2573.
- [42] **Giberson, M.F.** (1967). The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation, *Doktora Tezi*, Earthquake Engineering Research Laboratory-California Institute of Technology.
- [43] **Thom, C.W.** (1983). The Effects of Inelastic Shear on the Seismic Response of Structures, *Doktora Tezi*, University of Auckland, at New Zealand.
- [44] **Powell, G.H. ve Chen, P.F.S.** (1986). 3D Beam-Column Element with Generalized Plastic Hinges, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 112(7), 627–641.
- [45] **Park, R. ve Paulay, T.** (1975). *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons.
- [46] **Scott, M.H. ve Fenves, G.L.** (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 132(2), 244–252.
- [47] **Spacone, E., Filippou, F.C. ve Taucer, F.F.** (1996). Fibre Beam-Column Model for Non-linear Analysis of RC Frames : Part I. Formulation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7), 711–725.
- [48] **Scott, M.H., Franchini, P., Fenves, G.L. ve Filippou, F.C.** (2004). Response Sensitivity for Nonlinear Beam–Column Elements, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 130(9), 1281–1288.
- [49] **Neuenhofer, A. ve Filippou, F.C.** (1997). Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 34(12), 1489–1511.
- [50] **Scott, M.H.** (2011). Numerical Integration Option for the Force-Based Beam-Coumn Element in OpenSees, **Teknik Rapor**, Oregon State University.
- [51] **Spacone, E., Ciampi, V. ve Filippou, F.C.** (1996). Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element, *Computers and Structures*, 58(1), 71–83.
- [52] **Chopra, A.K.** (2000). *Dynamic of Structures Theory and Application To Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- [53] **Newmark, N.M.** (1959). A Method of Computation for Structural Dynamics, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(3), 67–94.
- [54] **PERFORM-3D** (2005). *Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures*, Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
- [55] **SAP2000** (2009). *Structural Ananlysis Program*, Computers and Structures Inc. Berkeley, California.

- [56] **XTRACT** (2004). *Cross Section Analysis Program of Structural Engineers*, Imbsen Software Systems.
- [57] **PEER**, (2017), Pasific Earthquake Engineering Research Center Strong Ground Motion Database, <https://ngawest2.berkeley.edu/>.
- [58] **Clough, R.W.** (1955). On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a Tall Building, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 45(4), 289–301.
- [59] **Chopra, A.K., Clough, D.P. ve Clough, R.W.** (1972). Earthquake Resistance of Buildings with a ‘Soft’ First Storey, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1(4), 347–355.
- [60] **Molnar, A.J., Vashi, K.M. ve Gay, C.W.** (1976). Application of Normal Mode Theory and Pseudoforce Methods to Solve Problems With Nonlinearities, *Journal of Pressure Vessel Technology*, 98(2), 151–156.
- [61] **Eurocode** (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee For Standardization, Brussels.
- [62] **TBDY** (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [63] **Petrangeli, M., Pinto, P.E. ve Ciampi, V.** (1999). Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures. I: Theory, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 125(9), 994–1001.
- [64] **Zendaoui, A., Kadid, A. ve Yahiaoui, D.** (2016). Comparison of Different Numerical Models of RC Elements for Predicting the Seismic Performance of Structures, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4), 461–478.
- [65] **Calabrese, A., Almeida, J. ve Pinho, R.** (2010). Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, 14(sup1), 38–68.
- [66] **Sheikh, S. ve Uzumeri, S.** (1980). Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 106(ST5), 1079–1102.
- [67] **Ersoy, U. ve Özcebe, G.** (2001). *Betonarme*, Evrim Yayınevi.
- [68] **Limkatanyu, S. ve Spacone, E.** (2002). Reinforced Concrete Frame Element with Bond Interfaces. I: Displacement-Based, Force-Based, and Mixed Formulations, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 128(3), 346–355.
- [69] **Nigam, N.C.** (1967). Inelastic Interactionns in the Dynamic Response of Structure, *Doktora Tezi*, California Inatitute of Technology.

- [70] **Triantafyllou, S.P.** (2011). Hysteretic Finite Elements and Macro-Elements for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures, *Doktora Tezi*, National Technical University of Athens.
- [71] **Fenwick, R., Tankut, A.T. ve Thom, C.W.** (1981). The deformation of reinforced concrete beams subjected to inelastic cyclic loading-experimental results, **Teknik Rapor**, University of Auckland.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Şükriye Ceyda Ergül

Doğum Tarihi ve Yeri: 1992, İstanbul

E-Posta: sceydaergul@gmail.com



ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lise:** 2010, İstanbul Ticaret Odası Anadolu Teknik Lisesi
- **Lisans:** 2014, Balıkesir Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği