

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**PYTHON VE JULIA PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN
DEPREM ANALİZLERİ VE PARALEL PROGRAMLAMAYA
UYGUNLUKLARININ ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Barış KASAPOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

AĞUSTOS 2017

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**PYTHON VE JULIA PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN
DEPREM ANALİZLERİ VE PARALEL PROGRAMLAMAYA
UYGUNLUKLARININ ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Barış KASAPOĞLU
(501141052)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Barış ERKUŞ

AĞUSTOS 2017

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501141052 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Barış KASAPOĞLU, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “PYTHON VE JULIA PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM ANALİZLERİ VE PARALEL PROGRAMLAMAYA UYGUNLUKLARININ ARAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Yrd. Doç. Dr. Barış ERKUŞ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Ali SARI**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Devrim ÖZHENDEKÇİ
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 25 Ağustos 2017
Savunma Tarihi : 5 Eylül 2017





Aileme,



ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim süresince bilgi ve tecrübesini esirgemeyen, bu yüksek lisans tezi vasıtasıyla mesleğe bakış açımı değiştiren ve sürekli daha iyi bir çalışma ortaya çıkarabilmek için gerekli motivasyonu sağlayan danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Barış ERKUŞ'a teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca, hayatım boyunca her konuda bana sonsuz destek olan ve bu hayattaki en şanslı insanlardan biri olduğumu hissettiren annem, babam ve kardeşim'e, kuzenim Songül KAYA'ya, bu çalışma boyunca bana her zaman destek ve yardımcı olan değerli araştırma grubu arkadaşlarım Fatih YILDIZ'a, Eray TEMUR'a, Ceyda ERGÜL'e, Ömer Galip PINAR'a ve sevgili dostum Mimar Şevki TOPÇU'ya teşekkür ederim.

Ağustos 2017

Barış KASAPOĞLU
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET.....	xxi
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Çalışmanın Amacı	5
1.3 Çalışmanın Kapsamı	5
1.4 Çalışmada İzlenen Yöntemler	5
2. TEMEL BİLGİLER VE LİTERATÜR ARAŞTIRMASI.....	7
2.1 Giriş	7
2.2 Betonarme Yapılarda Doğrusal Olmayan Davranış	7
2.2.1 Süneklik	8
2.2.2 Moment-eğrilik	10
2.2.3 Çevrimsel davranış.....	10
2.3 Malzemede Doğrusal Olmayan Davranışının Modellenmesi	12
2.4 Çevrimsel Davranışın Modellenmesi	13
2.5 Elemanda Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi	15
2.5.1 Sürekli sonlu elemanlar modeli.....	16
2.5.2 Yığılı plastisite modeli	16
2.5.3 Yayılı plastisite modeli	18
2.6 Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Analizi	20
2.6.1 Doğrusal olmayan statik itme analiz	20
2.6.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz.....	20
2.7 Programlama Yöntemleri	22
2.7.1 Seri programlama	23
2.7.2 Paralel programlama	24
2.7.2.1 Paralel programlama tarihçesi.....	24
2.7.2.2 Paralel programlama sınıflandırması	25
2.7.2.3 Paralel bellek yapıları.....	26
2.7.3 Paralel programlamanın inşaat mühendisliğinde uygulamaları	27
2.7.4 Python ile paralel programlama	27
2.7.5 Doğal ek süre (Overhead) etkisi.....	28
3. TEZ KAPSAMINDA KULLANILAN YÖNTEMLER.....	29
3.1 Malzeme Modelleri	29
3.2 Kesit Analizi.....	31
3.3 Çift-Doğrusal Model	34

3.4 Moment-Dönme İlişkisi.....	36
3.5 Çubuk Eleman Modeli.....	37
3.6 Yay Eleman Modeli.....	38
3.7 Doğrusal Olmayan Eleman Modeli	39
3.8 Sistem Rijitlik Matrisinin Oluşturulması.....	40
3.9 Sistem Kütle Matrisinin Oluşturulması	40
3.10 Sistem Sönüm Matrisinin Oluşturulması.....	41
3.11 Doğrusal Statik Analiz	42
3.12 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Dinamik Analiz.....	46
3.13 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz.....	47
3.14 Python’da Paralel Programlama	50
3.15 Programlamada Kullanılan Önemli Metodlar	51
3.15.1 Matris operasyonları.....	51
3.15.2 Birleştirme operasyonları	52
3.15.3 Çift-doğrusal fonksiyon	53
4. ÖRNEK YAPILAR VE DEPREMSELLİK	57
4.1 Örnek Çerçeve Modeller	57
4.2 Kullanılan Deprem İvme Kaydı	66
5. SAYISAL İNCELEME VE DEĞERLENDİRME	67
5.1 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Analiz Karşılaştırması	67
5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Karşılaştırması.....	78
5.3 Paralel Programlama Uygulaması	86
6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	87
KAYNAKLAR.....	89
EKLER.....	93
ÖZGEÇMİŞ.....	103

KISALTMALAR

ÇKÇV	: Çok Komut Çok Veri
ÇKTV	: Çok Komut Tek Veri
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
GIL	: Global Interpreter Lock
I/O	: Input/Output
MPP	: Masively Parallel Processor
MPI	: Message Passing Interface
NAG	: Numerical Algorithms Group
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
PVC	: Parallel Virtual Machine
TKÇV	: Tek Komut Çok Veri
TKTV	: Tek Komut Tek Veri



SEMBOLLER

A_s	: Boyuna donatı alanı
a_0	: Kütle sönüm katsayısı
a_1	: Rijitlik sönüm katsayısı
a_i	: Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
b_0	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
C	: Global yönlerde sistem sönüm matrisi
d'	: Lokal yönlerde eleman yerdeğiştirme vektörü
d	: Global yönlerde eleman yerdeğiştirme vektörü
d^1	: Birinci elemanın global yönlerde yerdeğiştirme vektörü
D	: Global yönlerde sistem yerdeğiştirme vektörü
D_A	: Hareketli serbestliklerin global yönlerde sistem yerdeğiştirme vektörü
D_B	: Tutulu serbestliklerin global yönlerde sistem yerdeğiştirme vektörü
E	: Elastisite modülü
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
f^1	: 1. elemanın global yönlerde kuvvet vektörü
f_c	: Beton basınç gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız beton dayanımı
f_{ex}	: x yönünde etkili sargılama basıncı
f_{ey}	: y yönünde etkili sargılama basıncı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
f_s	: Donatı çeliğinin gerilmesi
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f'	: Lokal yönlerde eleman yerdeğiştirme vektörü
f	: Global yönlerde eleman yerdeğiştirme vektörü
F_y	: Akma gerilmesi
F	: Global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
F_A	: Hareketli serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
F_B	: Tutulu serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
h_0	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
I	: Atalet momenti
k_1	: Çift-doğrusal model akma öncesi rijitlik
k_2	: Çift-doğrusal model akma öncesi rijitlik
k_0	: Moment-dönme rijitliği
k_k	: Moment-eğrilik rijitliği
k'	: Lokal yönlerde eleman rijitlik matrisi
k	: Global yönlerde eleman rijitlik matrisi
k^1	: 1. elemanın global yönlerde rijitlik matrisi
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
K	: Global yönlerde sistem rijitlik matrisi
K_{AA}	: Hareketli serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü

F_{AA}	: Tutulu serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
K_T	: Sistem tanjant rijitlik matrisi
L_p	: Plastik bölgesi uzunluğu
m_i	: “i” numaralı elemanın kütlesi
m_{ix}	: “i” numaralı elemanın x yönünde kütlesi
m_{iy}	: “i” numaralı elemanın y yönünde kütlesi
m_{i0}	: “i” numaralı elemanın dönme yönünde kütlesi
M	: Global yönlerde sistem kütle matrisi
M_k	: Eleman kesitindeki moment
M_{ka}	: Eleman kesitindeki akma momenti
$n_{i\bar{s}}$	: İşlem adeti
$n_{\bar{c}}$	: Çekirdek veya işlemci sayısı
P	: Global yönlerde sistem ankastrelik dış kuvvet vektörü
P_A	: Hareketli serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
P_B	: Tutulu serbestliklerin global yönlerde nokta dış kuvvet vektörü
s	: Etriye aralığı
t_p	: Paralel işlem süresi
t_s	: Seri işlem süresi
t_{des}	: Paralel işleme özel doğal ek süre
$t_{i\bar{s}}$	: İşlem süresi
T	: Açı dönüşüm matrisi
V_b	: Taban kesme kuvveti
w_i	: “i” modunun frekans değeri
w_j	: “j” modunun frekans değeri
ε_c	: Basınç birim şekildeğiştirmesi
ε_{cn}	: Normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi
ε_{cu}	: Maksimum birim şekildeğiştirme
ε_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
η_e	: Eleman süneklik katsayısı
η_m	: Malzeme süneklik katsayısı
η_y	: Yapı süneklik katsayısı
θ	: Dönme
κ	: Eğrilik
ξ	: Sönüm oranı
ρ_x	: x doğrultusunda enine donatıların hacimsel oranı
ρ_y	: y doğrultusunda enine donatıların hacimsel oranı
ρ_s	: Toplam enine donatının hacimsel oranı
σ	: Gerilme
x	: Sistem yerdeğiştirme vektörü
$\dot{x}$	: Sistem hız vektörü
$\ddot{x}$	: Sistem ivme vektörü

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 3.1 : Örnek çerçevenin “match” matrisi.	52
Çizelge 4.1 : Kolonların kesit boyutları.....	58
Çizelge 4.2 : Moment-eğrilik çift-doğrusal parametreleri.	59
Çizelge 4.3 : Elastoplastik moment-dönme parametreleri.....	60
Çizelge 4.4 : Rijit plastik moment-dönme parametreleri.....	61
Çizelge 4.5 : Periyotlar ve kütle katılım oranları.....	61
Çizelge 5.1 : Python’da toplam analiz ve çift-doğrusal çağrım süreleri.....	86



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi: (a) Beton gerilme-şekildeğiştirme; (b) Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme.	7
Şekil 2.2 : Tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti grafiği.	8
Şekil 2.3 : Gerilme-şekildeğiştirme: (a) donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi; (b) betonarme kesit moment-dönme ilişkisi.	9
Şekil 2.4 : İskelet eğrisi.	11
Şekil 2.5 : Gerilme-yerdeğiştirme deney sonuçları (Malley ve diğ., 2010).	12
Şekil 2.6 : Malzeme modelleri: (a) Çift-doğrusal modeli; (b) üç doğru modeli (c) Bouc-Wen modeli; (d) Takeda modeli.	13
Şekil 2.7 : Dayanım limitli çift-doğrusal model.	14
Şekil 2.8 : Dayanım bozulması: (a) Basit dayanım bozulması; (b) Üst sınır sonrası dayanım bozulması	14
Şekil 2.9 : Rijitlik bozulması: (a) Tekrar yükleme rijitlik bozulması; (b) Geri yükleme rijitlik bozulması.	15
Şekil 2.10 : Modelleme Yöntemleri: (a) Yığılılı plastisite modeli; (b) Yayılı plastisite modeli; (c) Sürekli sonlu elemanlar modeli.	16
Şekil 2.11 : Yığılılı plastisite modeller: (a) Rijit plastisite modeli; (b) Yay modeli.	17
Şekil 2.12 : Yığılılı yay modeli dinamik analiz şeması.	18
Şekil 2.13 : Yayılı fiber eleman modeli.	18
Şekil 2.14 : Yayılı fiber modeli dinamik analiz şeması.	19
Şekil 2.15 : Newmark ivme değişimi: (a) Ortalama ivme; (b) doğrusal ivme.	21
Şekil 2.16 : Newton-Raphson iterasyonu: (a) Klasik Newton-Raphson; (b) Değiştirilmiş Newton-Raphson.	22
Şekil 2.17 : İşlemci hızı-yıl grafiği (Fuller ver Millett, 2011'den alınmıştır)	23
Şekil 2.18 : Von Neumann Mimarisi.	23
Şekil 2.19 : Seri ve paralel programlama yöntemlerinin şematik gösterimi.	25
Şekil 2.20 : Bellek yapısı: (a) Paylaşımlı bellek; (b) Dağınık bellek.	26
Şekil 3.1 : Mander beton modeli (DBYBHY, 2007).	29
Şekil 3.2 : Donatı çeliği malzeme modeli (DBYBHY, 2007).	31
Şekil 3.3 : 50x50 cm kolon kesiti.	32
Şekil 3.4 : S420a donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme.	32
Şekil 3.5 : C40 sınıfı beton gerilme-şekildeğiştirme.	33
Şekil 3.6 : 50 x 50 kolonu moment-eğrilik.	33
Şekil 3.7 : Çift-doğrusal model iskelet eğrisi.	34
Şekil 3.8 : Çift-doğrusal model referans doğrular.	35
Şekil 3.9 : 50 x 50 cm kolon çift-doğrusal moment-eğrilik.	36
Şekil 3.10 : Eğilme etkisi altındaki eleman.	36
Şekil 3.11 : Çubuk elemanı.	37
Şekil 3.12 : Yay elemanı.	38
Şekil 3.13 : Doğrusal olmayan yapısal eleman.	39
Şekil 3.14 : Kiriş eleman matematiksel model.	40

Şekil 3.15 : Matris birleştirme.	40
Şekil 3.16 : Rayleigh sönüm modeli.	41
Şekil 3.17 : Örnek çerçeve.	43
Şekil 3.18 : Matris ayırma operasyonu.	45
Şekil 3.19 : Doğrusal dinamik analiz şeması.	47
Şekil 3.20 : Doğrusal olmayan dinamik analiz akış şeması.	49
Şekil 3.21 : Python’da paralel programlama şeması.	50
Şekil 3.22 : “multiprocessing” kütüphanesinin kullanımı.	51
Şekil 3.23 : Julia matris çözümü: (a) Matris tersi; (b) Doğrusal denklem takımı çözümü.	51
Şekil 3.24 : Python matris çözümü.	52
Şekil 3.25 : Python’da birleştirme operasyonu.	53
Şekil 3.26 : Julia’da birleştirme operasyonu.	53
Şekil 3.27 : Çift-doğrusal fonksiyon gösterimi.	54
Şekil 3.28 : Python’da çift-doğrusal fonksiyon.	54
Şekil 3.29 : Julia’da çift-doğrusal fonksiyon.	55
Şekil 4.1 : 10 katlı çerçeve örneği.	57
Şekil 4.2 : 10 katlı çerçeve Rayleigh sönüm modeli.	62
Şekil 4.3 : 10 katlı yapının düğüm noktası numaraları.	62
Şekil 4.4 : 10 katlı model birinci mod şekli (SAP2000).	63
Şekil 4.5 : 10 katlı model ikinci mod şekli (SAP2000).	63
Şekil 4.6 : 10 katlı model üçüncü mod şekli (SAP2000).	64
Şekil 4.7 : 10 katlı model dördüncü mod şekli (SAP2000).	64
Şekil 4.8 : 10 katlı model beşinci mod şekli (SAP2000).	65
Şekil 4.9 : 10 katlı model altıncı mod şekli (SAP2000).	65
Şekil 4.10 : Darfield deprem zaman-ivme kaydı.	66
Şekil 5.1 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	68
Şekil 5.2 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.	68
Şekil 5.3 : 6 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	69
Şekil 5.4 : 6 numaralı düğüm noktası dönme farkı.	69
Şekil 5.5 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	70
Şekil 5.6 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.	70
Şekil 5.7 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	71
Şekil 5.8 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	71
Şekil 5.9 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	72
Şekil 5.10 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.	72
Şekil 5.11 : 29 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	73
Şekil 5.12 : 29 numaralı düğüm noktası dönme farkı.	73
Şekil 5.13 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	74
Şekil 5.14 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme farkı.	74
Şekil 5.15 : 40 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	75
Şekil 5.16 : 40 numaralı düğüm noktası dönme farkı.	75
Şekil 5.17 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	76
Şekil 5.18 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme farkı.	76
Şekil 5.19 : 51 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	77
Şekil 5.20 : 51 numaralı düğüm noktası dönme farkı.	77
Şekil 5.21 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	78
Şekil 5.22 : 6 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	79
Şekil 5.23 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	79
Şekil 5.24 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	80

Şekil 5.25 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	80
Şekil 5.26 : 29 numaralı düğüm noktası dönme yerdeğiştirmesi karşılaştırması.	81
Şekil 5.27 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	81
Şekil 5.28 : 40 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	82
Şekil 5.29 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.	82
Şekil 5.30 : 51 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.	83
Şekil 5.31 : 1 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.	83
Şekil 5.32 : 5 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.	84
Şekil 5.33 : 3 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.	84
Şekil 5.34 : 7 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.	85
Şekil 5.35 : 9 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.	85
Şekil 5.36 : Kat sayısı-hızlanma grafiği.	86
Şekil A.1 : 50 x 50 kolon moment-eğrilik.	93
Şekil A.2 : 60 x 60 kolon moment-eğrilik.	94
Şekil A.3 : 70 x 70 kolon moment-eğrilik.	94
Şekil A.4 : 75 x 75 kolon moment-eğrilik.	95
Şekil A.5 : 80 x 80 kolon moment-eğrilik.	95
Şekil A.6 : 85 x 85 kolon moment-eğrilik.	96
Şekil A.7 : 90 x 90 kolon moment-eğrilik.	96
Şekil A.8 : 100 x 100 kolon moment-eğrilik.	97
Şekil A.9 : 105 x 105 kolon moment-eğrilik.	97
Şekil A.10 : 115 x 115 kolon moment-eğrilik.	98
Şekil A.11 : 120 x 120 kolon moment-eğrilik.	98
Şekil A.12 : 130 x 130 kolon moment-eğrilik.	99
Şekil A.13 : 135 x 135 kolon moment-eğrilik.	99
Şekil A.14 : 145 x 145 kolon moment-eğrilik.	100
Şekil A.15 : 150 x 150 kolon moment-eğrilik.	100
Şekil A.16 : 160 x 160 kolon moment-eğrilik.	101
Şekil A.17 : 170 x 170 kolon moment-eğrilik.	101
Şekil A.18 : 190 x 190 kolon moment-eğrilik.	102
Şekil A.19 : 50 x 40 giriş moment-eğrilik.	102



PYTHON VE JULIA PROGRAMLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM ANALİZLERİ VE PARALEL PROGRAMLAMAYA UYGUNLUKLARININ ARAŞTIRILMASI

ÖZET

Doğrusal olmayan analizler, deprem yükleri altındaki yapıların davranışını en iyi şekilde yansıtabilen yöntemler olarak kabul edilmektedir. Performansa dayalı tasarımda doğrusal olmayan analizler, doğrusal analizlere göre yapı hasar ve performansını daha iyi yansıttıklarından dolayı mühendislik alanında tercih edilmektedir. Bilimsel araştırmalarda ise her malzeme ve yapının doğrusal olmayan davranışının deneyler ile incelenmesi mümkün olmadığından, doğrusal olmayan analizler kullanılmaktadır. Fakat doğrusal olmayan analizlerin zorlukları vardır.

Doğrusal olmayan analizlerde karşılaşılan en önemli zorluk hata payı kabul edilebilir seviyedeki analizlerin çok vakit alıyor olmasıdır. Bunun bir nedeni, aynı zamanda doğrusal analizler ve benzer mühendislik problemleri için de geçerli olan yüksek ölçekli sistemlerde matris operasyonların fazla vakit alıyor olmasıdır. Bu operasyonların başında doğrusal denklem takımı çözümü gelmektedir. Büyük ölçekli sistemlerde elde edilen denklem takımları ve bunları ifade eden matrisler çok büyük olmaktadır. Özellikle deprem analizi gibi her zaman anı için denklem takımı çözümünün gerekli olduğu problemlerde bu süre oldukça yüksek olmaktadır.

Doğrusal olmayan analizlerin fazla vakit alıyor olmasının bir diğer nedeni, doğruluğu arttırmak amacıyla yayılı fiber modeller gibi doğrusal olmayan eleman sayısı fazla olan modellerin kullanılmasıdır. Doğrusal olmayan analizlerde, doğrusal analizlerden farklı olarak doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetleri Newton-Raphson gibi yinelemeli yöntemler kullanılarak hesaplanmaktadır. Doğrusal olmayan eleman sayısı fazla ise, bu yinelemeler fazla olmakta ve bu durum analiz süresini oldukça arttırmaktadır. Bu problemten dolayı özellikle mühendislik alanında birçok durumda kabul edilebilir analiz süreleri elde edebilmek için modelin basitleştirilmesi gerekmektedir. Analiz sürelerini azaltmak amacıyla doğrusal olmayan eleman sayısını azaltmak, yayılı fiber modeller yerine yığılı plastisite modeller kullanmak, doğrusal olmayan malzeme davranışını parçalı doğrusal olarak ifade etmek ve yinlemeli yöntemler yerine dengelenmemiş kuvvet düzeltmesi gibi yinelemesiz yöntemler kullanılabilir. Ancak yapılan bilimsel çalışmalarda bu yaklaşımların analiz sürelerini azaltırken hata paylarını arttırdığı gözlemlenmiştir. Bilimsel araştırmalarda ise genellikle programlanması kolay ve geniş kütüphane imkanları olan Python ve Julia gibi betik diller kullanılmaktadır. Burada da büyük ölçekli problemlerde betik dillerin doğasından kaynaklı benzer süre sıkıntıları yaşanmaktadır.

Doğrusal olmayan analizlerde süreleri azaltmak maksadı ile kullanılan en önemli yaklaşım paralel programlamadır. Paralel programlama genellikle doğrusal denklem takımı çözümü için kullanılmaktadır. Doğrusal denklem takımı çözümü birçok mühendislik alanında karşılaşılan ortak bir problem olduğundan dolayı özellikle matematik ve bilgisayar alanında çalışan araştırmacılar denklem takımı çözüm

sürelerini paralel programlama ile kısaltmışlardır (Intel, 2017; NAG, 2017). Bu yöntemlerde ana amaç büyük denklem takımını daha küçük takımlar ile ifade edip işlemcileri eş zamanlı paralel bir biçimde kullanarak toplam denklem takımının çözüm süresini kısaltmaktır. Sonuç olarak, doğrusal olmayan analizlerde denklem takımının çözümü paralel programlama ile hızlandırılabilir. Ancak literatürde doğrusal olmayan eleman sayısının fazla olması durumunda oluşan süre maliyetini paralel programlama ile azaltacak bir araştırma bulunmamaktadır.

Bu çalışma kapsamında ilk aşamada, bilimsel araştırmalarda sıklıkla tercih edilen Python ve Julia programlama dilleri ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programları geliştirilmiştir. Malzemenin eğilme etkisi altında doğrusal olmayan davranış, yığılı plastisite modeli kullanılarak çubuk eleman uçlarında boyutsuz dönme yayları ile tanımlanmıştır. Yapı elemanlarının kesit özelliklerinden moment-eğrilik ilişkisi elde edilmiştir. Moment-eğrilik ilişkisinden plastik bölge uzunluğu kullanılarak moment-dönme ilişkileri belirlenmiştir. Plastik bölge uzunluğu elemanların eğilmeye çalışan boyutlarının yarısı olarak kabul edilmiştir. Kolon ve kiriş elemanların yüzeylerine moment-dönme ilişkisi belirlenmiş boyutsuz yay elemanları yerleştirilmiştir. Geri kalan eleman bölgeleri çubuk elemanlar ile modellenmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde Newmark- β ve dengesiz kuvveti düzeltme yöntemleri kullanılmıştır. İkinci aşamada Python’da, doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetlerinin hesaplandığı aşamada “multiprocessing” kütüphanesinin sağladığı araçlar kullanılarak paralel programlama uygulanmıştır.

Birinci bölümde, tezin konusu, amacı ve kapsamından bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, temel bilgilerden ve literatür araştırmasından bahsedilmiştir. Betonarme yapılarda doğrusal olmayan davranış, betonarme malzemenin doğrusal olmayan davranışının modellenmesi, elemanlarda doğrusal olmayan davranışın modellenmesi, idealleştirme yöntemleri, doğrusal ve doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz yöntemleri, seri ve paralel programlama, bellek yapısı, doğal ek süre etkisi ve inşaat mühendisliğinde paralel programlama uygulamaları hakkında bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde, tez kapsamında kullanılan yöntemlerden bahsedilmiştir. Bunlar, malzeme modelleri, kesit analizinde izlenen yöntemler, çift-doğrusal model, moment-dönme ilişkisi, çubuk ve yay eleman modelleri, doğrusal statik analiz yöntemi, zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri, Python ve Julia ile geliştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programlarının algoritması ve Python’da paralel programlama uygulamasıdır.

Her biri 4 açıklıklı olan 10, 25, 50, 75 ve 100 katlı 5 adet çerçeve örnek için analizler yapılmıştır. Bir deprem kaydı için doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetlerinin ardışık ve paralel hesaplanması durumunda sadece bu hesaplar için gerekli olan süreler elde edilerek karşılaştırılmıştır.

Dördüncü bölümde, incelenen örnek yapılar ve depremsellikten bahsedilmiştir. Her biri 4 açıklıklı olan 10, 25, 50, 75 ve 100 katlı 5 adet çerçeve yapı örneği için Darfield deprem ivme kaydı kullanılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmıştır.

Beşinci bölümde, analiz sonuçları karşılaştırılmış ve değerlendirilmiştir. İlk aşamada Python ve Julia programları ile 10 katlı yapı örneği için zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. SAP2000 programı ile aynı analizler gerçekleştirilerek sonuçları karşılaştırılmıştır. İkinci aşamada beş yapı modeli için Python’da seri ve paralel programlama ile hazırlanan yazılımlar ile zaman tanım

alanında doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetlerinin paralel ve seri hesaplanma süreleri karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölümde sonuç ve yorum kısmı bulunmaktadır.





APPLICABILITY OF PYTHON AND JULIA LANGUAGES TO NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES AND PARALLEL PROGRAMING

SUMMARY

More detailed analyses can be conducted in recent years with better understanding of building behavior through scientific studies, the progress of construction technology and the development of computers with high computational power. The target performance for classical structures in the 2007 earthquake regulations is expressed as "no damage to the structural and non-structural system elements of buildings in mild intensity earthquakes, limited and repairable level of potential damage in structural and non-structural elements in moderate intensity earthquakes, and provision of life safety and limitation of permanent structural damage in severe earthquakes" (s. 1).

The performance targets for the potential earthquake scenarios are determined in more detail according to the type and importance of the buildings in the Earthquake Regulations of the Buildings in Turkey of which draft has been published and which is scheduled to come into force in year 2017. The performance targets in the regulations are tried to be met through calculations made during the project design stage, by taking into consideration the design objectives of the buildings, their strategic importance and the post-earthquake expectations of the building owners. Linear analyses remain inadequate because the objective in performance-based design is to predict the trans-elastic behavior. It is important to use nonlinear analysis methods at this point.

Nonlinear analyses are accepted as methods that can best reflect the behavior of structures under earthquake loads. Nonlinear analyses in performance-based design are preferred in engineering because they reflect structure damage and performance better when compared to linear analyses. For scientific research, nonlinear analysis is used because it is not possible to examine nonlinear behavior of each material and structure with experiments.

In nonlinear analyses, lumped plasticity models are the most used nonlinear models. In lumped plasticity models, the strength and stiffness degradation modes are expressed by a macro model. Due to the fact that lumped plasticity models are a macro model, the analysis time is fast, but since non-linear modes are not explicitly modeled, it is difficult to use them outside of the projected behavior. If the lumped plasticity models are to be analyzed on an element basis, a good calibration can give results with high accuracy. However, in all structural analyses, accuracy is reduced because the calibrations become very difficult or impossible and effects that the model does not anticipate occur. In this case, depending on the nature of the problem, it is preferable to use modeling and analysis methods with higher accuracy.

It is accepted that the distributed plasticity models have higher accuracy than the lumped models with correct calibration, since the degradation modes are explicitly modeled. Fiber models can be shown as an example of distributed plasticity models.

In fiber models, the section is divided into many fibers and with each of these fibers, non dimensional springs representing the nonlinear behavior of the material are expressed. Therefore, one non-linear element in the lumped model must be expressed by tens, or even hundreds of non-linear elements in the distributed model. The practical engineering approach is to use lumped models for truss elements in large-scale structures, and to use distributed models for the points that nonlinear behavior is most anticipated. For example, in high buildings, while lumped models are used in columns and beams, distributed models are only used in lower floors where nonlinear behavior is anticipated for reinforced concrete partition walls. Distributed models which are considered to better reflect behavior in all elements for both elemental and structural analysis can be used for scientific studies.

The most important obstacle in nonlinear analyses is that analyses of acceptable levels take a great deal of time. One reason for this is that matrix operations, which also apply to linear analysis and similar engineering problems, take a lot of time in high-scale systems. The solution of a set of linear equations is leading these operations. In large scale systems, the sets of equations that are obtained and the matrices expressing them are very large. Especially in problems such as earthquake analysis where the solution of the equation set is always necessary for each moment, this duration is quite high.

Another reason why non-linear analyses take too much time is using models with a large number of non-linear elements, such as distributed fiber models, to increase accuracy. In non-linear analyses, unlike linear analyses, the internal forces of nonlinear elements are calculated using recursive methods such as Newton-Raphson. If the number of nonlinear elements is large, these recursions become too many and this greatly increases the duration of the analysis. Due to this problem, the model needs to be simplified in order to obtain acceptable analysis times, especially in the engineering field. In order to reduce the analysis time, it is possible to use non-recursive methods such as decreasing the number of nonlinear elements, using lumped plasticity models instead of distributed fiber models, expressing nonlinear material behavior piecewise linearly, and unbalanced force correction instead of recursive methods. However, in scientific studies, it has been observed that these approaches increase error rates while reducing analysis times. While for scientific research, scripting languages are used such as Python and Julia, which are generally easy to program and have extensive library options. In the case of large scale problems, similar duration problems are experienced due to the nature of the script languages.

In nonlinear analysis, the most important approach used to reduce durations is parallel programming. Parallel programming is usually used for solution of a set of linear equations. Since the solution of the linear equation set is a common problem encountered in many engineering fields, to solve this common problem, researchers working especially in the field of mathematics and computer have shortened the solution times of the linear equation sets by parallel programming (Intel, 2017; NAG, 2017). In these methods, the main purpose is to shorten the solution time of the total equation set by expressing the large equation set with smaller sets and using the processors in parallel concurrently. As a result, the solution of the equation set in nonlinear analysis can be accelerated by parallel programming. However, in the literature, there is no research to reduce the time cost that occurs with parallel programming if the number of nonlinear elements is large.

In the first stage of this study, nonlinear analysis programs in time history are developed with Python and Julia programming languages which are frequently

preferred in scientific researches. Nonlinear behavior of the material under the flexure effect is defined by the dimensionless rotation springs at the ends of the truss elements using the lumped plasticity model. The moment-curvature relationship is obtained from the cross-sectional properties of the structural elements. Moment-rotation relations were determined by using the plastic zone length in relation to the moment-curvature relationship. The plastic zone length is considered to be half of the flexural dimensions of the elements. Dimensionless spring elements with undefined moment-rotation relationship are placed on the surfaces of the column and beam elements. The rest of the element zone is modeled with truss elements. Newmark- β and unbalanced force correction methods are used for nonlinear analysis in time history. In the second stage, parallel programming is implemented in Python using the tools provided by the "multiprocessing" library during the computation of the internal forces of the nonlinear elements.

In the first chapter, the subject, the aim and the scope of the thesis are mentioned.

In the second chapter, essential information and literature research are mentioned. Information was given about nonlinear behavior in reinforced concrete structures, modeling nonlinear behavior of reinforced concrete materials, modeling of nonlinear behavior in elements, idealization methods, linear and nonlinear static and dynamic analysis methods, serial and parallel programming, memory structure, natural addition time effect and parallel programming applications in civil engineering.

In the third chapter, the methods used in the thesis are mentioned. These are material models, methods used in section analysis, double-linear model, moment-rotation relation, truss and spring element models, linear static analysis method, linear and nonlinear analysis methods in time history, algorithm of nonlinear analysis programs developed in time history with Python and Julia and parallel programming application in Python.

Analyzes were made for 5 frame samples of 10, 25, 50, 75 and 100 stories, each with 4 spans. For an earthquake recording, in case of sequential and parallel calculation of the internal forces of nonlinear elements, only the times required for these calculations are obtained and compared.

In the fourth chapter, examined structural examples and seismicity are mentioned. Nonlinear analyzes were performed in the time history using Darfield earthquake acceleration records for 5 frame samples of 10, 25, 50, 75 and 100 stories, each with 4 spans.

In the fifth chapter, the analysis results are compared and evaluated. In the first stage, Python and Julia programs were used to perform linear and nonlinear analyses in the time history for the 10-storey structure sample. The same analyses were performed with the SAP2000 program and the results were compared. In the second stage, nonlinear analysis in time history was performed with software made by serial and parallel programming in Python for five building models. The parallel and serial calculation times of the internal forces of the nonlinear elements are compared.

The sixth chapter contains the results and comments section.



1. GİRİŞ

1.1 Konu

Son yıllarda bilimsel çalışmalar ile yapı davranışının daha iyi anlaşılması, inşaat teknolojisinin ilerlemesi ve yüksek hesap gücüne sahip bilgisayarların geliştirilmesi ile daha detaylı analizlerin yapılabilir hale gelmiştir. Bu sayede yapıların deprem sonrası göreceği hasar öngörülebilir hale gelmiştir. DBYBHY (2007)'de klasik yapılar için hedef performans, “hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı hasar oluşumunun sınırlanmasıdır” (s. 1) şeklinde açıklanmaktadır. Taslağı yayınlanan 2017 yılında çıkması planlanan Türkiye Binalar Deprem Yönetmeliği'nde oluşması muhtemel deprem senaryolarına karşı performans hedefleri binaların türüne ve önemine göre daha detaylı bir şekilde belirlenmiştir. Binaların tasarım amacı, stratejik önemi ve yapı sahiplerinin binadan deprem sonrası beklentileri baz alınarak yönetmeliklerdeki performans hedefleri, projelendirme aşamasında yapılan hesaplamalarla sağlanmaya çalışılır. Performansa dayalı tasarımda amaç, elastik ötesi davranışı öngörebilmek olduğu için doğrusal analizler yetersiz kalmaktadır. Bu noktada doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılması önem arz etmektedir.

Doğrusal olmayan analizler, deprem yükleri altındaki yapıların davranışını en iyi şekilde yansıtabilen yöntemler olarak kabul edilmektedir. Performansa dayalı tasarımda doğrusal olmayan analizler, doğrusal analizlere göre yapı hasar ve performansını daha iyi yansıttıklarından dolayı mühendislik alanında tercih edilmektedir. Bilimsel araştırmalarda ise her malzeme ve yapının doğrusal olmayan davranışının deneyler ile incelenmesi mümkün olmadığından, doğrusal olmayan analizlere ihtiyaç vardır. Doğrusal olmayan davranış malzemeden ve geometri değişimlerinden kaynaklı olmak üzere iki başlık altında incelenebilir. Bu çalışmada geometri bakımından doğrusal olmayan davranış ihmal edilmiştir.

Doğrusal olmayan analizlerde, en fazla kullanılan doğrusal olmayan modellerin başında yığılı plastisite modeller gelmektedir. Yığılı plastisite modellerde, mukavemet ve rijitlik bozulma modları bir makro model ile ifade edilir. Yığılı plastisite modellerin bir makro model olmasından dolayı analiz süresi hızlıdır ancak, doğrusal olmayan modlar açık olarak modellenmediğinden dolayı öngörülen davranış dışında kullanılmaları zordur. Yığılı plastisite modeller eleman bazında analiz yapılacaksa iyi bir kalibrasyon ile doğruluğu yüksek sonuçlar verebilir. Ancak, tüm yapı analizlerinde kalibrasyonları çok zor veya imkansız olmasından ve modelin öngöremediği etkilerin oluşmasından dolayı doğruluk azalmaktadır. Bu durumda problemin doğasına bağlı olarak doğruluğu daha yüksek olan modelleme ve analiz yöntemlerinin kullanılması tercih edilmektedir.

Yayılı plastisite modellerin, bozulma modları açık olarak modellendiğinden dolayı doğru kalibrasyon ile yığılı modellere göre doğruluğu daha yüksek sonuç verdikleri kabul edilir. Yayılı plastisite modellere örnek olarak fiber modeller gösterilebilir. Fiber modellerde kesit birçok fibere bölünmekte ve bu fiberlerin her birisi ile malzemenin doğrusal olmayan davranışını temsil eden boyutsuz yaylar ile ifade edilmektedir. Bundan dolayı yığılı modelde bir adet olan doğrusal olmayan elemanı, yayılı modelde onlar hatta yüzler mertebesinde doğrusal olmayan eleman ile ifade etmek gerekir. Pratik mühendislikteki yaklaşım, büyük ölçekli yapılarda çubuk elemanlar için yığılı modeller kullanılması, yayılı modellerin ise, doğrusal olmayan davranışın en fazla beklendiği noktalarda kullanılması yönündedir. Örnek olarak, yüksek binalarda, kolon ve kirişlerde yığılı modeller kullanılırken, yayılı modeller sadece betonarme perde duvarlar için doğrusal olmayan davranışın beklendiği alt katlarda kullanılmaktadır. Bilimsel çalışmalarda ise hem eleman hem de tüm yapı analizleri için her türlü elemanda davranışı daha iyi yansıttığı kabul edilen yayılı modeller kullanılabilmektedir.

Doğrusal olmayan analizlerdeki en önemli zorluk, hata payı kabul edilebilir seviyedeki analizlerin zaman bakımından pahalı olmasıdır. Bunun bir nedeni, aynı zamanda doğrusal analizler ve benzer mühendislik problemleri için de geçerli olan, yüksek ölçekli sistemlerde matris operasyonların fazla vakit almasıdır. Bu operasyonların başında doğrusal denklem takımı çözümü gelmektedir. Büyük ölçekli sistemlerde elde edilen denklem takımları ve bunları ifade eden matrisler çok büyük olmaktadır. Özellikle deprem analizi gibi her zaman anı için denklem takımı çözümünün gerekli

olduğu problemlerde bu süre oldukça yüksek olmaktadır. Bu problemten dolayı birçok durumda kabul edilebilir analiz süreleri elde edebilmek için modelin basitleştirilmesi gerekmektedir. Bu da analiz sonuçlarının hata payını yükseltmektedir.

Doğrusal olmayan analizlerin fazla vakit alıyor olmasının bir diğer nedeni, doğruluğu arttırmak maksadı ile fazla sayıda doğrusal olmayan eleman modelinin kullanılmasıdır. Doğrusal olmayan analizlerde dengelenmemiş kesit tesirlerinin azaltılması amacıyla Newton-Rapson gibi yinelemeli yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerdeki her yinelemede, tekrardan doğrusal denklem takımının çözümü söz konusudur. Eğer doğrusalsızlık yüksek ise, bu yinelemeler fazla olmakta ve bu durum analiz süresini oldukça arttırmaktadır. Doğrusal olmayan elemanların fazla olması durumunda analiz sürelerini azaltmak amacıyla doğrusalsızlığı parçalı doğrusal olarak ifade etmek ve/veya yinelemeli yöntemler yerine dengelenmemiş kuvvet düzeltmesi gibi yinelemesiz yöntemler kullanılabilir. Ancak bu yaklaşımlar ile analiz süreleri azalırken hata paylarında artış olmaktadır.

Doğrusal olmayan analizlerde süreleri azaltmak maksadı ile kullanılan en önemli yaklaşım paralel programlamadır. Paralel programlama, genellikle doğrusal denklem takımı çözümü için kullanılmaktadır. Doğrusal denklem takımı çözümü, birçok mühendislik alanında karşılaşılan ortak bir problem olduğundan dolayı özellikle matematik ve bilgisayar alanında çalışan araştırmacılar doğrusal denklem takımı çözüm sürelerini paralel programlama ile kısaltmışlardır. Bu yöntemlerde ana amaç, büyük denklem takımını daha küçük takımlar ile ifade edip, işlemcileri eş zamanlı paralel bir biçimde kullanarak toplam denklem takımının çözüm süresini kısaltmaktır. Öyle ki, şu anda bilgisayar işlemci teknolojisi paralel ve yayılı işlemeye daha uygun olan işlemcilerin ya da sadece bu iş için üretilen özel bileşenlerin geliştirilmesi yönünden ilerlemektedir. Günümüzde tipik masaüstü bilgisayarlar bu işlemleri standart olarak yapacak şekilde üretilmektedir. Sonuç olarak, doğrusal olmayan analizlerde paralel programlama sadece denklem takımının çözümü için kullanılmaktadır.

Doğrusal olmayan analizlere özel olan ancak diğer mühendislik/matematik problemleri ile ortak olmayan bir konu doğrusal olmayan eleman sayısı ile ilgilidir. Bu durum özellikle son yıllarda geliştirilen karmaşık yayılı plastisite modelleri için daha belirgindir. Yukarıda anlatıldığı üzere, yığılı modellerde bir adet doğrusal olmayan eleman, yayılı modellerde çok daha fazla doğrusal olmayan elemana denk gelmektedir.

Ayrıca, yayılı modellerde sadece yapı bazında değil, eleman bazında da dengelenmemiş kuvvetlerin azaltılması gerekmektedir. Yayılı da olsa yığılı da olsa, özellikle yüksek doğruluk hedefi ile çok sayıda doğrusal olmayan elemanın kullanılması durumunda bu elemanların bünye denklemlerinin simülasyonu gerekmektedir. Bu simülasyonlar özellikle sürekli ve differensiyel denklem çözümü gerektiren modellerde vakit alıcı olabilmektedir. Ancak, bünye modellerinin fazla olması ya da yayılı modellerin kullanılması durumunda bünye denklemlerinin simülasyonlarının, analiz süresine etkisi ya da paralel programlama yöntemleri ile hızlandırılması üzerine literatürde bir araştırma bulunmamaktadır.

Bünye denklemlerinin simülasyonlarının ve/veya yayılı modellerde dengelenmemiş kuvvetlerin azaltılması için yinelemeli analizlerin hızlandırılması amacıyla paralel programlama bir yöntem olarak kullanılabilir. Böyle bir çalışma için normalde birçok doğrusal olmayan eleman içeren yayılı modellerin kullanımı uygun olacaktır. Ancak yayılı modellerin geliştirilmesi yerine aynı etkiyi gözlemlemek amacıyla, eleman sayısı fazla olan yığılı modeller de kullanılarak simülasyonların sayısı artırılabilir. Bu durumda, tüm sistem çözüm süresi fazla olacağından sadece bünye denklem simülasyon süresi incelenebilir. Mevcut analiz programlarında genellikle bu simülasyonlar seri olarak yaptırılmaktadır. Bu işlemlerin seri yapılması yerine eldeki işlemci çekirdeklerine paralel olarak yaptırılabilir. Bu noktada iki yöntem öne çıkmaktadır. Bu yöntemlerden biri veri paralelleştirmesi, bir diğeri ise işlem paralelleştirmesidir. İşlem paralelleştirmesinde, büyük bir işlem küçük işlemcilerle ayrılır ve paralel bir biçimde farklı işlemci çekirdeklerinde çalıştırılır. Veri paralelleştirmesinde ise büyük bir veri işlemci çekirdek sayısına göre parçalara ayrılarak her bir çekirdekte aynı işlem farklı veriler için çalıştırılır. Böylelikle büyük ölçekli bir problemin çözüm süreci, problemi parçalara ayırarak ve bu parçaların eş zamanlı işlenmesi sağlanarak hızlandırılmış olunur.

Son dönemde özellikle bilimsel araştırma projelerinde kullanımı artan Python ve Julia betik programlama dilleri, yapısının sade olması, programlanmasının kolay olması ve sahip oldukları geniş matematiksel işlem kütüphaneleri ile dikkat çekmektedir. Bu programlama dillerinin doğrusal olmayan analizlere uygunluğu hakkında örnek fazla çalışma yoktur. Bünye fonksiyonları ile doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetlerinin hesaplandığı adımın paralel programlama ile hızlandırılmasına yönelik literatürde bir çalışma yoktur.

1.2 Çalışmanın Amacı

Doğrusal olmayan deprem analizi sırasında her yay elemanı için önce bir yerdeğiştirme tahmini yapılmakta, sonra bu yerdeğiştirmenin oluşturacağı iç kuvvet bünye fonksiyonları yardımıyla ardışık olarak hesaplanmaktadır. Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmanın amacı, Python ve Julia programlama dillerinin zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizlerine uygunluğunun araştırılması ve Python’da bünye fonksiyonlarının paralelleştirilmesinin incelenmesidir.

1.3 Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışma kapsamında, geometri bakımından doğrusal olmayan davranış ihmal edilmiştir. Malzeme bakımından doğrusalsızlık incelenmiş olup sadece eğilme etkisi altındaki doğrusal olmayan davranış dikkate alınmıştır. Örnek yapı olarak, betonarme kolon ve kirişlerden oluşan yüksekliği 3 metre, açıklığı 6 metre olan her biri 4 açıklıklı 10, 25, 50, 75 ve 100 katlı 5 adet çerçeve model incelenmiştir. Python ve Julia programlama dilleri ve bu dillerin matematiksel işlem kütüphaneleri kullanılmıştır. Bu programlama dilleri ile çubuk ve yay eleman modelleri ile iki boyutlu zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programları geliştirilmiştir. Paralel programlama, Python’da “multiprocessing” kütüphanesinin araçları kullanılarak sadece doğrusal olmayan yay elemanların bünye fonksiyonları ile iç kuvvet değerlerinin hesaplandığı adımda uygulanmıştır.

1.4 Çalışmada İzlenen Yöntemler

Bu çalışmada doğrusal olmayan davranış yığılı plastisite yay modeli kullanılarak tanımlanmıştır. Zaman tanım alanında analizlerde Newmark- β yöntemi kullanılmıştır. Doğrusal olmayan analizlerde kuvvet dengelemesi için dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi kullanılmıştır. Python ve Julia ile hazırlanan doğrusal model ve analiz programları teyidi için SAP2000 karşılaştırması yapılmıştır. Python ve Julia’da hazırlanan doğrusal olmayan model ve analiz programları karşılaştırması, SAP2000 rijit plastik mafsallı model ile yapılmıştır. Python’da “multiprocessing” kütüphanesi fonksiyonları ve tek komut çok veri yöntemi kullanılarak paralel programlama uygulanmıştır.



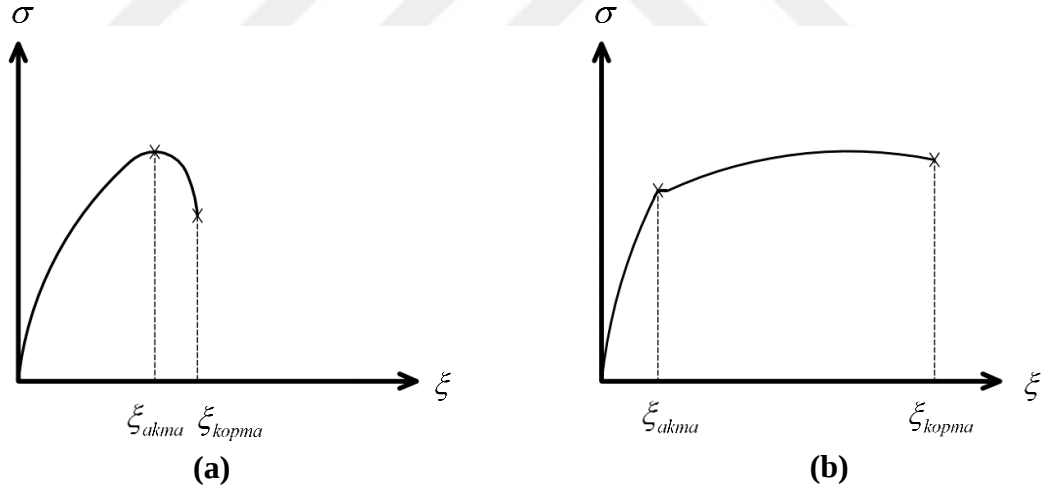
2. TEMEL BİLGİLER VE LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1 Giriş

Bu bölümde, betonarme yapılarda doğrusal olmayan davranış, doğrusal olmayan davranışın modellenmesi, analiz yöntemleri, paralel programlama ve paralel programlama hakkında temel bilgiler ve literatür araştırması verilmiştir.

2.2 Betonarme Yapılarda Doğrusal Olmayan Davranış

Betonarme, beton ve donatı çeliğinin birlikte kullanılması ile oluşturulan kompozit bir yapı malzemesidir. Beton doğrusal olmayan elastik davranış sergilerken, donatı çeliği elastoplastik davranış sergilemektedir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : Gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi: (a) Beton gerilme-şekildeğiştirme; (b) Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme.

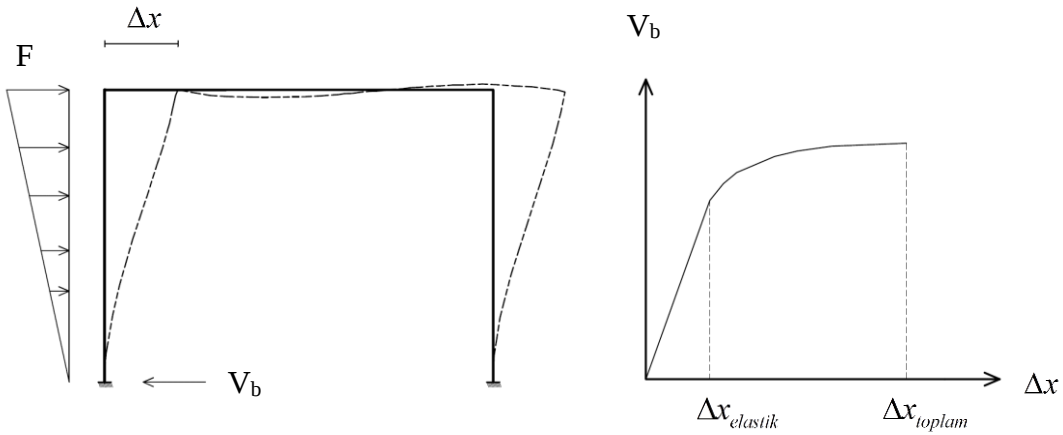
Beton ve çelik akma gerilmesine kadar doğrusal olmayan bir rijitlikle kalıcı olmayan şekil değiştirme yapmaktadır. Akma gerilmesinden sonra beton dayanımını ve şekil değiştirme özelliğini kaybedip kırılırken, donatı çeliği kopma gerilmesine kadar sabit yük altında kalıcı şekil değiştirme yapabilmektedir. Bu iki malzemenin birleşiminden meydana gelen betonarme elemanın davranışı da doğal olarak doğrusal değildir (Ersoy ve Özcebe, 2004). Betonun gevrek, donatının sünek davranış gösterdiği deneysel

sonuçlar ile bilinmektedir. Betonarme kesit ise maruz kaldığı aksenal yüke, içinde kullanılan donatını çeşidi, düzeni ve oranına bağlı olarak sünek veya gevrek davranış göstermektedir.

2.2.1 Süneklik

Süneklik, deprem bölgelerinde tasarlanan yapılar için aşırı yükleme durumunda dayanımda önemli bir kayıp yaşamadan, elastik olmayan bölgede çevrimsel yerdeğiştirme yapabilme yeteneği olarak tanımlanır. İyi tasarlanmış ve detaylandırılmış sünek yapılar, çevrimsel yerdeğiştirme esnasında önemli ölçüde enerji sönmlemeye yatkındırlar. Yapı için gerekli olan süneklik, birçok deprem kaydı ile analitik yöntemler ile yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile veya elastik olmayan deformasyon mekanizmalarının göz önüne alındığı statik analizler ile yaklaşık olarak tahmin edilebilir. Gerekli süneklik deneysel olarak, sarsma tablası üzerinde ivme kayıtlarıyla gerçekleştirilecek deneyler ile veya yarı-dinamik testler ile yapılabilmektedir.

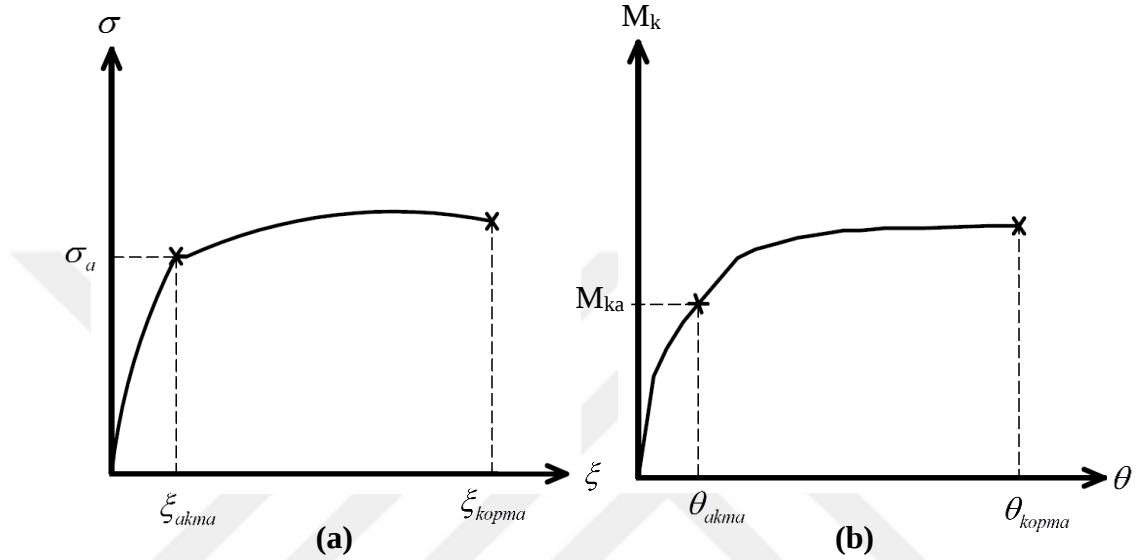
Süneklik malzemede, elemanda ve yapıda olmak üzere üç farklı şekilde ifade edilebilir. Yapı sünekliği, 2.1 denkleminde olduğu gibi yapının toplam yerdeğiştirmesinin, elastik yerdeğiştirmesine bölünmesi ile elde edilir. Genellikle yönetmelik tabanlı yapı tasarımında kullanılan yerdeğiştirme sünekliği, yapının sünekliğini temsil eden bir parametredir (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 : Tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti grafiği.

$$\eta_y = \frac{\Delta x_{toplam}}{\Delta x_{elastik}} \quad (2.1)$$

Eleman sünekliği, 2.2 denkleminde olduğu gibi plastik mafsallardaki toplam dönmenin akma dönmesine oranı ile, malzeme sünekliği de malzeme kesitinin toplam şekil değiştirmesinin elastik şekil değiştirmesine bölünmesi ile elde edilir (Park ve diğ., 1988). Şekil 2.3a’da malzeme sünekliği donatı çeliğinin gerilme-şekil değiştirmesi ilişkisi, Şekil 2.3b’de eleman sünekliği betonarme bir kesitin moment-eğrilik ilişkisi ile gösterilmiştir.



Şekil 2.3 : Gerilme-şekil değiştirmesi: (a) donatı çeliği gerilme-şekil değiştirmesi ilişkisi; (b) betonarme kesit moment-dönme ilişkisi.

$$\eta_m = \frac{\xi_{kopma}}{\xi_{akma}}, \quad \eta_e = \frac{\theta_{kopma}}{\theta_{akma}} \quad (2.2)$$

Sünek yapı tasarımının birçok avantajı vardır. Birincisi “haberli göçme” diye tarif edilen eleman kesitini eğilmeye zorlayan aşırı bir yükleme olması durumunda göçme gerçekleşmeden önce meydana gelen çatlaklar ile kesitin akma kapasitesine ulaştığının sinyalini vermesidir. Bir diğeri ise kapasite tasarımının elastik ötesi şekil değiştirmelere kontrollü bir şekilde izin vermesi, böylelikle elastik olmayan çevrimsel davranış ile enerji tüketmesi ve bu sayede daha ekonomik kesitlerin tasarlanabiliyor olmasıdır (Paulay ve Santhakumar, 1976). Sünek yapı tasarımının dezavantajı ise bu şekilde tasarlanmış yapılarda, deprem gibi aşırı yüklemelerden sonra bir daha kullanılamayacak düzeyde kalıcı hasarların meydana gelebilmesidir. Bu nedenle stratejik olarak önemli olan, depremden sonra kullanılması planlanan binalarda (kaymakamlık, okul, hastane vb) deprem anında tipik binalarda beklenen seviyede yüksek hasar oluşmasına yönetmeliklerce izin verilmemektedir.

2.2.2 Moment-eğrilik

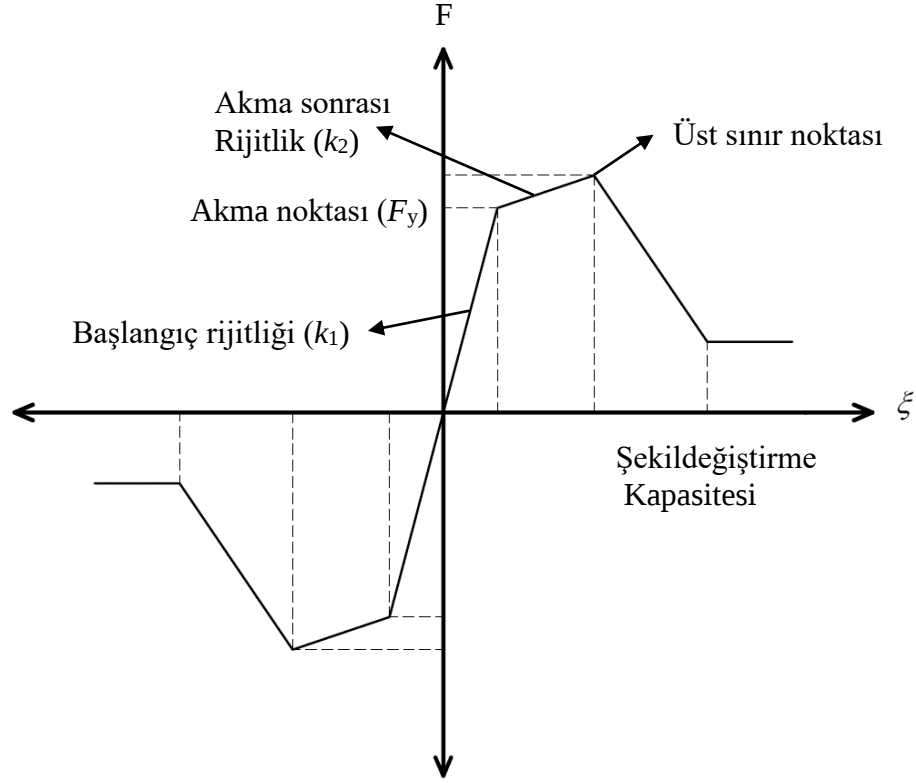
Eğrilik, yük altındaki eleman kesitinin deformasyonu simgeleyen geometrik bir parametredir. Eğriliğin tanımı, eğrilmiş bir elemandaki iki nokta arasındaki açı değişiminin, aynı iki nokta arasındaki uzaklığa bölünmesi ile elde edilen birim dönme açısı olarak yapılabilir (Ersoy ve Özcebe, 1998).

Yapıdaki doğrusal olmayan davranışı öngörebilmek için elemanın ve eleman kesitinin davranışının iyi bilinmesi gerekmektedir. Eğilme etkisi altındaki bir elemanın doğrusal olmayan moment-dönme ilişkisini her eleman için deneysel yöntemler ile tespit edebilmek mümkün değildir. Nümerik yöntemler ile elde edilen moment-eğrilik ilişkisi üzerinden moment-dönme ilişkisini tanımlamak gerçekçi ve pratik bir yaklaşım olarak öne çıkmaktadır.

2.2.3 Çevrimsel davranış

Malzeme kesitinin yük altındaki davranışını tanımlarken kullanılan üç temel parametre vardır. Bunlar dayanım, rijitlik ve şekildeğiştirme kapasitesidir. Doğrusal olmayan çevrimsel davranış, genelleştirilmesi zor bir konu olmakla beraber özellikle betonarme yapılarda bazı idealleştirmeler ile temel prensipleri açıklanabilir. Bu idealleştirmeler kullanılmak sureti ile bazı önemli terimler aşağıda açıklanmıştır (Şekil 2.4).

- Dayanım: Yükleme durumunda malzeme kesitinin ulaştığı gerilme seviyesidir.
- Rijitlik: Doğrusal elemanlarda rijitlik, kuvvet/yerdeğiştirme oranıdır. Doğrusal olmayan elemanlarda rijitlik, tanjant ya da sekant rijitlik olarak ifade edilebilir.
- Şekildeğiştirme kapasitesi: Kesitin ulaşabileceği maksimum şekildeğiştirme seviyesidir.
- İskelet eğrisi: Koordinat düzleminde gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini ifade eden eğridir.
- Akma noktası: Elastik şekildeğiştirmenin sona erdiği, plastik şekildeğiştirmenin başladığı gerilme değeridir (F_y).
- Başlangıç rijitliği: Kesitin iç gerilme değerinin akma noktasına gelene kadar sahip olduğu rijitliktir (k_1).
- Akma sonrası rijitlik: Kesitin iç gerilme değerinin akma noktasını geçtikten sonraki rijitliğidir (k_2).
- Üst sınır noktası: Yükleme sonucu ulaşılacak maksimum dayanım değeridir.



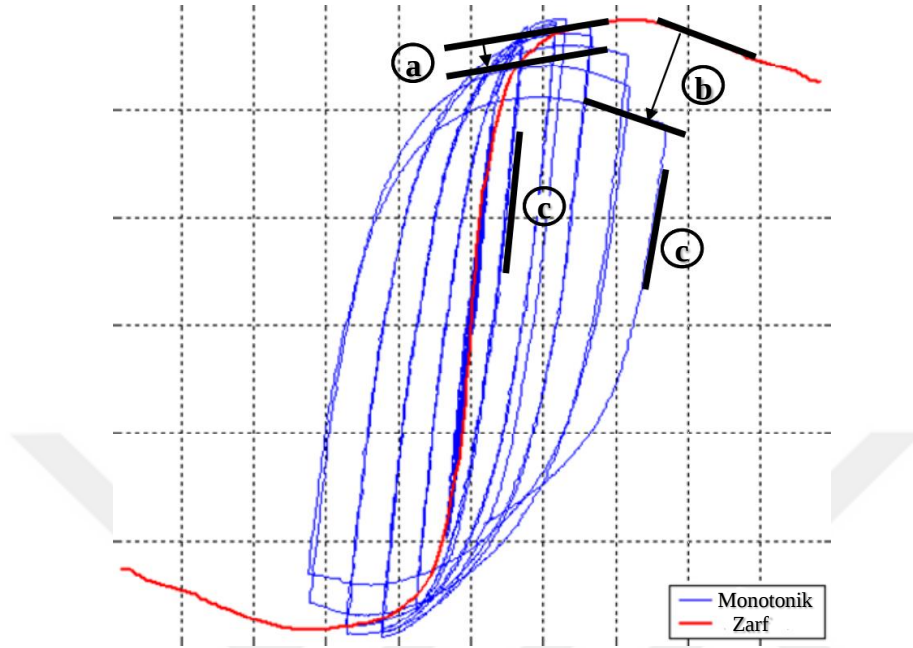
Şekil 2.4 : İskelet eğrisi.

Yapılan deneysel çalışmalarla betonarme kesitlerin tek yönlü ve tekrarlı yükleme durumlarında dayanım ve rijitlik parametrelerinde önemli azalmalar (bozulmalar) olduğu gözlemlenmiştir (Ibarra ve diğ., 2005). Tek yönlü yükleme ile elde edilen iskelet eğrisine monotonik, tekrarlı yükleme durumuyla elde edilen maksimum yerdeğiştirmeleri birleştirilmesi ile elde edilen iskelet eğrisine zarf eğrisi denilmektedir (Şekil 2.5).

Tekrarlı yükleme deneyi ile Şekil 2.5’de elde edilen gerilme-yerdeğiştirme grafiği üzerinden bazı davranış bozulmalar aşağıda açıklanmıştır.

- Basit dayanım bozulması: Akma gerilmesi aşıldıktan sonra üst sınır noktasına gelmeden meydana gelen çevrim sayısı ve büyüklüğüne bağlı dayanım azalması durumudur (Şekil 2.5a).
- Üst sınır sonrası dayanım bozulması: Üst sınır aşıldıktan sonra çevrim sayısı ve büyüklüğüne bağlı olarak dayanım azalması durumudur (Şekil 2.5b).
- Yükleme rijitlik bozulması: Tekrarlı yükleme durumunda başlangıç rijitliğinin azalmasıdır.

- Geri yükleme rijitlik bozulması: Çevrim sayısı ve büyüklüğüne bağlı olarak geri yükleme durumunda Şekil 2.5c’de olduğu gibi rijitlik azalmasıdır (Malley ve diğ., 2010).



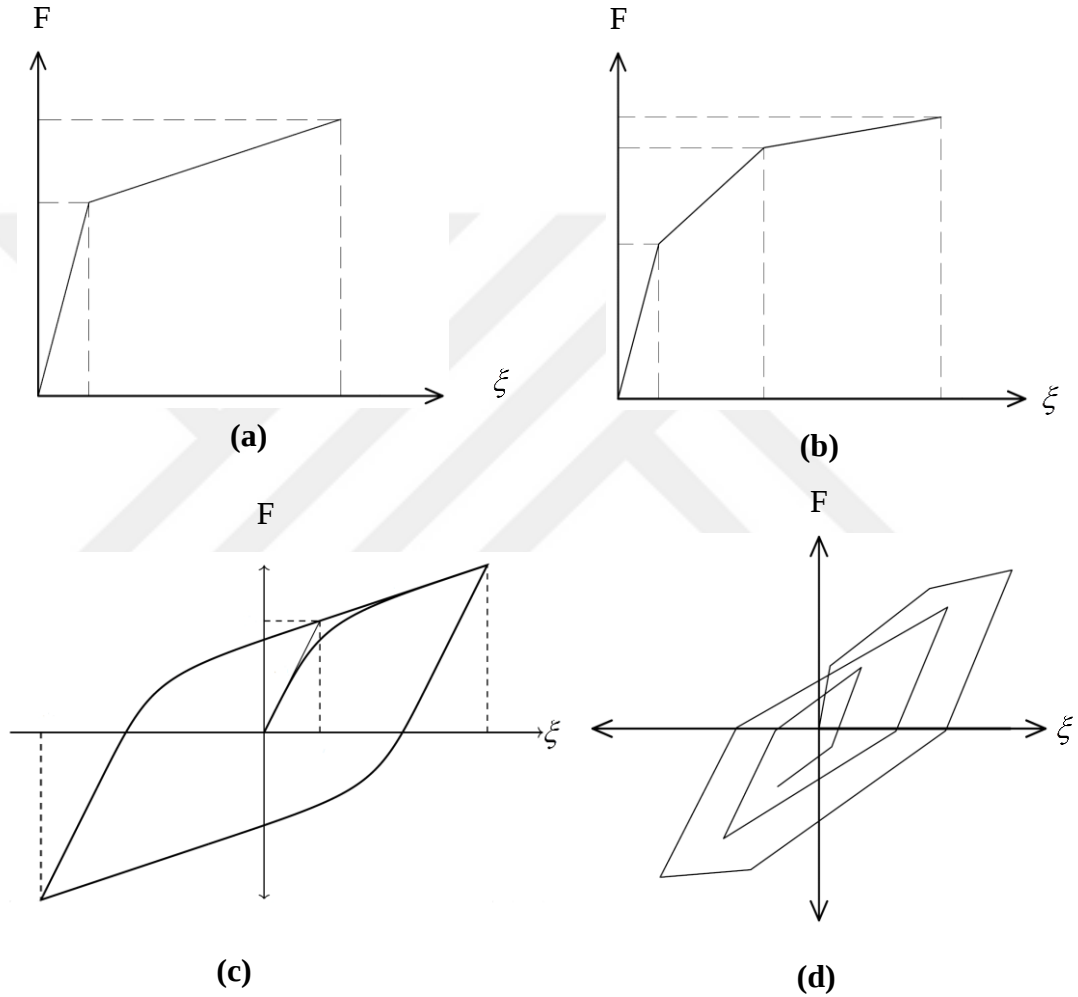
Şekil 2.5 : Gerilme-yerdeğiştirme deney sonuçları (Malley ve diğ., 2010).

2.3 Malzemede Doğrusal Olmayan Davranışının Modellenmesi

Kesit analizi ile betonarme malzemenin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini elde edebilmek için betonarme bileşenleri olan beton ve donatı çeliğinin gerilme altında şekildeğiştirme ilişkisinin modellenmesi gerekmektedir. Betonun uygulanan gerilmeye bağlı olarak oluşan doğrusal olmayan mekanik davranışını modellemek için geliştirilmiş birçok yöntem vardır. Betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışı sargılama etkisine göre değişmektedir. Literatürde sargısız beton davranışını modellemek için geliştirilmiş en eski modellerin başında Hognestad (1951) modeli gelir. Günümüzde sargılı ve sargısız modellerden en sıklıkla kullanılanı Park ve diğ. (1988) tarafından geliştirilmiştir. Ayrıca sargılı beton davranışını modellemek amacıyla kullanılan geliştirilmiş Kent ve Park (1971) modeli, Saatcioglu ve Razvi (1992) modeli, Sheikh ve Uzumeri (1982) modeli, R. Park ve Thompson (1980) modeli gibi birçok model bulunmaktadır. Donatı çeliğinin gerilme etkisi altında şekildeğiştirme davranışını için birçok model mevcuttur. Mander modeli ile bunlardan biridir (Mander, 1983). Donatı çeliğinin çevrimsel davranışını temsil eden modeller arasında Menegotto-Pinto modeli sıklıkla kullanılmaktadır (Menegotto, 1973).

2.4 Çevrimsel Davranışın Modellenmesi

Bu bölümde bir önceki başlıkta anlatılan yükleme durumu altında malzeme kesiti davranışının idealleştirilmesi hakkında bilgiler verilecektir. Literatürde gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini modellemek amacıyla kullanılan birçok yöntem vardır. Bunlara örnek olarak çift-doğrusal model, üç doğru modeli, Bouc-Wen modeli Bouc (1971), Takeda ve diğ. (1970) modeli verilebilir (Şekil 2.6).

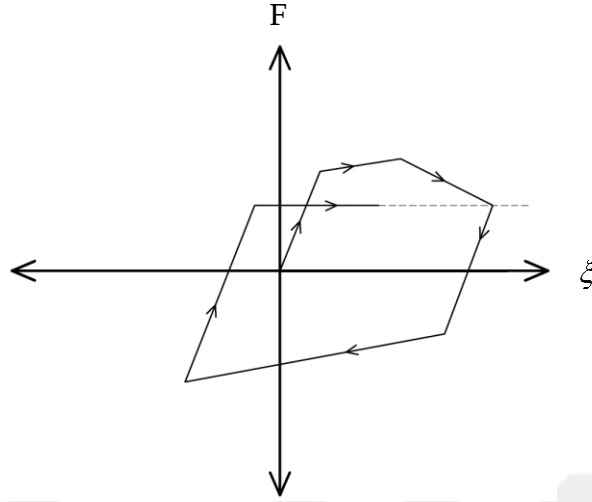


Şekil 2.6 : Malzeme modelleri: (a) Çift-doğrusal modeli; (b) üç doğru modeli (c) Bouc-Wen modeli; (d) Takeda modeli.

Çevrimsel yükleme durumunda oluşan bozulma modlarının, parçalı doğrusal modeller üzerinde modellenmesi aşağıda maddeler halinde açıklanacaktır.

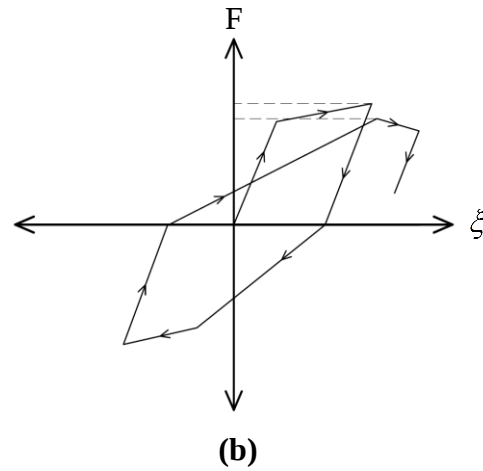
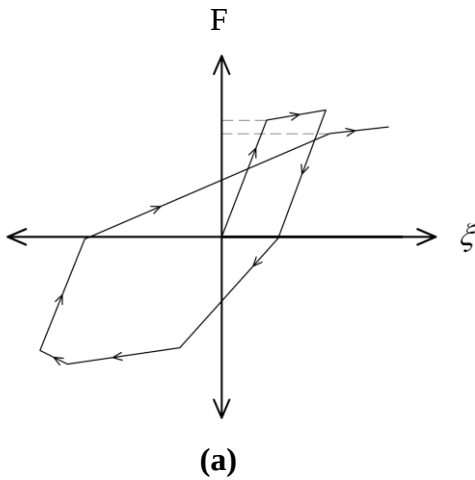
- **Dayanım Limiti:** Eleman kesiti, şekildeğiştirme kapasitesine ulaştığında yükleme devam ederse taşıyabileceği gerilme değeri azalarak sıfıra doğru yaklaşacaktır. Bir sonraki yükleme durumunda ulaşabileceği maksimum

gerilme değeri Şekil 2.7’de gösterildiği gibi geri yüklemenin başladığı gerilme değeri olacaktır.



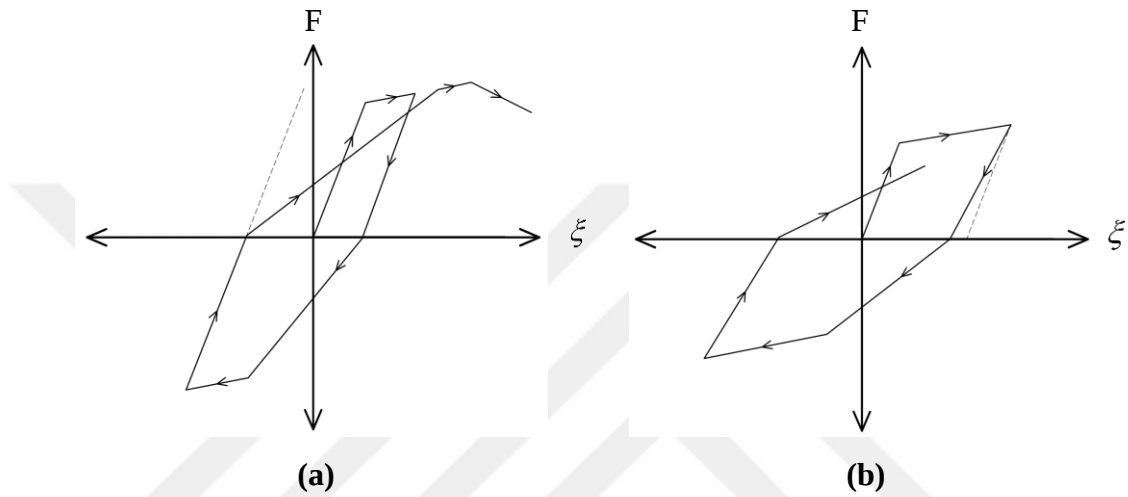
Şekil 2.7 : Dayanım limitli çift-doğrusal model.

- Basit Dayanım Bozulması: Gerilme değeri akma noktasına ulaştıktan sonra gerçekleşir. Üst sınır değerini aşmadan yapılan her tekrar yükleme durumunda akma değerinin azalması durumudur. Tekrar yükleme sayısı ve yüklemenin büyüklüğüne göre hesaplanan katsayı ile akma değeri azaltılmaktadır (Şekil 2.8a).
- Üst sınır sonrası dayanım bozulması: Üst sınır gerilme değeri aşıldıktan sonra tekrar yükleme ve yüklemenin büyüklüğüne bağlı olarak akma gerilmesi değeri azaltılmaktadır (Şekil 2.8b).



Şekil 2.8 : Dayanım bozulması: (a) Basit dayanım bozulması; (b) Üst sınır sonrası dayanım bozulması

- Yükleme rijitlik bozulması: Akma gerilmesi değeri aşıldıktan sonra gerçekleşen her tekrar yükleme durumunda akma öncesi rijitliği azaltılmaktadır (Şekil 2.9a).
- Geri yükleme rijitlik bozulması: Şekil 2.9b’de gösterildiği gibi akma gerilmesi değeri aşıldıktan sonra yüklemenin yönü değiştirildiğinde geri yüklemenin rijitliği, çevrim sayısı ve büyüklüğüne bağlı olarak azaltılmaktadır (Malley ve diğ., 2010).

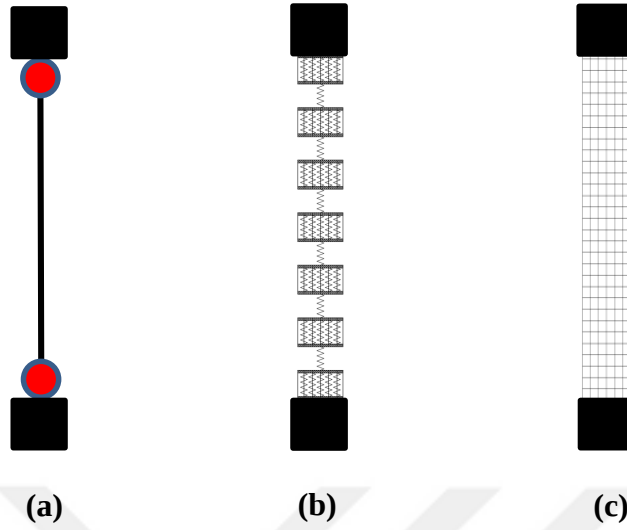


Şekil 2.9 : Rijitlik bozulması: (a) Tekrar yükleme rijitlik bozulması; (b) Geri yükleme rijitlik bozulması.

2.5 Elemanda Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi

Literatürde yapı elemanlarındaki doğrusal olmayan davranışı modellemek için kullanılan birçok yöntem vardır. Bunların içinde betonarme kolon ve kirişler için idealize edilmiş biçimi bakımından temel olarak üç farklı modelleme yöntemi öne çıkmaktadır. Bunlar Şekil 2.10’da görüldüğü gibi sürekli sonlu eleman modeli, yayılı plastisite modeli ve yığılı plastisite modelidir (Malley ve diğ., 2010). Sonlu elemanlar modeli, yığılı ve yayılı plastisite modellerine göre, yayılı plastisite modeli de yığılı plastisite modeline göre doğrusal olmayan fiziksel davranışın daha gerçekçi bir şekilde modellenebildiği yöntemlerdir. Fakat fiziksel modeller ile oluşturulan sistemlerin analizlerinin fazla vakit alıyor olması, özellikle karmaşık ve yüksek yapı sistemlerinde analizlerin tamamlanamıyor olması, birçok durumda yığılı plastisite gibi analiz süresi hızlı fakat hata payı diğer modellere göre daha yüksek olan yöntemlerin tercih

edilmesine sebep olmaktadır. Bu bölümde, bu üç modelleme yönteminden, yöntemlerin avantajlarından ve dezavantajlarından bahsedilecektir.



Şekil 2.10 : Modelleme Yöntemleri: (a) Yığılı plastisite modeli; (b) Yayılı plastisite modeli; (c) Sürekli sonlu elemanlar modeli.

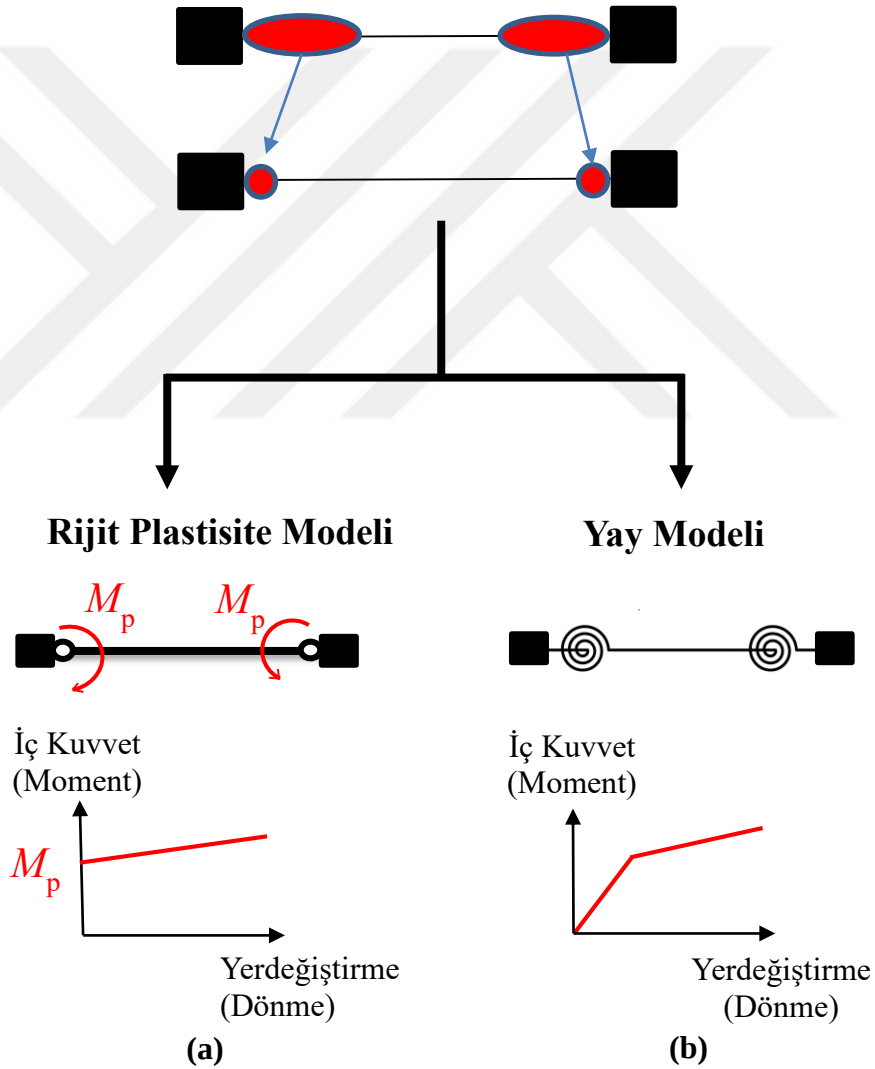
2.5.1 Sürekli sonlu elemanlar modeli

Yapı elemanlarında doğrusal olmayan davranış sürekli sonlu elemanlar modeli ile bozulma modları açık bir şekilde modellenebilir. Betonarme bir eleman için düşünülecek olunursa, sonlu eleman modelinde betonun çatlama ve ezilme dayanımı, boyuna ve enine donatının akma ve kopma dayanımı gibi malzeme özellikleri tanımlanır. Betonarme elemanların rijitliği, dayanım ve deformasyon kapasitesi gibi özelliklerini sonlu elemanlar modeli kendi içinde hesaplar ve dolayısıyla dışarıdan tanımlamaya gerek kalmaz. Bu model ile beton çatlaması, donatı akması gibi davranışlar güzel bir şekilde yakalanırken, donatı burkulması, kesme kırılması, donatı sıyrılması, dayanım bozulması davranışları çok başarılı bir şekilde yakalanamamaktadır (Malley ve diğ., 2010).

2.5.2 Yığılı plastisite modeli

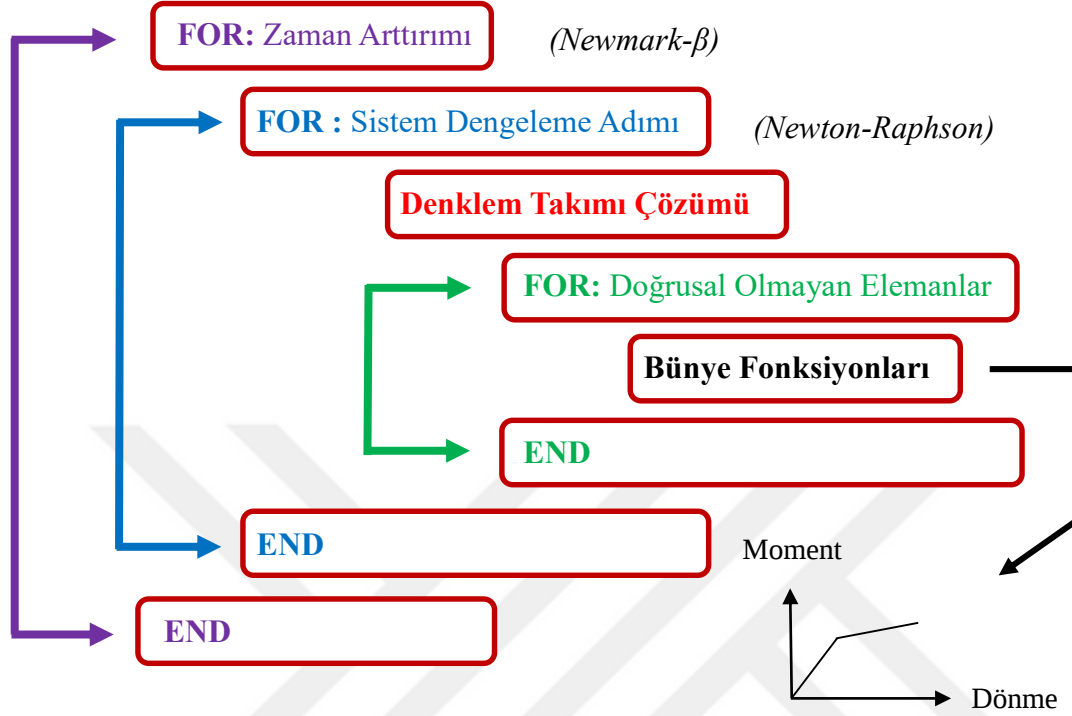
Yığılı plastisite modelinde, elemanın belli bir bölgesindeki doğrusal olmayan davranışın bir noktada toplandığı ve bu bölgede şekil değiştirmelerin düzgün yayılı bir biçimde gerçekleştiği varsayılmaktadır. Bunun dışında kalan bölgelerde elemanın doğrusal elastik davrandığı, yani akma sınırını geçmediği kabul edilir. Yığılı plastisite modeller içinde en çok kullanılan iki modelden birisi rijit plastisite model, diğeri yay modelidir. Rijit plastisite modelde, plastik mafsallardaki moment değeri akma

gerilmesine ulaştığında o noktaya mafsal atanır ve akma momenti dış kuvvet olarak uygulanır. Yay modelinde, sonlu elemanlar modelindeki yaklaşımdan farklı olarak malzemenin fiziksel özellikleri yerine, malzemelerin oluşturduğu elemanların fenomenolojik özellikleri tanımlanarak modeller oluşturulur. Bu sayede dayanım ve rijitlik bozulması gibi davranışlar iyi bir şekilde yakalanabilmektedir. Deneysel olarak ya da analitik yöntemler ile kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi bulunur. Plastikleşmenin gerçekleşmesi beklenen eleman uç bölgelerinde kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi (dönme yayı için moment-dönme ilişkisi) ile özellikleri belirlenen yaylar kullanılır. Bu bölge dışında kalan elemanlar doğrusal çubuk eleman modeli kullanılarak tanımlanabilir. (Şekil 2.11).



Şekil 2.11 : Yığılı plastisite modeller: (a) Rijit plastisite modeli; (b) Yay modeli.

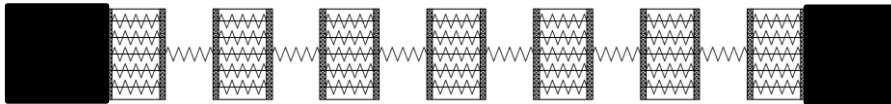
İlerleyen bölümlerde yay eleman ve doğrusal çubuk eleman modellerinden bahsedilecektir. Yığılı plastisite yay modelleri ile oluşturulan doğrusal olmayan modellerin dinamik analiz şeması Şekil 2.12’de gösterilmiştir.



Şekil 2.12 : Yığılı yay modeli dinamik analiz şeması.

2.5.3 Yayılı plastisite modeli

Yayılı plastisite modellerde, yığılı plastisite modellerden farklı olarak plastik şekil değiştirme davranışı, bir noktada değil eleman uzunluğu boyunca tanımlanabilmektedir. En sık kullanılan yayılı plastisite modellerin başında fiber eleman modeli gelmektedir. Bu model ile yapı elemanı uzunluğu doğrultusunda belirlenen sayıda fiberlere ayrılır. Her bir fiber belirli bir uzunluğa ve bu uzunluktaki kesitin davranışını temsil eden eksenel yaylara sahiptir (Şekil 2.13).

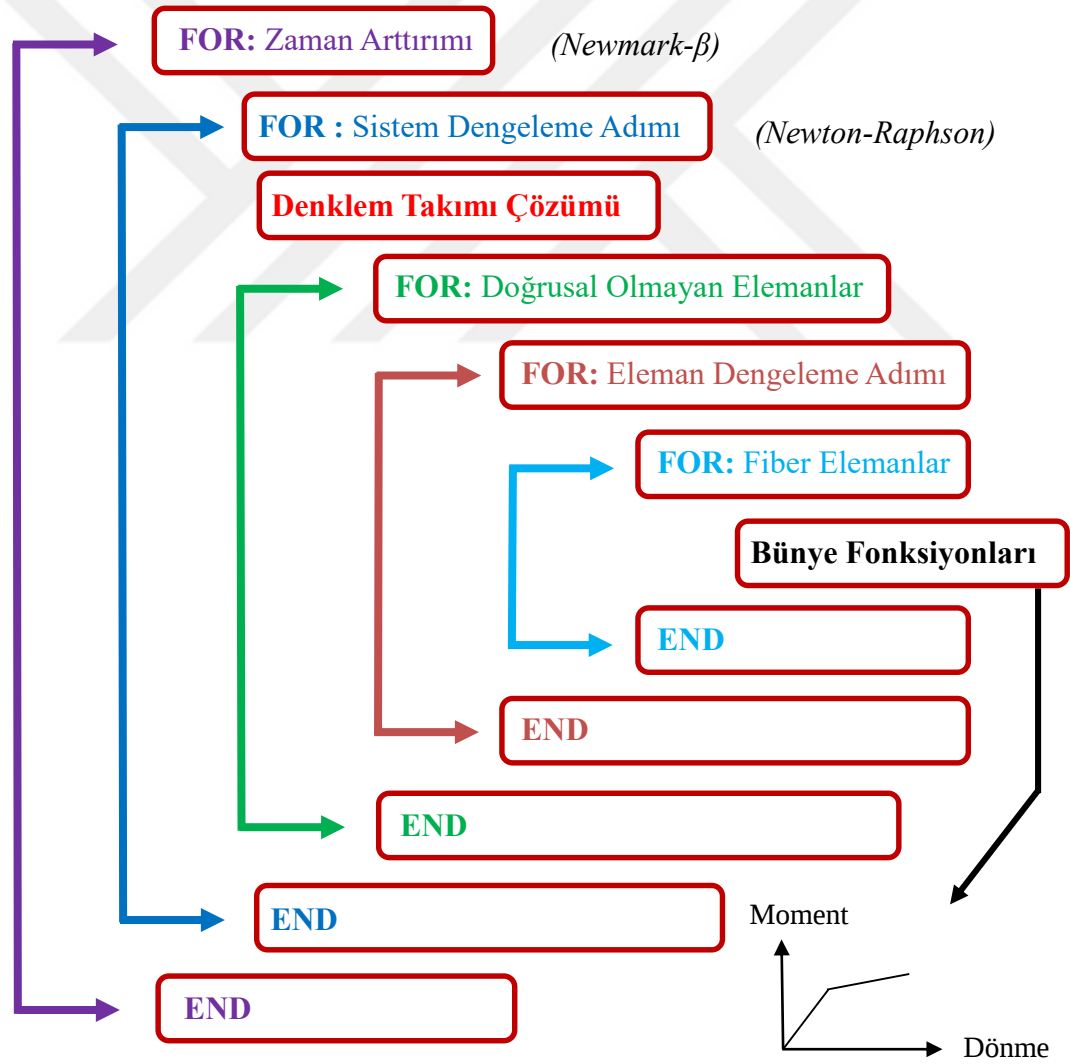


Şekil 2.13 : Yayılı fiber eleman modeli.

Eksenel yayların özellikleri temsil ettiği kesit malzemesinin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ile belirlenir. Eğilme davranışı, eksenel yayların uzama-kısalma ilişkisi üzerinden gözlemlenir. Fiber elemanlar ile modelleme yapılıyorsa, düzlem kesitler düzlem kalır ve eğilme momenti altında gerilme dağılımı doğrusal olur gibi bazı

davranışsal kabuller yapmak gerekir. Yayılı fiber eleman modelleri de sonlu elemanlar gibi beton kırılması, çelik akması davranışlarını iyi bir şekilde yakalarken donatı burkulması, kesme kırılması, donatı sıyrılması, dayanım bozulması gibi davranışları yakalama konusunda çok başarılı değildir. Bu yüzden kalibrasyona ihtiyaç duymaktadır (Malley ve diğ., 2010).

Yayılı fiber modeli ile oluşturulan sistemlerin dinamik analizinde, yığılı yay modellenli sistemlerin dinamik analizinden farklı olarak eleman dengeleme adımı vardır (Şekil 2.14). Hem kullanılan doğrusal olmayan eleman sayısının fazla olması hem de eleman dengeleme adımı olmasından dolayı bünye fonksiyonlarına daha fazla gidilmektedir. Bu nedenle bünye fonksiyonlarının hesap süresinin toplam süreye oranı, yığılı yay modellenli sistemlere göre daha büyüktür.



Şekil 2.14 : Yayılı fiber modeli dinamik analiz şeması.

2.6 Betonarme Yapıların Doğrusal Olmayan Analizi

Temel olarak doğrusal olmayan analizler iki başlık altında incelenebilir. Bunlardan birincisi doğrusal olmayan statik itme analizi, diğeri ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizdir.

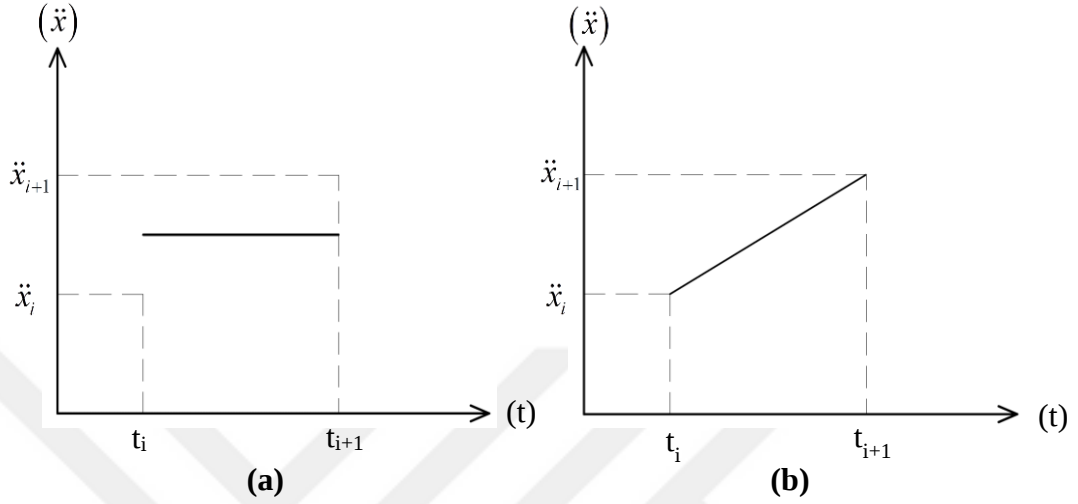
2.6.1 Doğrusal olmayan statik itme analiz

Doğrusal olmayan statik itme analizinde, yer hareketi sırasında yapıda oluşması beklenen atalet kuvvetini temsil eden mod şekilleri ile uyumlu artımsal kuvvet uygulanır ve mod şekillerinin deprem süresi boyunca sabit kaldığı kabul edilir. Statik itme analizindeki amaç, tasarım deprem kuvvetleri altında yapının deformasyon taleplerini ve muhtemel deprem performansını tahmin etmek ve bu talepleri uygun performans seviyelerindeki kapasitelerle karşılaştırmaktır. Düzenli ve az katlı yapılarda statik itme analizi ile doğrusal olmayan davranışı yakalamak kolay olurken, düzensiz ve çok katlı yapılarda analiz sonuçlarının doğruluk payı önemli ölçüde azalmaktadır (FEMA, 2005).

2.6.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz

Doğrusal olmayan dinamik analizler, depremin yapıda oluşturduğu etkileri daha gerçekçi bir şekilde göz önünde bulundurabildikleri için doğrusal olmayan statik analizlere göre doğruluğu çok daha yüksek sonuçlar vermektedir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler ile belirli bir yer hareketi için her zaman adımında çözüm yapılarak yapıda meydana gelen elastik ve elastik ötesi yerdeğiştirmeler gözlemlenebilir. Depremin tersinir etkisinin hesaba katılabilmesi, çevrimsel davranıştan kaynaklı dayanım ve rijitlik bozulması gibi doğrusal olmayan davranışların modellenenebilmesi ve gerçek deprem kayıtlarının kullanılabilmesi nedeniyle diğer analizlere göre daha güvenilir sonuçlar vermektedir (Deierlein ve diğ., 2010). Zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizlerini, analitik yöntemler ile yapmak mümkün olamayacağından dolayı çözüm ancak nümerik yöntemler ile gerçekleştirilebilmektedir. Zaman tanım alanında çözüm yapabilmek için literatürde birçok yöntem mevcuttur. Hilber-Hughes-Taylor yöntemi bunlardan biridir (Hilber ve diğ., 1977). Bir diğer nümerik analiz yöntemi Newmark- β yöntemidir (Newmark, 1959). Newmark- β yöntemi diferansiyel dinamik hareket denklemlerini arttırımsal ve cebirsel basit bir forma çevirir. Buradaki β ve γ katsayıları

ivmenin bir adım içindeki değişimini tanımlayarak yöntemin doğruluk ve kararlılık özelliklerini belirler (Chopra, 2001). Eğer t anı ile $t+1$ anı arasındaki ivme değişimi sabit ve bu iki ivme değerinin ortalaması olduğu kabul edilirse $\beta = 1/2$, $\gamma = 1/4$, doğrusal değiştiği kabul edilirse $\beta = 1/2$, $\gamma = 1/6$ değerleri kullanılmaktadır (Şekil 2.15).

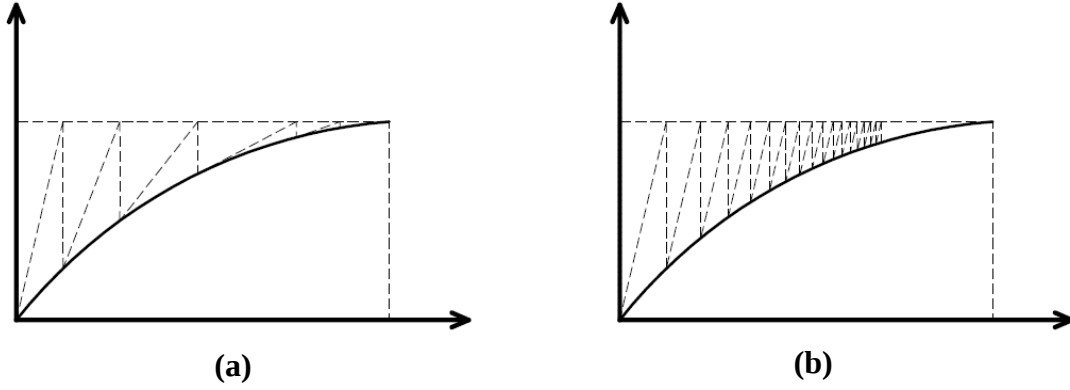


Şekil 2.15 : Newmark ivme değişimi: (a) Ortalama ivme; (b) doğrusal ivme.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde, doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetleri hata payıyla elde edilir. Bu hata payı dengesiz kuvvet olarak tanımlanır. Bu dengesiz kuvveti dengelemek için Newmark- β , Hilber-Hughes-Taylor gibi nümerik analiz yöntemlerinin yanında düzeltme yöntemleri kullanmak gerekmektedir. Bu yöntemler arasında en çok bilineni Newton-Raphson iterasyonudur. Bu yöntemde bulunan dengesiz kuvvet aynı zaman adımı içinde sisteme dış kuvvet olarak etkililmektedir. Dengesiz kuvvet, kabul edilebilir hata payının altına düşene kadar aynı zaman adımı içerisinde iterasyon devam etmektedir. Dengesiz kuvvet izin verilen hata payının altında elde edildikten sonra bir sonraki zaman adımına geçilip işlemler devam edilmektedir. Klasik ve Geliştirilmiş olmak üzere iki türlü Newton-Raphson iterasyonu vardır. Klasik Newton-Raphson'da her iterasyonda rijitlik güncellemesi yapılırken, Değiştirilmiş Newton-Raphson'da aynı rijitlik ile iterasyonlar devam ettirilmektedir (Şekil 2.16).

Özel cihazlar ve elemanlar kullanıldığı durumlarda, doğrusal olmayan davranış sabit sönümleme ile modellenemediğinden ve doğrusal olmayan kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi kurulamadığından dolayı Newton-Raphson yöntemleri kullanılamamaktadır. Bu tip sistemler için diğer yöntemler olan sözde kuvvet yöntemi ve dengesiz kuvveti

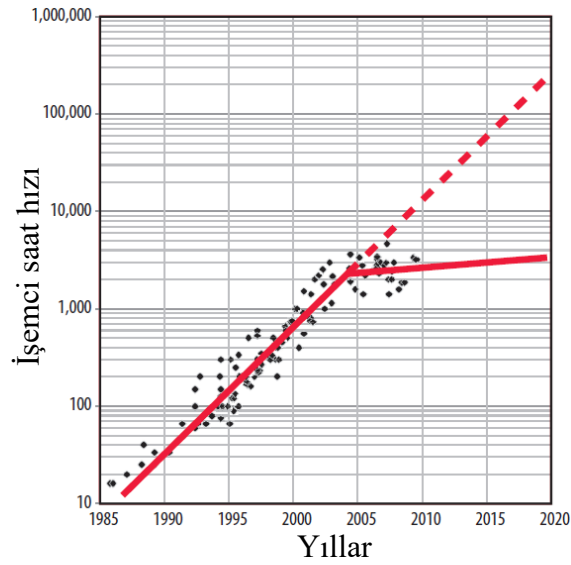
düzeltilme yöntemi daha uygun olmaktadır (Erkus, 2004). Dengesiz kuvveti düzeltme yönteminde dengelenmemiş kuvvet bir sonraki zaman adımında ek dış kuvvet olarak yapıya etkililir (Powell, 1973).



Şekil 2.16 : Newton-Raphson iterasyonu: (a) Klasik Newton-Raphson; (b) Değiştirilmiş Newton-Raphson.

2.7 Programlama Yöntemleri

Programlama temel olarak seri ve paralel olmak üzere iki başlık altında incelenebilir. Programlama yaklaşımları arasındaki farkın daha iyi anlaşılabilmesi için bilgisayarların gelişim sürecini incelemek faydalı olacaktır. İlk elektronik sayısal bilgisayarlar hayatımıza 1937 yılında elektronik devrelerin bulunmasından sonra girmeye başlamıştır. İlk sayısal hesap makinesi Konrad Zuse tarafından 1941 yılında geliştirilmiştir. 1946 yılında Goldstine tarafında ilk genel kullanım amaçlı bilgisayar ENIAC, ABD ordusunun desteği ile geliştirilmiştir (Goldstine ve Goldstine, 1946). 1960'lı yıllarda yarı iletken malzemelerin transistör yapımından kullanılması ile beraber bilgisayarların gelişim hızı ivme kazanmıştır. 1970'li yıllarda mikroişlemciler geliştirilmesi ile başlayan süreçte bilgisayarların boyutları küçülmüş, maliyetleri ve fiyatları önemli ölçüde düşmüştür. Bu gelişmelerle birlikte bilgisayarlar insanların daha rahat ulaşabildiği bir aygıt haline gelmiştir. 2004 yılına kadar mikroişlemciler içinde kullanılan transistör sayısının her geçen yıl artması ile birlikte bilgisayarların işlemci saat hızı da artmıştır (Şekil 2.17). 2004 yılından sonra transistör sayısı artmaya devam etse de gerekli enerjinin sağlanamıyor olması gibi fiziksel nedenlerden dolayı bilgisayarlarda performans artışı sağlanamamıştır (Fuller ve Millett, 2011). Bu durum bilgisayar ve matematik mühendislerini donanım ve programlama mimarisinde yeni arayışlara sürüklemiştir. 1950'li yıllara dayanan paralel programlama çalışmaları bu durum ile beraber önem kazanmıştır (Ercan ve diğ., 2013).

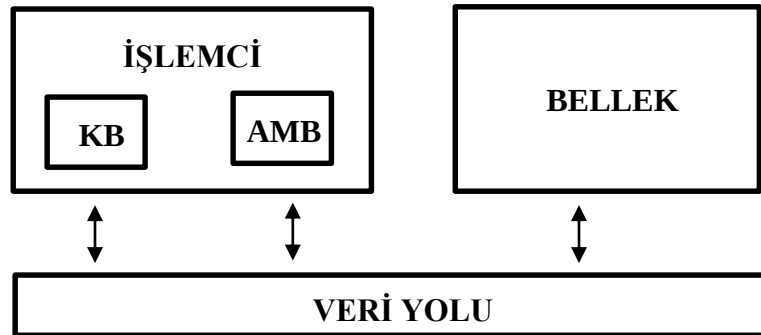


Şekil 2.17 : İşlemci hızı-yıl grafiği (Fuller ver Millett, 2011’den alınmıştır)

İlk çok çekirdekli işlemci IBM firması tarafından 2000 yılında üretilmiştir. Çok çekirdekli işlemcilerle birlikte işlemci mimarisi tek bilgisayarla paralel hesaplama yapmaya uygun hale gelmiştir. Alt başlıklarda seri ve paralel programlama daha detaylı bir şekilde açıklanacaktır.

2.7.1 Seri programlama

İlk bilgisayarlar ile kullanılmaya başlanan seri programlama, birden fazla işlemin sıra ile tek işlemcide çalıştırılması şeklinde tanımlanabilir. Temeli Von Neumann Mimarisi’ne dayanmaktadır (Neumann, 1945). Von Neumann mimarisi, kontrol ve aritmetik mantık birimlerinden oluşan bir işlemci, bellek ve veri yolundan oluşmaktadır. Bu mimari ile oluşturulan bilgisayarlarda işlemci ile bellek arasındaki veri transfer hızı, veri yolunun transfer hızına bağlıdır (Şekil 2.18).



KB: Kontrol birimi, AMB: Aritmetik mantık birimi

Şekil 2.18 : Von Neumann Mimarisi.

Veri yolunun transfer hızı, bellek boyutuna ve işlemcinin kendi işlem hızına göre düşük olduğundan işlem hızını kısıtlamaktadır. Bu duruma John Backus yayınladığı makalede Von Neumann Engeli olarak tanımlamıştır (Backus, 1978). Daha sonraki yıllarda bu problem önbellek, iş hattı (pipeline) kullanımı ile çözülmüye çalışılmıştır.

2.7.2 Paralel programlama

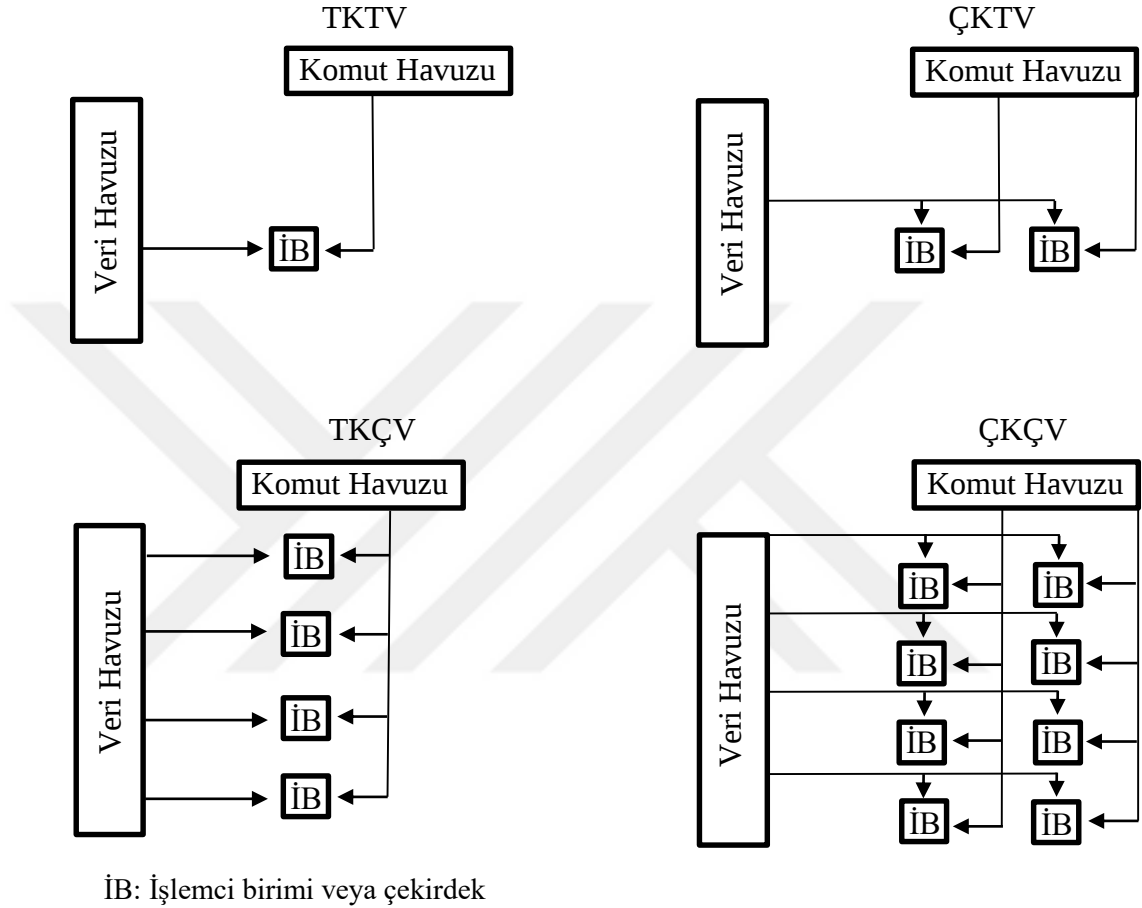
Paralel programlama, bir problemin parçalara ayrılması ve her bir işlemci biriminde bu parçaların paralel bir şekilde eş zamanlı koşturulmasına denilmektedir. Son yıllarda yapay zeka ve makine öğrenmesi gibi birçok bilimsel araştırma alanında da kullanılmaya başlanan paralel programlama ile birden fazla işlemci ve veya işlemcilerin birden fazla çekirdeği eş zamanlı bir şekilde kullanılarak programların performansı artırılabilen ve yapılacak işlemlerin süresi kısaltılabilmektedir. Alt başlıklarda paralel programlamanın tarihçesi, sınıflandırılması ve bellek yapılarından bahsedilecektir.

2.7.2.1 Paralel programlama tarihçesi

Paralel programlama ile ilgili ilk fikri Gill (1958) ortaya atmıştır. Aynı yıl IBM araştırmacıları John Cocke ve Daniel Slotnick paralel programlamanın nümerik hesaplamalarda kullanılabileceğini tartışmaya açmıştır (Wilson, 1994). Burroughs Corporation firması tarafından 1962 yılında 4 bilgisayar 16 bellek ile ilk çoklu bilgisayar sistemi geliştirmiştir (Anderson ve diğ., 1962). 1967 yılında Amdahl ve Slotnick AFIPS konferansında yayınladıkları makale ile paralel hesaplamanın fizibilitesini tartışmaya açmıştır ve paralelleştirmenin belli bir hızlanma limiti olduğunu öne sürmüştür (Wilson, 1994). Bu makalede ortaya atılan fikir sonraki yıllarda “Amdahl Kanunu” olarak literatürde yerini almıştır. Carnegie Mellon Üniversitesinde 1970’li yıllarda çok işlemcili bilgisayar geliştirilmiştir. 1983 yılında NASA Goddard Space Flight Center için Goodyeat Massively Parallel Processor (MPP) süper bilgisayarı geliştirmiştir (Fung, 1983). Dağınık bellekli sistemlerde bilgisayar iletişim protokolü olan MPI 1992 yılında yayınlanmıştır. 1993 yılında IBM ilk SP1 Powerparallel sistemi piyasaya sürmüştür (Punzo ve diğ., 1994). Çoklu işlemeyi destekleyen bir uygulama olan OpenMP’nin ilk arayüz programı Fortran 1.0 için 1997 yılında yayınlanmıştır. IBM 2000 yılında POWER4 işlemcileri ile ilk çift çekirdekli işlemciyi üretmiştir. 2007 yılında Intel ilk dört çekirdekli işlemciyi üretmiştir. Bugün kullanılan i7 işlemcileri 6 veya 8 çekirdeklidir.

2.7.2.2 Paralel programlama sınıflandırması

Paralel bilgisayarlar birçok şekilde sınıflandırılabilir. Bunlardan biri olan komut ve veri akışına dayalı sınıflandırma, veri ve komut arasındaki ilişkiyi gözönünde bulundurur (Sayar ve Ergün, 2014). Flynn (1966) tarafından yapılan klasik sınıflandırma ile dört farklı grup oluşmaktadır (Şekil 2.19).



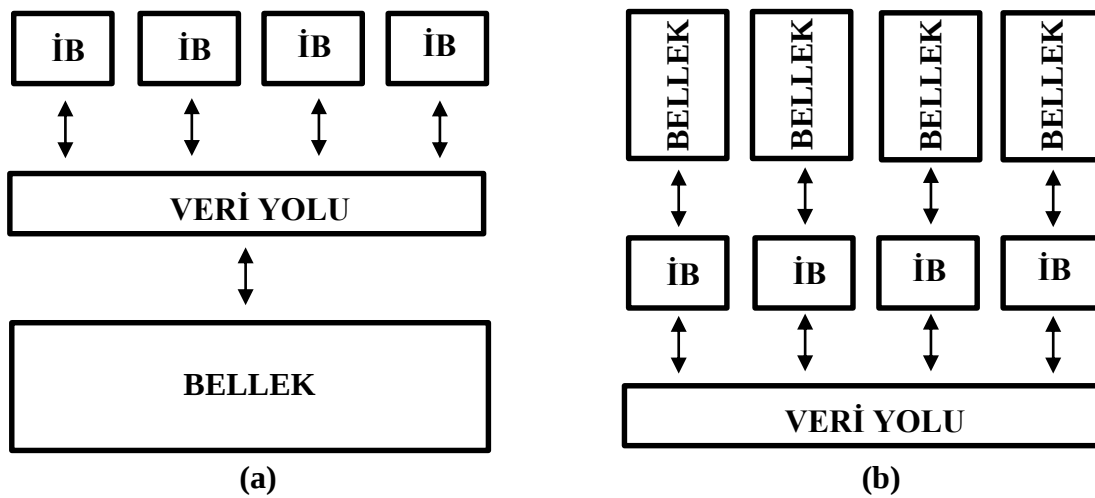
Şekil 2.19 : Seri ve paralel programlama yöntemlerinin şematik gösterimi.

- i- Tek komut tek veri (TKTV): Bu yöntem ile bir işlemci biriminde, tek bir veri akışı üzerinden tek bir komut sıralı bir biçimde çalıştırılmaktadır. Geleneksel tek işlemcili bilgisayarlar buna örnek olarak verilebilir.
- ii- Tek komut çoklu veri (TKÇV): Bu bilgisayarlar birden çok özdeş işlemciden oluşur ve bu işlemcilerin kendi yerel hafızası bulunur. Her bir işlemciye bir tane gelecek şekilde birden fazla veri vardır. Eş zamanlı olarak, bütün işlemciler tek bir komut ile farklı veri grupları üzerinde çalışırlar. Bu, veri seviyesindeki paralelleştirmeye örnektir.

- iii- Çoklu komut tek veri (ÇKTV): Bu modeller birden çok işlemciden oluşur. Her işlemcinin kendine ait yerel bir kontrol birimi vardır ve işlemciler tek bir hafıza birimini paylaşırlar. Bütün işlemciler hafızadan aldıkları aynı veriyi eş zamanlı olarak kontrol birimlerinden aldıkları farklı komutlar ile işlerler. Bu, komut seviyesindeki paralelleştirmeye örnektir.
- iv- Çoklu komut çoklu veri (ÇKÇV): Bu bilgisayar yapısı en genel ve diğerlerine göre daha güçlü bir yapıdır. Birden çok işlemci, birden çok komutu birden çok veri üzerinde çalıştırabilir. Her işlemcinin kendine ait kontrol ve hafıza biriminin bulunması bu bilgisayar modelini kuvvetli hale getirir. Bu bilgisayar mimarisi kişisel bilgisayarlara, süper bilgisayarlara ve bilgisayar çalışma ağlarına uygulanabilir.

2.7.2.3 Paralel bellek yapıları

Paralel programlamada bir diğer önemli konu bellek yapısı ve kullanımıdır. Dağınık bellek, paylaşımlı bellek ve karma bellek olmak üzere başlıca üç tür bellek yapısından bahsedilebilir. Paylaşımlı bellek yapısında işlemciler ortak bir belleği kullanırlar (Şekil 2.20a). Dağınık bellekli sistemlerde her işlemci kendi belleğini kullanır. Karma bellek ise bu iki yapının beraber kullanılması durumudur. Paylaşımlı bellek yapısına örnek olarak, çok çekirdekli bir bilgisayarda çekirdeklerin ortak bir belleği kullanması verilebilir. Tek çekirdeği olan birden fazla bilgisayar beraber kullanılmak istenirse burada dağınık bellek kullanımı söz konusudur (Şekil 2.20b). Karma bellek yapısı ise birden fazla çekirdeği olan birden fazla bilgisayarın kullanılması durumudur.



İB: İşlemci birimi veya çekirdek

Şekil 2.20 : Bellek yapısı: (a) Paylaşımlı bellek; (b) Dağınık bellek.

Dağınık bellek yapılarında bir işlemci başka bir işlemcinin belleğindeki veriye mesaj yolu ile ulaşır. Bu noktada mesajlaşmak için kullanılabilecek hali hazırda birçok protokol ve araç vardır. Bunların içinde en çok kullanılanlardan ikisi MPI (Message Passing Interface) ve PVC (Parallel Virtual Machine)'dir. Paylaşımlı bellek yapılarında da paralel programlama için geliştirilmiş OpenMP gibi uygulama arayüzleri mevcuttur.

2.7.3 Paralel programlamanın inşaat mühendisliğinde uygulamaları

Paralel programlama inşaat mühendisliği problemlerinde genellikle yapı sistemi analizinde doğrusal denklem takımı çözümü için kullanılmaktadır. Doğrusal denklem takımı çözümü birçok mühendislik alanında karşılaşılan ortak bir problem olduğundan dolayı özellikle matematik ve bilgisayar alanında çalışan araştırmacılar bu ortak problemin çözümüne yönelik, doğrusal denklem takımı çözüm sürelerini paralel programlama ile kısaltmışlardır (Intel, 2017; NAG, 2017). Bu yöntemlerde ana amaç, büyük denklem takımını daha küçük takımlar ile ifade edip, işlemcileri eş zamanlı paralel bir biçimde kullanarak toplam denklem takımının çözüm süresini kısaltmaktır.

İnşaat mühendisliğinde uygulamalar için bazı örnekler verilebilir. Frank ve Gregory (2000) tarafından yapılan çalışmada nesne tabanlı programlama ile doğrusal olmayan analiz, alan ayrıştırması (domain decomposition) yöntemi ile paralelleştirilmiştir. Bu çalışma OpenSees programının paralel işleme alt yapısını oluşturmuştur (McKenna, 1997). OpenSees programında “OpenSeesSP” ve “OpenSeesMP” olmak üzere iki farklı paralel derleyici vardır. “OpenSeesSP” çok büyük modellerin analizlerinde, “OpenSeesMP” birden fazla küçük ölçekte birçok modelin paralel analizinde kullanılmaktadır (McKenna ve Fenves, 2008). Diğer bir çalışmada Dizon (2016) tarafından geliştirilen “FRAME3D” çelik yapı doğrusal olmayan analiz programının 2016 sürümünde hibrit paralel programlama çözümü uygulanmıştır. Bu yöntemlerde ana amaç, büyük denklem takımını daha küçük takımlar ile ifade edip işlemcileri eş zamanlı kullanarak toplam denklem takımının çözüm süresini kısaltmaktır.

2.7.4 Python ile paralel programlama

Python’da paralel programlamaya uygun iki önemli kütüphane vardır. Bunlardan biri “threading”, bir diğeri “multiprocessing” kütüphanesidir. “threading” kütüphanesi ile girdi ve çıktı operasyonlarını (I/O) paralelleştirmek uygun olurken, matematiksel işlemlerin kullanıldığı fonksiyonlarda “GIL” klidi sebebiyle uygun

olmamaktadır. Bu sebeple bu çalışmada paralel programlama “multiprocessing” kütüphanesinin “Pool” sınıfı ve “map () ” fonksiyonu kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

2.7.5 Doğal ek süre (Overhead) etkisi

Paralel programlamada karşılaşılan en önemli problemlerden biri verinin işlenmesi için gerekli olan süreden farklı olarak paralel programlamanın doğasında kaynaklı paralelleştirme işlemlerinden dolayı oluşan ek süredir. Matematiksel olarak paralel ve seri işlem süreleri ve doğal ek süre ile ilgili formüller 2.3 denkleminde gösterilmiştir.

$$t_p = t_{des} + t_{iş}(n_{iş}/n_{\check{c}}), \quad t_s = n_{iş} t_{iş}, \quad t_p < t_s \quad (2.3)$$

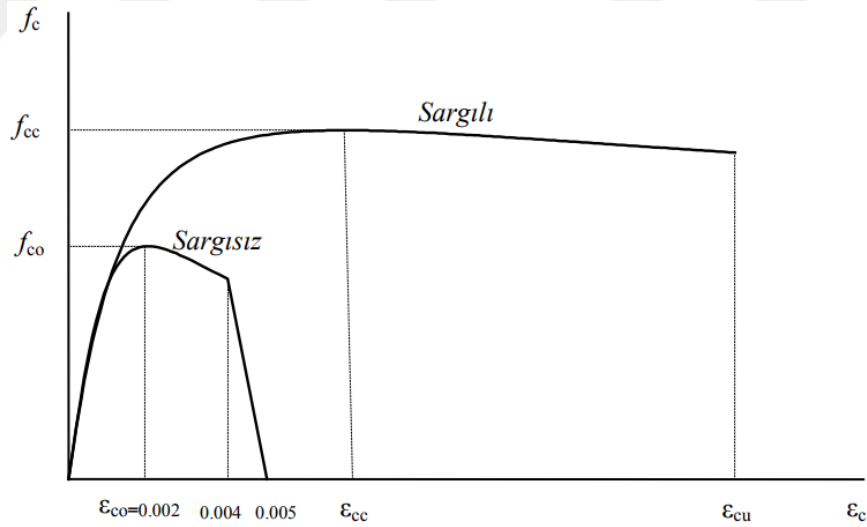
Burada, t_p paralel işlem süresi, t_s seri işlem süresi, t_{des} paralel işleme özel doğal ek süre, $n_{iş}$ işlem adeti ve $n_{\check{c}}$ çekirdek ya da işlemci sayısıdır.

3. TEZ KAPSAMINDA KULLANILAN YÖNTEMLER

Bu bölümde, bu çalışma kapsamında kullanılan malzeme modellerinden, kesit analizinden, çift-doğrusal modelden, moment-dönme ilişkisinden, çubuk eleman modelinden, yay eleman modelinden, doğrusal olmayan eleman modelinden, sistem rijitlik, kütle, sönüm matrislerinin oluşturulmasından, doğrusal statik analizden, zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan analizden, paralel programlama uygulamasından ve programlamadan kullanılan önemli metodlardan bahsedilecektir.

3.1 Malzeme Modelleri

Betonun ve donatı çeliğinin yük altında şekildeğiştirme davranışları doğrusal değildir. Betonun şekildeğiştirme davranışı bu çalışmada Mander modeli ile modellenmiştir (Şekil 3.1). Denklemler DBYBHY (2007)'den alınmıştır.



Şekil 3.1 : Mander beton modeli (DBYBHY, 2007).

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekildeğiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak 3.1 denkleminde verilmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc} \epsilon_{cn}^r}{r - 1 + \epsilon_{cn}^r} \quad (3.1)$$

Sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki 3.2 denkleminde verilmektedir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co}, \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (3.2)$$

3.2 denklemindeki f_e etkili sargılama basıncı 3.3 denkleminde x ve y yönleri için verilmiştir. Dikdörtgen kesitlerde bu değerlerin ortalaması alınabilir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw}, \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (3.3)$$

3.4 denkleminde f_{yw} enine donatının akma dayanımı, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultudaki enine donatıların hacimsel oranları, k_e sargılama etkinlik katsayısıdır.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_0 h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_0 h_0}\right)^{-1} \quad (3.4)$$

Burada a_i kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_0 ve h_0 göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s düşey doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir. Normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi ε_{cn} ve r değişkenlerinin formülleri 3.5 ve 3.6 denklemlerinde verilmektedir.

$$\varepsilon_{cn} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}, \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)], \quad \varepsilon_{co} = 0.002 \quad (3.5)$$

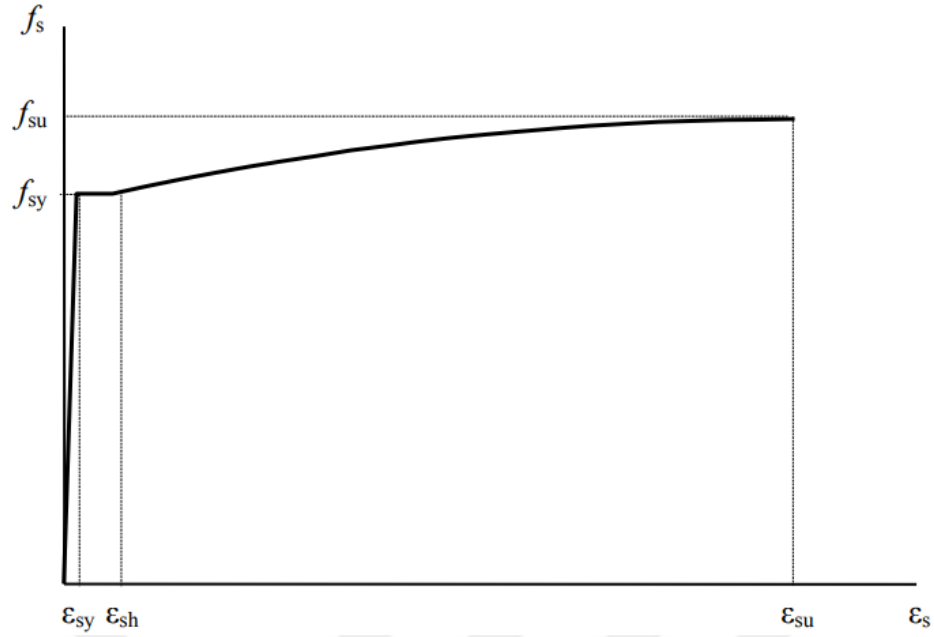
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad E_c = 5000 \sqrt{f_{co}}, \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.6)$$

Sargılı betonda maksimum birim şekildeğiştirme ε_{cu} 3.7 denkleminde gösterilmiştir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.7)$$

Bu denklemde ρ_s toplam enine donatının hacimsel oranı, ε_{su} enine donatı çeliğinin maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir (DBYBHY, 2007).

Donatı çeliğinin yük altında şekildeğiştirme davranışı DBYBHY (2007)'de verilen pekleşmeli gerilme modeli kullanılarak tanımlanmıştır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 : Donatı çeliği malzeme modeli (DBYBHY, 2007).

İdealleştirilmiş donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları 3.8 denkleminde verilmektedir.

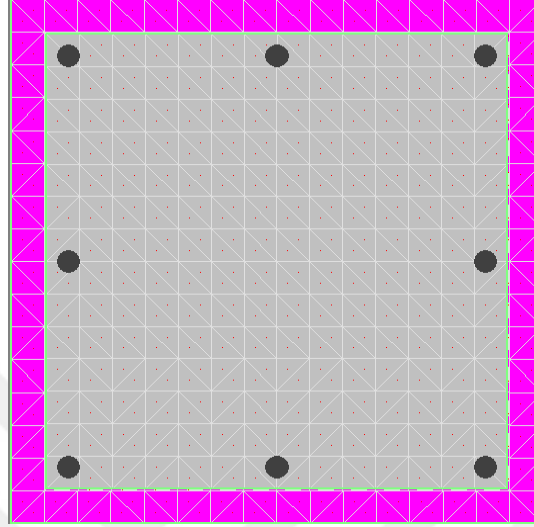
$$\left\{ \begin{array}{ll} f_s = E_s \varepsilon_s & (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\ f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} & (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}) \\ f_s = f_{sy} & (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

3.2 Kesit Analizi

Betonarme, kompozit bir malzeme olduğundan dolayı gerilme altında şekildeğiştirmeye ilişkisi kolay bir şekilde formüle edilememektedir. Betonarme bir kesitin moment-eğrilik ilişkisi deneysel çalışmalar ile veya nümerik analiz yöntemleri ile gözlemlenebilir. Bu çalışma kapsamında betonarme kolon ve kirişlerden oluşan yapısal elemanların moment-eğrilik ilişkisi XTRACT programı ile elde edilmiştir.

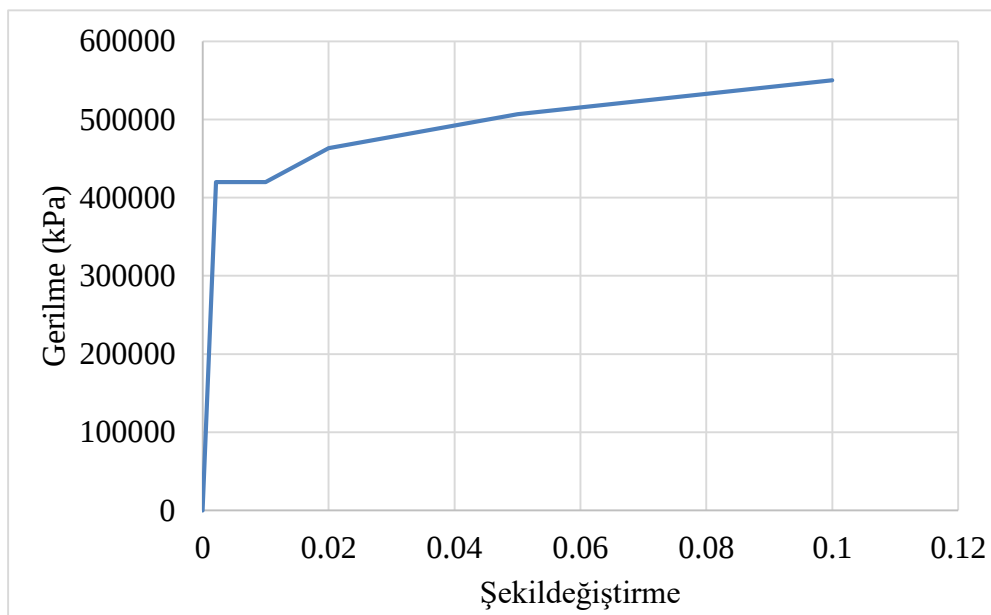
XTRACT programı tanımlanan malzeme kesitini, analizlerin doğruluk payını arttırmak amacıyla birçok fiber elemana bölmektedir. İlk önce eleman kesitine birim şekildeğiştirme uygulanır, sonra birim şekildeğiştirmeye denk gelen gerilmeler bulunur. Bulunan gerilmelerden oluşan kuvvetler ve momentler elde edilir. Arttırımsal olarak devam eden kesit analizi ile birim şekildeğiştirmeye denk gelen momentler bulunarak moment-eğrilik ilişkisi elde edilir.

Bu bölümde boyutları 50 x 50 cm olan örnek bir sargılı betonarme kolonun kesit analizi ile moment-eğrilik hesabı anlatılacaktır (Şekil 3.3). Betonarme elemanda C40 beton sınıfı ve S420a donatı çeliği kullanılmıştır. Kesitin boyuna donatı oranı %1.2 ve üzerindeki eksenel yük 3500 kN olarak belirlenmiştir.



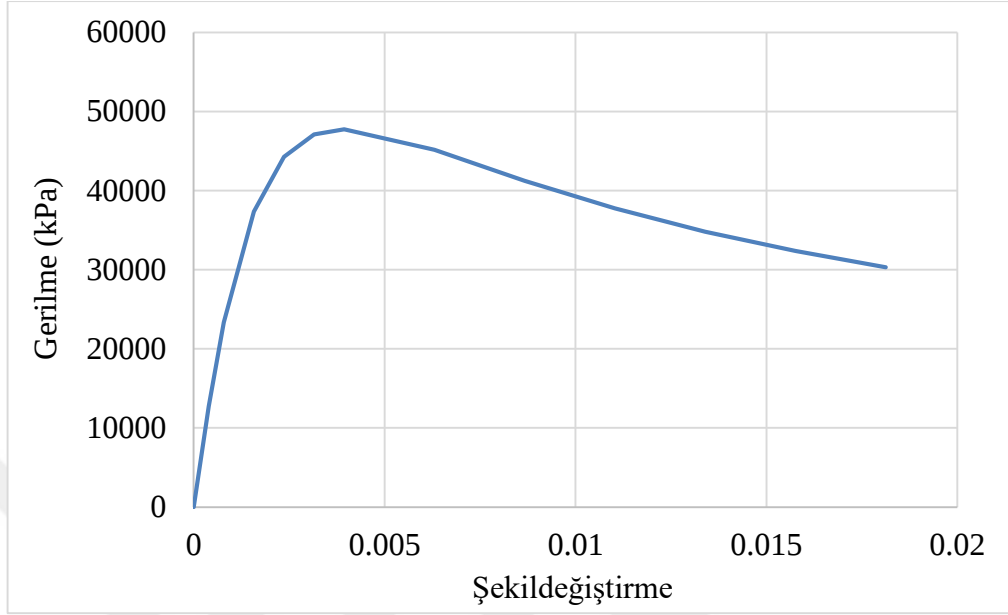
Şekil 3.3 : 50x50 cm kolon kesiti.

Betonarme kesitte kullanılan donatı çeliği S420a'nın özellikleri, karakteristik akma dayanımı $f_{sy} = 420$ MPa, kopma dayanımı $f_{su} = 550$ MPa, akma şekil değişimi $\varepsilon_{sy} = 0.0021$, pekleşme şekil değişimi $\varepsilon_{sh} = 0.008$, kopma şekil değişimi $\varepsilon_{su} = 0.1$, elastisite modülü $E = 200000$ MPa'dır. İdealleştirilmiş donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 3.4'de gösterilmiştir.



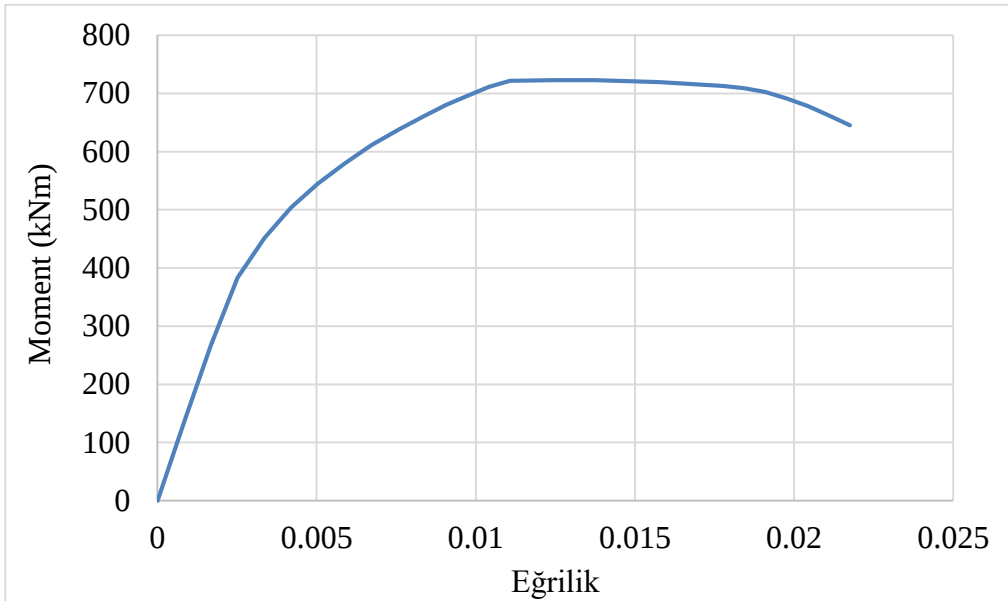
Şekil 3.4 : S420a donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme.

Betonarme kesitte kullanılan C40 beton sınıfının özellikleri, karakteristik basınç dayanımı $f_{co}=40$ MPa, elastisite modülü $E = 34000$ MPa'dır. İdealleştirilmiş beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 3.5'de gösterilmiştir.



Şekil 3.5 : C40 sınıfı beton gerilme-şekildeğiştirme.

XTRACT programı kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi Şekil 3.6'da gösterilmiştir.

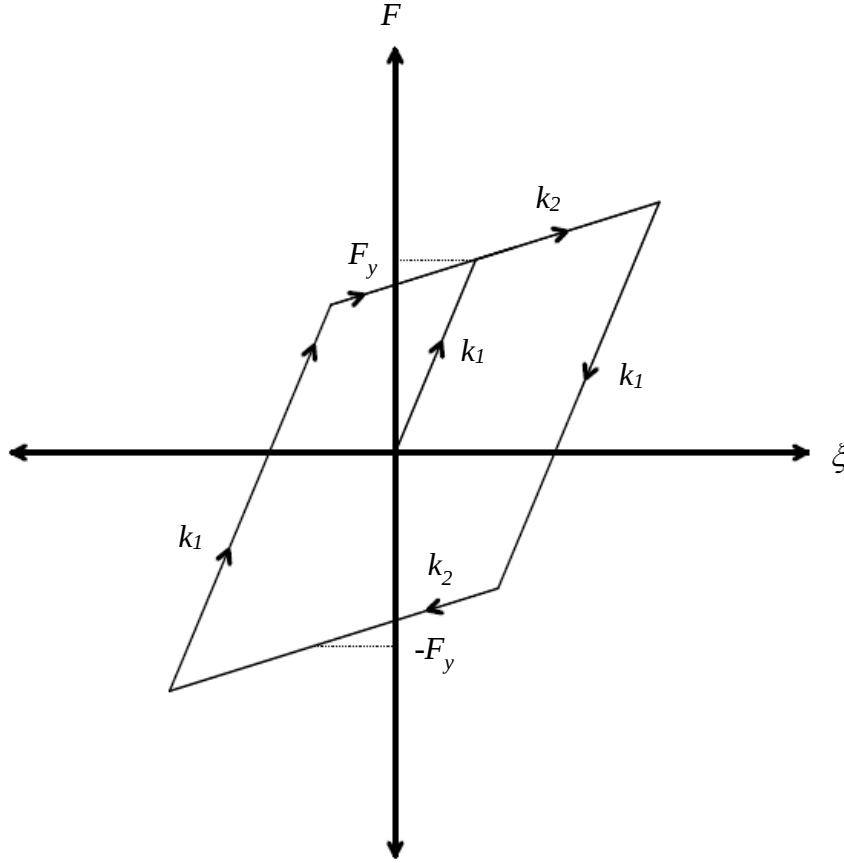


Şekil 3.6 : 50 x 50 kolonu moment-eğrilik.

Moment-eğrilik ilişkisi bu çalışmada çift-doğrusal model kullanılarak idealleştirilmiştir. Bir sonraki başlıkta moment-eğrilik ilişkisi idealleştirilme yöntemlerinden biri olan çift-doğrusal model detaylı bir şekilde irdelenecektir.

3.3 Çift-Doğrusal Model

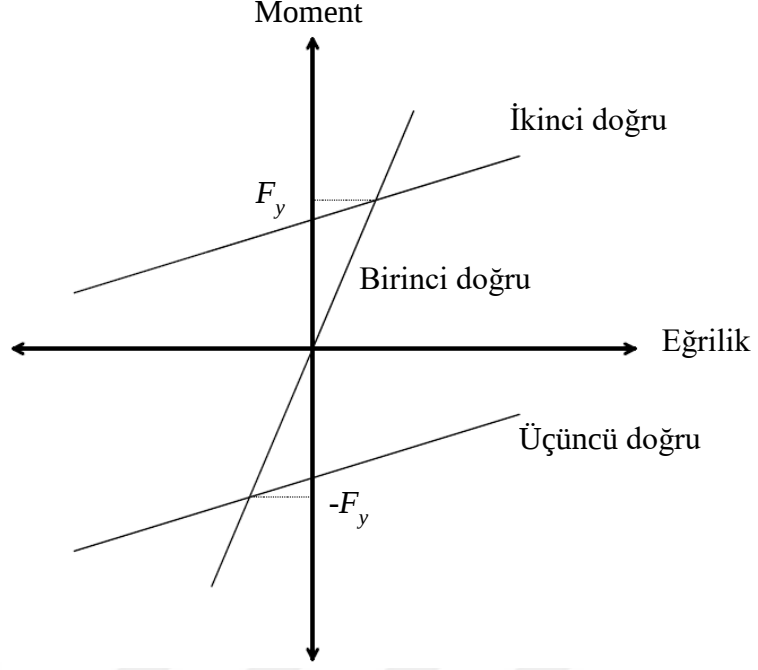
Çift-doğrusal model moment-eğrilik ilişkisini idealleştirmek için sıklıkla kullanılan en basit çevrimsel modellerden biridir. Üç temel parametreyle tanımlanır. Bunlar akma gerilmesi (F_y), başlangıç rijitliği (k_1) ve akma sonrası rijitliği (k_2)'dir (Şekil 3.7).



Şekil 3.7 : Çift-doğrusal model iskelet eğrisi.

Bu çalışmada dayanım sınırı tanımlanmamış ve çevrimsel davranıştan kaynaklanan rijitlik ve dayanım kaybı ihmal edilmiş çift-doğrusal model kullanılmıştır. Bu modelin kuralları maddeler halinde şu şekildedir;

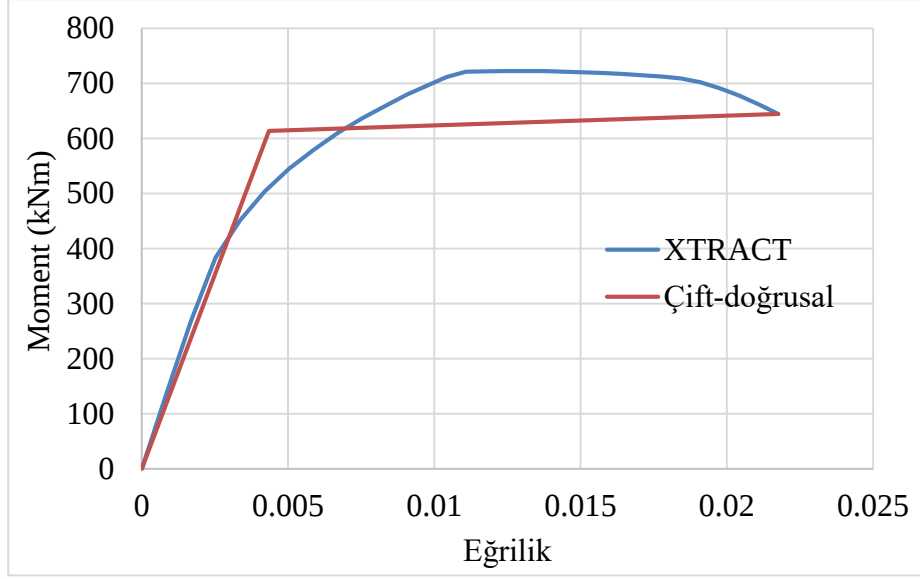
- Moment-eğrilik düzleminde 3 adet referans doğrunun olduğu varsayımı yapılır (Şekil 3.8). Bunlar;
 - Birinci doğru: Orijinden başlangıç rijitliği (k_1) ile geçtiği varsayılan doğrudur.
 - İkinci doğru: Birinci doğru ile pozitif akma değerinin kesiştiği noktadan k_2 rijitliği ile geçtiği varsayılan doğrudur.
 - Üçüncü doğru: Birinci doğru ile negatif akma değerinin ($-F_y$) kesiştiği noktadan k_2 rijitliği ile geçtiği varsayılan doğrudur.



Şekil 3.8 : Çift-doğrusal model referans doğrular.

- Yükleme ve geri yükleme durumlarında pozitif ve negatif akma sınır değerleri arasında şekil değiştirme k_1 rijitliği ile gerçekleşir. Kalıcı şekildeğiştirme gerçekleşmez.
- Gerilme değeri pozitif ve negatif akma sınır değerlerini ulaştıktan sonra yükleme yön değiştirmeden devam ederse şekil değiştirme k_2 rijitliği ile devam eder.
- Gerilme değeri akma sınır değerini aştıktan sonra yüklemenin yönü değişirse şekil değiştirme ikinci ve üçüncü doğru arasında k_1 rijitliği ile gerçekleşir. Kalıcı şekil değiştirme oluşur.
- Kalıcı şekil değiştirme oluşuktan sonra ikinci ve üçüncü doğru arasında şekil değiştirme k_1 rijitliği ile gerçekleşir. İkinci ve üçüncü doğruya ulaşıldığı anda yönü değiştirilmeden yükleme devam ederse şekildeğiştirme ikinci veya üçüncü doğru üzerinden k_2 rijitliği ile gerçekleşir.

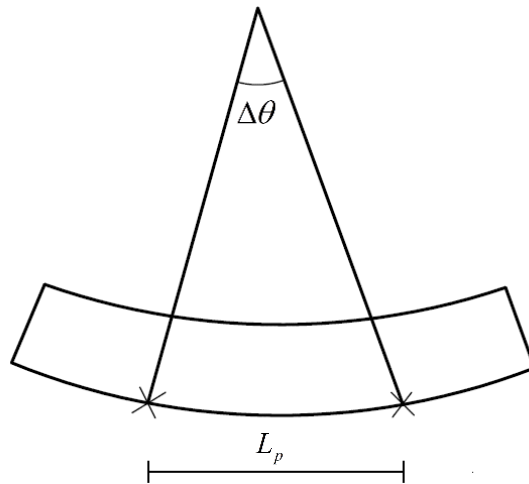
Bir önceki bölümde hesaplanan 50 x 50 cm kolonun moment-eğrilik ilişkisi ve çift-doğrusal model ile idealleştirilmiş hali Şekil 3.9’da gösterilmiştir. Bu kesit için çift doğrusal model parametreleri olan akma öncesi rijitlik $k_1=141191$, akma sonrası rijitlik $k_2=1748$ ve akma momenti $F_y=614$ kNm’dir.



Şekil 3.9 : 50 x 50 cm kolon çift-doğrusal moment-eğrilik.

3.4 Moment-Dönme İlişkisi

Eğilme etkisi altında bir elemanın eğriliği, üzerindeki iki nokta arasındaki dönme farkının, iki nokta arasındaki uzunluğa bölünmesi ile elde edilebilir. Aynı şekilde eğriliği bilinen bir kesitin iki nokta arasındaki dönmesi eğrilik ile iki nokta arasındaki uzunluğun çarpımı ile bulunabilir. Bu bilgilerden yola çıkarak moment-eğrilik ilişkisi ve plastik bölge uzunluğu bilinen bir kesitin moment-dönme ilişkisi elde edilebilir. Yani moment-eğrilik ilişkisinin rijitliği (moment/eğrilik) k_{κ} , 3.9 denkleminde olduğu gibi plastik bölge boyu L_p 'ye bölünerek moment-dönme ilişkisinin rijitliği k_{θ} bulunabilir (Şekil 3.10).

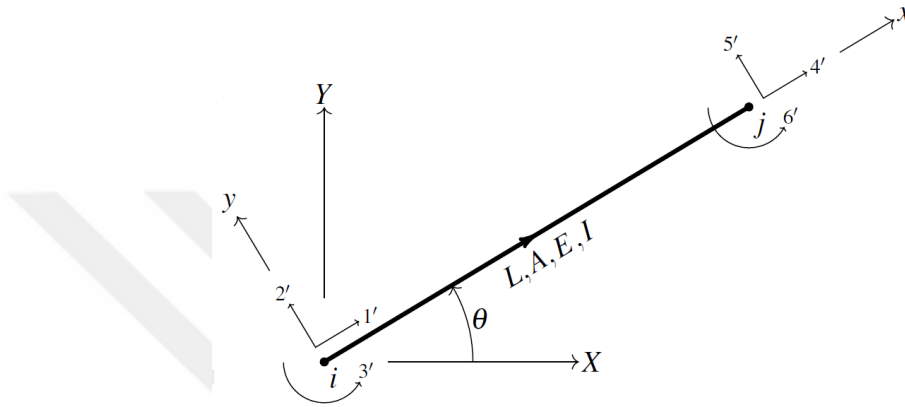


Şekil 3.10 : Eğilme etkisi altındaki eleman.

$$\theta = \int \kappa dx, \quad \Delta\theta = \kappa L_p, \quad \kappa = \frac{\Delta\theta}{L_p}, \quad k_\theta = \frac{k_\kappa}{L_p} \quad (3.9)$$

3.5 Çubuk Eleman Modeli

Bir noktada 2 öteleme, bir dönme olmak üzere 3 serbetlik, toplamda bir elemanda 6 serbestlik bulunur. Eleman serbestliklerinin yönleri ve numaraları Şekil 3.11’de gösterilmiştir.



Şekil 3.11 : Çubuk elemanı.

Birim yerdeğiştirme sabitleri ile elde edilen çubuk elemanların lokal yönlerdeki eleman rijitlik matrisi 3.10 denkleminde gösterildiği gibidir.

$$\mathbf{k}' = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Elemanların lokal yönler ile global yönler arasındaki geçişi sağlayan dönüşüm matrisi 3.11 denklemi ile hesaplanır.

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & -\sin(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta) & -\sin(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin(\theta) & \cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

Lokal yönlerde kuvvet ve yerdeğiştirme vektörleri 3.12 denkleminde gösterilmiştir.

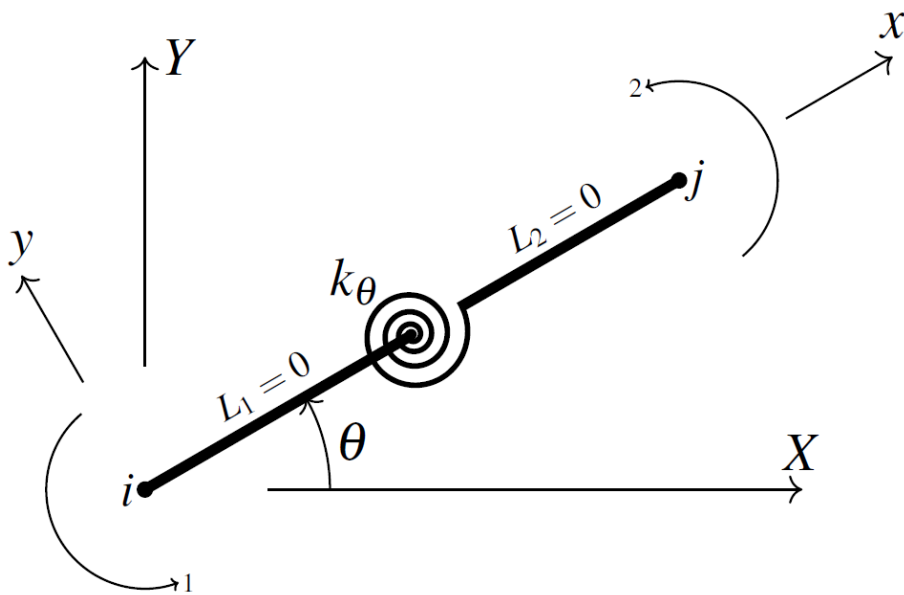
$$\mathbf{d}' = \begin{bmatrix} d_1' \\ d_2' \\ d_3' \\ d_4' \\ d_5' \\ d_6' \end{bmatrix} \quad \mathbf{f}' = \begin{bmatrix} f_1' \\ f_2' \\ f_3' \\ f_4' \\ f_5' \\ f_6' \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Lokal yönler ile global yönler arasında rijitlik, yerdeğiştirme ve kuvvet matrislerinin dönüşümü 3.13 denklemleri ile gerçekleştirilir.

$$\mathbf{f} = \mathbf{k}'\mathbf{d}', \quad \mathbf{d}' = \mathbf{T}\mathbf{d}, \quad \mathbf{k} = \mathbf{T}^T\mathbf{k}'\mathbf{T}, \quad \mathbf{f} = \mathbf{T}^T\mathbf{f}', \quad \mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{d} \quad (3.13)$$

3.6 Yay Eleman Modeli

Bu çalışmada yığılı plastisite çift-doğrusal moment-dönme yayları ile tanımlanmıştır. Kullanılan yay modelinin serbestlik yönleri Şekil 3.12'de gösterilmiştir.



Şekil 3.12 : Yay elemanı.

Yay elemanların rijitlik, yerdeğiştirme, kuvvet değerleri lokal yönler ve global yönlerde aynıdır. Bu yüzden dönüşüm matrisine gerek yoktur. Yay eleman rijitlik matrisi, kuvvet ve yerdeğiştirme vektörleri 3.14 denkleminde gösterilmiştir.

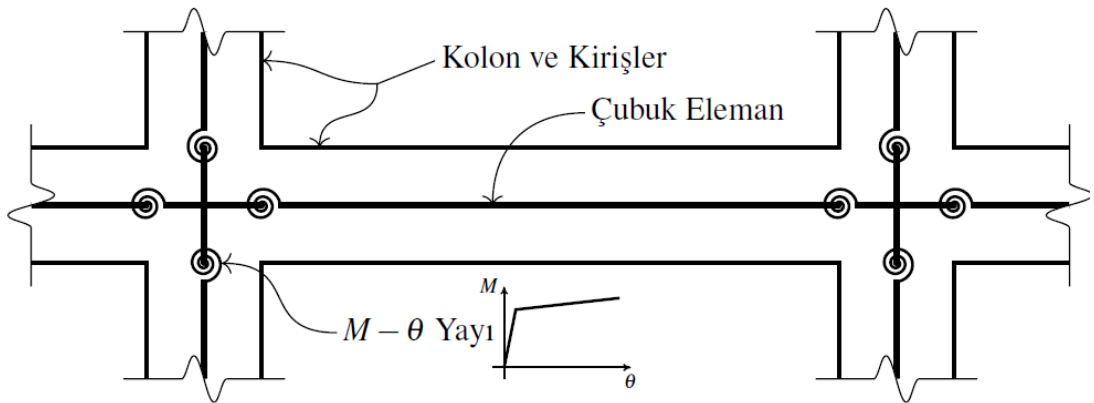
$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} k_\theta & -k_\theta \\ -k_\theta & k_\theta \end{bmatrix}, \quad \mathbf{d} = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{f} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Kullanılan moment-dönme yaylarının matematiksel modelde boyları sıfır olsa da fiziksel modelde temsil ettikleri plastik bölge uzunluğu vardır. Yapı malzemesinin çift-doğrusal moment-eğrilik ilişkisinden 3.15 denklemi kullanılarak moment-dönme ilişkisi hesaplanır.

$$\theta = \int \kappa dx, \quad \Delta\theta = \kappa L_p \quad (3.15)$$

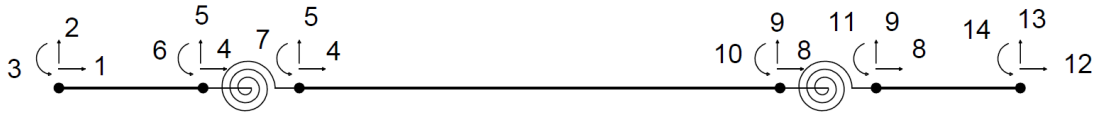
3.7 Doğrusal Olmayan Eleman Modeli

Bu çalışmada doğrusal olmayan davranış yığılı plastisite modeli kullanılarak hesaba katılmıştır. Yapısal elemanlar, kolonlar ve kirişler, dönme yayları ve çubuk elemanlar ile modellenmiştir. Plastik davranış kolon ve kiriş yüzlerinde boyutsuz dönme yayları ile geriye kalan eleman bölgeleri çubuk elemanlar ile modellenmiştir (Şekil 3.13).



Şekil 3.13 : Doğrusal olmayan yapısal eleman.

Bu çalışmada kolon üzerindeki dönme yayları kolon kiriş birleşim noktasından kiriş kesitinin yarısı, kiriş üzerindeki dönme yayları da birleşim noktasından kolon kesitinin yarısı kadar uzaklığa yerleştirilmiştir. Çubuk ve dönme yaylarında oluşan yapısal elemanın bir kiriş eleman için matematiksel modeli serbestlik numaraları ile Şekil 3.14’de gösterilmiştir.



Şekil 3.14 : Kiriş eleman matematiksel model.

3.8 Sistem Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

Global yönlerde oluşturulan eleman rijitlik matrislerindeki aynı satır ve sütun serbestlik numaralı birim yerrdeğiştirme sabitleri sistem rijitlik matrisinde aynı satır ve sütun serbestlik numaralı hücrelere birbirleri ile toplanarak yazılır (Şekil 3.15).

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^1 + k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \\ k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^1 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 & k_{ij}^2 \end{bmatrix}_{N \times N}$$

k^1

k^2

Şekil 3.15 : Matris birleştirme.

Doğrusal statik analiz bölümünde sistem rijitlik matrisinin elde edilmesi daha detaylı bir şekilde anlatılacaktır.

3.9 Sistem Kütle Matrisinin Oluşturulması

Çubuk elemanların kütlesi kesit, boy ve birim hacim ağırlığı ile kütleleri hesaplanır. Elemanların kütleleri bağlandıkları düğüm noktalarına eşit bir şekilde paylaştırılır. Düğüm noktalarının serbestlik yönlerine göre kütleleri 3.16 denkleminde gösterilmiştir. “i” düğüm noktasının kütlesi m_i , x yönündeki serbestliğinin kütlesi m_{ix} , y yönündeki serbestliğinin kütlesi m_{iy} , dönme serbestliğinin kütlesi $m_{i\theta}$ 3.16 denklemi ile hesaplanır (Clough ve Penzien, 2003).

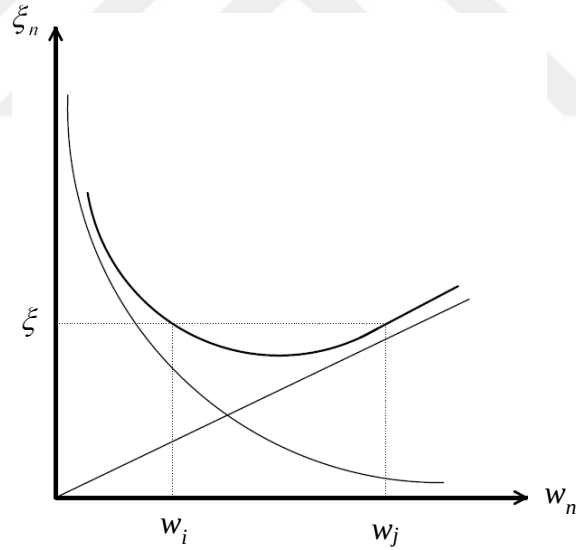
$$m_{ix} = m_i, \quad m_{iy} = m_i, \quad m_{i\theta} = \frac{m_i L^2}{105} \quad (3.16)$$

Sistem kütle matrisi, matematiksel modelde serbestlik yönlerine denk gelen kütleler ile 3.17 denkleminde gösterildiği gibi oluşturulur.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_{ix} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{ix} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{i\theta} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & . & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & . & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & . & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{jx} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{jy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{j\theta} \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (3.17)$$

3.10 Sistem Sönüm Matrisinin Oluşturulması

Şekil 3.16’da gösterildiği gibi Rayleigh sönüm modeline göre sönüm matrisi oluşturulur.



Şekil 3.16 : Rayleigh sönüm modeli.

Belirlenen iki frekans ve sönüm oranına göre a_0 ve a_1 katsayıları 3.18 denklemi ile bulunur.

$$a_0 = \xi \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j}, \quad a_1 = \xi \frac{2}{w_i + w_j} \quad (3.18)$$

Bulunan a_0 ve a_1 katsayılar ile sönüm matrisi 3.19 denklemi ile oluşturulur (Clough ve Penzien, 2003).

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (3.19)$$

3.11 Doğrusal Statik Analiz

Doğrusal statik analizde yapı elemanı kesitlerinin yük altında şekildeğiştirme davranışlarının doğrusal olduğu kabulü yapılır. Bu çalışmada geliştirilen doğrusal statik analiz programlarında kolon ve kiriş elemanlar çubuk elemanlar ile modellenir ve statik bir yük altında analizleri yapılır.

İlk adımda, çubuk elemanların rijitlik matrisleri birleştirilerek sistem rijitlik matrisi $\mathbf{K}$ oluşturulur.

İkinci adımda, tanımlı dış kuvvetler ile dış kuvvet vektörü $\mathbf{F}$ oluşturulur ve 3.20 denkleminde olduğu gibi statik denge denklemi oluşturulur.

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{D} + \mathbf{P} \quad (3.20)$$

Üçüncü adımda, hareketli serbestlikler üst tarafa, tutulu(mesnetli) serbestlikler 3.21 denkleminde olduğu gibi alt tarafa ayrılır. Hareketli serbestliklerin yerdeğiştirmeleri $\mathbf{D}_A$, tutulu serbestliklerin yerdeğiştirmeleri $\mathbf{D}_B$, hareketli serbestliklerin nokta dış kuvvetleri $\mathbf{F}_A$, tutulu serbestliklerin nokta dış kuvvetleri $\mathbf{F}_B$, hareketli serbestlik ankastrelik dış kuvvetleri $\mathbf{P}_A$, tutulu serbestliklerin ankastrelik dış kuvvetleri $\mathbf{P}_B$, satırları ve sütunları hareketli serbestlikler olan rijitlik matrisi $\mathbf{K}_{AA}$, satırları ve sütunları tutulu serbestlikler olan rijitlik matrisi $\mathbf{K}_{BB}$, satırları hareketli sütunları tutulu serbestlikler olan rijitlik matrisi $\mathbf{K}_{AB}$, satırları tutulu sütunları hareketli serbestlikler olan rijitlik matrisi $\mathbf{K}_{BA}$ ile gösterilmektedir.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{D}_A \\ \mathbf{D}_B \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{P}_A \\ \mathbf{P}_B \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

3.21 denklemi açılırsa 3.22 ve 3.23 denklemleri elde edilir.

$$\mathbf{F}_A = \mathbf{K}_{AA} \mathbf{D}_A + \mathbf{K}_{AB} \mathbf{D}_B + \mathbf{P}_A \quad (3.22)$$

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{K}_{BA} \mathbf{D}_A + \mathbf{K}_{BB} \mathbf{D}_B + \mathbf{P}_B \quad (3.23)$$

Burada iki bilinmeyen vardır. Birincisi tutulu serbestliklerin nokta kuvvetleri olan mesnet reaksiyonları $\mathbf{F}_B$, ikinci bilinmeyen hareketli serbestliklerin yerdeğiştirmeleri olan $\mathbf{D}_A$ vektörüdür. Tutulu serbestliklerin yerdeğiştirmesi $\mathbf{D}_B$ vektörünün sıfır olduğu bilinmektedir. İki aşamda problem çözülür. İlk aşamada hareketli serbestliklerin yerdeğiştirmeleri 3.24 denklemi ile bulunur.

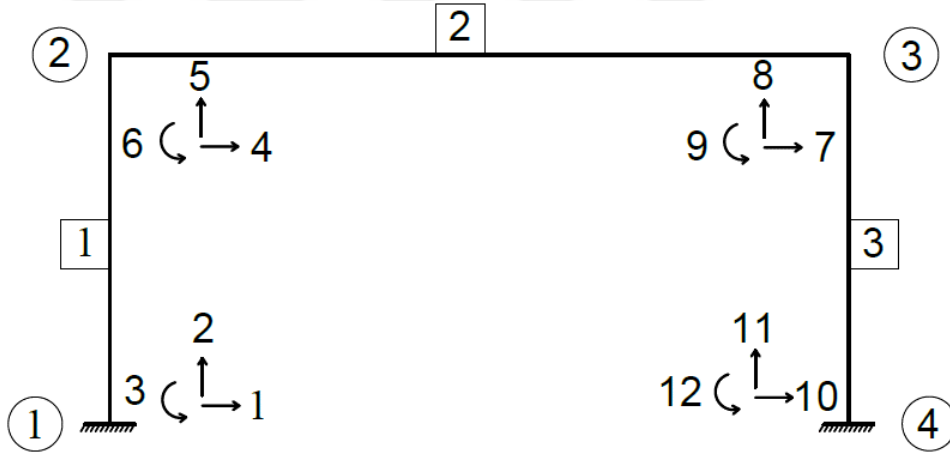
$$\mathbf{D}_A = \mathbf{K}_{AA}^{-1} (\mathbf{F}_A - \mathbf{P}_A) \quad (3.24)$$

İkinci aşamada mesnet reaksiyonları 3.25 denklemi ile bulunur.

$$\mathbf{F}_B = \mathbf{K}_{BA} \mathbf{D}_A + \mathbf{P}_B \quad (3.25)$$

Bulunan yerdeğiştirmeler ile eleman iç kuvvetleri 3.15 denklemi ile elde edilir.

Aşağıda tek katlı tek açıklıklı, kat yüksekliği 3 metre, açıklık genişliği 6 metre olan örnek bir çerçeve üzerinden denklemlerin oluşturulması açıklanacaktır (Şekil 3.17).



Şekil 3.17 : Örnek çerçeve.

Yön işaretleri ile serbestlik numaraları, kutular içinde eleman numaraları, daireler içerisinde nokta numaraları verilmiştir. 3.26, 3.27 ve 3.28 denklemleri ile elemanların lokal yönlerde rijitlik matrisleri bulunur.

$$\mathbf{k}^1 = \begin{bmatrix} k_{11}^1 & k_{12}^1 & k_{13}^1 & k_{14}^1 & k_{15}^1 & k_{16}^1 \\ k_{21}^1 & k_{22}^1 & k_{23}^1 & k_{24}^1 & k_{25}^1 & k_{26}^1 \\ k_{31}^1 & k_{32}^1 & k_{33}^1 & k_{34}^1 & k_{35}^1 & k_{36}^1 \\ k_{41}^1 & k_{42}^1 & k_{43}^1 & k_{44}^1 & k_{45}^1 & k_{46}^1 \\ k_{51}^1 & k_{52}^1 & k_{53}^1 & k_{54}^1 & k_{55}^1 & k_{56}^1 \\ k_{61}^1 & k_{62}^1 & k_{63}^1 & k_{64}^1 & k_{65}^1 & k_{66}^1 \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

$$\mathbf{k}^{2'} = \begin{bmatrix} k_{11}^{2'} & k_{12}^{2'} & k_{13}^{2'} & k_{14}^{2'} & k_{15}^{2'} & k_{16}^{2'} \\ k_{21}^{2'} & k_{22}^{2'} & k_{23}^{2'} & k_{24}^{2'} & k_{25}^{2'} & k_{26}^{2'} \\ k_{31}^{2'} & k_{32}^{2'} & k_{33}^{2'} & k_{34}^{2'} & k_{35}^{2'} & k_{36}^{2'} \\ k_{41}^{2'} & k_{42}^{2'} & k_{43}^{2'} & k_{44}^{2'} & k_{45}^{2'} & k_{46}^{2'} \\ k_{51}^{2'} & k_{52}^{2'} & k_{53}^{2'} & k_{54}^{2'} & k_{55}^{2'} & k_{56}^{2'} \\ k_{61}^{2'} & k_{62}^{2'} & k_{63}^{2'} & k_{64}^{2'} & k_{65}^{2'} & k_{66}^{2'} \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

$$\mathbf{k}^{3'} = \begin{bmatrix} k_{11}^{3'} & k_{12}^{3'} & k_{13}^{3'} & k_{14}^{3'} & k_{15}^{3'} & k_{16}^{3'} \\ k_{21}^{3'} & k_{22}^{3'} & k_{23}^{3'} & k_{24}^{3'} & k_{25}^{3'} & k_{26}^{3'} \\ k_{31}^{3'} & k_{32}^{3'} & k_{33}^{3'} & k_{34}^{3'} & k_{35}^{3'} & k_{36}^{3'} \\ k_{41}^{3'} & k_{42}^{3'} & k_{43}^{3'} & k_{44}^{3'} & k_{45}^{3'} & k_{46}^{3'} \\ k_{51}^{3'} & k_{52}^{3'} & k_{53}^{3'} & k_{54}^{3'} & k_{55}^{3'} & k_{56}^{3'} \\ k_{61}^{3'} & k_{62}^{3'} & k_{63}^{3'} & k_{64}^{3'} & k_{65}^{3'} & k_{66}^{3'} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

Eleman açıları global eksenden lokal eksene saat yönünün tersinde ilerlenerek tespit edilir ve her elemanın dönüşüm matrisi 3.29, 3.30 ve 3.31 denklemleri ile hesaplanır.

$$\mathbf{T}^1 = \begin{bmatrix} \cos(\theta^1) & -\sin(\theta^1) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin(\theta^1) & \cos(\theta^1) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta^1) & -\sin(\theta^1) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin(\theta^1) & \cos(\theta^1) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

$$\mathbf{T}^2 = \begin{bmatrix} \cos(\theta^2) & -\sin(\theta^2) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin(\theta^2) & \cos(\theta^2) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta^2) & -\sin(\theta^2) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin(\theta^2) & \cos(\theta^2) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

$$\mathbf{T}^3 = \begin{bmatrix} \cos(\theta^3) & -\sin(\theta^3) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin(\theta^3) & \cos(\theta^3) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(\theta^3) & -\sin(\theta^3) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin(\theta^3) & \cos(\theta^3) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

Denklem 3.32 ile global yönlerde rijitlik matrisleri hesaplanır.

$$\mathbf{k}^1 = \mathbf{T}^{1T} \mathbf{k}^1 \mathbf{T}^1, \quad \mathbf{k}^2 = \mathbf{T}^{2T} \mathbf{k}^2 \mathbf{T}^2, \quad \mathbf{k}^3 = \mathbf{T}^{3T} \mathbf{k}^3 \mathbf{T}^3 \quad (3.32)$$

Global yönlerde eleman rijitlik matrisleri sistem rijitlik matrisinde serbestlik yönlerine göre 3.33 denkleminde gösterildiği gibi toplanır. Aynı işlem $\mathbf{F}$ nokta dış kuvvet vektörü ve $\mathbf{P}$ ankastrelik değerler vektörü için de yapılır.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11}^1 & k_{12}^1 & k_{13}^1 & k_{14}^1 & k_{15}^1 & k_{16}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{21}^1 & k_{22}^1 & k_{23}^1 & k_{24}^1 & k_{25}^1 & k_{26}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{31}^1 & k_{32}^1 & k_{33}^1 & k_{34}^1 & k_{35}^1 & k_{36}^1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{41}^1 & k_{42}^1 & k_{43}^1 & k_{44}^1 + k_{11}^2 & k_{45}^1 + k_{12}^2 & k_{46}^1 + k_{13}^2 & k_{14}^2 & k_{15}^2 & k_{16}^2 & 0 & 0 & 0 \\ k_{51}^1 & k_{52}^1 & k_{53}^1 & k_{54}^1 + k_{21}^2 & k_{55}^1 + k_{22}^2 & k_{56}^1 + k_{23}^2 & k_{24}^2 & k_{25}^2 & k_{26}^2 & 0 & 0 & 0 \\ k_{61}^1 & k_{62}^1 & k_{63}^1 & k_{64}^1 + k_{31}^2 & k_{65}^1 + k_{32}^2 & k_{66}^1 + k_{33}^2 & k_{34}^2 & k_{35}^2 & k_{36}^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{41}^2 & k_{42}^2 & k_{43}^2 & k_{44}^2 + k_{11}^3 & k_{45}^2 + k_{12}^3 & k_{46}^2 + k_{13}^3 & k_{14}^3 & k_{15}^3 & k_{16}^3 \\ 0 & 0 & 0 & k_{51}^2 & k_{52}^2 & k_{53}^2 & k_{54}^2 + k_{21}^3 & k_{55}^2 + k_{22}^3 & k_{56}^2 + k_{23}^3 & k_{24}^3 & k_{25}^3 & k_{26}^3 \\ 0 & 0 & 0 & k_{61}^2 & k_{62}^2 & k_{63}^2 & k_{64}^2 + k_{31}^3 & k_{65}^2 + k_{32}^3 & k_{66}^2 + k_{33}^3 & k_{34}^3 & k_{35}^3 & k_{36}^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{41}^3 & k_{42}^3 & k_{43}^3 & k_{44}^3 & k_{45}^3 & k_{46}^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{51}^3 & k_{52}^3 & k_{53}^3 & k_{54}^3 & k_{55}^3 & k_{56}^3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{61}^3 & k_{62}^3 & k_{63}^3 & k_{64}^3 & k_{65}^3 & k_{66}^3 \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

Yukarıda elde edilen sistem rijitlik matrisi eleman serbestlik numaralarına göre sıra ile (1'den 12 'ye) elde edilmiştir. Tutulu serbestlikler numaraları 1, 2, 3, 10, 11, 12, hareketli serbestlik numaraları 4, 5, 6, 7, 8, 9 'dur. Üçüncü adımda anlatıldığı gibi hareketli serbestlikler üst tarafa ayrılır (Şekil 3.18).

$$\mathbf{K} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} & \begin{bmatrix} B & B & B & D & D & D & D & D & D & D & B & B & B \\ B & B & B & D & D & D & D & D & D & D & B & B & B \\ B & B & B & D & D & D & D & D & D & D & B & B & B \\ C & C & C & A & A & A & A & A & A & C & C & C & C \\ C & C & C & A & A & A & A & A & A & C & C & C & C \\ C & C & C & A & A & A & A & A & A & C & C & C & C \\ C & C & C & A & A & A & A & A & A & C & C & C & C \\ C & C & C & A & A & A & A & A & A & C & C & C & C \\ B & B & B & D & D & D & D & D & D & B & B & B & B \\ B & B & B & D & D & D & D & D & D & B & B & B & B \\ B & B & B & D & D & D & D & D & D & B & B & B & B \end{bmatrix} \end{matrix} \longrightarrow \mathbf{K} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 1 & 2 & 3 & 10 & 11 & 12 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} & \begin{bmatrix} A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ A & A & A & A & A & A & C & C & C & C & C & C \\ D & D & D & D & D & D & B & B & B & B & B & B \\ D & D & D & D & D & D & B & B & B & B & B & B \\ D & D & D & D & D & D & B & B & B & B & B & B \\ D & D & D & D & D & D & B & B & B & B & B & B \\ D & D & D & D & D & D & B & B & B & B & B & B \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Şekil 3.18 : Matris ayırma operasyonu.

Sol üst tarafa ayrılan rijitlik matrisi 3.23 denkleminde gösterildiği gibi $\mathbf{K}_{AA}$ ile ifade edilir. Ayırma işlemi gerçekleştikten sonra 3.26 denklemi ile hareketli serbestliklerin yerdeğiştirmeleri $\mathbf{D}_A$ bulunur. Tutulu serbestliklerin yerdeğiştirmeleri $\mathbf{D}_B$ 'nin sıfır olduğu bilinmektedir. Global yönlerde bulunan sistem deplasmanlarından global yönde eleman deplasmanlarına geçilir. 3.34 denkleminde gösterildiği gibi global yönlerde eleman rijitlik matrisi ile global yönlerde eleman deplasman vektörü çarpılarak serbestliklere denk gelen eleman iç kuvvetleri bulunur.

$$\mathbf{f}^1 = \mathbf{k}^1 \mathbf{d}^1, \quad \mathbf{f}^2 = \mathbf{k}^2 \mathbf{d}^2, \quad \mathbf{f}^3 = \mathbf{k}^3 \mathbf{d}^3 \quad (3.34)$$

3.12 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Dinamik Analiz

Bu çalışmada, zaman tanım alanında deprem ivme kaydı ile yapılan analizlerde diferansiyel dinamik denge denklemi, Newmark- β yöntemi kullanılarak çözülür (Newmark, 1959). Yapı elemanı kesitlerinin yük altında şekildeğiştirme davranışlarının doğrusal olduğu kabul edildiğinden her bir kolon ve kiriş eleman çubuk elemanlar ile modellenir. Yapının hareketli serbestlik dereceleri için kütle, rijitlik ve sönüm matrisleri ile dinamik denge denklemi 3.35 denkleminde gösterildiği gibi oluşturulur.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (3.35)$$

Burada, $\mathbf{x}(t)$, zemine göre rölatif olan yerdeğiştirmeleri ve dönmeleri içeren vektör, $\mathbf{M}$ kütle matrisi, $\mathbf{C}$, sönümleme matrisi, $\mathbf{K}$ doğrusal elemanlardan gelen rijitlik matrisi ve $\mathbf{P}(t)$ dış kuvvet vektörüdür. Bu denklemin t anındaki hali ve $t + \Delta t$ anındaki halinden çıkarılırsa 3.36 denklemi elde edilir.

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{x}}^t + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{x}}^t + \mathbf{K}\Delta\mathbf{x}^t = \Delta\mathbf{P}^t \quad (3.36)$$

3.37 denklemde $\Delta[\]^t$, büyüklüğün $t + \Delta t$ ve t anlarındaki değerleri arasındaki farkı göstermektedir.

$$\Delta\mathbf{X}^t = \mathbf{X}^{t+1} - \mathbf{X}^t, \quad \Delta\dot{\mathbf{X}}^t = \dot{\mathbf{X}}^{t+1} - \dot{\mathbf{X}}^t, \quad \Delta\ddot{\mathbf{X}}^t = \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} - \ddot{\mathbf{X}}^t, \quad \Delta\mathbf{P}^t = \mathbf{P}^{t+1} - \mathbf{P}^t \quad (3.37)$$

$t + \Delta t$ anındaki yerdeğiştirme $\mathbf{X}^{t+1}$ ve hız $\dot{\mathbf{X}}^{t+1}$ denklemleri 3.38 ve 3.39 denklemlerinde gösterilmektedir.

$$\dot{\mathbf{X}}^{t+1} = \dot{\mathbf{X}}^t + \left[(1-\gamma)\Delta t \right] \ddot{\mathbf{X}}^t + (\gamma\Delta t) \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} \quad (3.38)$$

$$\mathbf{X}^{t+1} = \mathbf{X}^t + \Delta t \dot{\mathbf{X}}^t + \left[(0.5-\beta)(\Delta t)^2 \right] \ddot{\mathbf{X}}^t + \beta(\Delta t)^2 \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} \quad (3.39)$$

Burada β ve γ Newmark parametreleridir. $t + \Delta t$ ve t anları arasındaki yerdeğiştirme ve hız formülleri 3.40 ve 3.41 denklemleri ile bulunur.

$$\Delta\dot{\mathbf{X}}^t = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta\mathbf{X}^t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{\mathbf{X}}^t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{X}}^t \quad (3.40)$$

$$\Delta \ddot{\mathbf{X}}^t = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta \mathbf{X}^t - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{X}}^t - \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{X}}^t \quad (3.41)$$

Hareket denklemi Newmark- β yöntemi Erkus (2004) de olduğu gibi 3.42 denklemi ile artımsal ve cebirsel forma çevrilebilir.

$$\mathbf{A} \Delta \mathbf{X}^t = \Delta \hat{\mathbf{P}}^t \quad (3.42)$$

Burada $\mathbf{A}$ ve $\Delta \hat{\mathbf{P}}^t$ 3.43 ve 3.44 denklemleri ile gösterilmiştir.

$$\mathbf{A} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \mathbf{K} \quad (3.43)$$

$$\Delta \hat{\mathbf{P}}^t = \Delta \mathbf{P}^t + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{X}}^t + \left[\frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{X}}^t \quad (3.44)$$

Her zaman adımı için aynı işlem adımları sıra ile yapılarak analiz tamalanır. Doğrusal dinamik analiz şeması Şekil 3.19'da gösterilmiştir.



Şekil 3.19 : Doğrusal dinamik analiz şeması.

Bu çalışmada zaman tanım alanında doğrusal analizinin başlangıç adımında hız $\dot{\mathbf{X}}^{t=0} = 0$ ve ivme değerlerinin $\ddot{\mathbf{X}}^{t=0} = 0$ sıfır olduğu kabul edilerek analize başlanmıştır. t anı ile $t+1$ anı arasındaki ivme değişiminin doğrusal olduğu kabul edilmiş ve analizde $\beta = 1/2$, $\gamma = 1/6$ değerleri kullanılmıştır.

3.13 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz

Bu çalışmada zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz için Newmark- β (Newmark, 1959) ve dengelenmiş kuvvet düzeltme (Powell, 1973) yöntemleri Erkus (2004)'da olduğu gibi birlikte kullanılmıştır. Tüm yapının hareketli serbestlik dereceleri için dinamik denge denklemi 3.45 denkleminde olduğu gibi yazılabilir.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) + \mathbf{F}_s(t) = \mathbf{P}(t) \quad (3.45)$$

Burada, $\mathbf{x}(t)$, zemine göre röletif olan yerdeğiştirmeleri ve dönmeleri içeren vektör, $\mathbf{M}$ kütle matrisi, $\mathbf{C}$, sönümleme matrisi, $\mathbf{K}$ doğrusal elemanlardan gelen rijitlik matrisi, $\mathbf{F}_s(t)$ doğrusal olmayan eleman kuvvetler ve $\mathbf{P}(t)$ dış kuvvet vektörüdür. Bu denklemin t anındaki hali ve $t + \Delta t$ anındaki halinden çıkarılırsa 3.46 denklemi elde edilir.

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{\mathbf{x}}^t + \mathbf{C}\Delta\dot{\mathbf{x}}^t + \mathbf{K}\Delta\mathbf{x}^t + \Delta\mathbf{F}_s^t = \Delta\mathbf{P}^t \quad (3.46)$$

3.47 denkleminde $\Delta[\]^t$, büyüklüğün $t + \Delta t$ ve t anlarındaki değeri arasındaki farklı göstermektedir.

$$\begin{aligned} \Delta\mathbf{X}^t &= \mathbf{X}^{t+1} - \mathbf{X}^t, & \Delta\dot{\mathbf{X}}^t &= \dot{\mathbf{X}}^{t+1} - \dot{\mathbf{X}}^t, & \Delta\ddot{\mathbf{X}}^t &= \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} - \ddot{\mathbf{X}}^t \\ \Delta\mathbf{F}_s^t &= \mathbf{F}_s^{t+1} - \mathbf{F}_s^t, & \Delta\mathbf{P}^t &= \mathbf{P}^{t+1} - \mathbf{P}^t \end{aligned} \quad (3.47)$$

$t + \Delta t$ anındaki yerdeğiştirme $\mathbf{X}^{t+1}$ ve hız $\dot{\mathbf{X}}^{t+1}$ formülleri 3.48 ve 3.49 denklemleri ile gösterilmektedir.

$$\dot{\mathbf{X}}^{t+1} = \dot{\mathbf{X}}^t + \left[(1-\gamma)\Delta t \right] \ddot{\mathbf{X}}^t + (\gamma\Delta t) \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} \quad (3.48)$$

$$\mathbf{X}^{t+1} = \mathbf{X}^t + \Delta t \dot{\mathbf{X}}^t + \left[(0.5-\beta)(\Delta t)^2 \right] \ddot{\mathbf{X}}^t + \beta(\Delta t)^2 \ddot{\mathbf{X}}^{t+1} \quad (3.49)$$

Burada β ve γ Newmark parametreleridir. $t + \Delta t$ ve t anları arasındaki yerdeğiştirme ve hız formülleri 3.50 ve 3.51 denklemleri ile elde edilir.

$$\Delta\dot{\mathbf{X}}^t = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta\mathbf{X}^t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{\mathbf{X}}^t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{X}}^t \quad (3.50)$$

$$\Delta\ddot{\mathbf{X}}^t = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \Delta\mathbf{X}^t - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{\mathbf{X}}^t - \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{X}}^t \quad (3.51)$$

Hareket denklemi Newmark- β yöntemi ile Erkus (2004)'de olduğu gibi 3.52 denklemi ile artımsal ve cebirsel forma çevrilebilir.

$$\mathbf{A}\Delta\mathbf{X}^t + \Delta\mathbf{F}_s^t = \Delta\hat{\mathbf{P}}^t \quad (3.52)$$

Analizde, her zaman adımında artımsal doğrusal olmayan kuvvet için bir kabul yapılır. Bu kabul, doğrusal olmayan elemanların tanjant rijitliği $\mathbf{K}_T$ üzerinden 3.53 denkleminde gösterildiği gibi yapılır.

$$\Delta\mathbf{F}_s^{t,kabul} = \mathbf{K}_T \Delta\mathbf{x}^{t,kabul}, \quad (\mathbf{A} + \mathbf{K}_T) \Delta\mathbf{x}^{t,kabul} = \Delta\hat{\mathbf{P}}^t \quad (3.53)$$

Burada $\mathbf{A}$ ve $\Delta\hat{\mathbf{P}}^t$ 3.54 ve 3.55 denklemleri ile elde edilir.

$$\mathbf{A} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (3.54)$$

$$\Delta \hat{\mathbf{P}}^t = \Delta \mathbf{P}^t + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C} \right) \dot{\mathbf{x}}^t + \left[\frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{\mathbf{x}}^t \quad (3.55)$$

Kabul edilen yer değiştirme için, bünye fonksiyonlarından doğrusal kuvvet $\Delta \mathbf{F}_s^{t, \text{çift doğ}}$ hesaplanabilir. Bu durumda, t adımı için dengelenmemiş kuvvet 3.56 denklemi ile bulunur.

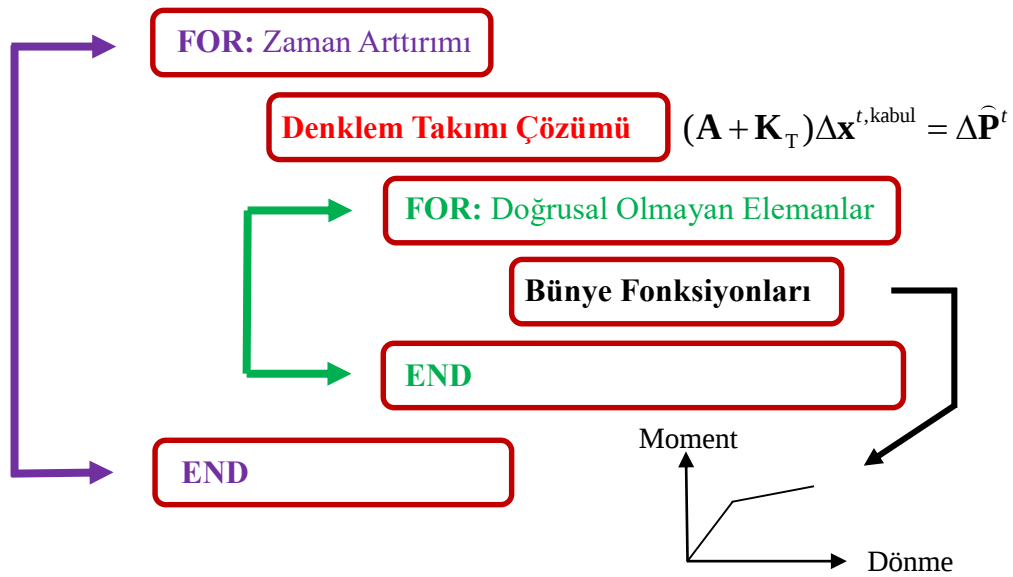
$$\Delta \mathbf{F}_s^{t, \text{denge}} = \Delta \mathbf{F}_s^{t, \text{kabul}} - \Delta \mathbf{F}_s^{t, \text{çift doğ}} \quad (3.56)$$

Dengelenmemiş kuvvet bu dengesiz kuvvet düzeltme yöntemi ile bir sonraki zaman adımında ek dış kuvvet olarak yapıya etkililerek sistem 3.57 denkleminde gösterildiği gibi çözülür.

$$\mathbf{A} \Delta \mathbf{x}^{t+1} + \Delta \mathbf{F}_s^{t+1} = \Delta \hat{\mathbf{P}}^{t+1} + \Delta \mathbf{F}_s^{t, \text{denge}} \quad (3.57)$$

Bu çalışmada zaman tanım alanında doğrusal analizinin başlangıç adımında hız $\dot{\mathbf{X}}^{t=0} = 0$ ve ivme değerlerinin $\ddot{\mathbf{X}}^{t=0} = 0$ sıfır olduğu kabul edilerek analize başlanmıştır. t anı ile $t+1$ anı arasındaki ivme değişiminin sabit olduğu kabul edilmiş ve analizde $\beta = 1/2$, $\gamma = 1/4$ değerleri kullanılmıştır.

Python ve Julia programlama dilleri ile hazırlanan zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem analizi programlarında izlenen çözüm yolu Şekil 3.20’de gösterilmiştir.

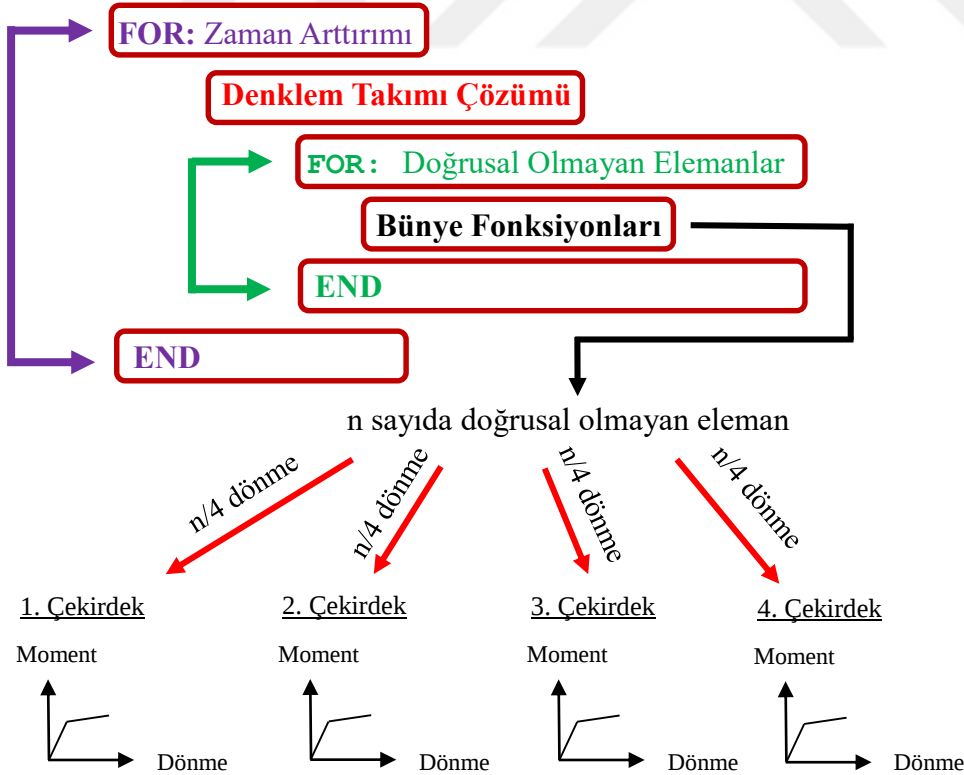


Şekil 3.20 : Doğrusal olmayan dinamik analiz akış şeması.

3.14 Python’da Paralel Programlama

Bu çalışmada sadece Python programlama dilinde hazırlanan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programında paralel programlama uygulanmıştır. Yay elemanların içsel kuvvetlerinin çift doğrusal bünye fonksiyonları kullanılarak hesaplandığı hesap adımı paralelleştirilmiştir.

Python ile seri programlama ile hazırlanan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programlarında, her yay elemanının öngörülen yerdeğiştirmelerinden hesaplanan içsel kuvvetleri teker teker bir işlemci çekirdeğinde hesaplanmaktadır. Bu hesaplamalar gerçekleşirken diğer işlemci çekirdekleri kullanılmamaktadır. Paralel programlama ile hazırlanan ikinci yazılımda “tek komut çok veri” paralelleştirme yöntemi kullanılarak “n” sayıda elemanın “n” sayıda yerdeğiştirmesi 6 (çekirdek sayısı) gruba ayrılmıştır ve her bir işlemcide bir grup elemanın yerdeğiştirmelerinin oluşturduğu içsel kuvvetler çift-doğrusal model fonksiyonu kullanılarak eş zamanlı bir şekilde hesaplanmaktadır. Bu çalışmada 6 çekirdekli bilgisayar kullanılmıştır. Dört çekirdekli bilgisayar için Python’da paralel programlama şeması Şekil 3.21’de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.21 : Python’da paralel programlama şeması.

Python’da “multiprocessing” kütüphanesinin “Pool” sınıfı ve “map()” fonksiyonu kullanılarak gerçekleştirilmiştir. “multiprocessing” kütüphanesinin kullanımı Şekil 3.22’de gösterilmiştir.

```
if __name__ == "__main__":
    p=Pool(processes=6)
    içsel_kuvvetler=p.map(çift_doğrusal_fonksiyon,
        [yerdeğiştirme[0:n/6],
        yerdeğiştirme[n/6:2n/6],
        yerdeğiştirme[2n/6:3n/6],
        yerdeğiştirme[3n/6:4n/6],
        yerdeğiştirme[4n/6:5n/6],
        yerdeğiştirme [5n/6:n] ] )
```

Şekil 3.22 : “multiprocessing” kütüphanesinin kullanımı.

3.15 Programlamada Kullanılan Önemli Metodlar

Bu bölümde Python ve Julia dilleri ile hazırlanan programlarda önemli olduğu düşünülen fonksiyonlardan ve yöntemlerden bahsedilecektir.

3.15.1 Matris operasyonları

Yapı sistemi analizlerinde en çok vakti alan işlemler rijitlik matrisinin tersi ile kuvvet matrisinin çarpılarak sistem yerdeğiştirmelerinin bulunduğu adımdır. Betik programlama dilleri bu matris operasyonları için kütüphanelerinde çeşitli fonksiyonlar barındırmaktadır. Julia programında bu işlem iki farklı fonksiyon kullanılarak yapılabilmektedir (Şekil 3.23).

$$\mathbf{D} = \text{inv}(\mathbf{K}) * \mathbf{F}$$

(a)

$$\mathbf{D} = \mathbf{K} \backslash \mathbf{F}$$

(b)

Şekil 3.23 : Julia matris çözümü: (a) Matris tersi; (b) Doğrusal denklem takımı çözümü.

İki yöntem de denenmiştir ve doğrusal denklem takımı çözümü ile matris operasyonların daha hızlı gerçekleştiği tespit edilmiştir. Python programlama dilinde matris operasyonlar için SciPy ve Numpy kütüphanelerinde birçok fonksiyon mevcuttur. Bunlardan bazıları Şekil 3.24’de gösterilmiştir.

- (a) `linalg.solve(K, F)`
- (b) `np.dot(Linalg.inv (K), F)`
- (c) `a_sps = scipy.sparse.csc_matrix(K)`
`lu_obj = scipy.sparse.linalg.splu(a_sps)`
`innv=lu_obj.solve(np.eye(len(K)))`
`np.dot(innv,F)`
- (d) `np.dot(Linalg.cholesky(K, lower=True), F)`

Şekil 3.24 : Python matris çözümü.

Bahsedilen çözümlerin hepsi denenmiş ve “linalg.solve()” operasyonunun içlerinde en az vakti aldığı tespit edilmiştir. İki dilde de matris çözümünün en hızlı nasıl yapılacağı hakkında denemeler yapılmıştır. Sonuç olarak matris tersi fonksiyonlarını kullanmak yerine doğrusal denklem takımı çözümü fonksiyonlarını kullanmanın yapı sistemi analizlerinde daha etkili bir yol olduğu tespit edilmiştir.

3.15.2 Birleştirme operasyonları

Elemanlar için hesaplanan rijitlik matrisleri ile sistem rijitlik matrisi elde edilirken serbestlik numaralarına göre matrislerin toplanması gerekir. Bu başlık altında birleştirme operasyonlarının iki dilde nasıl yapıldığından bahsedilecektir. Elemanların serbestlik numaralarını belirten “match” adında eleman sayısı kadar satırı ve 6 sütunu olan matris oluşturulur (Çizelge 3.1).

Çizelge 3.1 : Örnek çerçevenin “match” matrisi.

Eleman numarası	Yatay Serbestlik	Düşey Serbestlik	Dönme serbestliği	Yatay serbestlik	Düşey serbestlik	Dönme serbestlik
	i ucu			j ucu		
1	1	2	3	4	5	6
2	4	5	6	7	8	9
3	7	8	9	10	11	12

Python programlama dili ile birleştirme işlemi Şekil 3.25’de gösterildiği gibi gerçekleştirilmiştir.

```

last = np.amax(DOFS)
K = np.zeros((last, last))
for i in range(0, n_mem):
    K[np.ix_(match[i], match[i])] = K[np.ix_(match[i], match[i])]
    + k[i]

```

Şekil 3.25 : Python’da birleştirme operasyonu.

Julia programlama dilinde birleştirme işlemi Şekil 3.26’da gösterildiği gibi yapılmıştır.

```

K=zeros(last_DOF,last_DOF)
for i=1:n_mem
    K[match[i,:],match[i,:]] = K[match[i,:],match[i,:]]
    + k[:, :, i]
end

```

Şekil 3.26 : Julia’da birleştirme operasyonu.

Birleştirme yöntemi sistem kütle matrisi ve hesaplanan iç kuvvetler vektörü elde edilirken de kullanılabilir.

3.15.3 Çift-doğrusal fonksiyon

Çift-doğrusal fonksiyon, bir yay eleman için verilen bir yerdeğiştirmenin oluşturduğu iç kuvveti hesaplayan ve teğet rijitliğini veren fonksiyondur. Bu çalışmada moment-dönme yayları kullanıldığı için programlanan çift-doğrusal fonksiyon verilen bir dönmenin oluşturduğu moment değerini hesaplamaktadır. Doğrusal olmayan analizde önce teğet rijitlikleri ile bir yerdeğiştirme tahmini yapılmaktadır. Sonra yapılan tahminin oluşturduğu iç kuvvet bu fonksiyon ile hesaplanmaktadır.

Fonksiyona girdi olarak, elemanın bir önceki adımdaki toplam dönmesi, bir önceki adımdaki toplam momenti, bulunduğu adımdaki varsayılan dönmesi, moment-eğrilik ilişkisindeki akma moment değeri (F_y), akma öncesi rijitliği (k_1) ve akma sonrası rijitliği (k_2) verilir. Çıktı olarak varsayılan dönmenin oluşturduğu hesaplanan moment değerini ve teğet rijitliğini verir. Teğet rijitliği, bulunduğu adımda moment değerini hesaplarken kullandığı rijitliktir. Yani çift-doğrusal model kurallarına göre moment değeri akma öncesi rijitlik ile (k_1) hesaplandıysa k_1 , akma sonrası rijitlikle (k_2) hesaplandıysa k_2 değerini çıktı olarak verir (Şekil 3.27).

```
Hesaplanan moment, teğet rijitliği =  
Fonksiyon_çift_doğrusal(toplam dönme, toplam  
moment, varsayılan(tahmini) dönme, akma momenti,  
akma öncesi rijitlik(k1), akma sonrası rijitlik(k2))
```

Şekil 3.27 : Çift-doğrusal fonksiyon gösterimi.

Hesaplanan moment, bir sonraki adımın toplam momentidir. Toplam dönme ile varsayılan dönmenin toplamı bir sonraki adımın toplam dönmesidir. Python’da çift-doğrusal fonksiyon Şekil 3.28’de gösterildiği gibi oluşturulmuştur.

```
def const_models(k1,k2,fy, d_ini, f_ini, delta_d):  
  
    Qd=fy-fy/k1*k2  
    f2 = Qd + k2 * (d_ini + delta_d)  
    f3 = -Qd + k2 * (d_ini + delta_d)  
    f_next_m = f_ini + k1 * delta_d  
    k_new = k1  
  
    if abs(f_ini) >= abs(fy) and f_ini > 0:  
        k_new = k2  
  
    if abs(f_ini) >= abs(fy) and f_ini < 0:  
        k_new = k2  
  
    if f_next_m > f2:  
        f_next_m=f2  
  
    if f_next_m < f3:  
        f_next_m=f3  
  
    sonuc = [f_next_m, k_new]  
  
    return sonuc
```

Şekil 3.28 : Python’da çift-doğrusal fonksiyon.

Julia programlama dilinde çift-doğrusal model Şekil 3.29’da gösterilmiştir.

```

function const_model(yaykatsayisi)
    n=size(yaykatsayisi)[1]
    for jj=1:n
        d_ini = yaykatsayisi[jj,4]
        f_ini = yaykatsayisi[jj,5]
        delta_d = yaykatsayisi[jj,6]
        k1 = yaykatsayisi[jj,1]
        k2 = yaykatsayisi[jj,2]
        Fy = yaykatsayisi[jj,3]
        x_2=Fy-Fy/k1*k2;
        f2=x_2+k2*(d_ini+delta_d);
        f3=-x_2+k2*(d_ini+delta_d);
        f_next_m=f_ini+k1*delta_d;
        k_new=k1;

        if abs(f_ini) >= abs(Fy) &&
f_ini>0;
            k_new=k2;
        end

        if abs(f_ini)>=abs(Fy) &&
f_ini<0;
            k_new=k2;
        end

        if f_next_m>f2;
            f_next_m=f2;
        end

        if f_next_m<f3;
            f_next_m=f3;
        end
    end
    out=[f_next_m,k_new]
end

```

Şekil 3.29 : Julia’da çift-doğrusal fonksiyon.

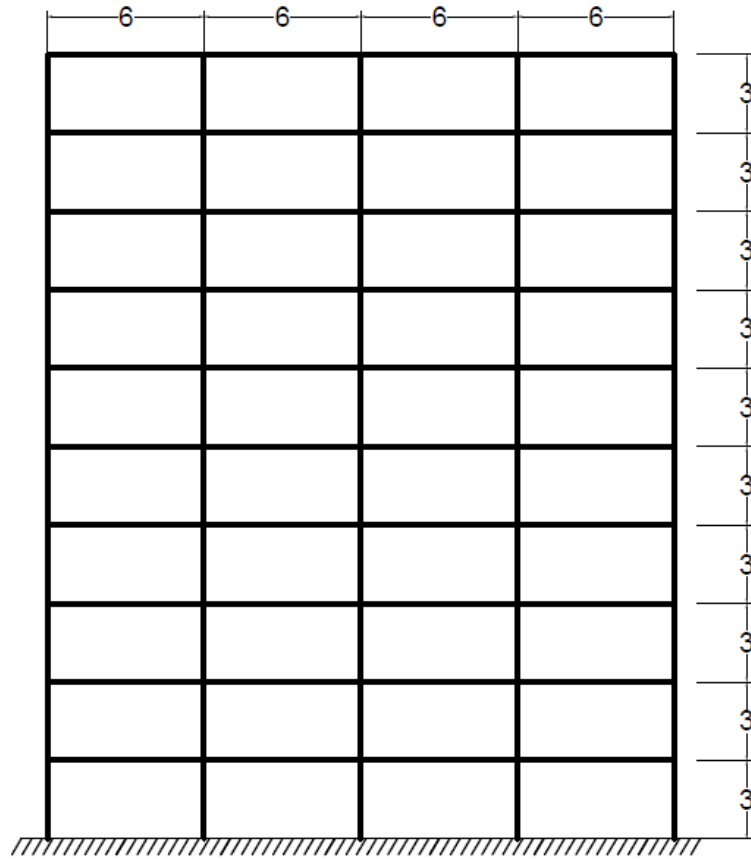


4. ÖRNEK YAPILAR VE DEPREMSELLİK

Bu bölümde, tez kapsamında kullanılan yapılar açıklanmıştır. Yapı özellikleri, eleman boyutları, moment-eğrilik ilişkileri gibi bilgiler verilmiştir.

4.1 Örnek Çerçeve Modeller

Bu çalışma kapsamında her biri 4 açıklıklı olan 10, 25, 50, 75 ve 100 katlı 5 adet betonarme çerçeve örnek incelenmiştir. Bütün yapılar için açıklık genişliği 6 metre, kat yüksekliği 3 metredir (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 : 10 katlı çerçeve örneği.

Betonarme malzemede kullanılan beton sınıfı C40, donatı çeliği sınıfı S420a'dır. Yapı kütlesi, bina ölü ağırlığına 30 kN/m hareketli yük etkisi eklenerek hesaplanmıştır. Kolon kesitleri eksenel yüklerin kesit kapasitesinin yaklaşık olarak %35'ine denk

gelecek şekilde belirlenmiştir. Kiriş kesitleri hareketli ve ölü yük etkisi altında güvenli tarafta kalacak şekilde belirlenmiştir (Çizelge 4.1).

Çizelge 4.1 : Kolonların kesit boyutları.

Kat Adeti	Kat Aralığı	Eksenel Yük (kN)	Gerekli Kesit Boyutu (m)	Seçilen Kesit Boyutu (m)
10	0-10	3575	0.50	0.5
25	0-10	9168	0.81	0.8
25	11-20	5192	0.61	0.6
25	21-25	1658	0.34	0.5
50	0-10	19470	1.18	1.2
50	11-20	14550	1.02	1
50	21-30	10300	0.86	0.85
50	31-40	6500	0.68	0.7
50	41-50	3120	0.47	0.5
75	0-10	32000	1.51	1.5
75	11-20	26050	1.36	1.35
75	21-30	20740	1.22	1.2
75	31-40	16023	1.07	1.05
75	41-50	11850	0.92	0.9
75	51-60	8080	0.76	0.75
75	61-70	4700	0.58	0.6
100	0-10	48950	1.87	1.9
100	11-20	41340	1.72	1.75
100	21-30	34500	1.57	1.6
100	31-40	28400	1.42	1.45
100	41-50	23000	1.28	1.3
100	51-60	18200	1.14	1.15
100	61-70	13700	0.99	1
100	71-80	9760	0.83	0.85
100	81-90	6220	0.67	0.7
100	91-100	3000	0.46	0.5

Bütün modellerde kullanılan kirişlerin boyutları 50 x 40 cm seçilmiştir. Donatı oranları yaklaşık olarak kolonda %1.2, kirişlerde %0.7'dir. XTRACT (2016) programı kullanılarak her kesit için moment-eğrilik ilişkisi elde edilmiştir. Elde edilen moment-eğrilik ilişkileri ve çift doğrusal model ile idealleştirilmiş hallerinin grafikleri EK A'da

verilmiştir. İdealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisinin çift-doğrusal model parametreleri Çizelge 4.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.2 : Moment-eğrilik çift-doğrusal parametreleri.

Eleman Tipi	Boyut (cm)	k1	k2	Fy (kNm)
Kolon	50 x 50	141191	1748	614
Kolon	60 x 60	293955	6897	1114
Kolon	70 x 70	525287	12161	1741
Kolon	75 x 75	752309	16350	2167
Kolon	80 x 80	963312	21450	2609
Kolon	85 x 85	1250931	29878	3225
Kolon	90 x 90	1599275	36775	3752
Kolon	100 x 100	2511106	63120	5268
Kolon	105 x 105	2865150	71104	5919
Kolon	115 x 115	3945324	102269	7804
Kolon	120 x 120	4894931	173177	9155
Kolon	130 x 130	5936093	198748	10812
Kolon	135 x 135	7136063	242452	12079
Kolon	145 x 145	9526671	331392	15538
Kolon	150 x 150	11329649	402308	17425
Kolon	160 x 160	13545977	469151	20035
Kolon	175 x 175	19596689	683973	26044
Kolon	190 x 190	28644136	1025770	35513
Kiriş	50 x 40	25458	416	204

Python’da seri ve paralel programlama ile hazırlanmış iki yazılım ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler 5 yapı modeli için gerçekleştirilmiştir. Boyutsuz dönme yayları ile plastik davranış modellenirken doğrusal olmayan bölgenin boyu

(plastik bölge boyu), eğilmeye çalışan kesitin yarısı olarak alınmıştır. Bu uzunluk kullanılarak moment-eğrilik ilişkisinden moment-dönme ilişkisine geçilmiştir (Çizelge 4.4).

Çizelge 4.3 : Elastoplastik moment-dönme parametreleri.

Eleman Tipi	Boyut (cm)	Plastik bölge boyu (cm)	k1	k2	Fy (kNm)
Kolon	50 x 50	25	564764	6992	614
Kolon	60 x 60	30	979850	22990	1114
Kolon	70 x 70	35	1500820	34745.71	1741
Kolon	75 x 75	37.5	2006157.3	43600	2167
Kolon	80 x 80	40	2408280	53625	2609
Kolon	85 x 85	42.5	2943367.1	70301.18	3225
Kolon	90 x 90	45	3553944.4	81722.22	3752
Kolon	100 x 100	50	5022212	126240	5268
Kolon	105 x 105	52.5	5457428.6	135436.2	5919
Kolon	115 x 115	57.5	6861433	177859.1	7804
Kolon	120 x 120	60	8158218.3	288628.3	9155
Kolon	130 x 130	65	9132450.8	305766.2	10812
Kolon	135 x 135	67.5	10571945	359188.1	12079
Kolon	145 x 145	72.5	13140236	457092.4	15538
Kolon	150 x 150	75	15106199	536410.7	17425
Kolon	160 x 160	80	16932471	586438.8	20035
Kolon	175 x 175	87.5	22396216	781683.4	26044
Kolon	190 x 190	97.5	29378601	1052072	35513
Kiriş	50 x 40	25	101832	1664	204

Python ve Julia programlama dilleri ile geliştirilen zaman tanım alanında analiz programları, SAP2000 programı ile karşılaştırılmıştır. 10 katlı örnek yapı için doğrusal ve doğrusal olmayan analizler yapılmış ve sonuçları SAP2000 programı ile elde edilen analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Zaman tanım alanında doğrusal analizlerde yapı elemanları çubuk elemanlar ile modellenmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz için hazırlanan SAP2000 modelinde doğrusal olmayan davranış rijit-plastik mafsallar kullanılarak tanımlanmıştır. Benzer modeller olması için Python ve Julia programlarında dönme yaylarının ilk rijitliği çok yüksek, ikinci rijitlikleri çok düşük alınmıştır (Çizelge 4.3).

Çizelge 4.4 : Rijit plastik moment-dönme parametreleri.

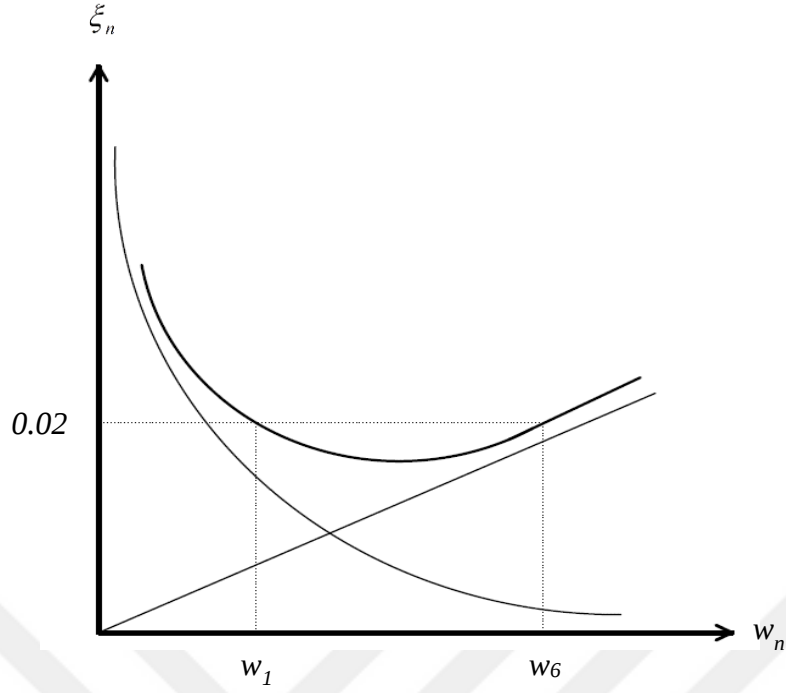
Eleman Tipi	Boyut (cm)	Rijitlik Arttırma Katsayısı	k1	k2	Fy (kNm)
Kolon	50 x 50	100	14119100	E-10	614
Kiriş	50 x 40	100	2545800	E-10	204

Örnek modellerin kütlesi, ilk altı periyodu ve ilk altı periyodunum kütle katılımı Çizelge 4.5’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.5 : Periyotlar ve kütle katılım oranları.

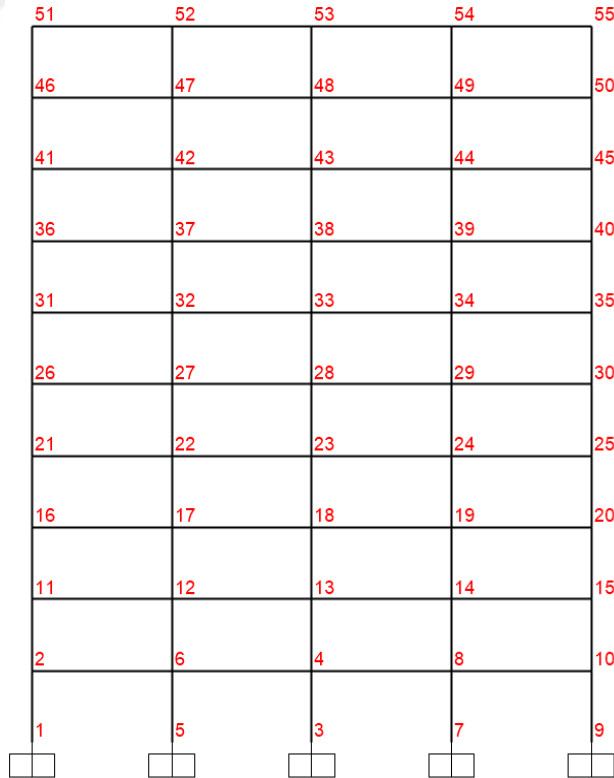
Kat Adeti	T1 (sn)	T2 (sn)	T3 (sn)	T4 (sn)	T5 (sn)	T6 (sn)	Kütle (ton)	Kütle Katılımı
10	1.36	0.4	0.3	0.2	0.13	0.12	952	97%
25	3.13	1.1	0.6	0.4	0.31	0.24	1969	95%
50	6.43	2.3	1.3	0.9	0.66	0.51	4406	92%
75	10.21	3.6	2	1.4	1.02	0.81	7429	92%
100	13.8	5	2.8	1.9	1.4	1.1	12127	90%

Dinamik analizlerde rayleigh sönüm modeli kullanılmıştır. Sönüm matrisi oluşturulurken %90 kütle katılımının sağlandığı birinci ve altıncı frekans değerleri kullanılmıştır. Birinci ve altıncı periyotlardaki sönüm oranı %2’ye denk gelecek şekilde a0 ve a1 katsayıları hesaplanmıştır ve sönüm matrisi oluşturulmuştur (Şekil 4.2). Deprem esnasında sönüm matrisinin değişmediği kabul edilmiştir.



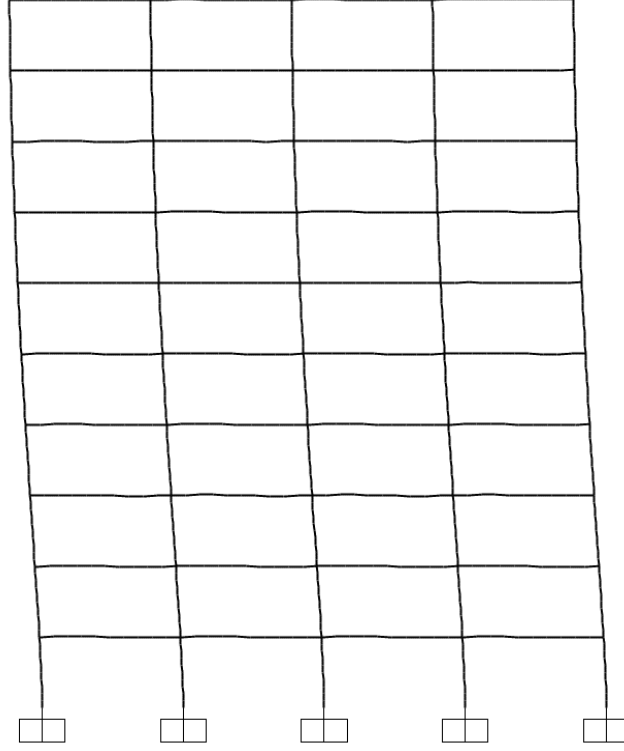
Şekil 4.2 : 10 katlı çerçeve Rayleigh sönüm modeli.

Analizlerde kullanılan 10 katlı çerçeve sistemin düğüm noktası numaraları Şekil 4.3’de gösterilmiştir.

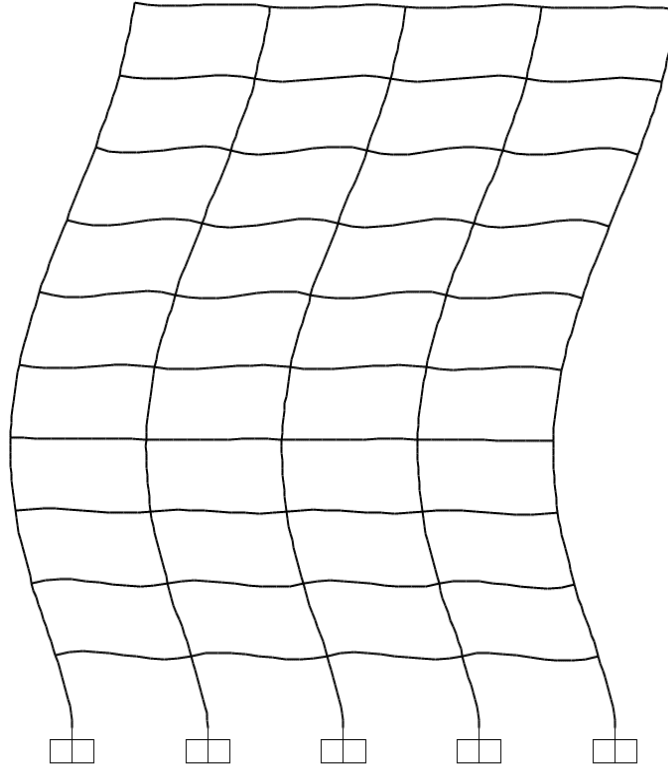


Şekil 4.3 : 10 katlı yapının düğüm noktası numaraları.

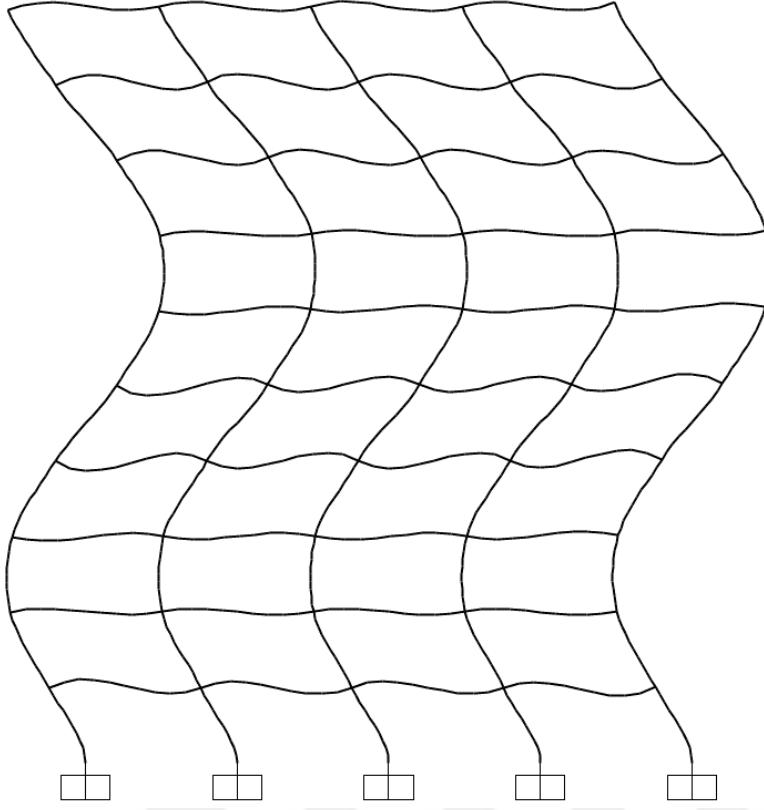
10 katlı yapının SAP2000 programı ile elde edilen mod şekilleri aşağıda gösterilmiştir (Şekil 4.4 - Şekil 4.9).



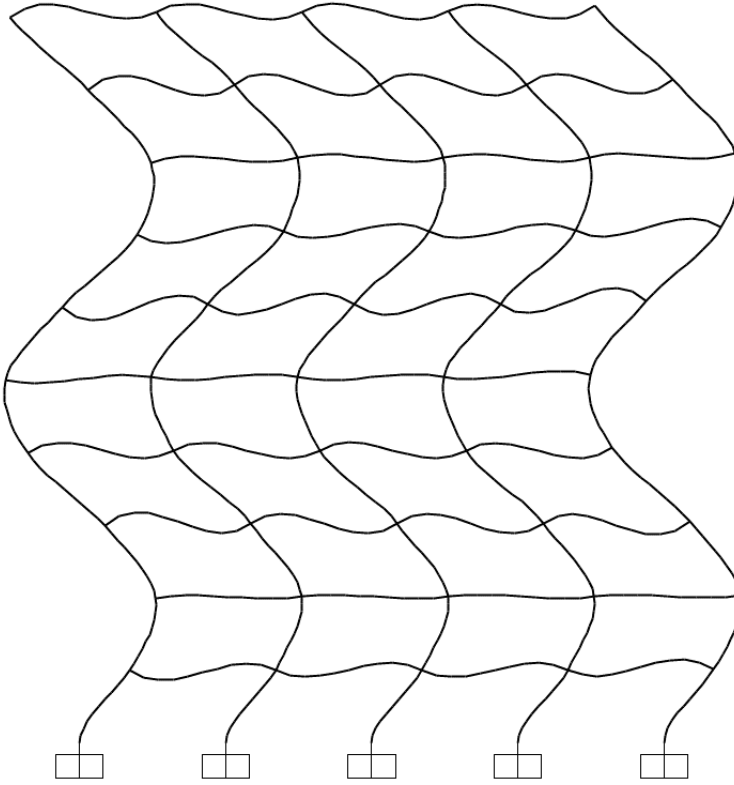
Şekil 4.4 : 10 katlı model birinci mod şekli (SAP2000).



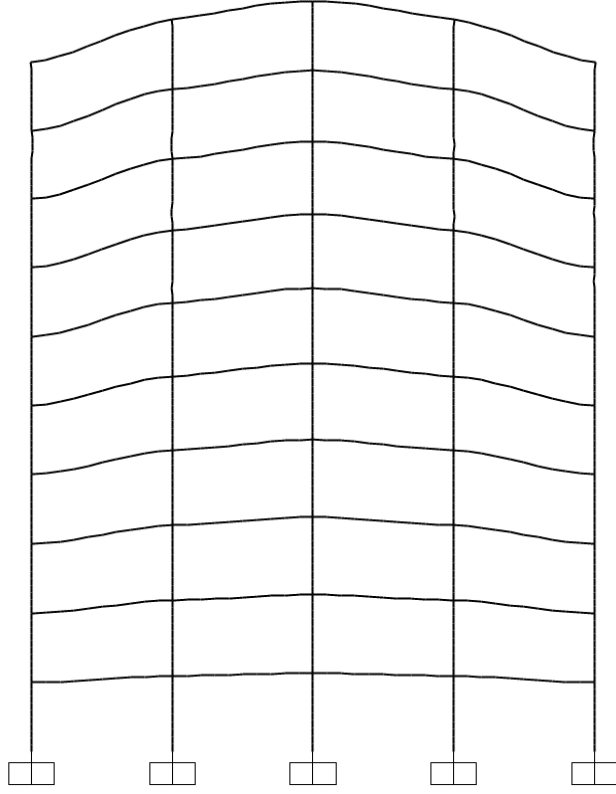
Şekil 4.5 : 10 katlı model ikinci mod şekli (SAP2000).



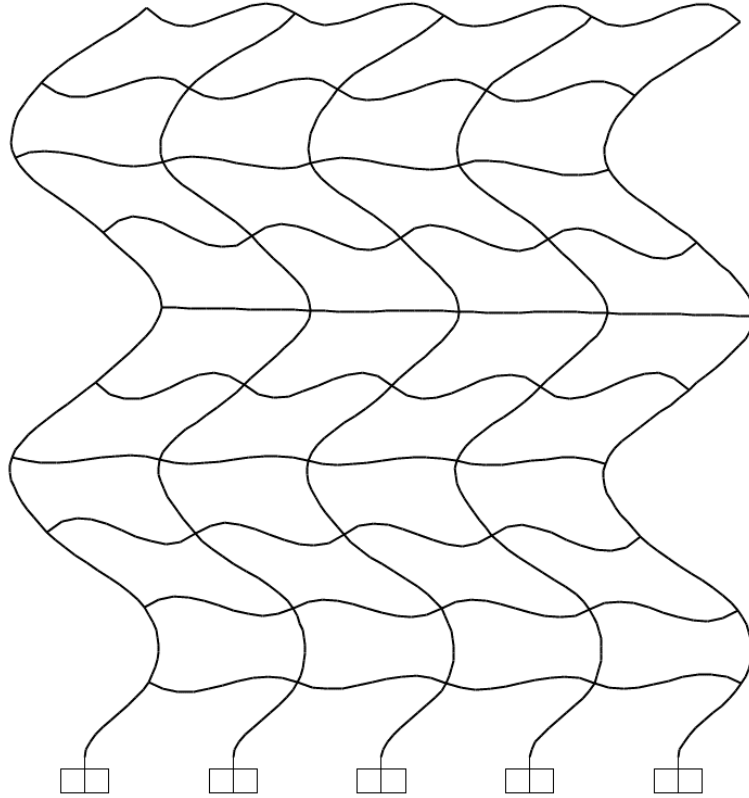
Şekil 4.6 : 10 katlı model üçüncü mod şekli (SAP2000).



Şekil 4.7 : 10 katlı model dördüncü mod şekli (SAP2000).



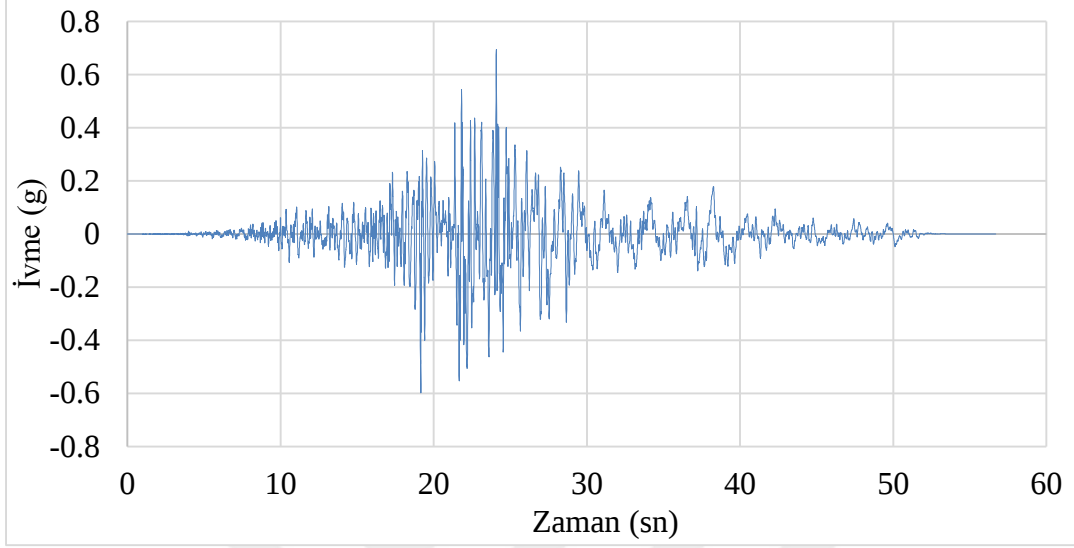
Şekil 4.8 : 10 katlı model beşinci mod şekli (SAP2000).



Şekil 4.9 : 10 katlı model altıncı mod şekli (SAP2000).

4.2 Kullanılan Deprem İvme Kaydı

Analizlerde PEER-GMD (2016) yer hareketi veri tabanından alınan RSN6953 kayıt numaralı ölçeklendirilmiş Darfield (2010) deprem kaydı kullanılmıştır (Şekil 4.10).



Şekil 4.10 : Darfield deprem zaman-ivme kaydı.

5. SAYISAL İNCELEME VE DEĞERLENDİRME

Bu bölümde üç inceleme yapılmıştır. Birinci incelemede Python ve Julia programlama dilleri ile geliştirilen zaman tanım alanında doğrusal analiz programlarının doğruluğu 10 katlı örnek yapı için SAP2000 programı ile kontrol edilmiştir. Bu karşılaştırmalarda kontrol amaçlı hazırlanan MATLAB programlarının sonuçları da gösterilmiştir.

Birinci, üçüncü, beşinci, yedinci ve onuncu katlardan seçilen düğüm noktalarının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları elde edilmiştir. Python ve Julia ile geliştirilen yazılımlar ile elde edilen analiz sonuçları ve SAP2000 programı ile elde edilen analiz sonuçları aynı grafik üzerinde karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları arasındaki fark hesaplanarak grafik üzerinde incelenmiştir.

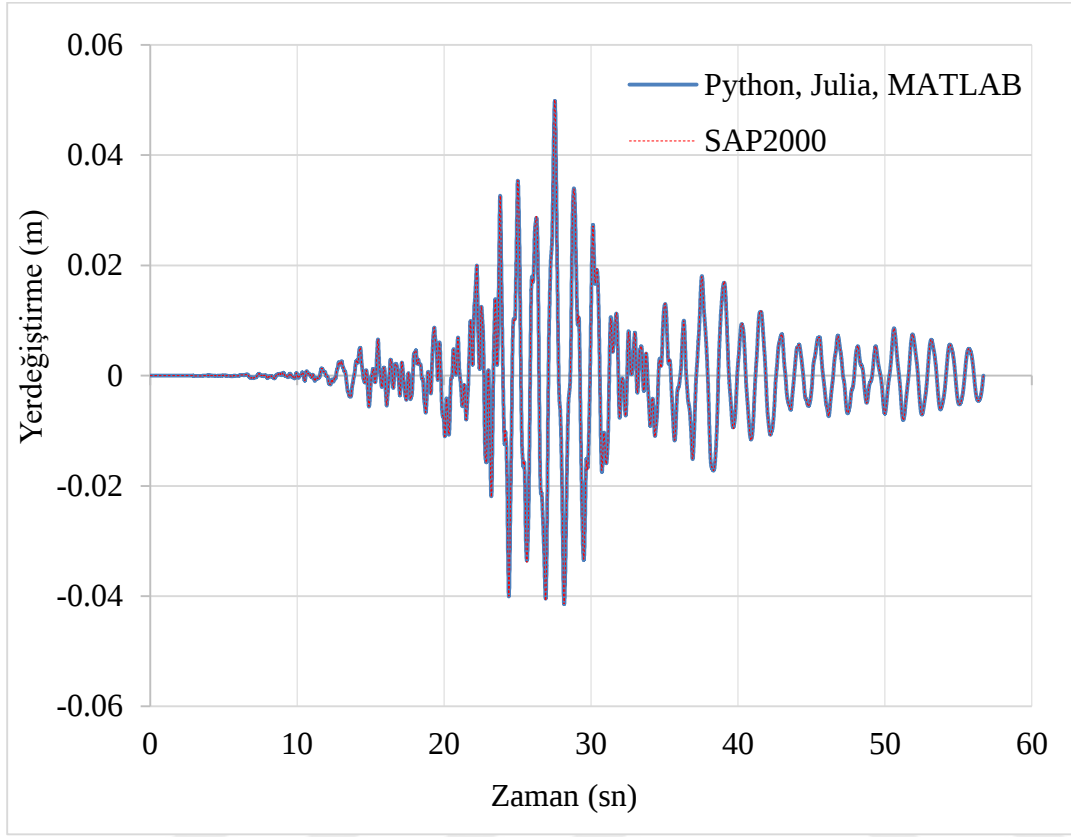
İkinci incelemede 10 katlı örnek yapı için aynı programlama dilleri ile geliştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programları, SAP2000 programı ile karşılaştırılmıştır. Birinci incelemede seçilen düğüm noktaları için elde edilen yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır. Analiz programları ile elde edilen zemin kat kolonlarının alt uçlarında moment-dönme çevrimsel davranış sonuçları karşılaştırılmıştır.

Üçüncü incelemede 5 adet örnek yapı seri ve paralel programlanmış iki ayrı Python programı ile analize tabi tutulmuştur. Paralel programlamanın uygulandığı doğrusal olmayan elemanların içsel kuvvetlerinin hesaplandığı hesap adımının süreleri karşılaştırılmıştır.

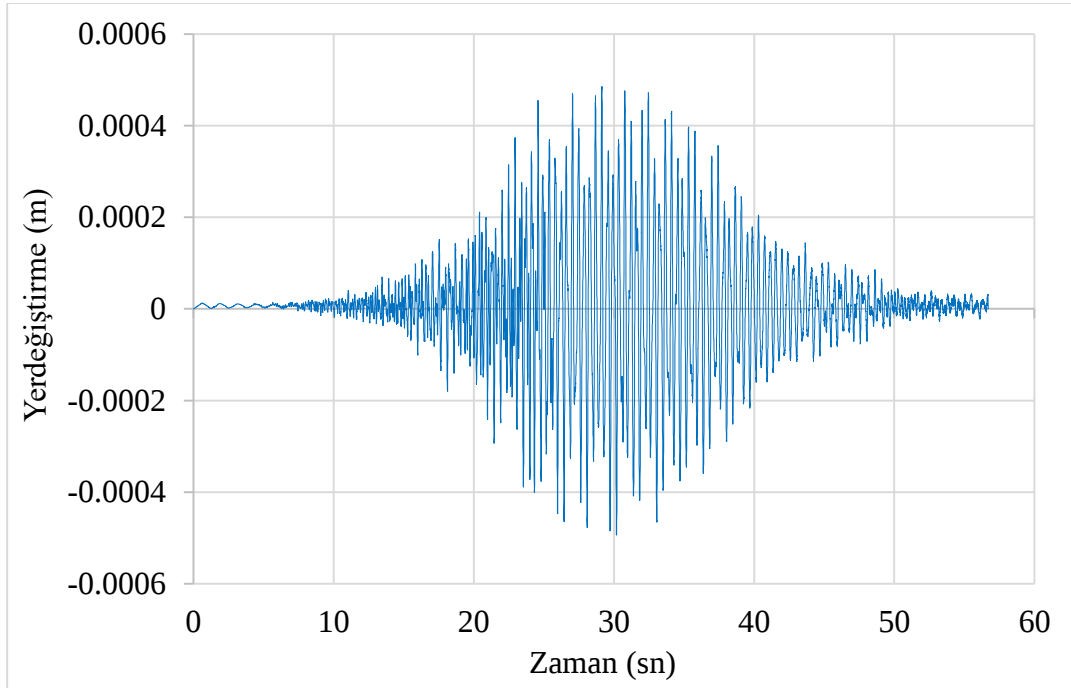
5.1 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Analiz Karşılaştırması

Python ve Julia programlama dilleri ile geliştirilen zaman tanım alanında doğrusal analiz programları ve SAP2000 programı ile 10 katlı örnek yapının “Darfield” deprem kaydı ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. 6, 18, 29, 40 ve 51 numaralı beş düğüm noktası için yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır ve analiz programları arasındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir. Düğüm noktalarının numaraları Şekil 4.3’de gösterilmektedir.

6 numaralı düğüm noktasının yatay yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (Şekil 5.1, Şekil 5.2).

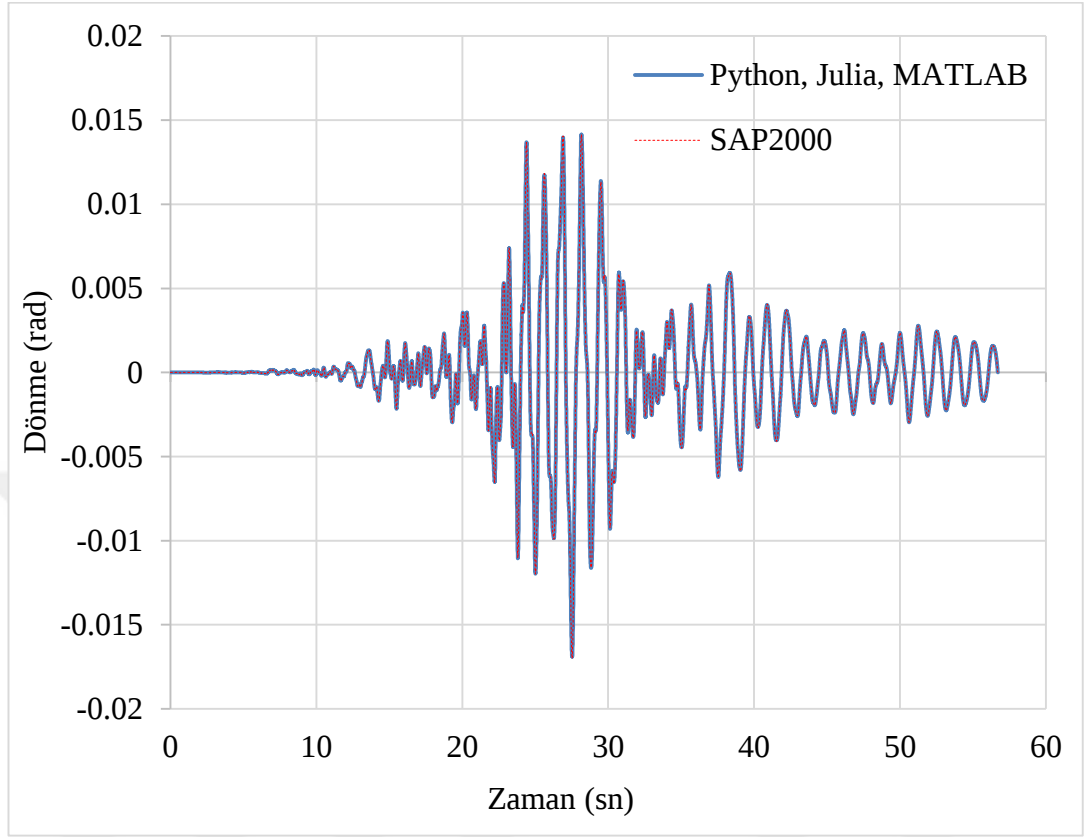


Şekil 5.1 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

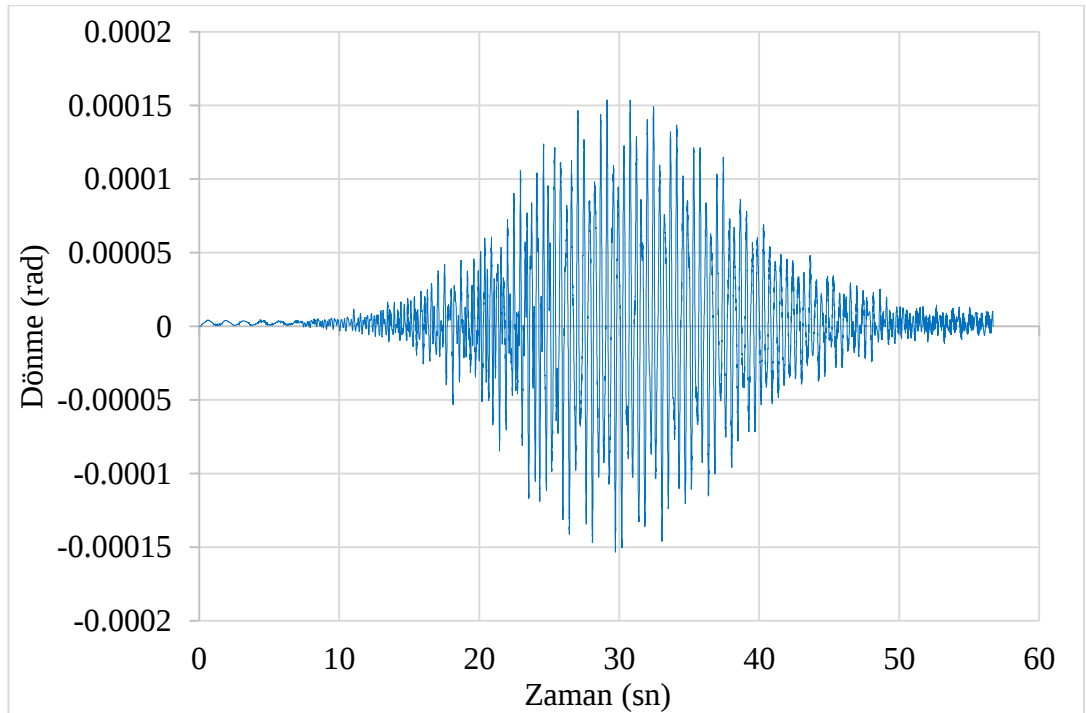


Şekil 5.2 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.

6 numaralı düğüm noktasının donme yerdeğiştirmesi sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.3, şekil 5.4).

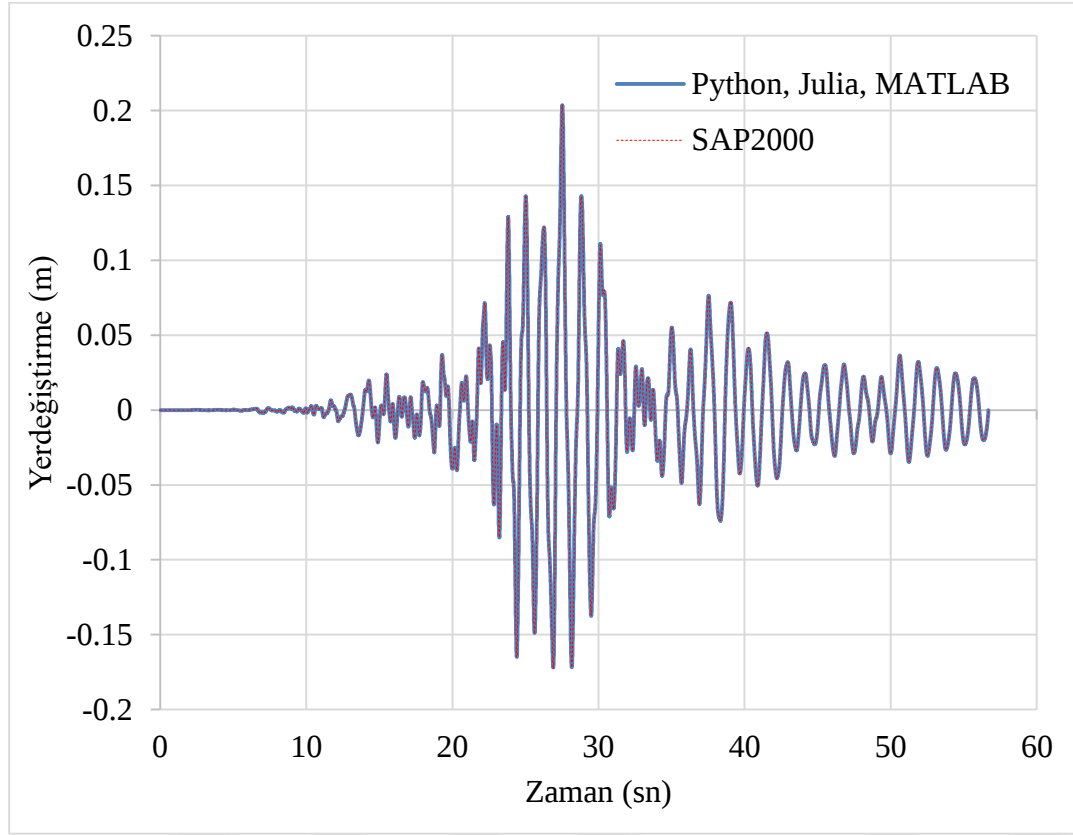


şekil 5.3 : 6 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

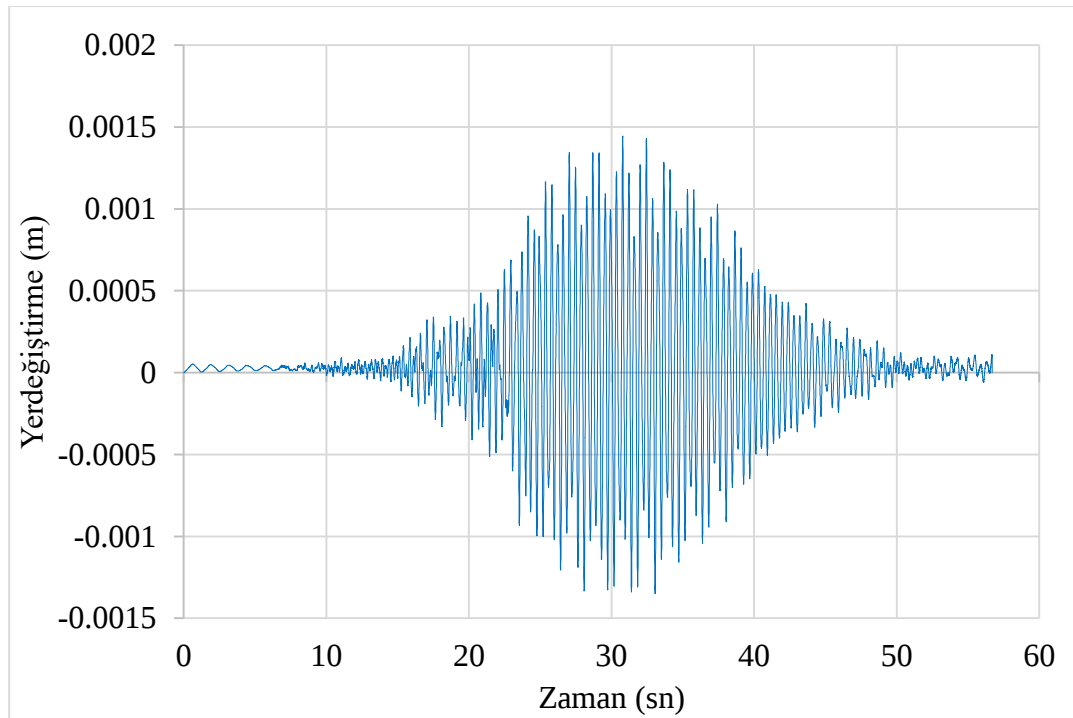


şekil 5.4 : 6 numaralı düğüm noktası dönme farkı.

18 numaralı düğüm noktasının yatay yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.5, şekil 5.6).

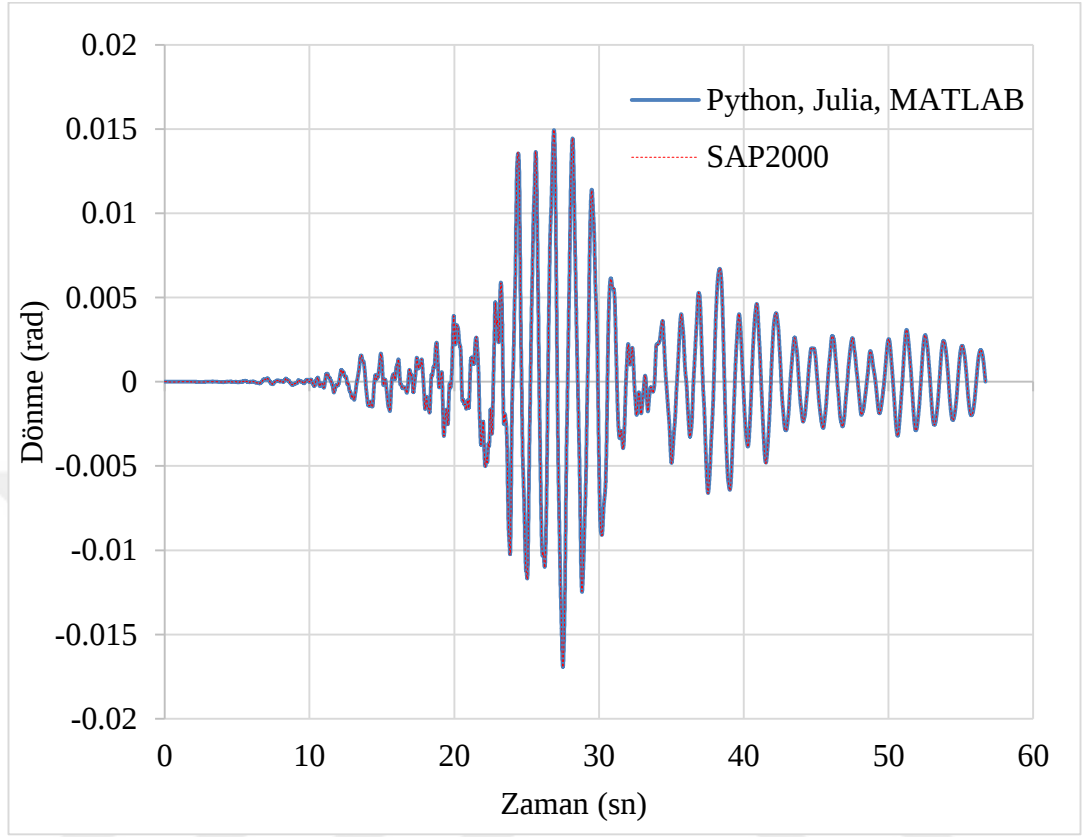


şekil 5.5 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

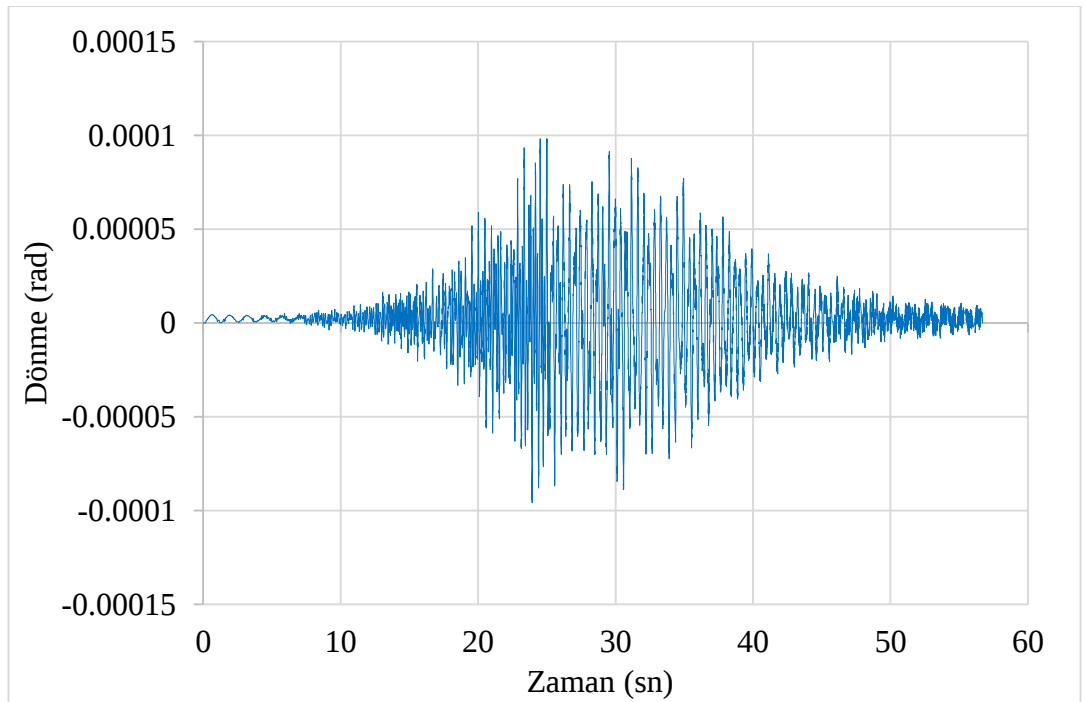


şekil 5.6 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.

18 numaralı düğüm noktasının donme yerdeğiştirmesi sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.7, şekil 5.8).

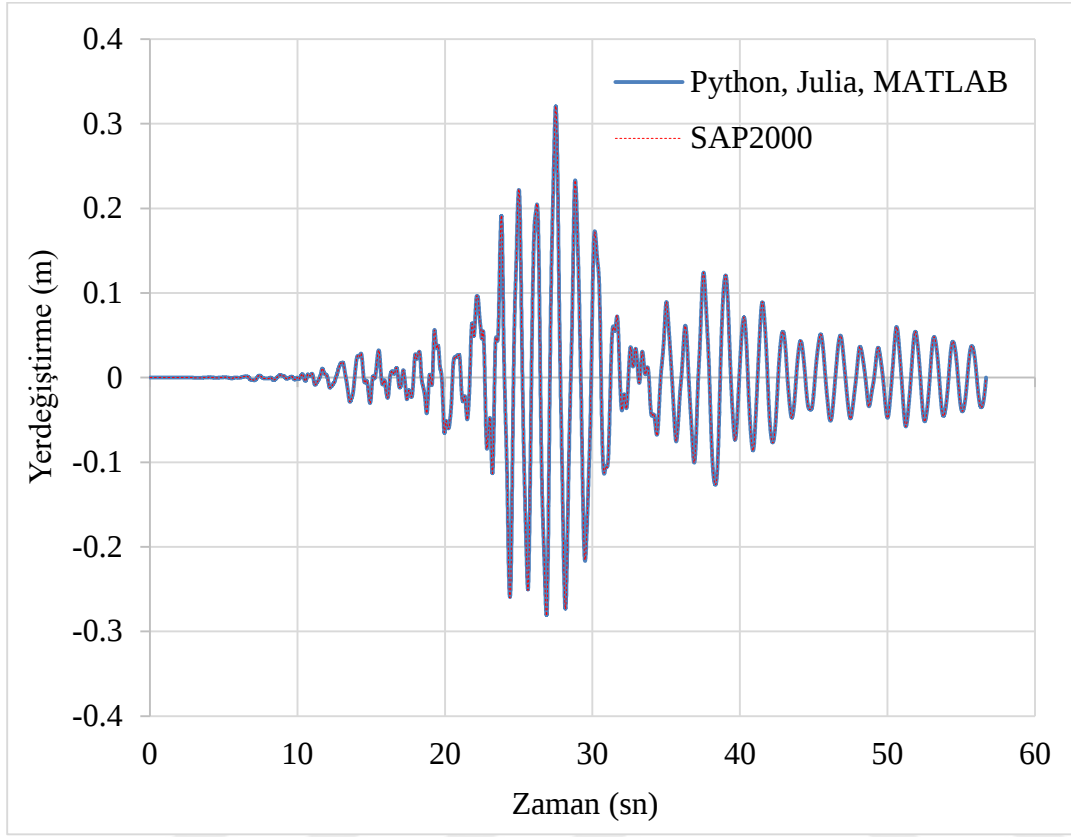


şekil 5.7 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

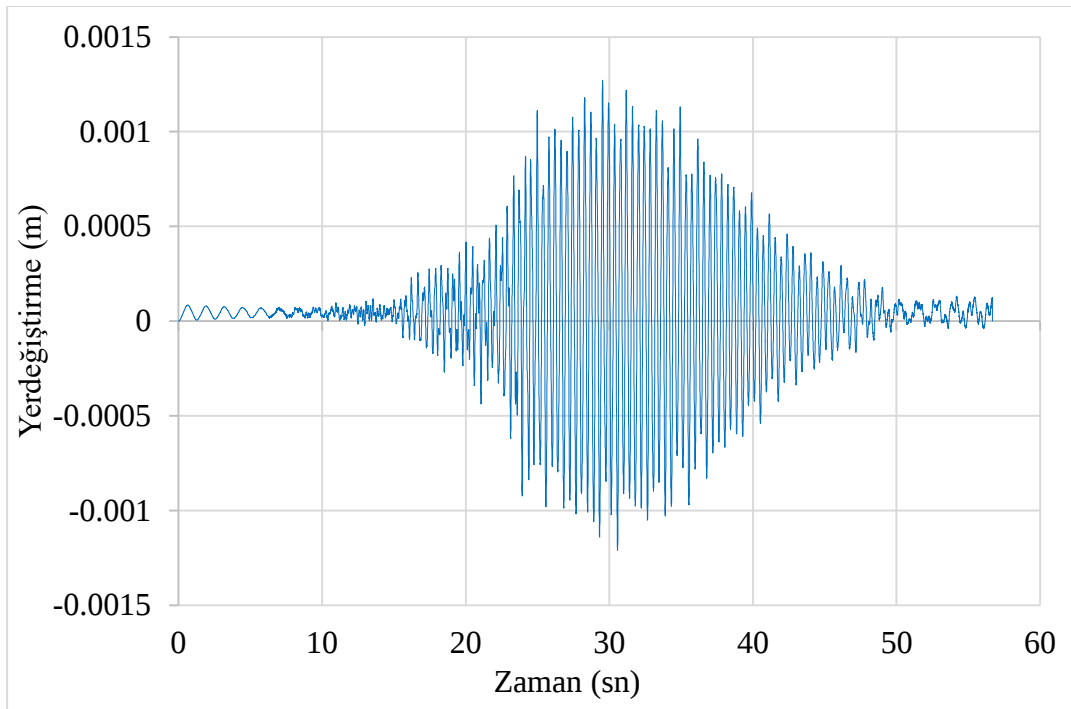


şekil 5.8 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

29 numaralı düğüm noktasının yatay yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (Şekil 5.9, Şekil 5.10).

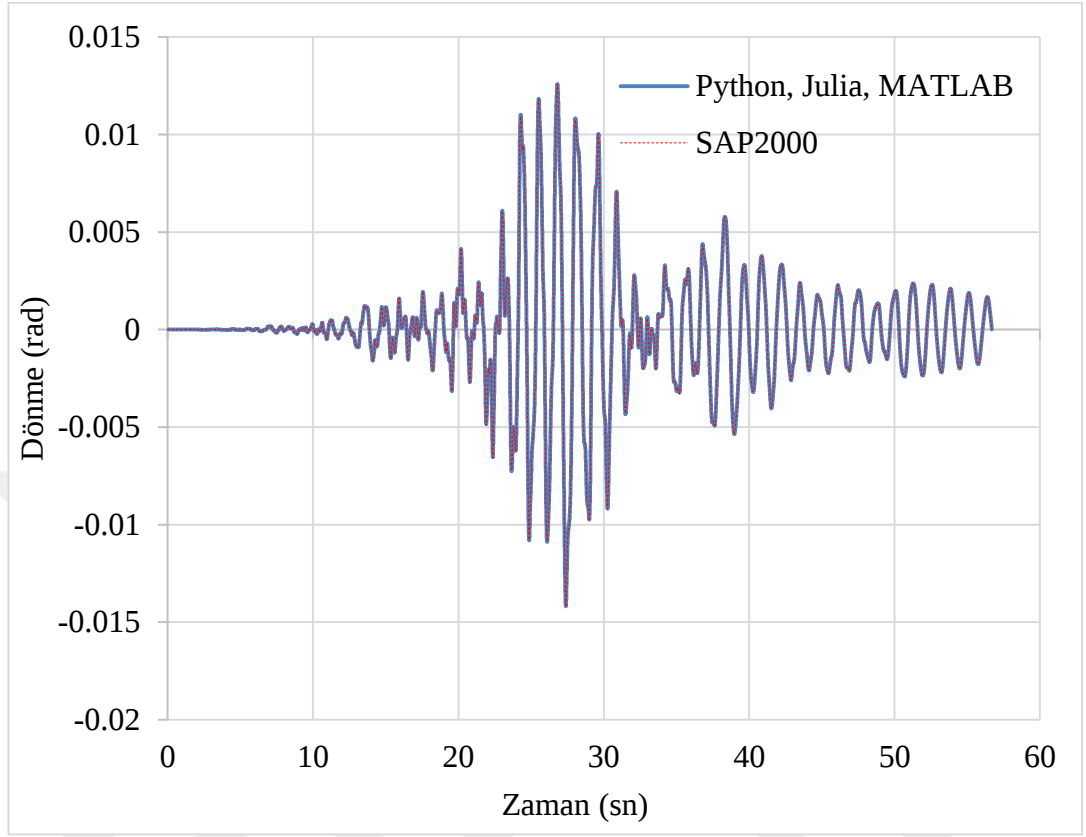


Şekil 5.9 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

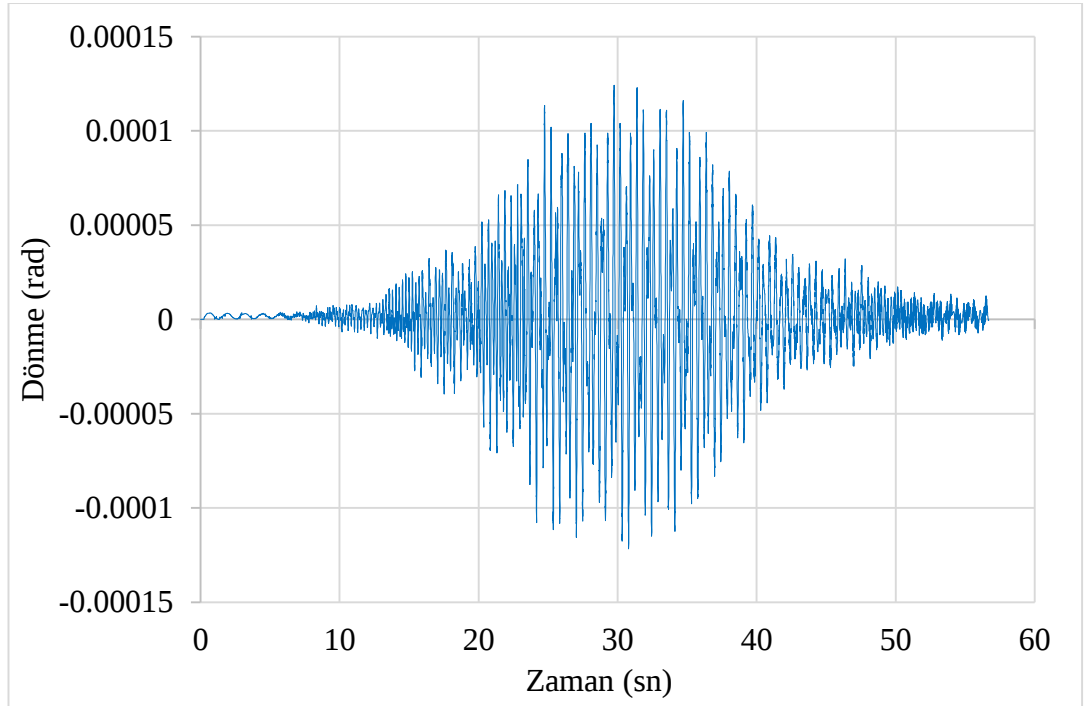


Şekil 5.10 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirmeler arasındaki fark.

29 numaralı düğüm noktasının donme yerdeğiştirmesi sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.11, şekil 5.12).

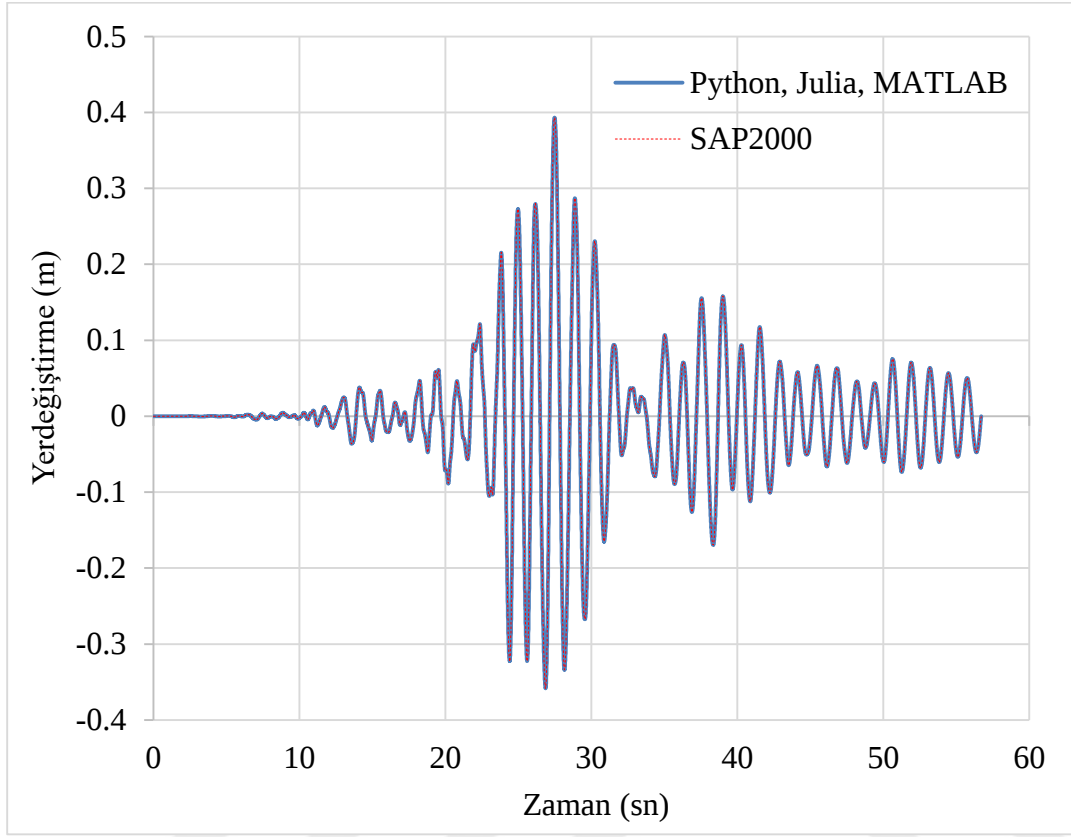


şekil 5.11 : 29 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

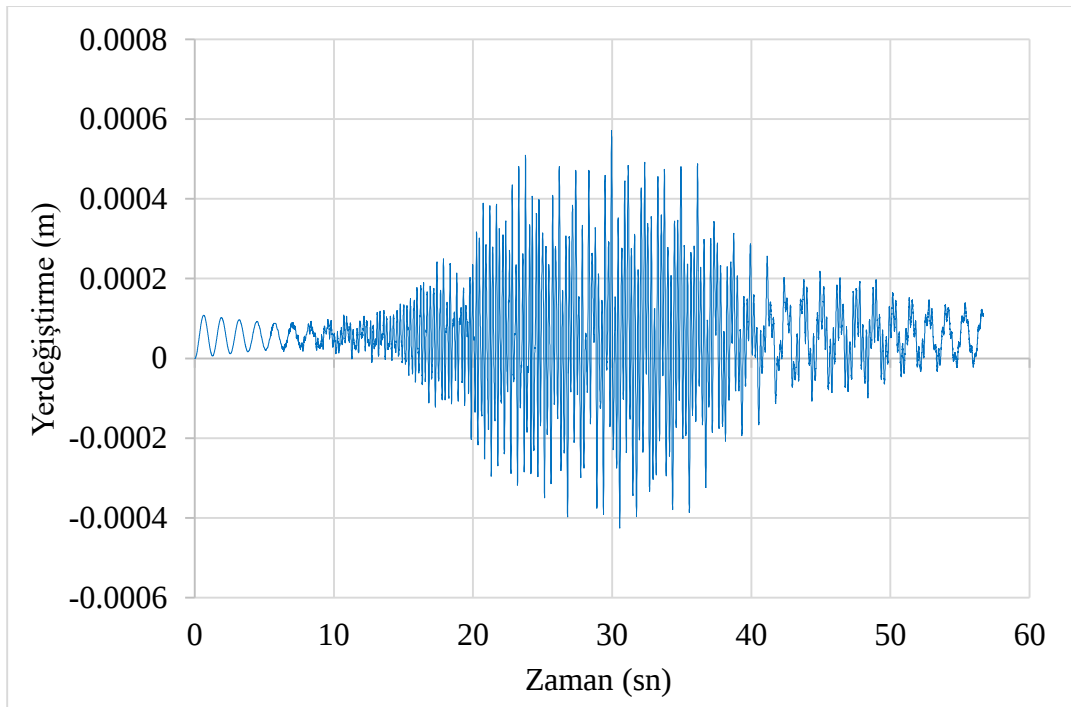


şekil 5.12 : 29 numaralı düğüm noktası dönme farkı.

40 numaralı düğüm noktasının yatay yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (Şekil 5.13, Şekil 5.14).

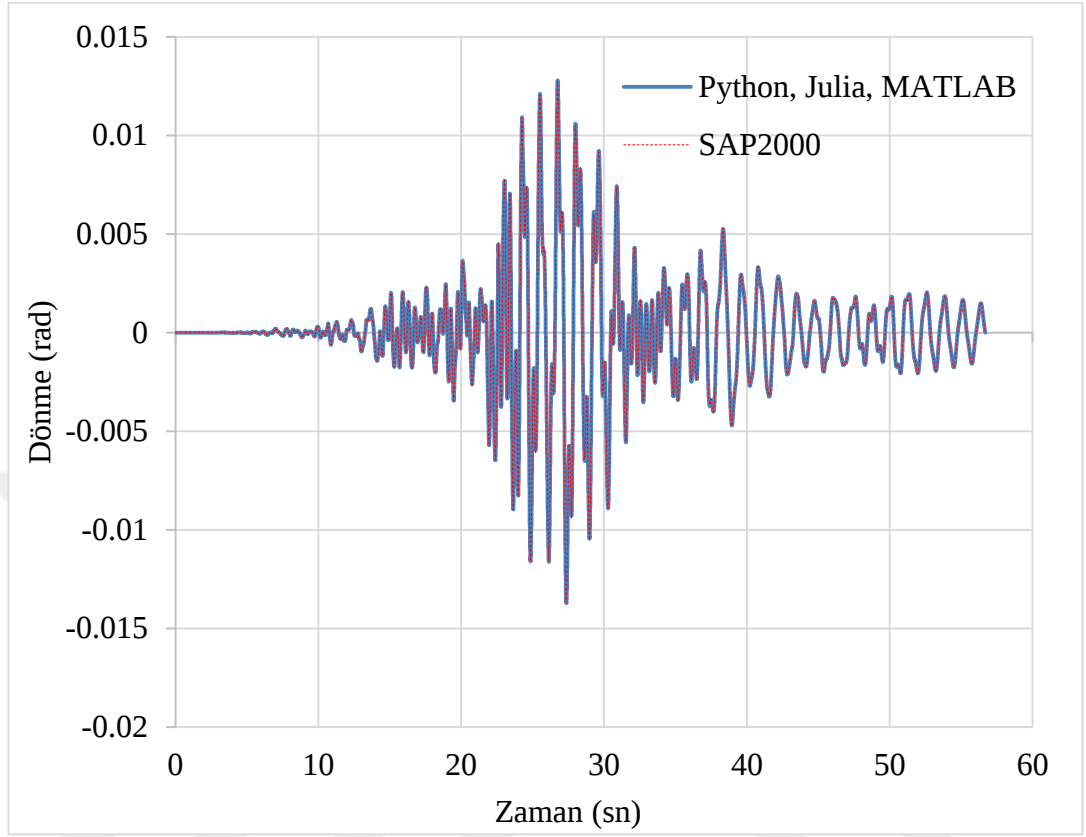


Şekil 5.13 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

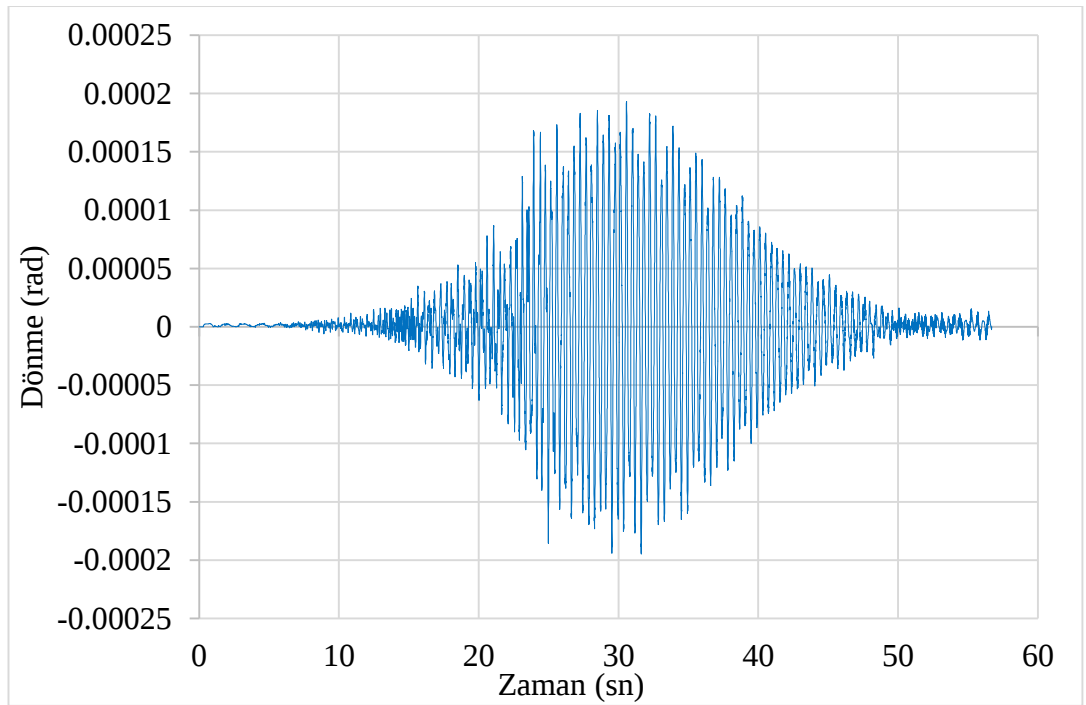


Şekil 5.14 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme farkı.

40 numaralı düğüm noktasının donme yerdeğiştirmesi sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.15, şekil 5.16).

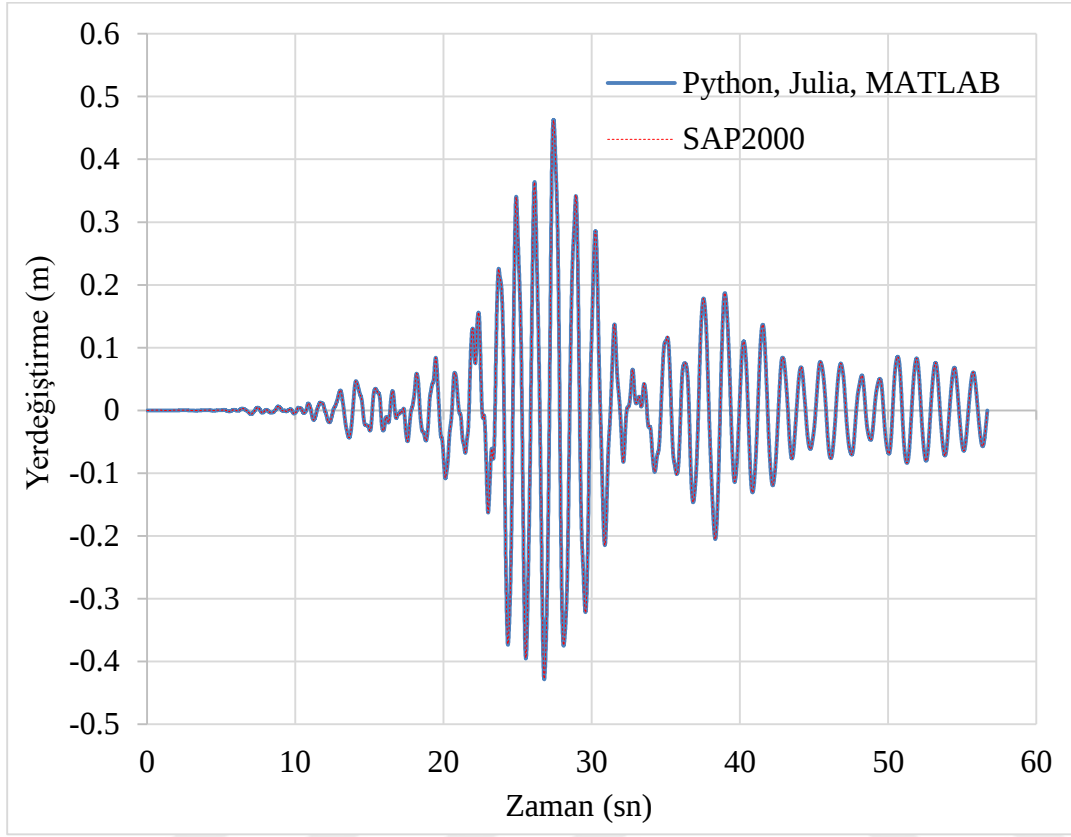


şekil 5.15 : 40 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

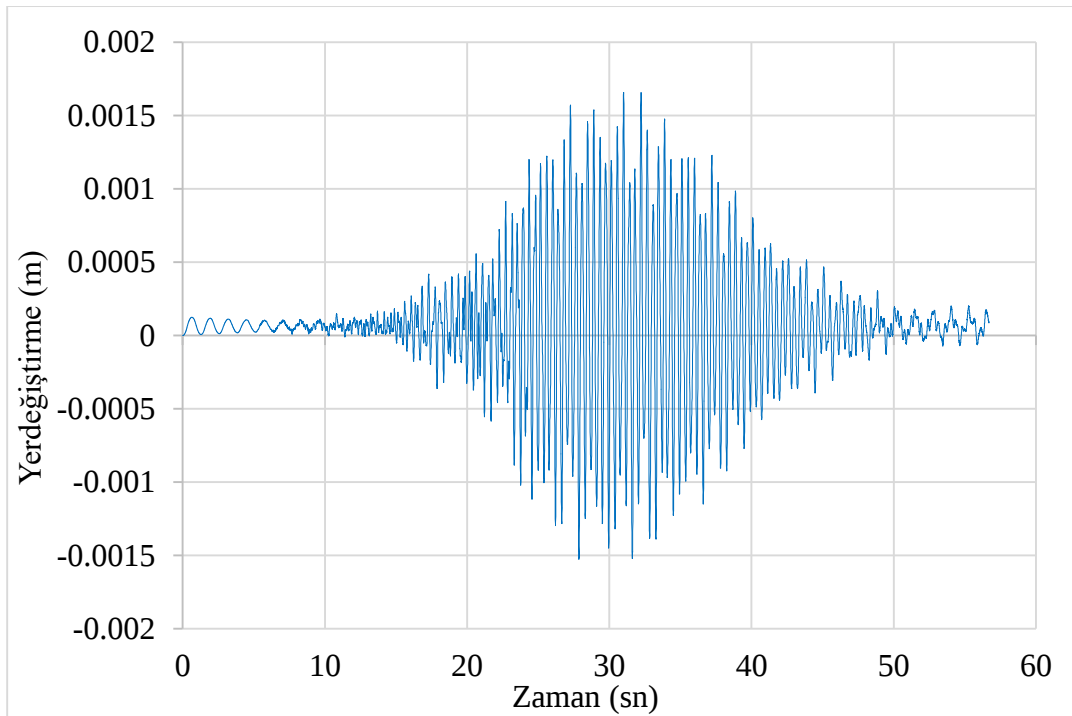


şekil 5.16 : 40 numaralı düğüm noktası dönme farkı.

51 numaralı düğüm noktasının yatay yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (şekil 5.17, şekil 5.18).

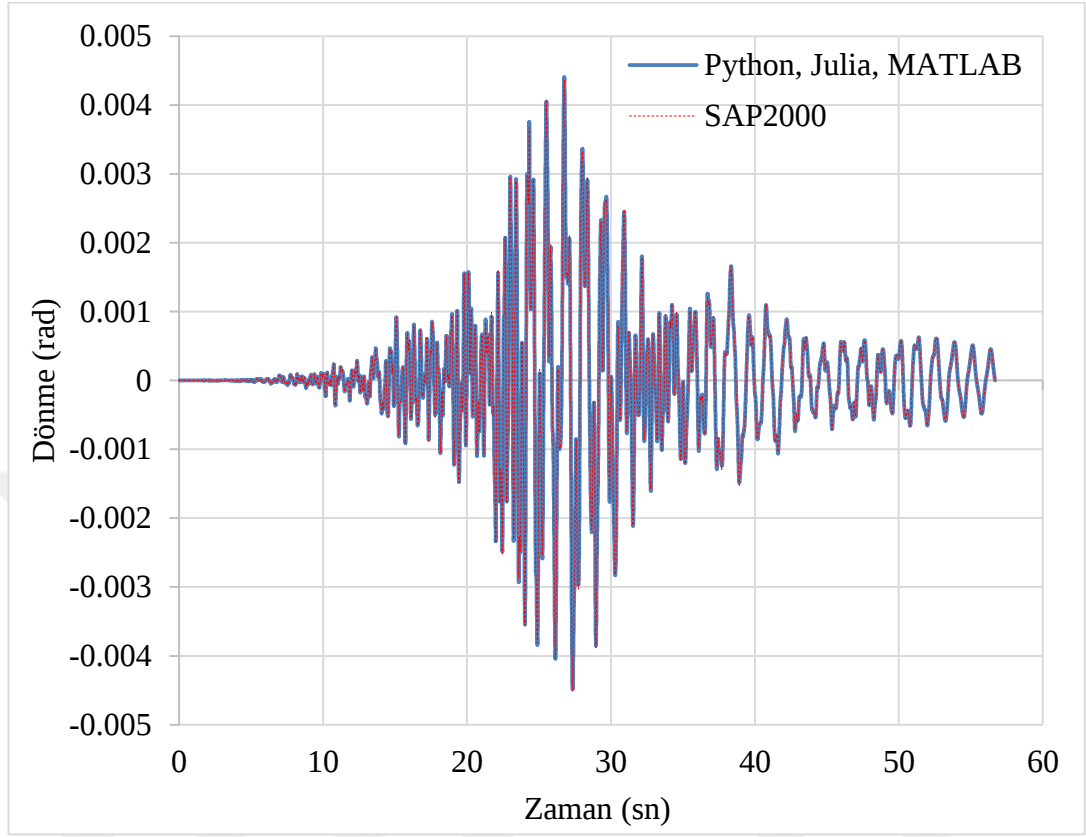


şekil 5.17 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

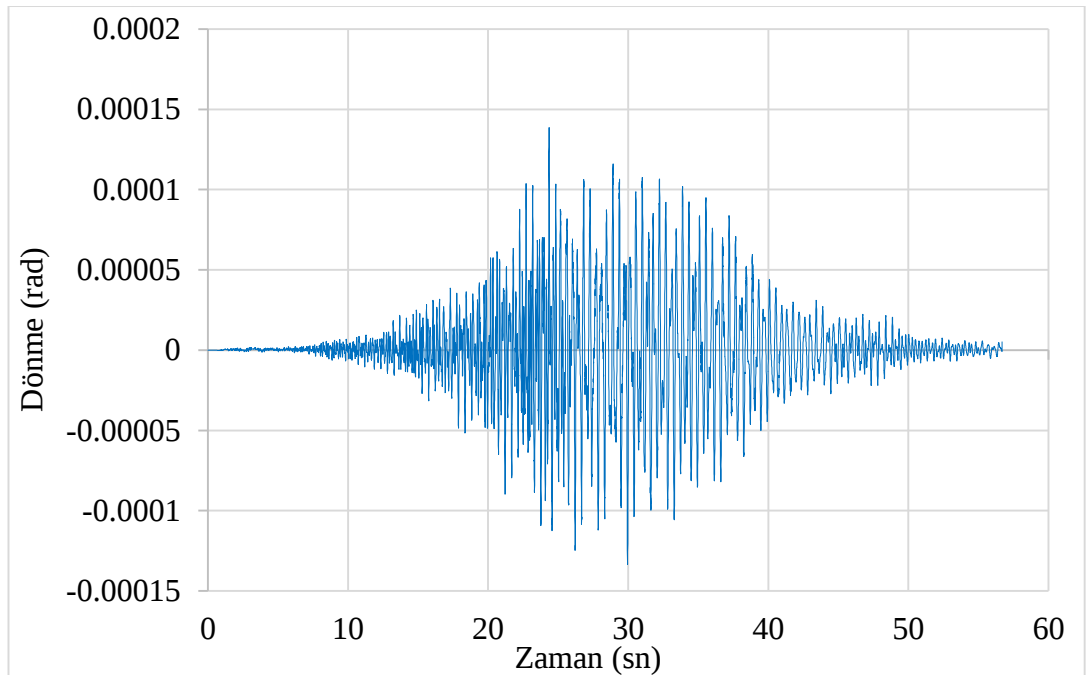


şekil 5.18 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme farkı.

51 numaralı düğüm noktasının donme yerdeğiştirmesi sonuçları karşılaştırılmış ve aralarındaki fark grafiksel olarak incelenmiştir (Şekil 5.19, Şekil 5.20).



Şekil 5.19 : 51 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

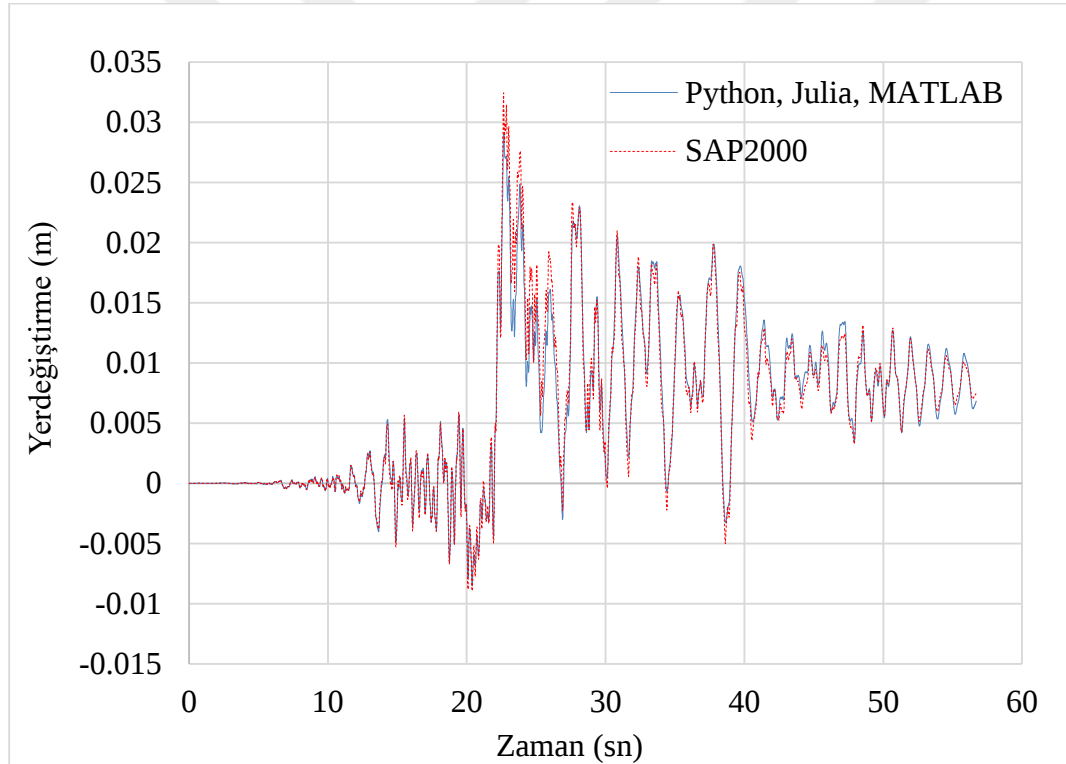


Şekil 5.20 : 51 numaralı düğüm noktası dönme farkı.

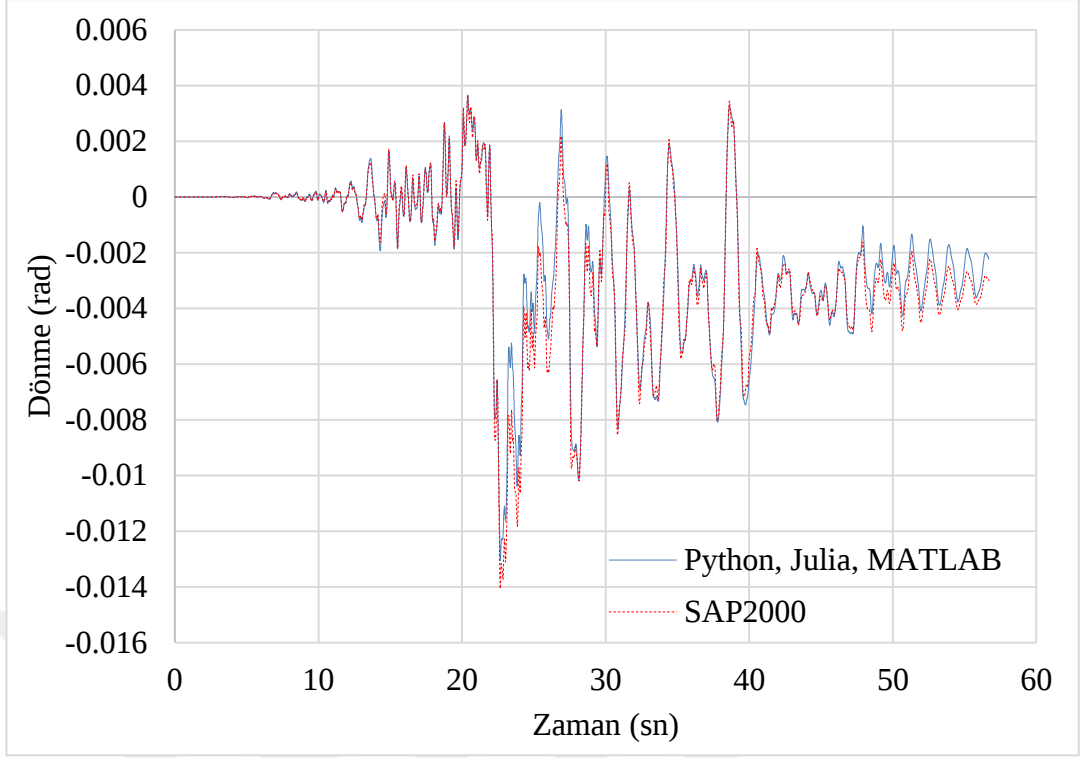
5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Karşılaştırması

10 katlı örnek yapı için Python ve Julia programlama dilleri ile geliştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programları ile rijit-plastik dönme yayları kullanılarak analizler yapılmıştır. SAP2000 programında, plastik mafsalları (plastic hinge) ile rijit-plastik mafsallar kullanılarak “Darfield” deprem kaydı ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Seçilen 6, 18, 29, 40, 51 numaralı beş düğüm noktası için elde edilen yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları ve zemin kat kolonları alt uçlarındaki doğrusal olmayan elemanların moment-dönme çevrimsel davranış sonuçları karşılaştırılmıştır.

6 numaralı düğüm noktasının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 5.21, Şekil 5.22).

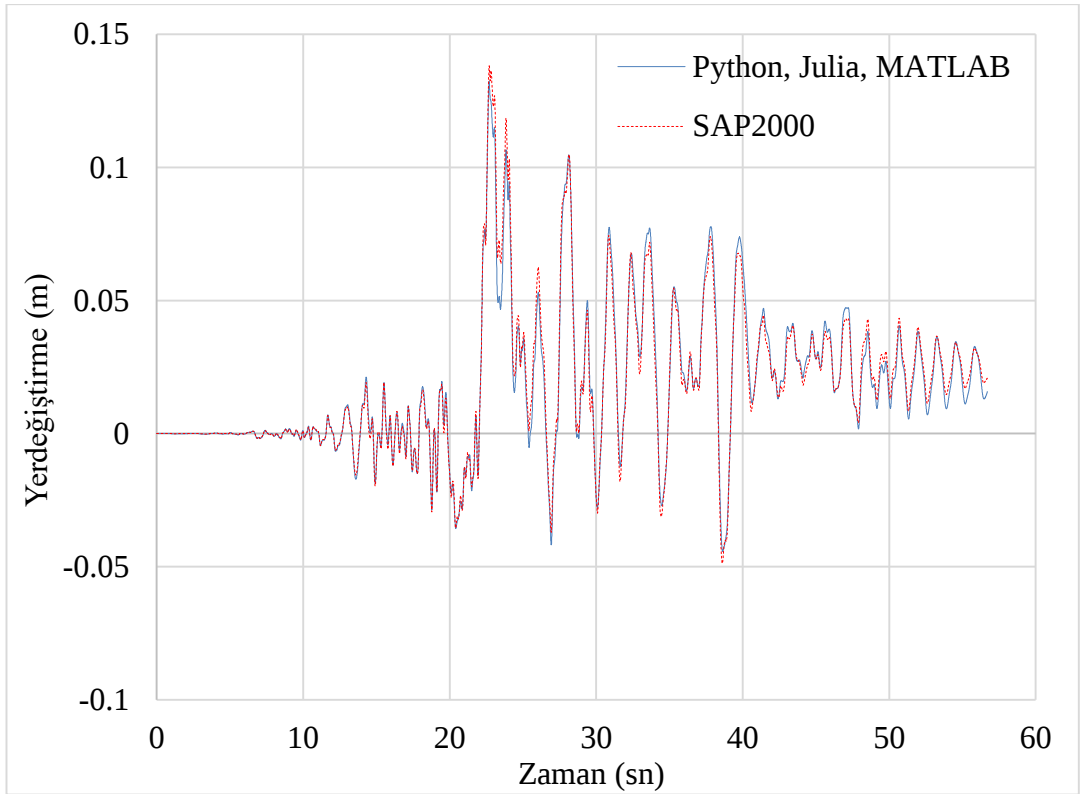


Şekil 5.21 : 6 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

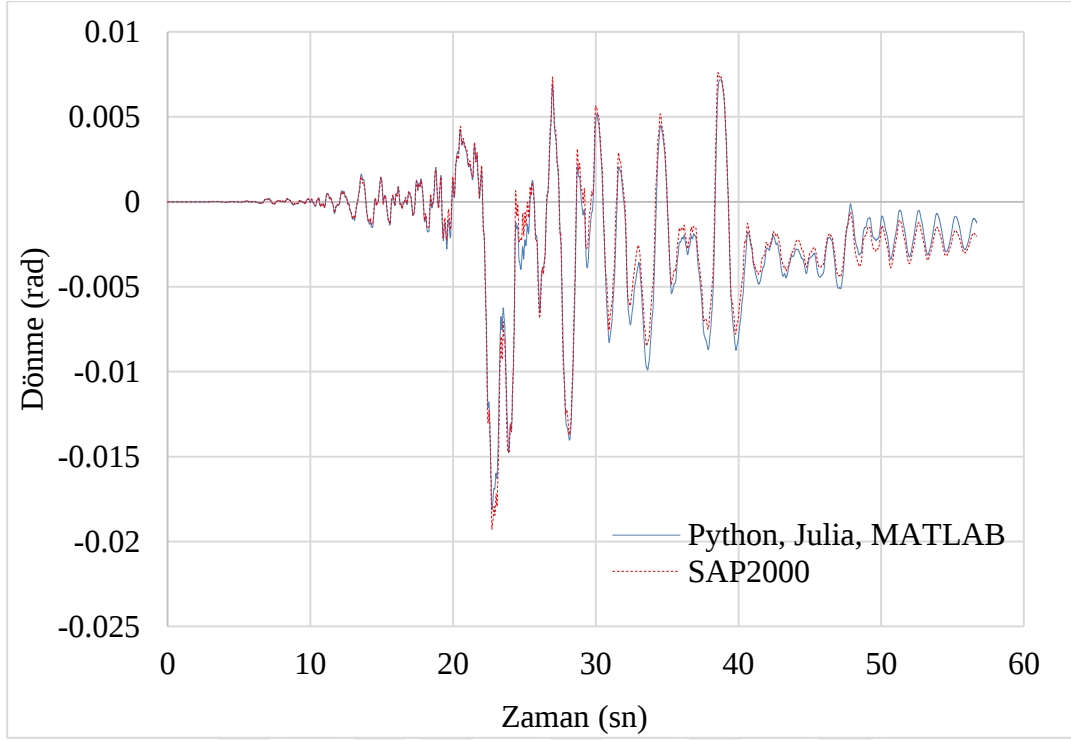


Şekil 5.22 : 6 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

18 numaralı düğüm noktasının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 5.23, Şekil 5.24).

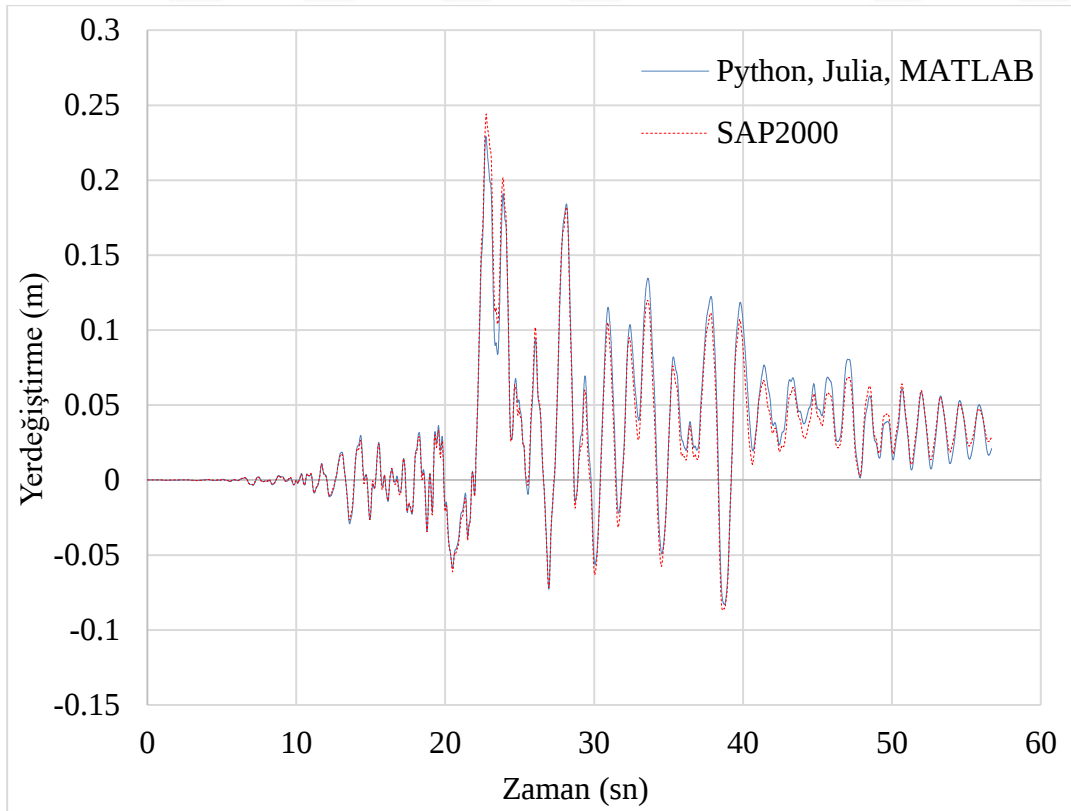


Şekil 5.23 : 18 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

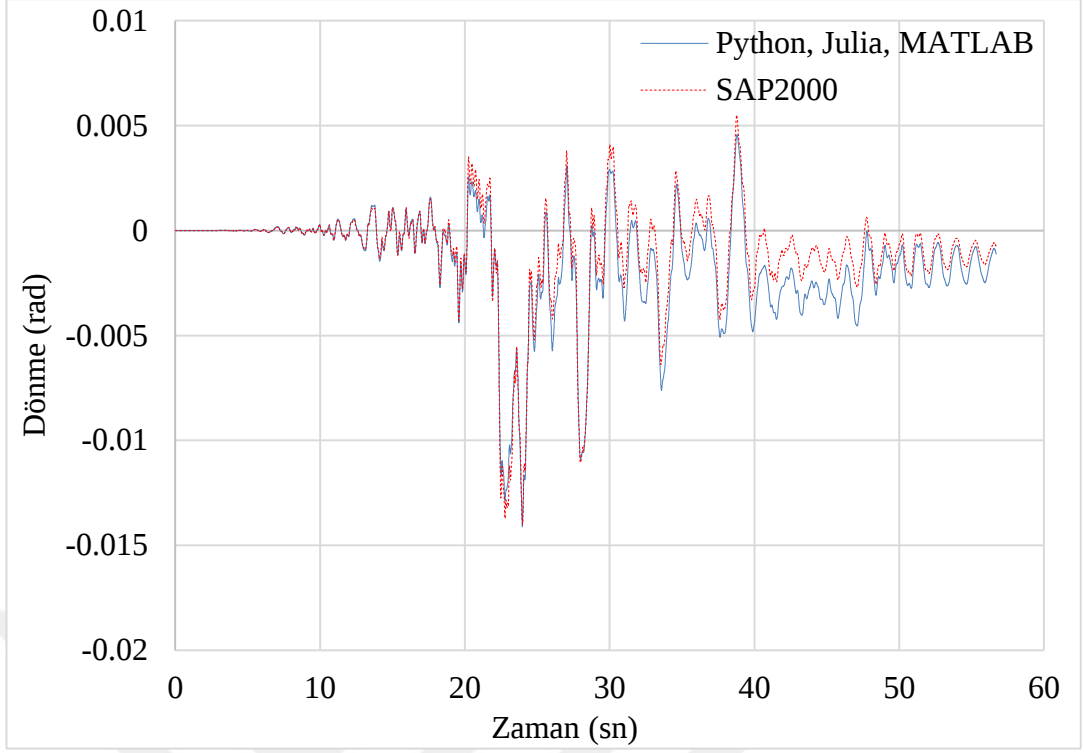


Şekil 5.24 : 18 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

29 numaralı düğüm noktasının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 5.25, Şekil 5.26).

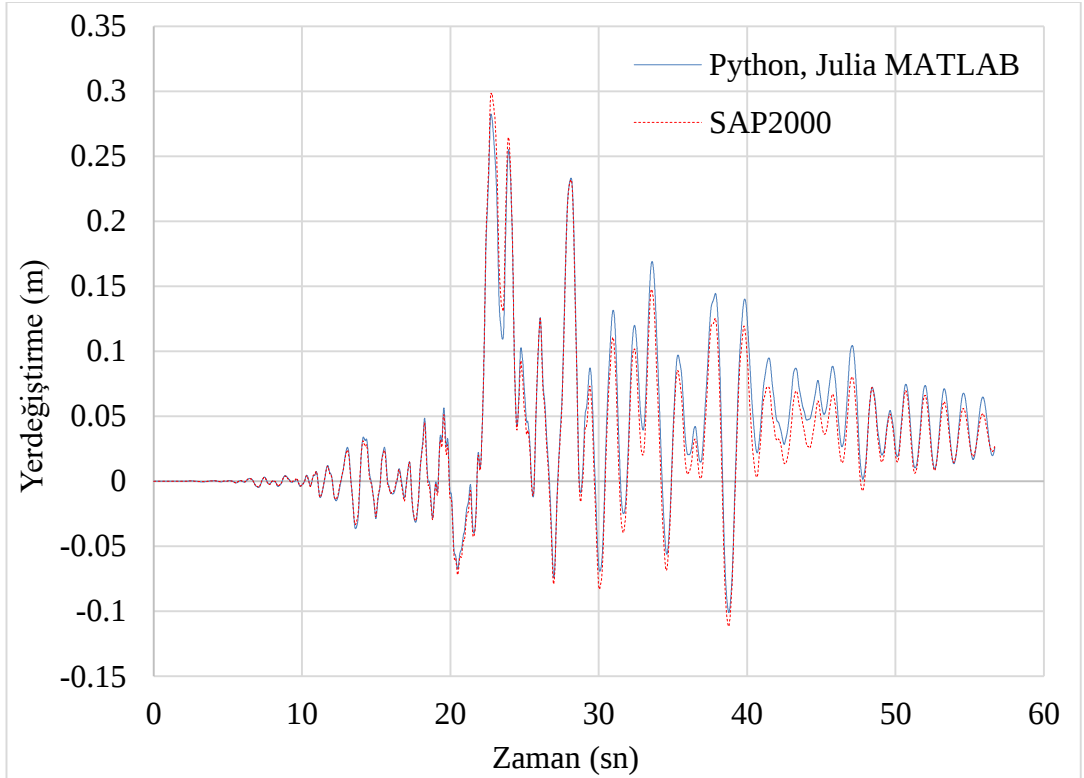


Şekil 5.25 : 29 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

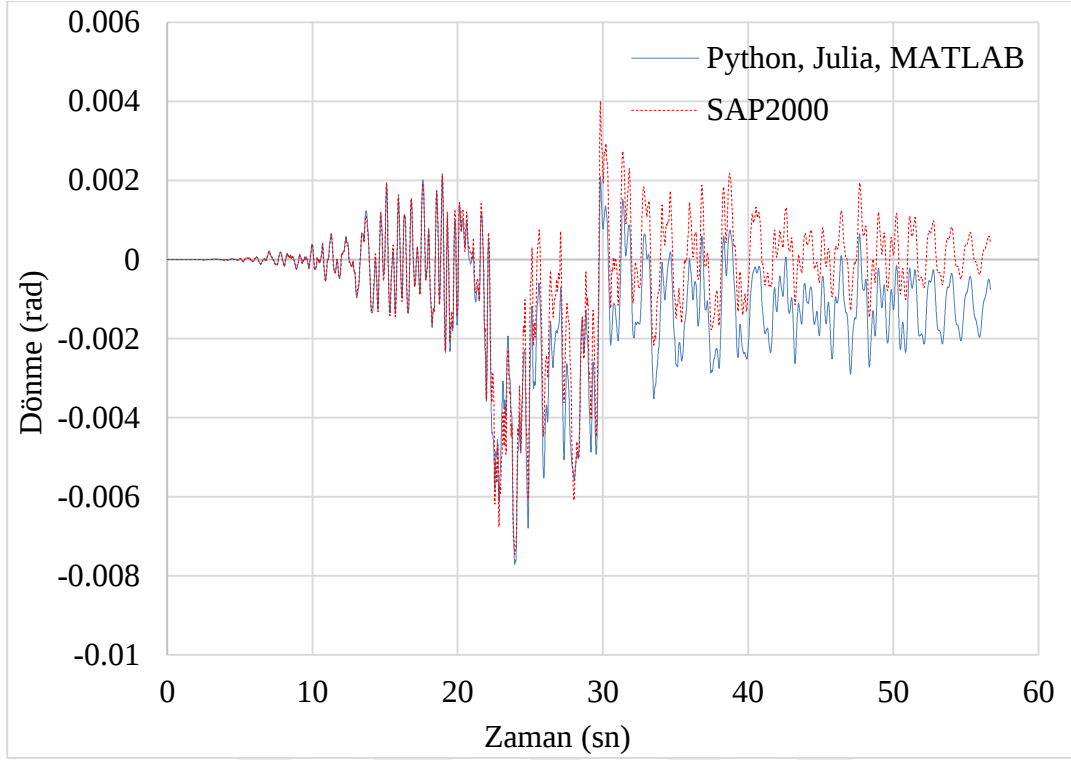


Şekil 5.26 : 29 numaralı düğüm noktası dönme yerdeğiştirmesi karşılaştırması.

40 numaralı düğüm noktasının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 5.27, Şekil 5.28).

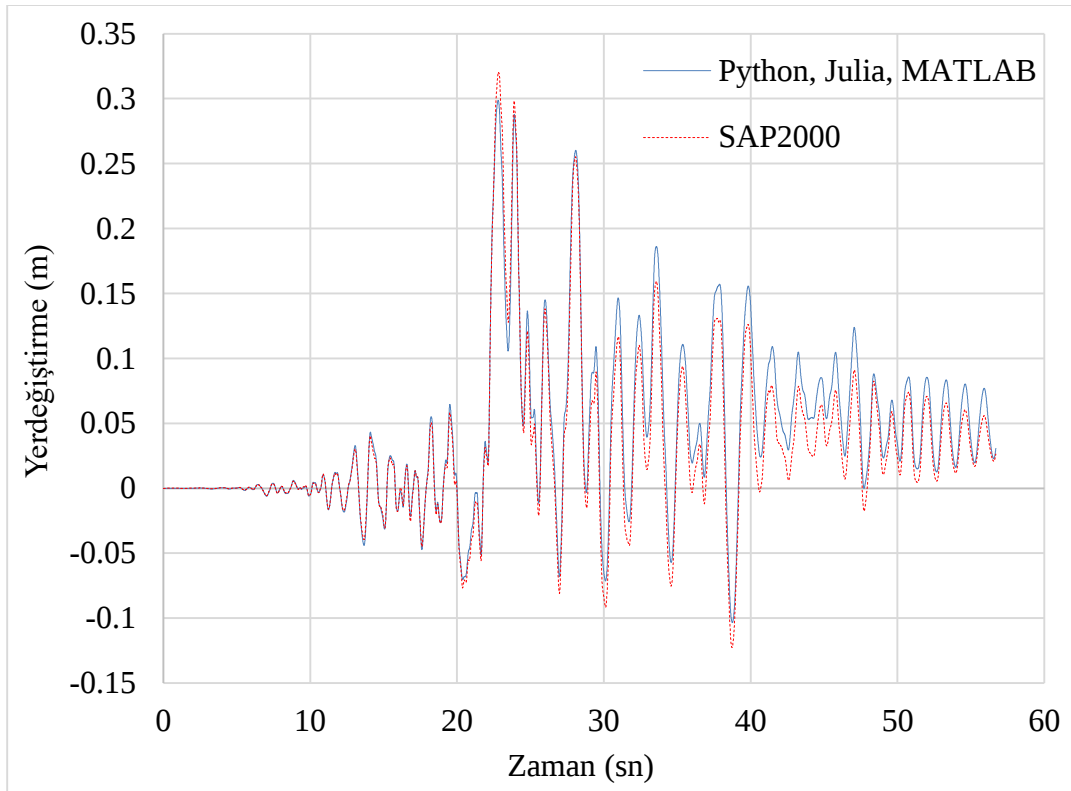


Şekil 5.27 : 40 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.

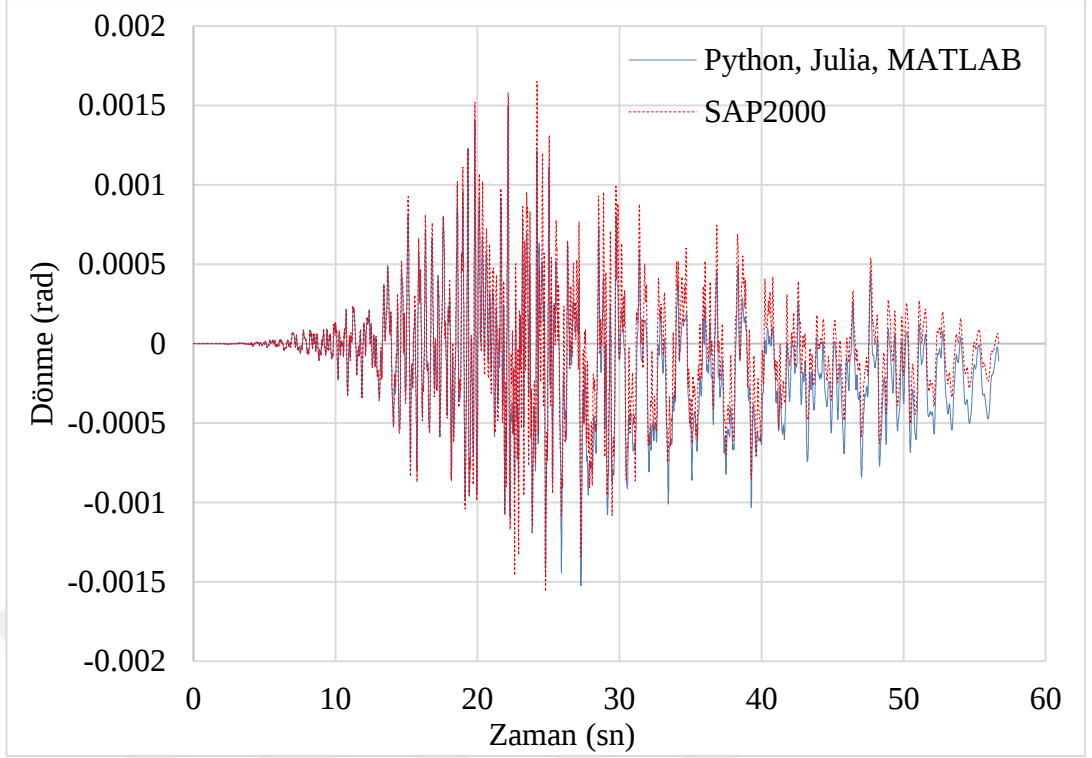


Şekil 5.28 : 40 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

51 numaralı düğüm noktasının yatay ve dönme yerdeğiştirme sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 5.29, Şekil 5.30).

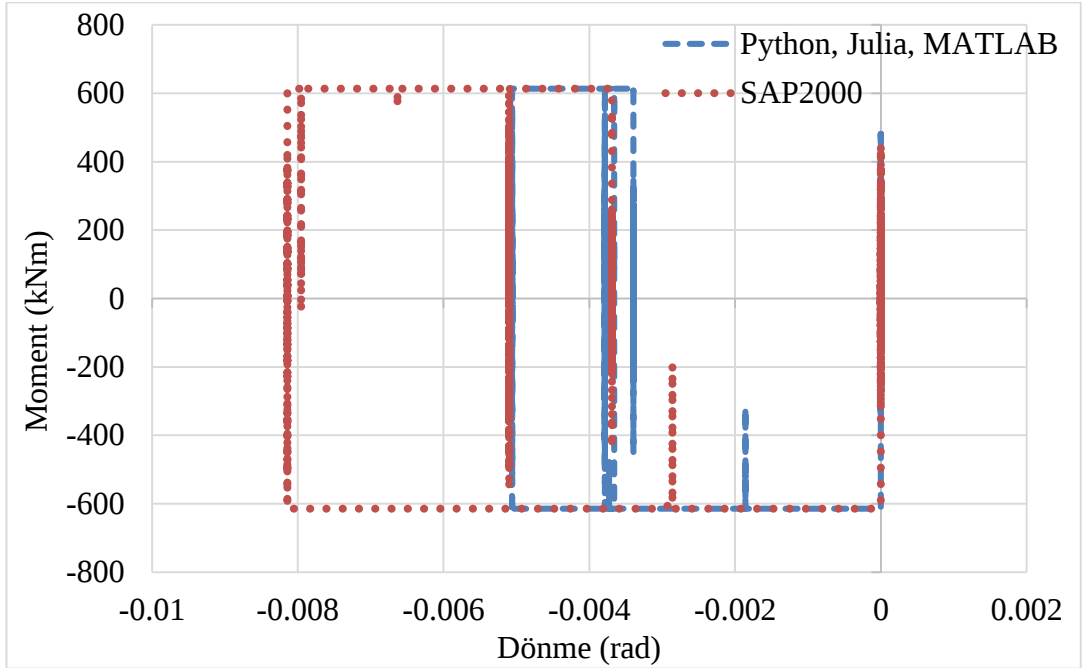


Şekil 5.29 : 51 numaralı düğüm noktası yatay yerdeğiştirme karşılaştırması.



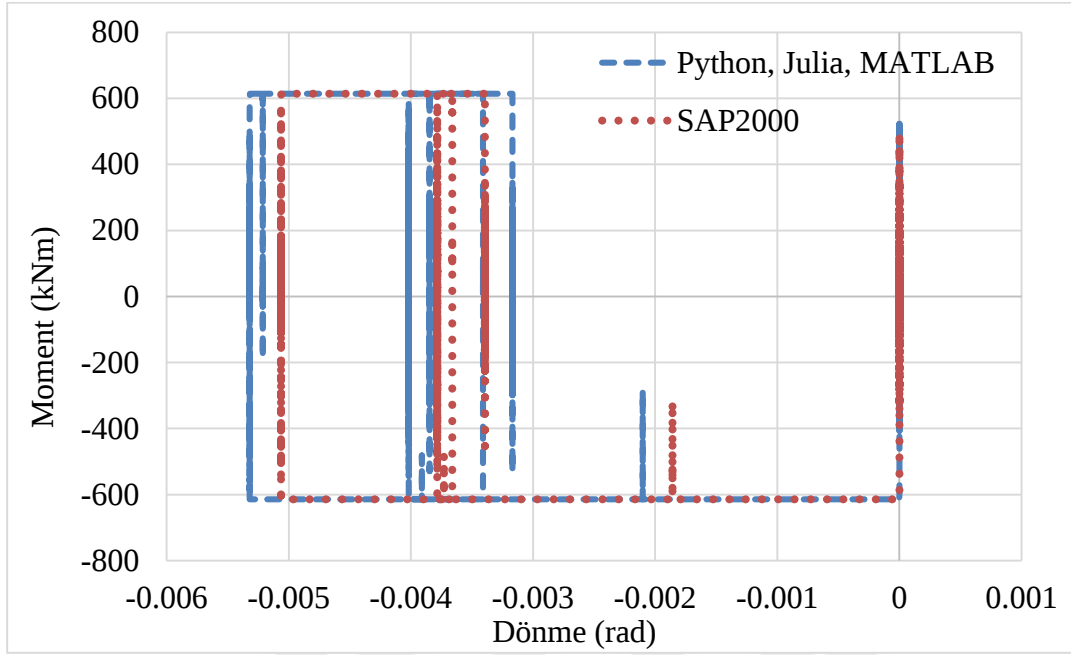
Şekil 5.30 : 51 numaralı düğüm noktası dönme karşılaştırması.

Doğrusal olmayan davranışın beklendiği zemin kat kolonlarının alt uçlarında moment-dönme çevrimsel davranış sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil 5.31’de 1 numaralı düğüm noktasının moment-dönme sonuçları karşılaştırılmıştır.



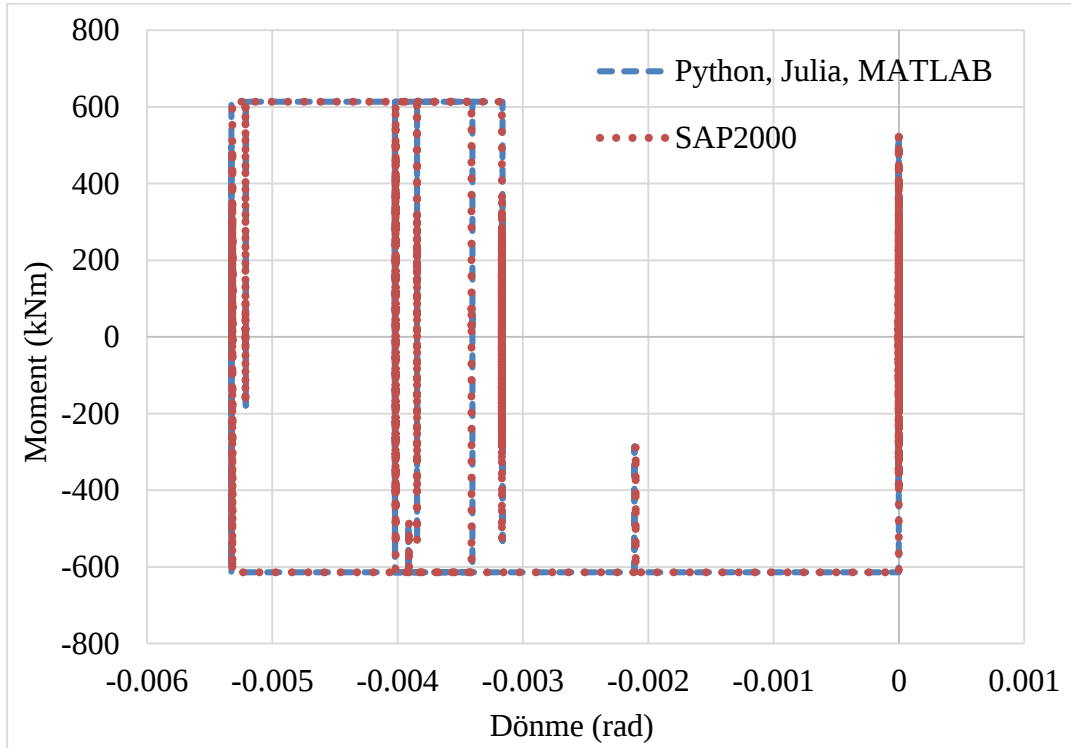
Şekil 5.31 : 1 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.

Şekil 5.32’de 5 numaralı düğüm noktasının moment-dönme sonuçları karşılaştırılmıştır.



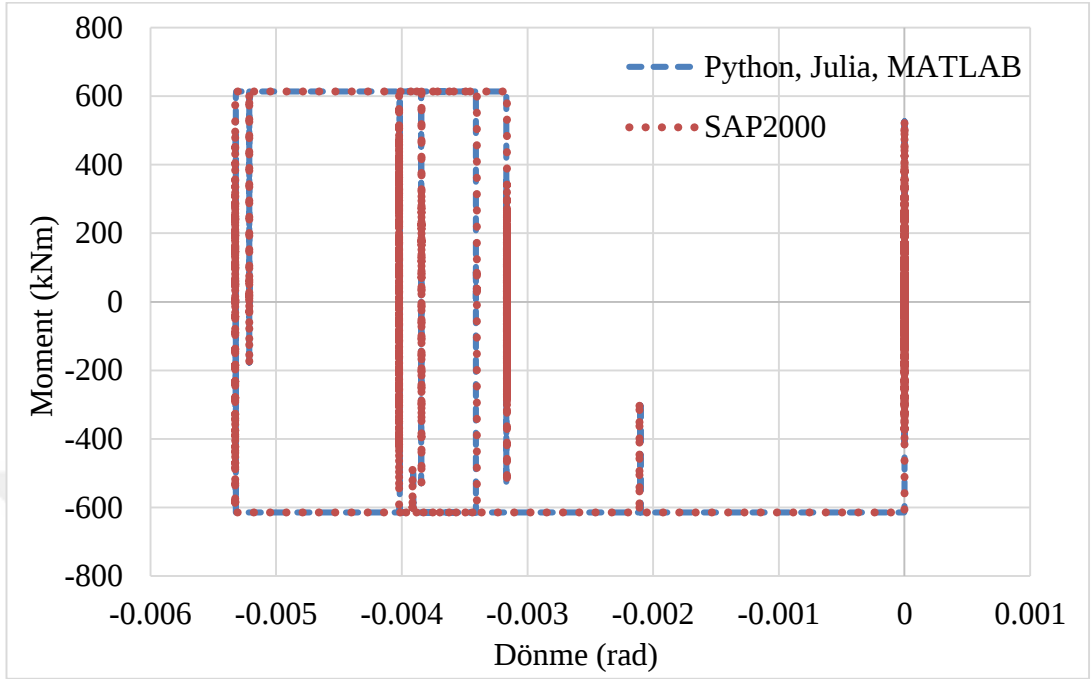
Şekil 5.32 : 5 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.

Şekil 5.33’de 3 numaralı düğüm noktasının moment-dönme sonuçları karşılaştırılmıştır.



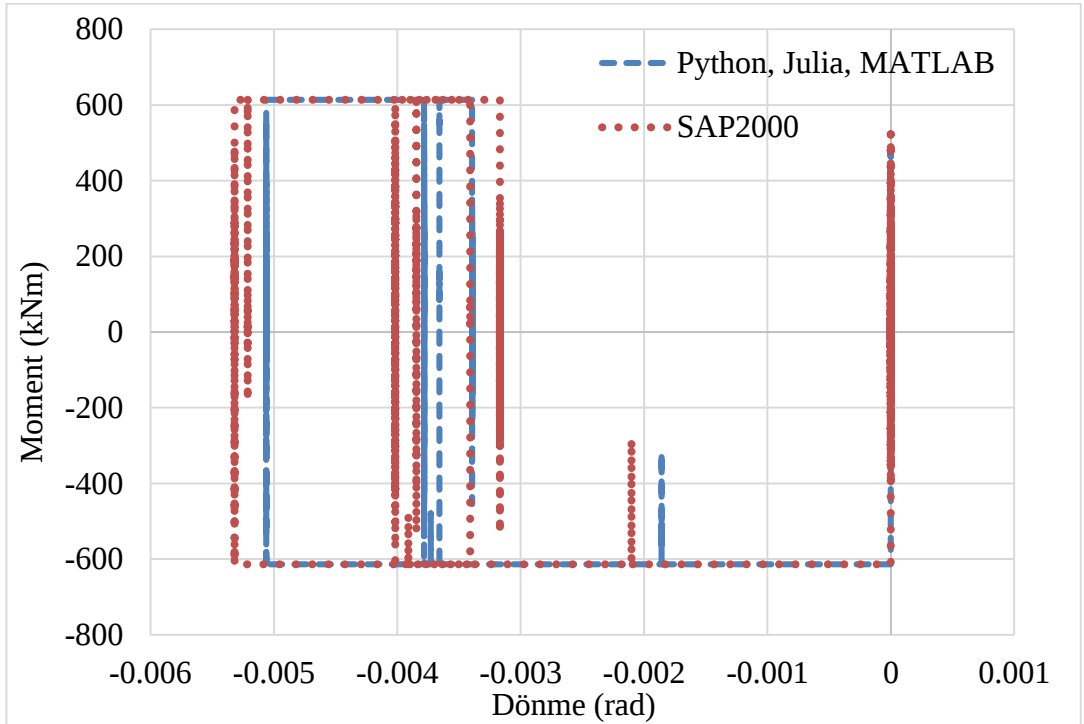
Şekil 5.33 : 3 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.

Şekil 5.34’de 7 numaralı düğüm noktasının moment-dönme sonuçları karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.34 : 7 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.

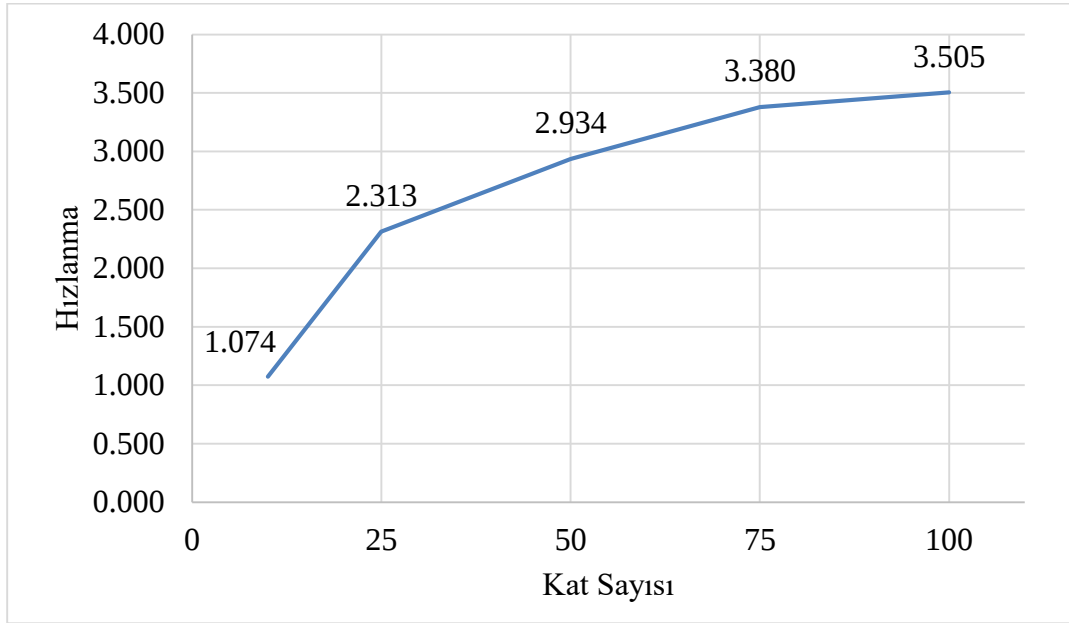
Şekil 5.35’de 9 numaralı düğüm noktasının moment-dönme sonuçları karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.35 : 9 numaralı düğüm noktası moment-dönme karşılaştırması.

5.3 Paralel Programlama Uygulaması

Bu örnekte Python’da seri ve paralel programlama ile hazırlanmış iki yazılım ile zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler 5 yapı modeli için gerçekleştirilmiştir. Paralel programlamanın uygulandığı çift-doğrusal fonksiyonlar ile yay elemanların içsel kuvvetlerinin hesaplandığı hesap adımının süreleri karşılaştırılmıştır (Şekil 5.36).



Şekil 5.36 : Kat sayısı-hızlanma grafiği.

Burada bünye fonksiyonlarının paralel ve seri çağrım süreleri hesaplanmış ve seri çağrım için gerekli süre paralel çağrım süresine bölünerek hızlanma değerleri elde edilmiştir (Çizelge 5.1).

Çizelge 5.1 : Python’da toplam analiz ve çift-doğrusal çağrım süreleri.

Kat Adeti	Toplam Süre (sn)			Çift-doğrusal Adım Süresi (sn)		
	Seri	Paralel	Seri / Paralel	Seri	Paralel	Seri/Paralel
10	1485	1402	1.059	15.51	14.44	1.074
25	6484	5962	1.088	40.7	17.6	2.313
50	20216	20052	1.008	72.77	24.8	2.934
75	45698	47180	0.969	107.04	31.67	3.380
100	85975	88994	0.966	139.34	39.75	3.505

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, Python ve Julia programlarının doğrusal olmayan deprem analizleri ve paralel programlamaya uygunlukları araştırılmıştır. Bu amaç doğrultusunda Python ve Julia programlama dilleri ile zaman tanım alanında doğrusal ve doğrusal olmayan analiz programları geliştirilmiştir ve Python’da çift-doğrusal bünye fonksiyonları ile doğrusal olmayan elemanların iç kuvvetlerinin bulunduğu hesap adımıyla paralel programlama uygulanmıştır. Julia ve Python’da geliştirilen doğrusal ve doğrusal olmayan model ve analiz programları SAP2000 programı ile karşılaştırılmıştır. Seri ve paralel programlama ile doğrusal olmayan elemanların bünye fonksiyonları ile iç kuvvetlerinin hesaplanma süreleri karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda;

- 10 katlı çerçeve örnek için Julia ve Python programları ile hazırlanan zaman tanım alanında doğrusal analiz programlarının ve modelinin SAP2000 kıyaslaması sonuçları oldukça birbirine yakın çıkmıştır. Sonuçlar arasındaki hata payı %1 ve altındadır. Bu fark, sönüm matrisini oluşturulurken veya herhangi bir işlem adımıyla gözden kaçırılan küçük bir ayrıntıdan kaynaklanıyor olabileceği kanaatine varılmıştır.
- 10 katlı çerçeve örnek için Julia ve Python programları ile hazırlanan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz programlarının ve modelinin SAP2000 kıyaslamasında, bazı düşüm noktalarında çok yakın bazı düğüm noktalarında çok yakın olmasa da benzer sonuçlar elde edilmiştir. Bu farkın, SAP2000 programında kullanılan rijit plastik mafsallarla geliştirilen analizlerde kullanılan rijit moment-dönme yayı arasındaki matematiksel farktan kaynaklanıyor olabileceği kanaatine varılmıştır.
- Python’da bünye fonksiyonlarının paralelleştirilmesi ile bünye fonksiyonları hesap süresinde hızlanma olduğu gözlemlenmiştir.
- Hızlanma değerinin bünye fonksiyonu çağırılma sayısı (doğrusal olmayan eleman sayısı) ile doğru orantılı olduğu gözlemlenmiştir.
- 6 çekirdekli bilgisayar ile gerçekleştirilen analizlerde 100 katlı 4 açıklıklı yapıda 1800 doğrusal olmayan eleman için ulaşılan hızlanma değerinin 3.505

seviyesinde olduğu tespit edilmiştir. Hızlanma değerinin çekirdek sayısından az olması ek süre etkisinden (overhead) kaynaklandığı düşünülmektedir.

- Denklem takımı çözümleri paralelleştirilmediğinden, bünye fonksiyon çağrım süresi tüm program süresine göre düşük kalmıştır.

Gerçekleştirilen araştırma çalışması neticesinde çalışmanın daha fazla geliştirilmesi amacıyla sonraki araştırmalar için önerilen şu şekilde sıralanmıştır;

- Doğrusal olmayan eleman sayısının yığılı plastisite modellere göre daha fazla olduğu yayılı fiber modellerde bünye fonksiyonlarının paralelleştirilmesi önerilmektedir.
- CPU (merkezi işlemci ünitesi) yerine GPU (grafik işlemci ünitesi) kullanılarak aynı problem için paralel programlamanın araştırılmalıdır.

KAYNAKLAR

- Anderson, J. P., Hoffman, S. A., Shifman, J., & Williams, R. J.** (1962). *D825-a multiple-computer system for command & control*. Paper presented at the Proceedings of the December 4-6, 1962, fall joint computer conference.
- Backus, J.** (1978). Can programming be liberated from the von Neumann style?: a functional style and its algebra of programs. *Communications of the ACM*, 21(8), 613-641.
- Bouc, R.** (1971). A mathematical model for hysteresis. *Acta Acustica united with Acustica*, 24(1), 16-25.
- Chopra, A. K.** (2001). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*: Prentice-Hall.
- Clough, R. W., & Penzien, J.** (2003). *Dynamics of structures*: Computers & Structures, Inc.
- DBYBHY** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı: Ankara.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R.** (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1-36.
- Dizon, A. B. R.** (2016). *A Hybrid-Parallel Framework for the Nonlinear Seismic Analysis of Very Tall Buildings*. California Institute of Technology.
- Ercan, U., Akar, H., & Koçer, A.** (2013). Paralel programlamada kullanılan temel algoritmalar. *Akademik Bilişim '13*, 23-25.
- Erkus, B.** (2004). *Comparison of the techniques used in the Newmark analysis of nonlinear structures*. Paper presented at the 17th ASCE Engineering Mechanics Conference, Newark, Delaware.
- Ersoy, U., & Özcebe, G.** (1998). Sarılmış Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik İlişkisi Analitik Bir İrdeleme. *Teknik Dergi*, 9(44).
- Ersoy, U., & Özcebe, G.** (2004). *Betonarme: temel ilkeler, TS-500-2000 ve Türk deprem yönetmeliğine (1998) göre hesap*: Evrim Yayınevi.
- FEMA, A.** (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*.
- Flynn, M. J.** (1966). Very high-speed computing systems. *Proceedings of the IEEE*, 54(12), 1901-1909.
- Frank, M., & Gregory, L. F.** (2000). *An Object-Oriented Software Design for Parallel Structural Analysis*.
- Fuller, S. H., & Millett, L. I.** (2011). Computing performance: Game over or next level? *Computer*, 44(1), 31-38.
- Fung, L.-W.** (1983). Massively parallel processor computer: Google Patents.

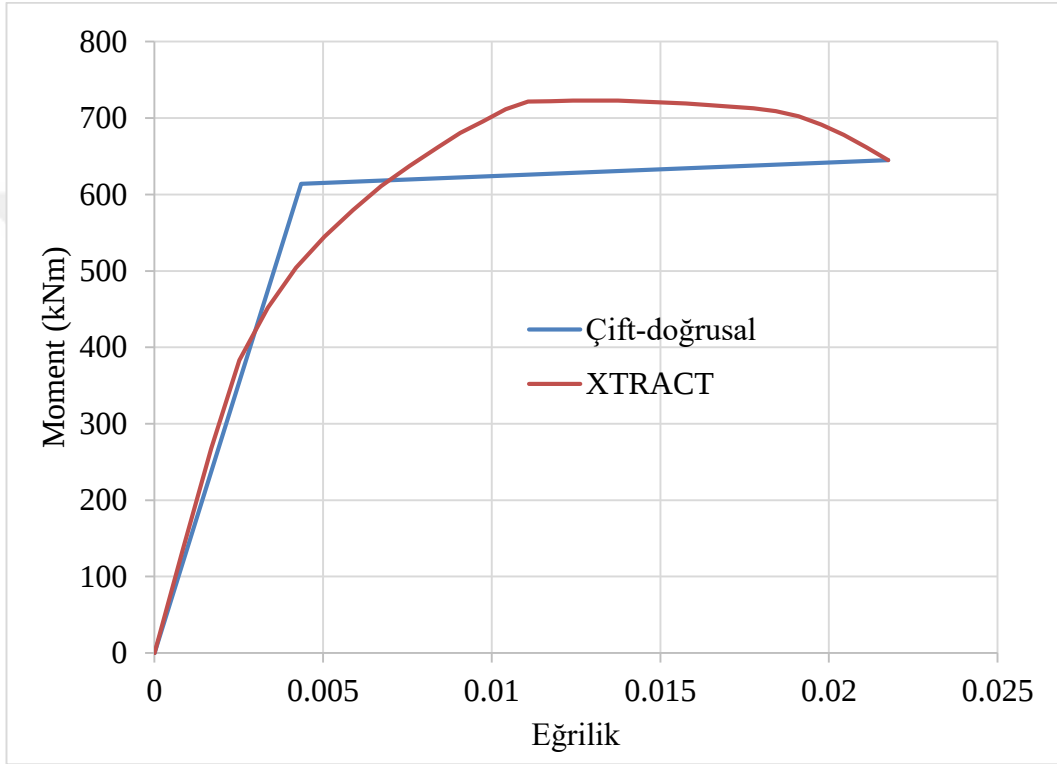
- Gill, S.** (1958). Parallel programming. *The Computer Journal*, 1(1), 2-10.
- Goldstine, H. H., & Goldstine, A.** (1946). The electronic numerical integrator and computer (ENIAC). *Mathematical Tables and Other Aids to Computation*, 2(15), 97-110.
- Hilber, H. M., Hughes, T. J., & Taylor, R. L.** (1977). Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 5(3), 283-292.
- Hognestad, E.** (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Retrieved from
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H.** (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- Intel.** (2017). Math Kernel Library (MKL). Retrieved from <https://www.intel.com>
- Kent, D. C., & Park, R.** (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- Malley, J., Dierlein, G., Krawinkler, H., Maffei, J., Pourzanjani, M., Wallace, J., & Heintz, J.** (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. *Applied Technology Council*.
- Mander, J. B.** (1983). Seismic design of bridge piers.
- McKenna, F. T.** (1997). *Object-oriented finite element programming: frameworks for analysis, algorithms and parallel computing*. University of California, Berkeley.
- McKenna, F., & Fenves, G. L.** (2008). Using the OpenSees interpreter on parallel computers. *Network for earthquake engineering simulations*.
- Menegotto, M.** (1973), *PE, Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*. Paper presented at the IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon.
- NAG.** (2017). The NAG MPI Parallel Library. Retrieved from <https://www.nag.com/>
- Neumann, V.** (1945). John. *First Draft of a Report on the EDVAC*.
- Newmark, N. M.** (1959). A Method of Computation for Structural Dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(3), 67-94.
- Park, Priestley, M. J. N., & R.** (1988). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1827)
- Park, R., & Thompson, K. J.** (1980). Ductility of Prestressed and Partially Prestressed Concrete Beam Sections. *PCI Journal*, 25(2), 46-80.
- Paulay, T., & Santhakumar, A. R.** (1976). Ductile Behavior of Coupled Shear Walls. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 102(1), 93-108.

- PEER-GMD.** (2016). PEER Ground Motion Database. Retrieved from <http://ngawest2.berkeley.edu/>
- Powell, G. H.** (1973). *DRAIN-2D User's Guide* (EERC 73-22). Retrieved from Berkeley, California:
- Punzo, G., Massaioli, F., & Succi, S.** (1994). High-resolution lattice–Boltzmann computing on the IBM SP1 scalable parallel computer. *Computers in Physics*, 8(6), 705-711.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R.** (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of structural engineering*, 118(6), 1590-1607.
- Sayar, A., & Ergün, U.** (2014). Fonksiyonel Programlama Dilleri ile Paralel Programlama. *Ömer Halisdemir Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 3(2), 1-17.
- Sheikh, S. A., & Uzumeri, S.** (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of the Structural Division*, 108(12), 2703-2722.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N.** (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- Wilson, G. V.** (1994). The history of the development of parallel computing. URL: <http://ei.cs.vt.edu/history/Parallel.html>.
- XTRACT.** (2016). XTRACT (Version v3). Rancho Cordova, California: TRC.

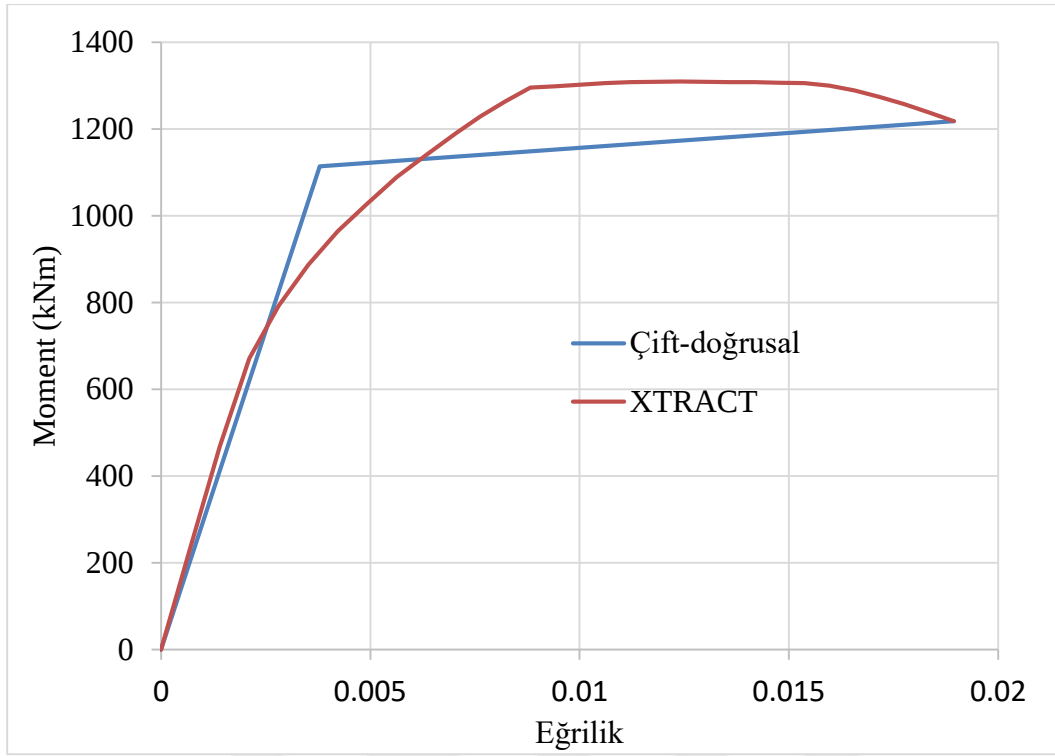


EKLER

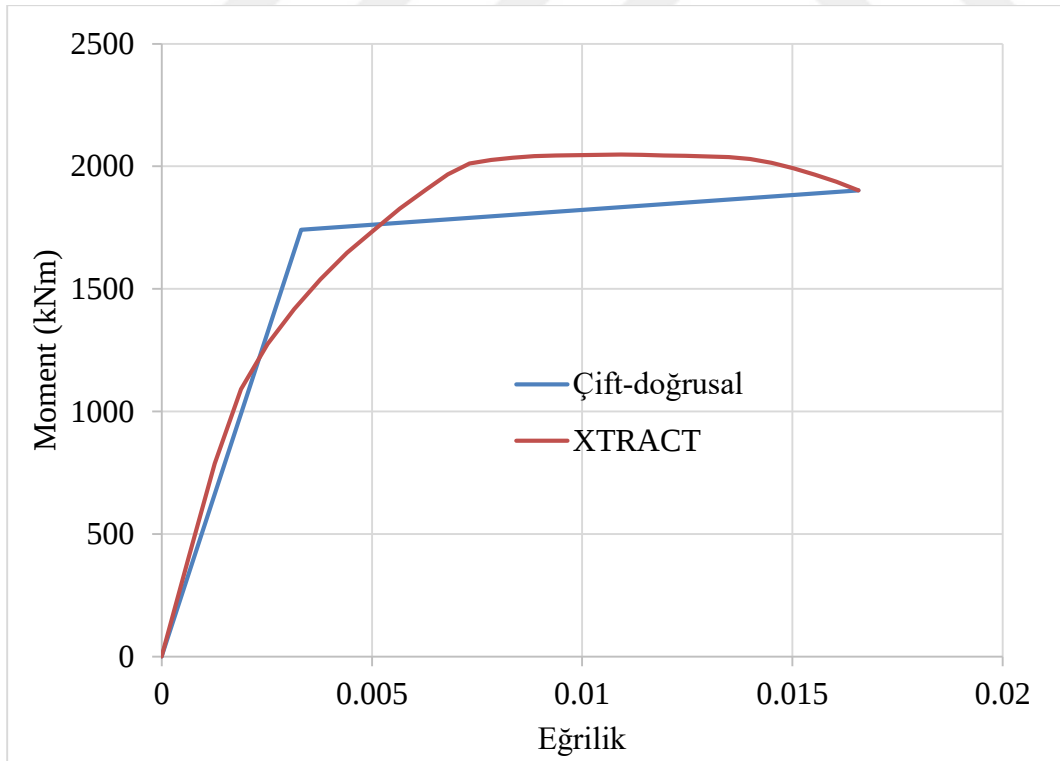
EK A: MOMENT EĞRİLİK



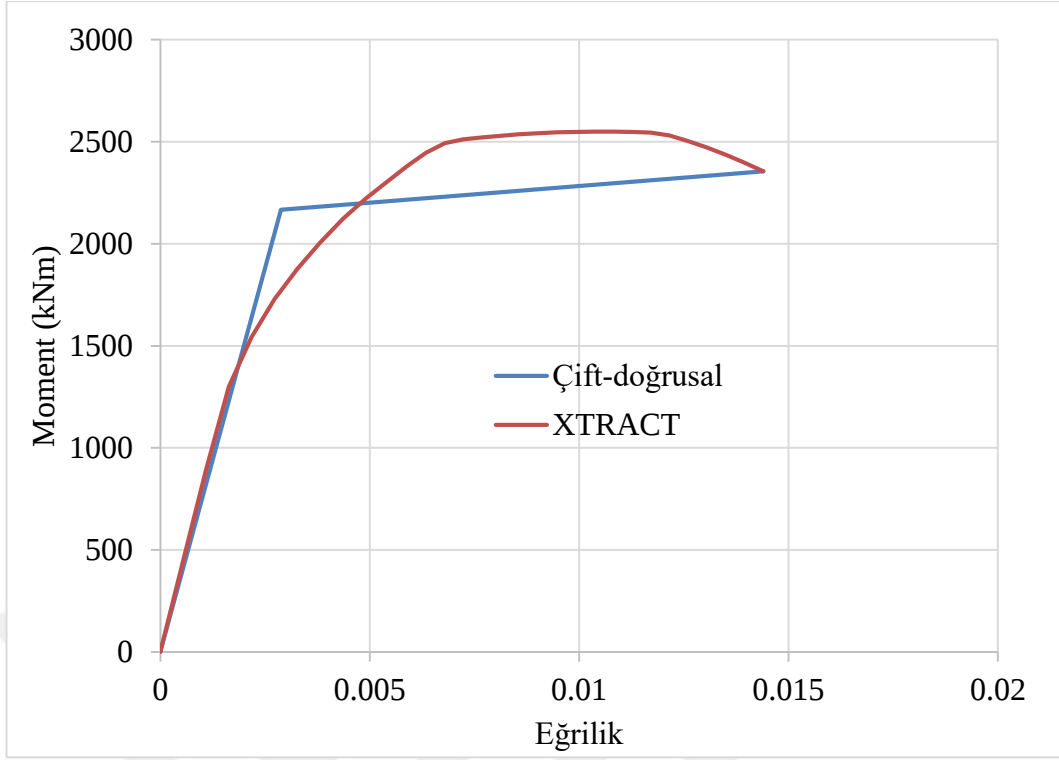
Şekil A.1 : 50 x 50 kolon moment-eğrilik.



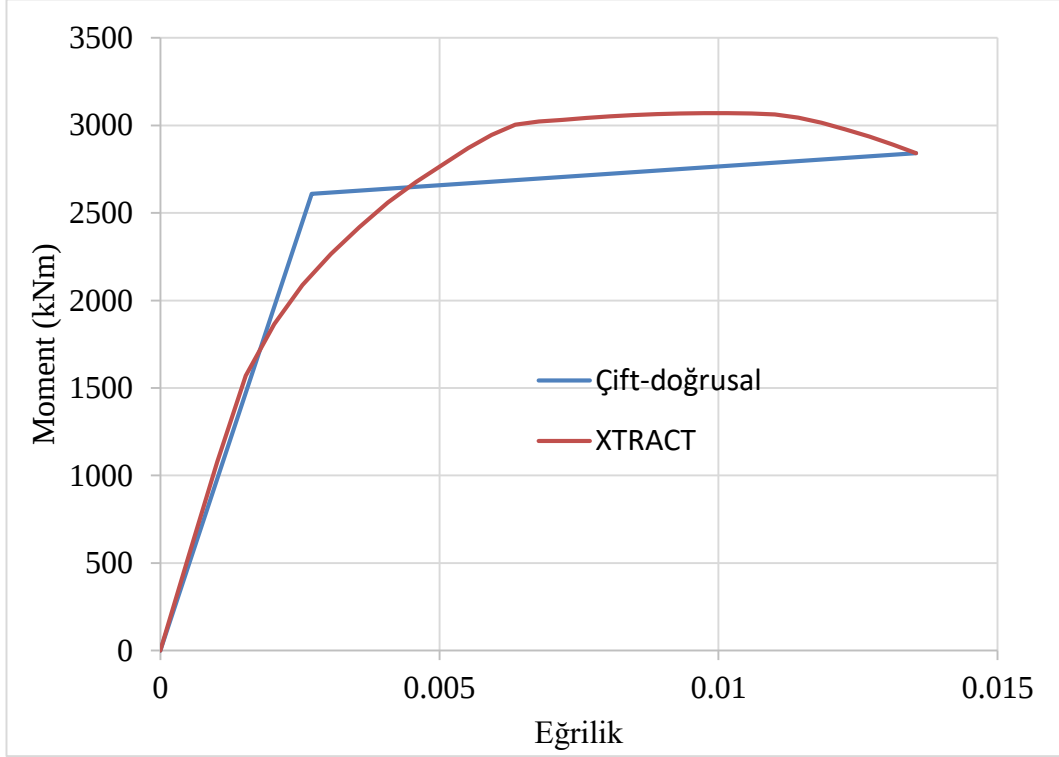
Şekil A.2 : 60 x 60 kolon moment-eğrilik.



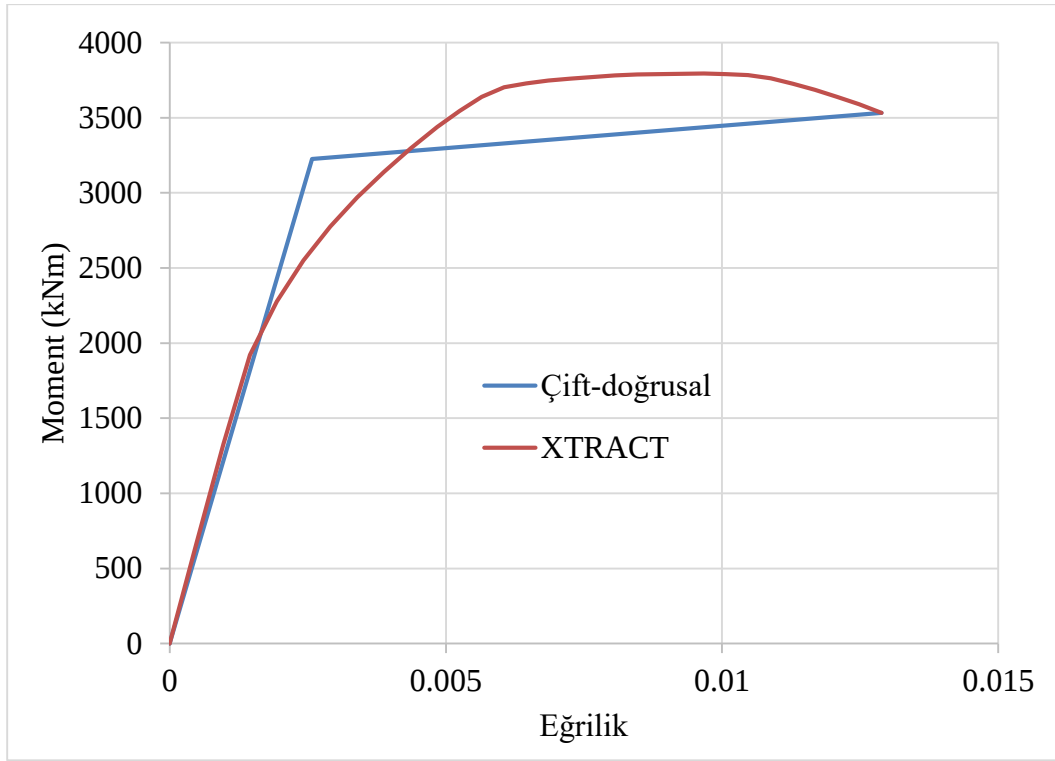
Şekil A.3 : 70 x 70 kolon moment-eğrilik.



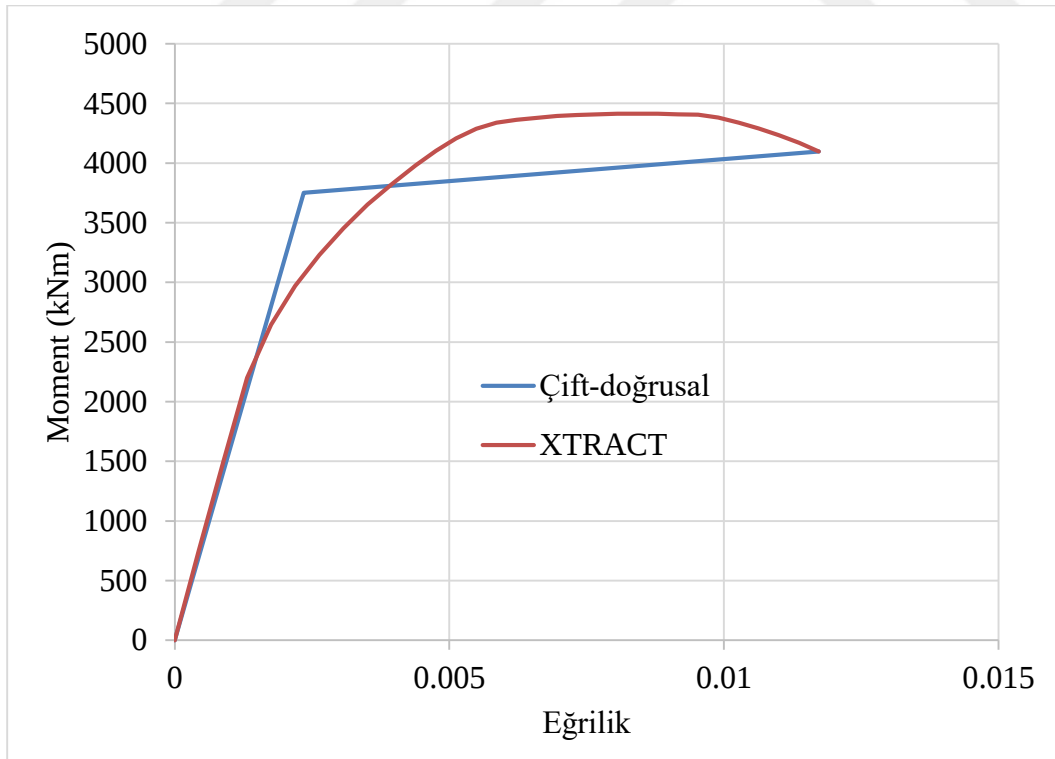
Şekil A.4 : 75 x 75 kolon moment-eğrilik.



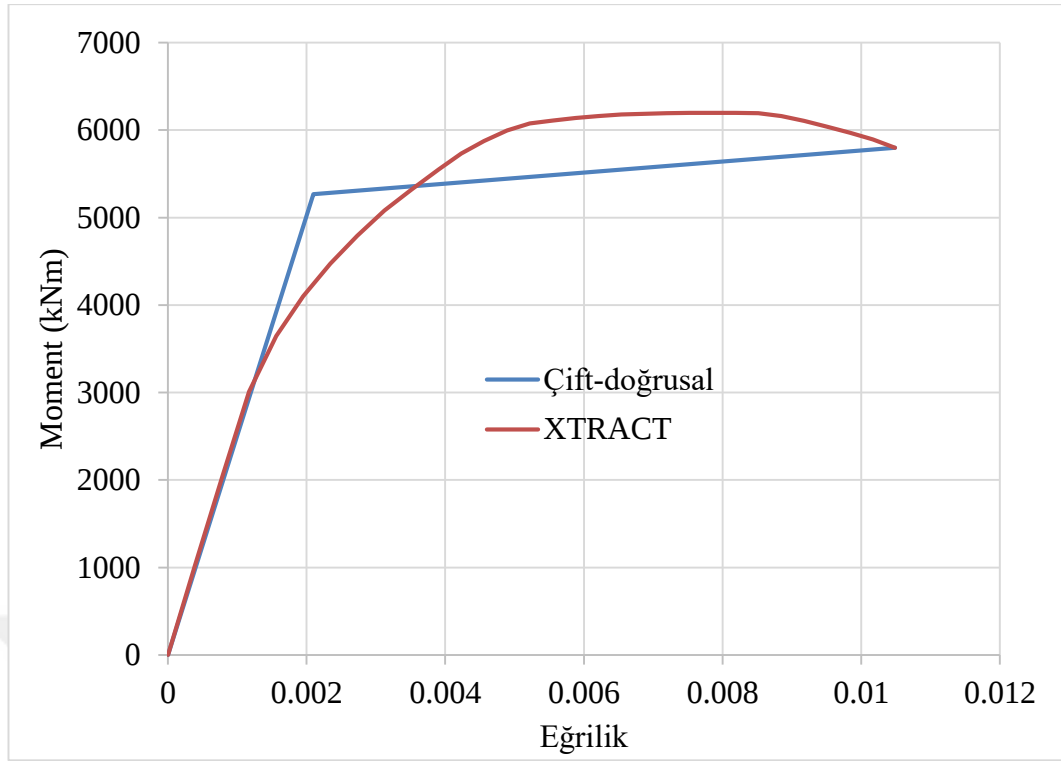
Şekil A.5 : 80 x 80 kolon moment-eğrilik.



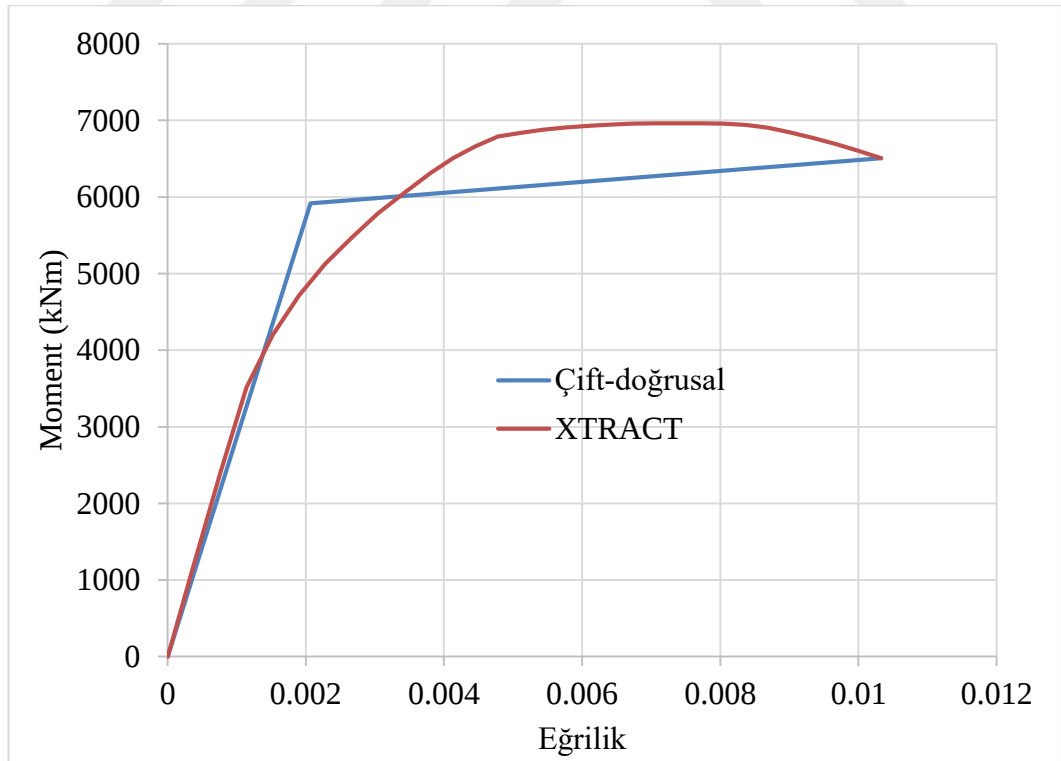
Şekil A.6 : 85 x 85 kolon moment-eğrilik.



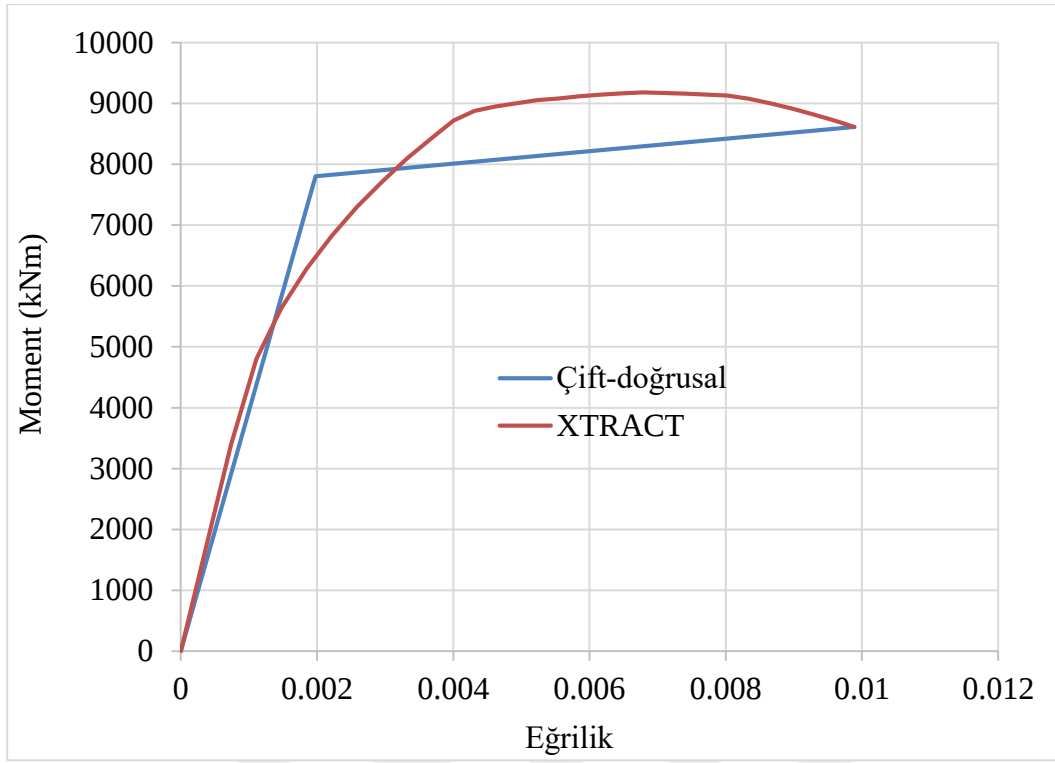
Şekil A.7 : 90 x 90 kolon moment-eğrilik.



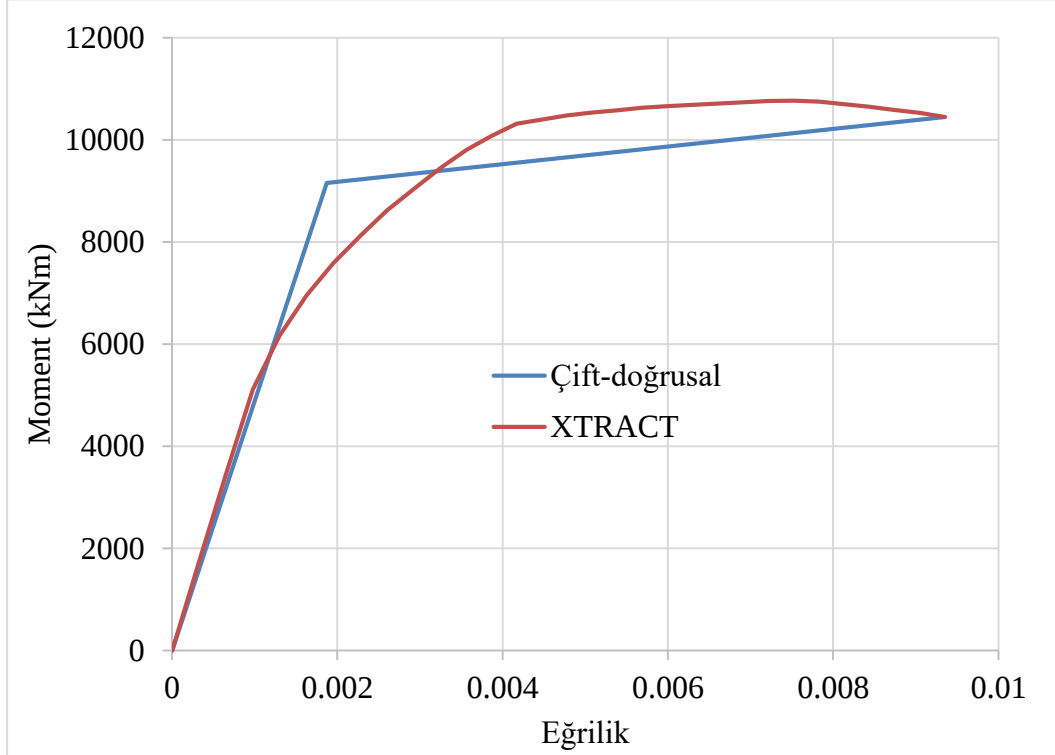
Şekil A.8 : 100 x 100 kolon moment-eğrilik.



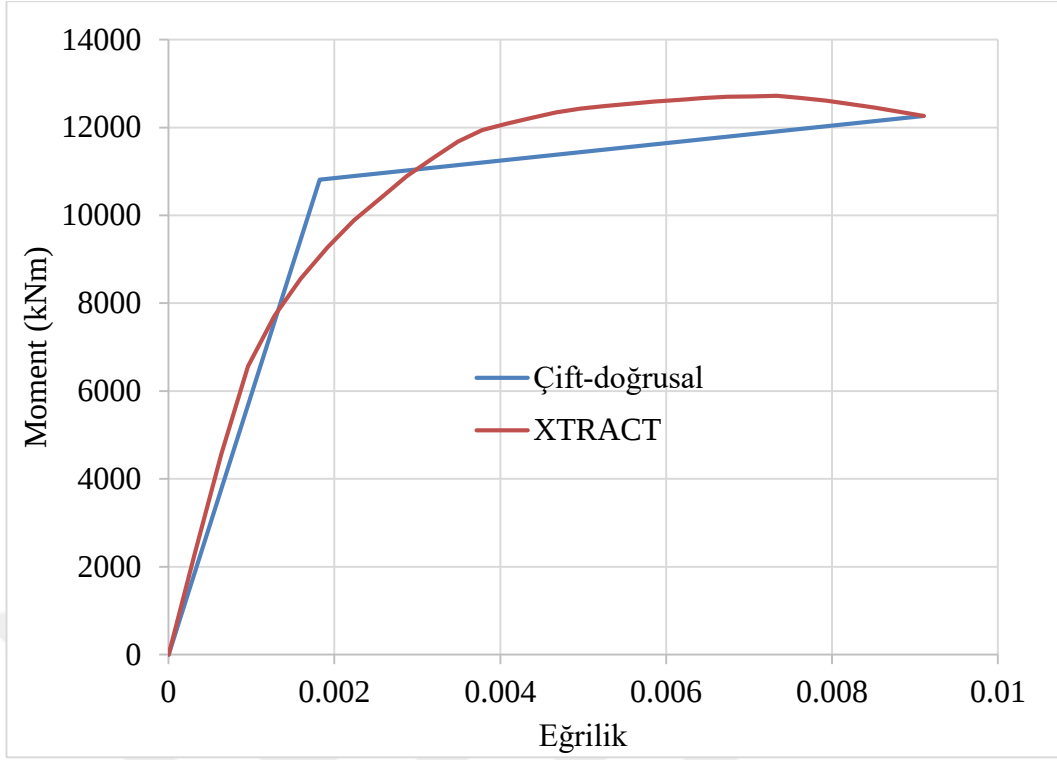
Şekil A.9 : 105 x 105 kolon moment-eğrilik.



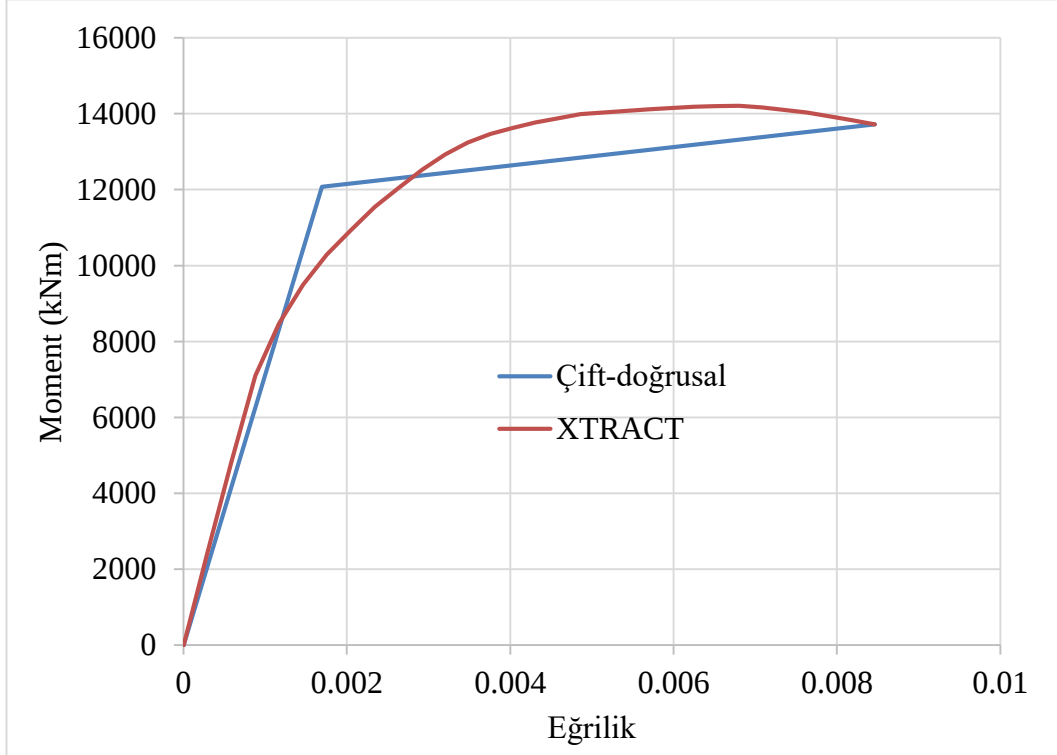
Şekil A.10 : 115 x 115 kolon moment-eğrilik.



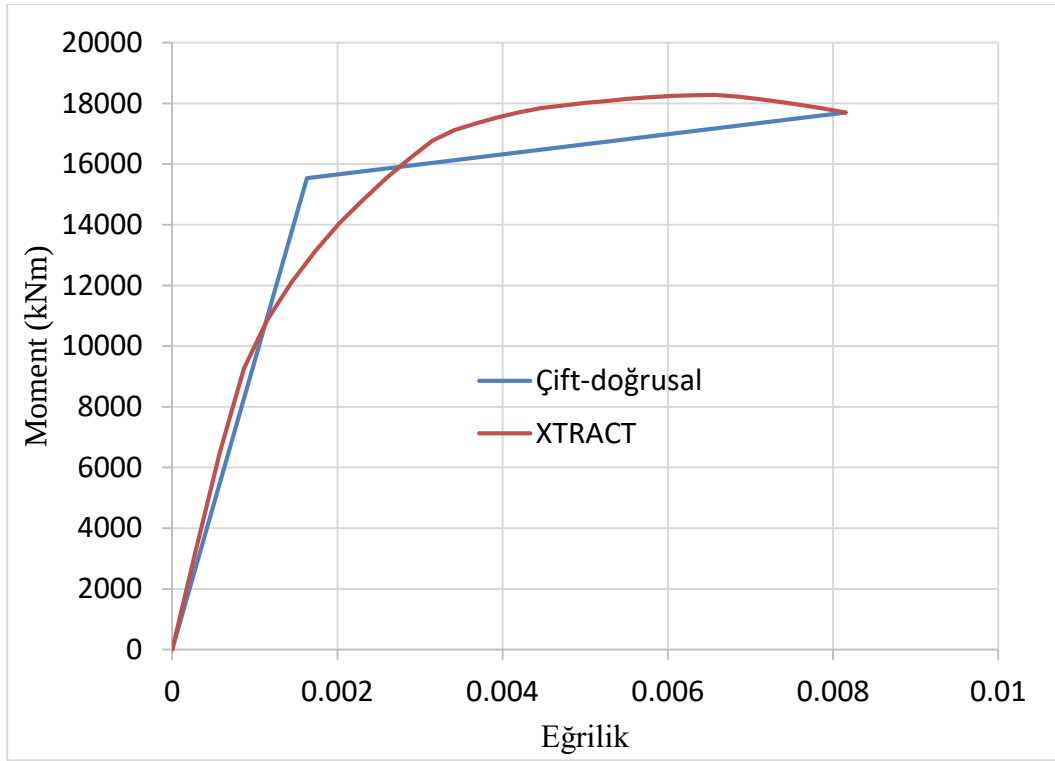
Şekil A.11 : 120 x 120 kolon moment-eğrilik.



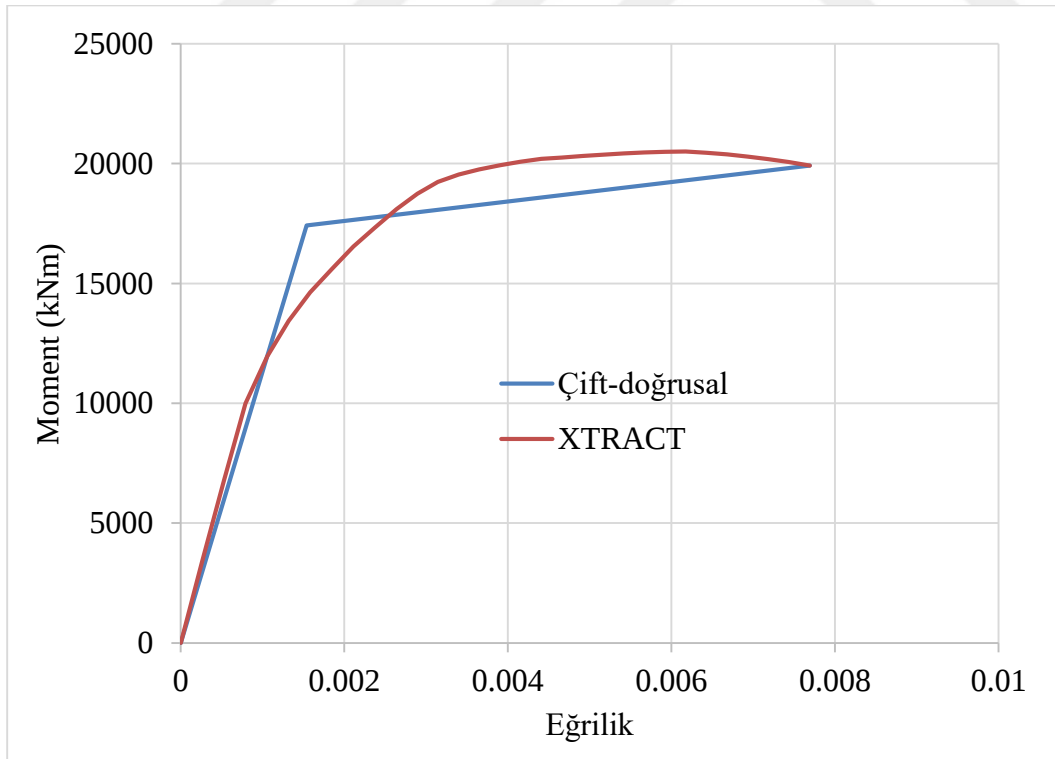
Şekil A.12 : 130 x 130 kolon moment-eğrilik.



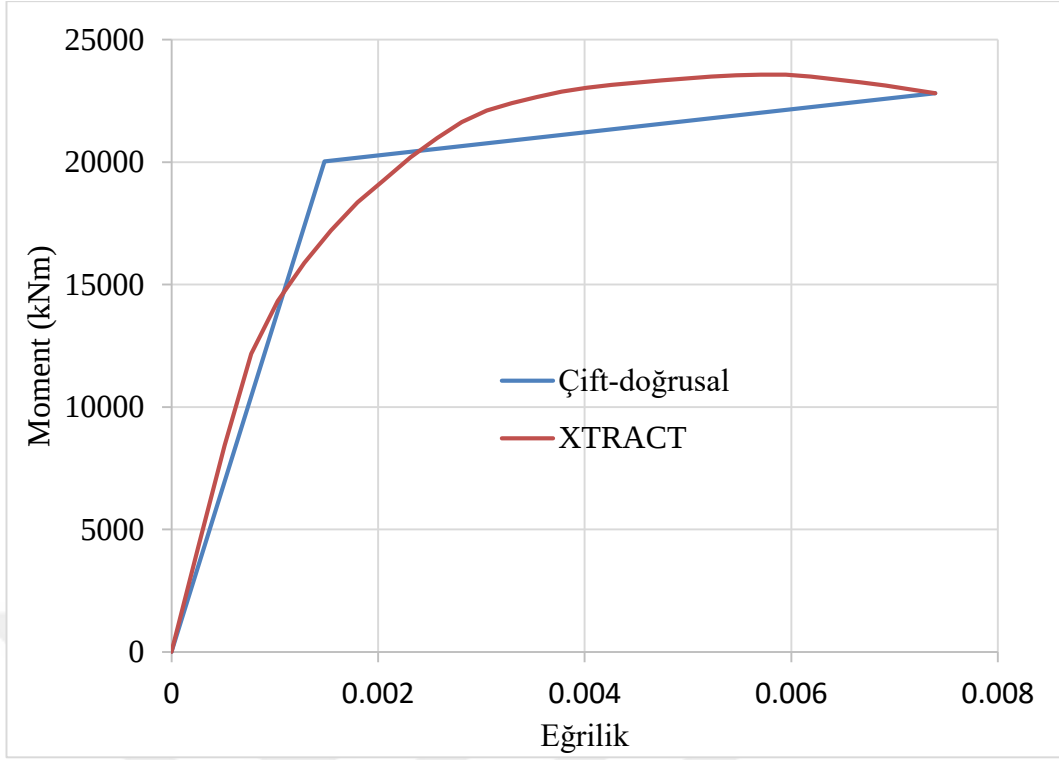
Şekil A.13 : 135 x 135 kolon moment-eğrilik.



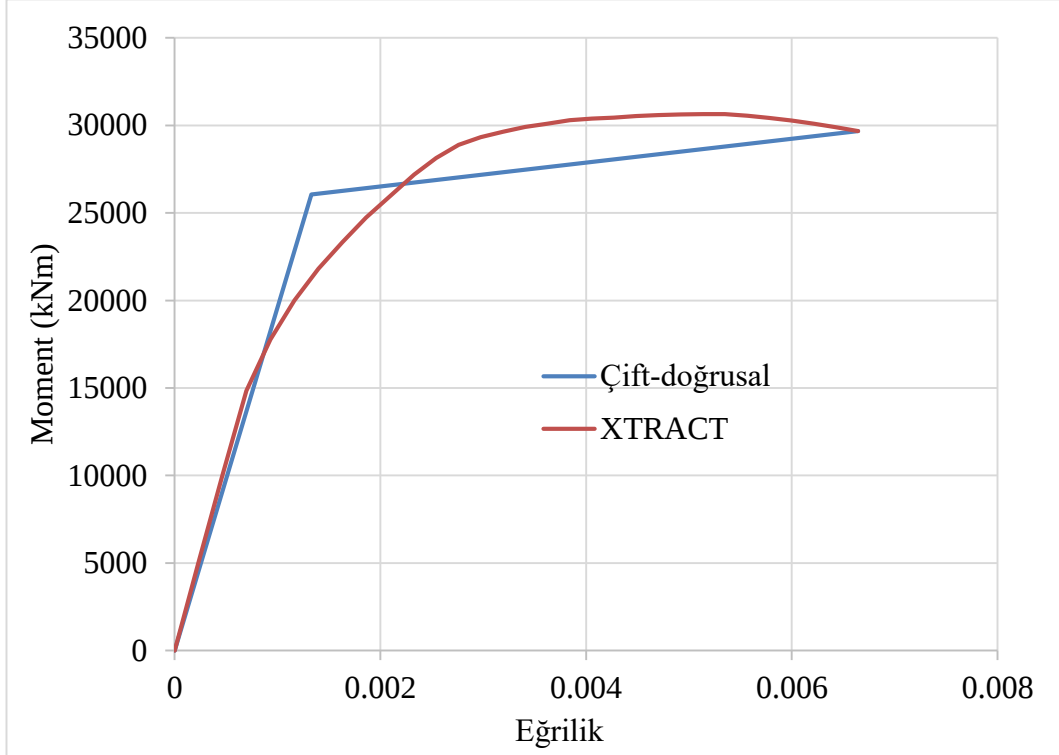
Şekil A.14 : 145 x 145 kolon moment-eğrilik.



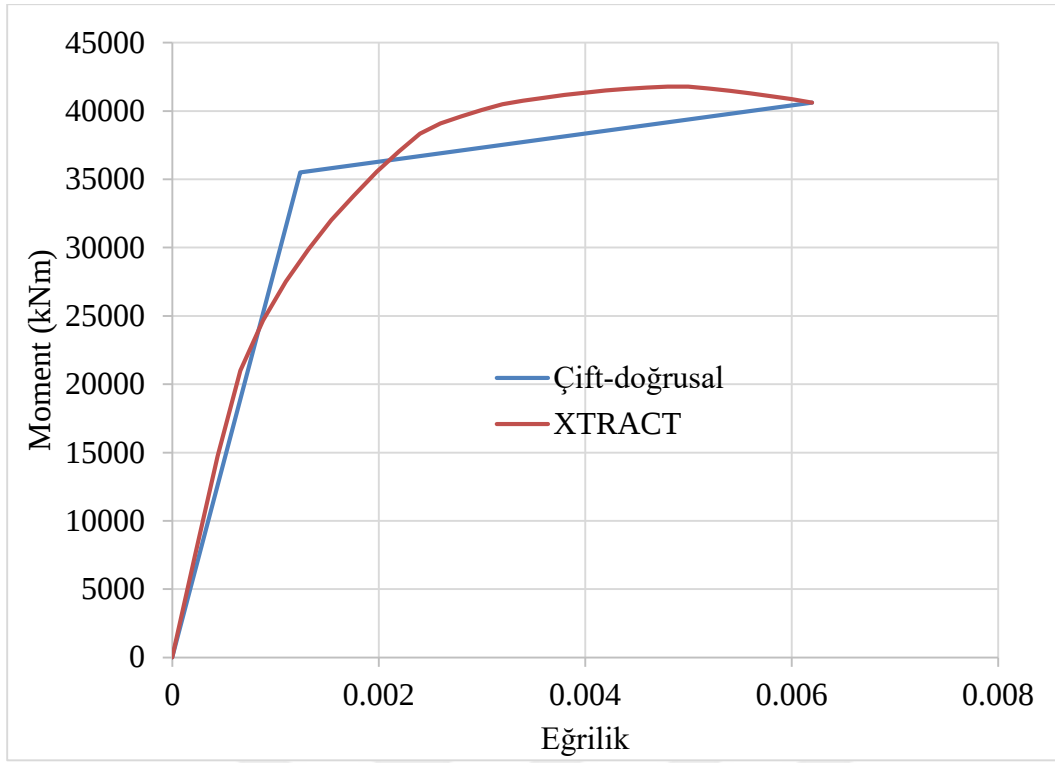
Şekil A.15 : 150 x 150 kolon moment-eğrilik.



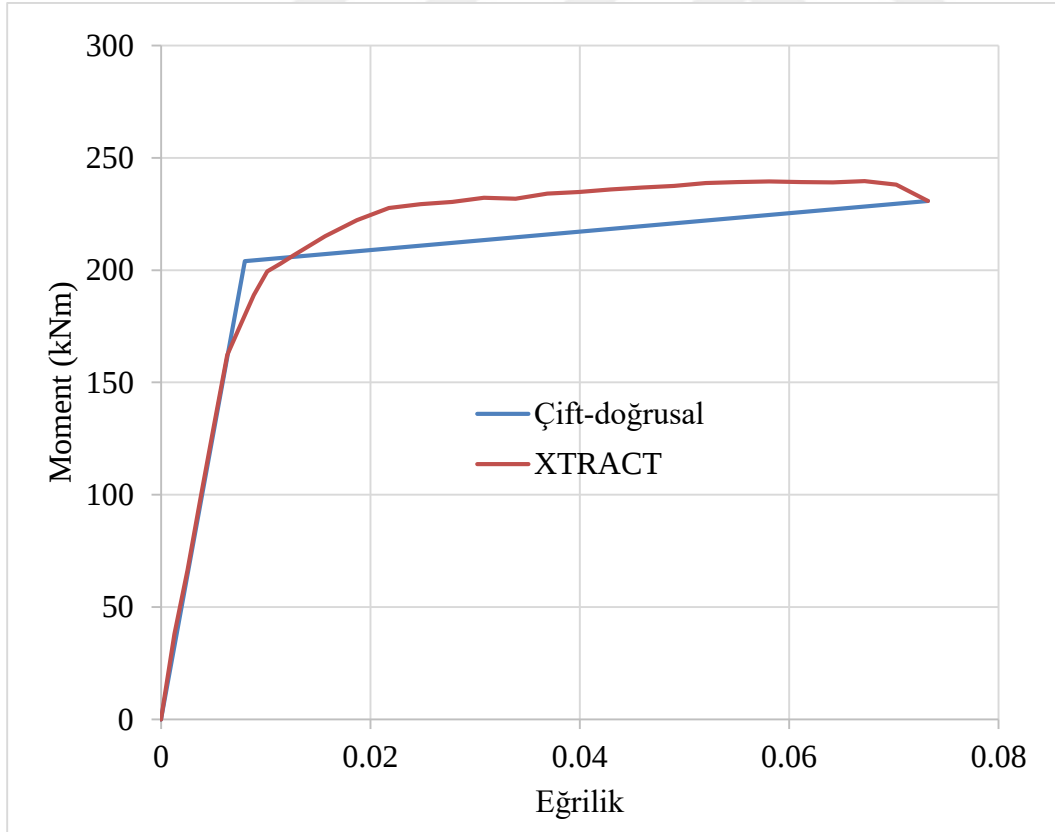
Şekil A.16 : 160 x 160 kolon moment-eğrilik.



Şekil A.17 : 170 x 170 kolon moment-eğrilik.



Şekil A.18 : 190 x 190 kolon moment-eğrilik.



Şekil A.19 : 50 x 40 kiriş moment-eğrilik.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad : Barış KASAPOĞLU
Doğum Yeri ve Tarihi : 02/01/1992 RİZE
E-Posta : barkasapoglu@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans:** İstanbul Üniversitesi – İnşaat Mühendisliği (2014)

YÜKSEK LİSANS TEZİNDEN TÜRETİLEN YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

- Erkuş, B., **Kasapoğlu, B.**, Yıldız, F. (2017). “Yapıların Doğrusal Olmayan Analizinde Bünye Fonksiyonlarının Paralleştirilmesi.” 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-13 Ekim, 2017, Eskişehir, Türkiye.
- Erkuş, B., **Kasapoğlu, B.**, Güler, M. D. (2017). “Deprem Yalıtımlı Veri Merkezi Tipi Yapılarda Eşdeğer Statik Kuvvet Yönteminin İncelenmesi.” 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-13 Ekim, 2017, Eskişehir, Türkiye.