

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**DOĞRUSAL OLMAYAN KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMAN
MODELİNİN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Hakan ÖZEN

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

EYLÜL 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**DOĞRUSAL OLMAYAN KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMAN
MODELİNİN İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Hakan ÖZEN
(802151227)

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ

EYLÜL 2019

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 802151227 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Hakan ÖZEN, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DOĞRUSAL OLMAYAN KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMEN MODELİNİN İNCELENMESİ” başlıklı tezini aşağıdaki imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

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

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : **13 Eylül 2019**

Savunma Tarihi : **13 Eylül 2019**





Aileme,



ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez yazım sürecinde öğrencilerine odasını açan, sistemli çalışmayı öğreten ve bilgisini paylaşmaktan katiyen kaçınmayan çok değerli danışman hocam Dr. Öğr. Üyesi Barış ERKUŞ'a sonsuz teşekkürlerimi sunuyorum.

Desteğini ve ilgisini benden esirgemeyen, her sıkıntıda yanımda olan aileme ve varlıklarıyla her daim mutluluk kaynağım olan yeğenlerim Feyza, Faruk ve Ferda KARACAN'a teşekkürü bir borç bilirim.

Lisans eğitimim yanı sıra yüksek lisans eğitimim boyunca da yol arkadaşım olan sevgili dostum Kamil Emre Terzioğlu'ya teşekkür ederim.

Tez yazım sürecini beraber atlattığım, derdime ortak olan çalışma arkadaşlarım Ayşe Zeynep ALAMEHMET ve Serap ATMACA'ya teşekkür ederim.

Eylül 2019

Hakan ÖZEN
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
SEMBOLLER	xi
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Yapıların Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Analizi	1
1.2 Çalışmanın Amacı	2
1.3 Çalışmanın Kapsamı	2
1.4 Çalışmada Kullanılan Yöntemler	3
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI	5
2.1 Giriş	5
2.2 Yığılıl Plastisite Modeli	5
2.3 Yayılıl Plastisite Modeli	8
2.4 Fiber Modeller	11
3. KULLANILAN YÖNTEMLER	13
3.1 Giriş	13
3.2 Malzeme Modelleri	13
3.2.1 Beton malzeme modeli	14
3.2.2 Çelik malzeme modeli	17
3.3 Çevrimsel Davranış Modelleri	17
3.3.1 Beton malzemesi çevrimsel davranışı	18
3.3.2 Çelik malzemesi çevrimsel davranışı	19
3.4 Nümerik Çözüm Yöntemleri	20
3.4.1 Newmark- β yöntemi	20
3.4.2 Gauss-Lobatto yöntemi	22
3.5 Sönüm Matrisi	22
4. KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMAN TEORİSİ	25
4.1 Giriş	25
4.2 Doğrusal Olmayan Analiz Felsefesi	25
4.2.1 Yer değiştirme tabanlı analiz yöntemi	25
4.2.2 Kuvvet tabanlı analiz yöntemi	27
4.3 Analiz Esnasında Kullanılan Matrislerin Açıklanması	33
4.3.1 Şekil fonksiyonları matrisi	33
4.3.2 Kuvvet enterpolasyon matrisi	34

4.3.3	Temel koordinat sistemi için dönüşüm matrisi.....	34
4.3.4	Temel koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi	36
4.3.5	Kesit uygunluk matrisi.....	36
4.3.6	Kesit rijitlik matrisi.....	36
4.3.7	Esneklik matrisi	37
4.4	Kuvvet Tabanlı Analiz Yöntemi İçin Yakınsama Adımları.....	38
4.4.1	Kesit kuvvetlerinin yakınsaması.....	38
4.4.2	Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması	42
4.5	Kuvvet Tabanlı Analiz Yöntemi İçin Tolerans Kriterleri	44
4.5.1	Kesit kuvvetlerinin yakınsaması için tolerans kriterleri	45
4.5.2	Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması için tolerans kriterleri	46
4.6	Dengelenmemiş Kuvvet Düzeltme Yöntemi	46
5.	ALGORİTMA VE KODUN AÇIKLANMASI	49
5.1	Giriş	49
5.2	Veri Girişi	49
5.3	Programın Algoritması	50
5.4	Programın Kısıtlamaları	56
6.	SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI	59
6.1	Giriş	59
6.2	Karşılaştırılan Model Türleri	59
6.2.1	Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve	59
6.2.2	Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve (1)	69
6.2.3	Betonarme konsol kolon.....	75
6.2.4	Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve (2)	83
7.	SONUÇ VE ÖNERİLER	95
	KAYNAKLAR.....	99
	ÖZGEÇMİŞ	103

SEMBOLLER

A	: Dinamik denklem takımının çözümünde kullanılan bir matris
A_{sx}	: x doğrultusu için toplam sargı donatısı alanı
A_{sy}	: y doğrultusu için toplam sargı donatısı alanı
a(x)	: İlgili kesit için şekil fonksiyonu matrisi
b(x)	: İlgili kesit için kuvvet enterpolasyon matrisi
b_c	: Beton kesiti için çekirdek alanın x doğrultusundaki uzunluğu
C	: Sönüm matrisi
D	: Global eksen için sistem yer değiştirme vektörü
d_c	: Beton kesiti için çekirdek alanın y doğrultusundaki uzunluğu
D_f(x)	: İlgili kesit için fiber elemanlar yer değiştirme vektörü
D_m	: Temel koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme vektörü
D_{m,g}	: Global koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme vektörü
D_{m,l}	: Lokal koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme vektörü
D_s(x)	: İlgili kesit için kesit yer değiştirme vektörü
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_{sec}	: Beton malzemesi için sekant modülü
f_c	: Beton gerilmesi
f'_{cc}	: Sargılı beton için en büyük gerilme
f'_{co}	: Sargısız beton için en büyük gerilme
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_{ex}	: x doğrultusu için etkili sargılama basıncı
f_{ey}	: y doğrultusu için etkili sargılama basıncı
F_n	: İç kuvvet vektörü
F_m	: Temel koordinat sistemine göre
F_s(x)	: İlgili kesit için esneklik matrisi
f_{yw}	: Sargılama donatısı akma dayanımı
I(x)	: İlgili kesit için uygunluk matrisi
K	: Global koordinat sistemine göre sistem rijitlik matrisi
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
K_m	: Temel koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi
K_s(x)	: İlgili kesitin rijitlik matrisi
M	: Sistem kütle matrisi
P_E	: Toplam dış yük vektörü
P_m	: Temel koordinat sistemine göre eleman iç kuvvet vektörü
P_{m,g}	: Global koordinat sistemine göre eleman iç kuvvet vektörü
P_{m,l}	: Lokal koordinat sistemine göre eleman iç kuvvet vektörü
P_R	: Sistemin türettiği toplam iç kuvvet vektörü

- $\mathbf{P}_s(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit iç kuvvet vektörü
 $\mathbf{P}_{s,R}(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesitin türettiği iç kuvvet vektörü
 $\mathbf{P}_{s,U}(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit dengelenmemiş kuvvet vektörü
 \mathbf{P}_U : Sistem dengelenmemiş kuvvet vektörü
 $\mathbf{P}(t)$: İlgili zaman için dış yük vektörü
 \mathbf{r} : Mander beton modeli için bir değişken
 $\mathbf{r}(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit artık yer değiştirme vektörü
 \mathbf{s} : Eleman artık yer değiştirme vektörü
 \mathbf{s} : Sargı donatıları merkezleri arası mesafe
 \mathbf{s}' : Sargı donatıları arası net mesafe
 \mathbf{T}_m : Global koordinat sisteminden lokal koordinat sistemine dönüşümü sağlayan dönüşüm matrisi
 \mathbf{T}_{m2} : Lokal koordinat sisteminden temel koordinat sistemine dönüşümü sağlayan dönüşüm matrisi
 w_i : Kesit çevresindeki sargılanmış düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
 \mathbf{x} : Mander beton modeli için bir değişken
 $\mathbf{x}(t)$: İlgili zaman için yer değiştirme vektörü
 $\dot{\mathbf{x}}(t)$: İlgili zaman için hız vektörü
 $\ddot{\mathbf{x}}(t)$: İlgili zaman için ivme vektörü
 α_0 : Sönüm matrisi için kütle matrisi katsayısı
 α_1 : Sönüm matrisi için rijitlik matrisi katsayısı
 β : Newmark integrasyon sabiti
 γ : Newmark integrasyon sabiti
 $\Delta \mathbf{D}$: Global eksen için sistem yer değiştirme artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{D}_f(\mathbf{x})$: İlgili kesit için fiber elemanlar yer değiştirme artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{D}_m$: Temel koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{D}_s(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit yer değiştirme artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{P}_m$: Temel koordinat sistemine göre eleman iç kuvvet artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{P}_s(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit iç kuvvet artışı vektörü
 $\Delta \mathbf{P}^t$: İlgili zaman için dış yük artışı vektörü
 $\Delta \hat{\mathbf{P}}^t$: Dinamik denklem takımının çözümünde kullanılan bir vektör
 Δt : Dinamik yük zaman aralığı
 $\Delta \mathbf{x}(t)$: İlgili zaman için yer değiştirme artışı vektörü
 $\Delta \dot{\mathbf{x}}(t)$: İlgili zaman için hız artışı vektörü
 $\Delta \ddot{\mathbf{x}}(t)$: İlgili zaman için ivme artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{D}$: Global eksen için sistem yer değiştirme artışının artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{D}_f(\mathbf{x})$: İlgili kesit için fiber elemanlar yer değiştirme artışının artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{D}_m$: Temel koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme artışının artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{D}_s(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit yer değiştirme artışının artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{P}_m$: Temel koordinat sistemine göre eleman iç kuvvet artışının artışı vektörü
 $\delta \Delta \mathbf{P}_s(\mathbf{x})$: İlgili kesit için kesit iç kuvvet artışının artışı vektörü
 ε_c : Beton birim şekil değiştirmesi
 ε_{cc} : Mander sargılı beton modeli için en büyük basınç gerilmesine karşı gelen birim şekil değiştirme

- ϵ_{co} : Mander sargısız beton modeli için en büyük basınç gerilmesine karşı gelen birim şekil değiştirme
- ϵ_{cu} : Mander sargısız beton modeli için en büyük basınç birim şekil değiştirmesi
- ϵ_o : Beton malzemesi için en büyük basınç gerilmesine karşı gelen birim şekil değiştirme
- ϵ_p : Karsan-Jirsa çevrimsel davranışında kullanılan bir parametre
- ϵ_r : Yükleme esnasında beton malzemesinin ulaştığı en büyük basınç birim şekil değiştirmesi
- λ_c : Sargılı beton en büyük gerilme ile sargısız beton en büyük gerilmesi arasındaki ilişkiyi sağlayan parametre
- ξ : Sönüm oranı
- ρ_{cc} : Boyuna donatı toplam alanının çekirdek bölgenin alanına oranı
- ρ_x : x doğrultusu için sargı donatısı hacim oranı
- ρ_y : y doğrultusu için sargı donatısı hacim oranı
- ω : Açısal frekans



ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 3.1 : Gauss-Lobatto Yöntemine göre seçilen integrasyon noktaları ve ağırlık katsayıları.	22
Çizelge 6.1 : Karşılaştırılan model türleri.	59
Çizelge 6.2 : Tek katlı çelik çerçeve için periyot değerleri.	63
Çizelge 6.3 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.	64
Çizelge 6.4 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.	65
Çizelge 6.5 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 1 numaralı fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.	67
Çizelge 6.6 : Kolon ve kiriş eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri..	70
Çizelge 6.7 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için periyot değerleri.	72
Çizelge 6.8 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin 2 ve 4 numaralı düğüm noktaları için yer değiştirme değerleri.	73
Çizelge 6.9 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan sargısız beton fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.	73
Çizelge 6.10 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan sargılı beton fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.	74
Çizelge 6.11 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan çelik fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.	74
Çizelge 6.12 : Konsol kolon eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri..	77
Çizelge 6.13 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için periyot değerleri.	79
Çizelge 6.14 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.	80
Çizelge 6.15 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en küçük gerilme değerleri.	80
Çizelge 6.16 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 1 numaralı çelik fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.	82
Çizelge 6.17 : Kolon ve kiriş eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri..	86
Çizelge 6.18 : Tek katlı betonarme çerçeve için periyot değerleri.	90
Çizelge 6.19 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.	91
Çizelge 6.20 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en küçük gerilme değerleri.	91

Çizelge 6.21 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan
1 numaralı çelik fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme
değerleri. 93



ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 2.1 : Doğrusal olmayan modelleme yaklaşımları ([1]'den alınmıştır).	5
Şekil 2.2 : Basit yığılı plastiste elemanlar ([2]'den alınmıştır) A) Clough ve Johnston [3]'ün modeli B) Giberson [4]'ün Modeli.....	6
Şekil 2.3 : Üç eksenli etkileşimi doğrusal olmayan elemana indirgenmiş betonarme kolon: (A) Çerçeve gösterimi; (B) Modelde gösterimi (C) Doğrusal olmayan eleman ([5]'ten alınmıştır).	7
Şekil 2.4 : Tipik çerçeve elemanın bileşenleri ([6]'dan alınmıştır).	9
Şekil 2.5 : Eşdeğer doğrusal olmayan dönme yayı ([6]'dan alınmıştır).	9
Şekil 2.6 : Soleimani [7]'nin doğrusal olmayan eleman modeli (A) Gerçek eleman (B) İdealize edilmiş eleman ([7]'den alınmıştır).	10
Şekil 2.7 : Takayanagi ve Schnobrich [8]'nin çoklu yay modeli (A) Eleman modeli (B) Eğilme momenti diyagramı (C) Kesit rijitlik dağılımı ([8]'den alınmıştır).	11
Şekil 2.8 : İntegrasyon noktalarına ayrılmış eleman ve her bir integrasyon noktasında fiberlere bölünmüş kesitin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).	12
Şekil 3.1 : Dikdörtgen kesitler için sargılı beton çekirdek kesiti ([9]'dan alınmıştır).	16
Şekil 3.2 : Sargılı ve sargısız kesit için Mander beton modeli iskelet eğrisi.	16
Şekil 3.3 : Çift doğrusal davranış gösteren malzeme için iskelet eğrisi.	17
Şekil 3.4 : Sargısız kesit için çevrimsel davranış ilişkisi.	19
Şekil 3.5 : Sargılı kesit için çevrimsel davranış ilişkisi.	19
Şekil 3.6 : Çift doğrusal davranış gösteren malzeme için çevrimsel davranış.	20
Şekil 3.7 : Açısız frekansa bağlı olarak değişen sönüm oranı [10].	24
Şekil 4.1 : Şekil fonksiyonları.	33
Şekil 4.2 : Temel koordinat sistemi için yer değiştirme yapmış sistem.	34
Şekil 4.3 : Lokal koordinat sistemi ile temel koordinat sistemi arasındaki kuvvet dönüşümünün gösterimi.	35
Şekil 4.4 : Ani dayanım kaybına sahip konsol modelin davranışı: (A) Eleman (B) Moment dağılımı (C) Eğrilik dağılımı (D) Moment-eğrilik ilişkisi ([11]'den alınmıştır).	40
Şekil 4.5 : Kesit kuvvetlerinin yakınsama işleminin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).	41
Şekil 4.6 : Bir kesit yakınsama işlemi esnasında oluşan eleman kuvvetlerinin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).	41
Şekil 4.7 : Kesit kuvvetlerinin yakınsama adımları.	42
Şekil 4.8 : Eleman uç kuvvetlerinin yakınsama işleminin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).	43

Şekil 4.9	: Eleman uç kuvvetlerinin yakınsama adımları.	44
Şekil 4.10	: Newton-Raphson - Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi karşılaştırılması.	47
Şekil 5.1	: Global koordinat sistemi ile lokal koordinat sistemi arasındaki dönüşüm.	52
Şekil 5.2	: Kuvvet enterpolasyon matrisi vasıtasıyla eleman uç kuvvetlerinden kesit iç kuvvetlerinin elde edilişi.	53
Şekil 5.3	: Kesit uygunluk matrisi vasıtasıyla fiber eleman birim şekil değiştirmelerinin elde edilişi.	53
Şekil 5.4	: Birim şekil değiştirmesi bilinen fiber eleman için fiber tepki gerilmesinin elde edilmesi.	54
Şekil 5.5	: Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması işlemi için hazırlanan akış diyagramı ([2]'den alınmıştır).	55
Şekil 5.6	: Kesit kuvvetlerinin yakınsaması işlemi için hazırlanan akış diyagramı ([2]'den alınmıştır).	56
Şekil 6.1	: Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve modeli.	60
Şekil 6.2	: Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.	60
Şekil 6.3	: Analizde kullanılan malzemenin iskelet eğrisi ve çevrimsel davranışı.	61
Şekil 6.4	: Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.	62
Şekil 6.5	: Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.	62
Şekil 6.6	: El Centro depremi ivme kaydı [12].	63
Şekil 6.7	: Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].	64
Şekil 6.8	: Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçevenin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.	65
Şekil 6.9	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	66
Şekil 6.10	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	66
Şekil 6.11	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	67
Şekil 6.12	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	68
Şekil 6.13	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	68
Şekil 6.14	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	69
Şekil 6.15	: Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve modeli.	69
Şekil 6.16	: Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.	70
Şekil 6.17	: Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi.	71
Şekil 6.18	: Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.	72

Şekil 6.19	: Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.....	72
Şekil 6.20	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan fiber elemanlar için gerilme birim şekil değiştirme grafikleri.	75
Şekil 6.21	: Betonarme konsol kolon modeli.	76
Şekil 6.22	: Konsol kolon eleman için seçilen kesit.	76
Şekil 6.23	: Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi.	77
Şekil 6.24	: Kolon eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.....	78
Şekil 6.25	: Analizde kullanılan kesit için hazırlanan fiber ağı.....	78
Şekil 6.26	: El Centro depremi ivme kaydı [12].....	79
Şekil 6.27	: Konsol betonarme kolon için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].	79
Şekil 6.28	: Betonarme konsol kolon sisteminin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.	80
Şekil 6.29	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	81
Şekil 6.30	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	81
Şekil 6.31	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	82
Şekil 6.32	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	82
Şekil 6.33	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	83
Şekil 6.34	: 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	83
Şekil 6.35	: Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modeli için programa veri girişi ekranı.	84
Şekil 6.36	: Yığılı kütle bilgisi için programa veri girişi ekranı.....	84
Şekil 6.37	: Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modeli.....	85
Şekil 6.38	: Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.....	85
Şekil 6.39	: Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi ve çevrimsel davranışı.	86
Şekil 6.40	: Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.	87
Şekil 6.41	: Kesit bilgileri için programa veri girişi ekranı.	88
Şekil 6.42	: Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.....	88
Şekil 6.43	: Dinamik analiz için programa veri girişi ekranı.	89
Şekil 6.44	: Kocaeli depremi ivme kaydı [12].	89
Şekil 6.45	: Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].....	90
Şekil 6.46	: Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.	91

Şekil 6.47	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	92
Şekil 6.48	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	92
Şekil 6.49	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	93
Şekil 6.50	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.	93
Şekil 6.51	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.	94
Şekil 6.52	: 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.	94

DOĞRUSAL OLMAYAN KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMAN MODELİNİN İNCELENMESİ

ÖZET

Ülkemiz gibi deprem kuşağında bulunan bölgelerde, yapıların güçlü yer hareketine karşı tepkilerinin ölçülebilmesi iyi bir tasarım için büyük önem arz etmektedir. Bu tür etkiler karşısında doğrusal sistemler tasarlamak ekonomik açıdan uygun olmadığından yapıların elastik ötesi davranışlarını tahmin edebilmek gerekmektedir. Bu tür analizler için yığılı plastisite, yayılı plastisite gibi birçok farklı yöntem geliştirilmiştir.

Yığılı plastisite adından da anlaşılacağı üzere yapı sistemlerinde oluşan elastik ötesi davranışın sistemde bulunan elemanın bir noktasında yoğunlaştığı kabulüne dayanmaktadır. Buna göre elemanın belli noktalarında elastik ötesi davranışı kontrol eden boyutsuz yaylar bulunmaktadır. Bu yaylar eleman oluşacak kesit zoruna göre kuvvet-yer değiştirme, moment-dönme ilişkisi veya bu iki etkinin etkileşimini içerebilir. Bu kabul, doğrusal ötesi davranışın sadece belirli noktalarda oluşacağını kabul ettiğinden analiz öncesi kesit zorlarının iyi tayin edilmesi gerekmektedir. Bu modelin moment-normal kuvvet birleşik etkilerinin belirlenmesi bakımından zorlukları bulunmaktadır.

Yayılı plastisite modeli birçok farklı modelleme tekniği olması ile beraber genel olarak plastisitenin elemanın üzerinde yayılı olduğu prensibine dayanmaktadır. Bu modele göre eleman üzerinde birden fazla noktada doğrusal ötesi davranış kontrol edilir. Günümüzde bu analiz türü ile ilgili en gelişmiş modellerden biri fiber modellerdir. Eleman üzerinde belirlenen çeşitli sayıda integrasyon noktasında bulunan kesitlerdeki elastik ötesi davranış, eleman boyunca uzanan fiber elemanlar vasıtasıyla kontrol edilir. Bu sayede doğrusal ötesi davranış malzeme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi üzerinden ifade edilir. Bu yöntem yığılı plastisite modeline göre daha gerçeğe yakın sonuçlar vermesine rağmen çözüm süresi bakımından oldukça uzun zaman gerektirir.

Bu tez kapsamında, fiber eleman modeli kullanılan doğrusal olmayan analizlerin çözüm süresinde iyileştirme yapabilmek ve gelecek çalışmalara katkı sunabilmek amacıyla yöntemin algoritması birebir kullanılarak MATLAB dilinde bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Programın doğruluğunu kontrol edebilmek adına program vasıtasıyla elde edilen analiz sonuçları, aynı çözüm algoritmasını kullanma imkanı sunan, ticari bir yazılım olan SeismoStruct programı ile karşılaştırılmıştır. Daha sonra ek bir çalışma olarak çözüm süresinde iyileştirme yapabilmek adına doğrusal olmayan problemlerin çözüm yönteminde kullanılan Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi'nin seçilen modele uygulanabilirliği yapılan karşılaştırmalarla incelenmiştir.

Tezin ilk bölümünde, tezin amacı ve kapsamı açıklanmış, kullanılan yöntemlere giriş yapılmıştır. Tezin ikinci bölümünde, daha önce doğrusal olmayan davranış konusunda yapılan çalışmalar incelenmiş, bu yöntemlerin avantaj ve dezavantajlarından bahsedilmiştir. Tezin üçüncü bölümünde, tez kapsamından hazırlanan program içerisinde kullanılan malzeme modelleri, bu malzeme modellerinde kullanılan

çevrimsel davranış modelleri, nümerik analiz esnasında kullanılan çözüm yöntemleri ve sönüm matrisi açıklanmıştır. Tezin dördüncü bölümünde, C.A. Zeri ve S.A. Mahin tarafından açıklanan, daha sonra F.F. Taucer, E. Spacone ve F.Filippou tarafından geliştirilen doğrusal olmayan analizlerin çözümünde kullanılan Kolon-kiriş fiber eleman modeli teorisi incelenmiştir. Daha sonra bu yöntemin çözüm süresini kısaltmak amacıyla algoritmaya eklenen Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi açıklanmıştır. Tezin beşinci bölümünde, tez kapsamında hazırlanan yazılımın algoritması verilmiştir. Tezin altıncı bölümünde ise öncelikli hazırlanan programın doğru çalıştığını gözlemek adına tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve sistem üzerinde dinamik ve statik yükler altında elde edilen sonuçlar SeismoStruct programı ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma sonucunda, karşılaştırma için seçilen parametrelerin birbirine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. İkinci örnekte beton malzemesinin bir özelliği olan yumuşama etkisini gözlemleyebilmek adına statik yükleme altında tek katlı tek açıklıklı betonarme sistem çözümü yapılmıştır. Beton malzemesi çevrimsel davranışı için seçilen model, tez kapsamında hazırlanan program ve SeismoStruct programı için farklı olması sebebiyle bu karşılaştırma sadece statik yükler altında yapılmıştır. Bu örneğin karşılaştırılması ile istenen ölçüde yakın sonuçlar elde edilmiştir. Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi eklenen yazılımın gerçek davranışa yakınlığını gözlemek adına üçüncü ve dördüncü örnekte bir adet konsol betonarme kolon ve tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve üzerinde analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar sonucunda yöntemin eklenmiş hali ile hazırlanmış program ile eklenmemiş hali arasından kabul edilebilir ölçüde farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir. İki yazılım analiz süreleri bakımından kıyaslandığında, yöntemin eklenmiş olduğu programın çözüm süresinin diğer programın çözüm süresinin yarısı kadar olduğu gözlemlenmiştir.

INVESTIGATION OF NONLINEAR COLUMN-BEAM FIBER ELEMENT MODEL

SUMMARY

In the regions of the earthquake zone, such as our country, it is of great importance for a good design to measure the response of structures to strong ground motion. Since it is not economically feasible to design linear systems against such effects, it is necessary to predict the elastic behavior of structures. Many different methods have been developed for this type of analysis, such as lumped plasticity and distributed plasticity.

Lumped plasticity model, as the name implies, is based on the assumption that the nonlinear behavior in construction systems is concentrated on a point in the element in the system. According to this theory, at certain points of the element there are dimensionless springs that control the nonlinear behavior. These springs may include force displacement, moment-rotation relationship or interaction of these two effects according to type of cases in the most loaded section. Since this assumption assumes that nonlinear behavior occurs only at certain points, the most loaded section should be well-defined before analysis. This model has difficulties in determining the moment-normal force combined effects.

Although there are many different modeling techniques, distributed plasticity model is based on the principle that plasticity is spread over the element. According to this model, nonlinear behavior is controlled at multiple points on the element. Today, one of the most advanced models of this type of analysis is fiber models. Nonlinear behavior in the cross-sections at the various number of integration points identified on the element is controlled by the fiber elements extending along the element. In this way, the nonlinear behavior is expressed on the basis of the material stress-strain relationship. Although this method yields more realistic results than the lumped plasticity model, it requires quite a long time in terms of solution time.

In this thesis, in order to improve the solution time of nonlinear analysis that uses fiber element model and to contribute to future studies, a computer program in MATLAB was developed by using the fiber element theory algorithm without any modification. In order to check the accuracy of the program, the analysis results obtained by the program were compared with the SeismoStruct program which is a commercial software and provides the possibility of using the same solution algorithm. Then, as an additional study, the applicability of the unbalanced force correction method, which is used in the solution method of nonlinear problems, to the algorithm is examined with the comparisons in order to make improvements in the solution time.

In the first chapter of the thesis, the purpose and scope of the thesis are explained and the methods used are introduced. In the second chapter of the thesis, the previous studies on nonlinear behavior are examined, advantages and disadvantages of these methods are mentioned. In the third chapter of the thesis, material models used

in the program, cyclical behavior models used in these materials models, solution methods used during numerical analysis and damping matrix are explained. In the fourth chapter of the thesis, Column-beam fiber element theory is examined which is described by C.A. Zeris and S.A. Mahin, later F.F. developed by Taucer, E. Spacone and F.Filippou. Then, Unbalanced force correction method which is added to the algorithm to shorten the solution time of this theory is explained. In the fifth chapter of the thesis, the algorithm of the software, which is developed under the thesis, is explained. In the sixth chapter of the thesis, the analysis results, which is obtained under dynamic and static loads on a single-story, single-span steel frame system, were compared with the SeismoStruct program in order to observe that MATLAB program was working correctly. As a result of this comparison, it was seen that the parameters, which is selected for comparison, gave similar results for both of programs. In the second example, in order to observe the softening effect, which is a characteristic of concrete material, a single-story, single-span reinforced concrete system was analyzed under static loading. Since the models, which is chosen for the cyclic behavior of the concrete material, are different for the program developed under the thesis and the SeismoStruct program, this comparison is made for only static load. By comparison of this sample, the obtained results were as close as desired. In order to observe the proximity of the software, which was added to the the unbalanced force correction, to actual behavior, the analysis results were compared on a cantilever reinforced concrete column and a single-story single-span reinforced concrete frame in the third and fourth examples. As a result of these comparisons, it was observed that there are acceptable differences between the program which includes Unbalanced force correction method and unmodified program. When the two software analysis times were compared, it was observed that the solution time of the modified program is half the solution time of the other program.

1. GİRİŞ

1.1 Yapıların Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Analizi

Güçlü yer hareketine maruz kalan yapılar, bu yer hareketi dolayısıyla oluşan enerjinin büyük bir bölümünü elastik ötesi bölgede harcarlar. Güncel deprem yönetmeliklerinde, her ne kadar taşıyıcı sistem davranış katsayısı gibi parametreler kullanılarak problem doğrusallaştırılsa da klasik doğrusal analiz yöntemleri bina önem derecesi yüksek yapılar için yetersiz kalmaktadır. Bu eksikliği giderebilmek amacıyla tarih boyunca çeşitli doğrusal olmayan analiz yöntemleri geliştirilmiştir.

Doğrusal olmayan analiz türlerinden en erken dönem çalışmalar yığılı plastiste içeren modeller üzerinedir. Bu plastisite modeline göre bir eleman üzerindeki doğrusal ötesi davranışın tamamı, adından da anlaşılacağı üzere eleman üzerindeki belirli kritik noktalarda oluştuğu düşünülerek tanımlanır. Sismik etki altındaki yapılar için bu noktalar genel olarak kolon ve kiriş uçlarındadır. Bu noktalar dışında kalan bölgeler ise elastik davranış gösterdiği kabul edilir. Plastisitenin belirli noktalarda kontrol edildiği göz önüne alındığından analiz süresi kısadır. Kesit zorunun doğru tayin edilerek plastisitenin uygun yerlere tanımlandığı durumlar için gerçek davranışa yeteri derecede yakın sonuçlar bu modelleme tekniği sayesinde elde edilebilir. Ancak bu modeller için betonarme elemanların deneysel histerik davranışını temsil eden parametrelerin seçimi iki sebepten dolayı kritik bir konudur. Bu sebeplerden ilki, model parametreleri sadece kesit özelliklerine değil, aynı zamanda yük ve deformasyon geçmişine de bağlıdır. Bu nedenle yaklaşımın genelliği sınırlıdır. Diğer sebep ise, model parametrelerinin seçimi için tutarlı ve rasyonel bir yöntem, analitik ve deneysel sonuçlar arasında en küçük kareler yöntemi ile uyumlu özel algoritmalara ihtiyaç duyar.

Kolon ve perde gibi eksenel yük-moment etkileşimi içeren elemanların doğrusal olmayan davranışını daha doğru bir şekilde analiz edebilmek için yayılı plastisite modelleri geliştirilmiştir. Bu model gereğince elastik ötesi davranış, eleman üzerinde seçilen kritik noktalarda kontrol edilip, eleman uzunluğu boyunca entegrasyon

yapılır. Seçilen bu kritik noktalara entegrasyon noktaları adı verilir. Bu entegrasyon noktaları üzerinde bulunan kesitler ise eleman boyunca uzanan fiberlere bölünmüş olup elastik ötesi davranış bünye fonksiyonları vasıtasıyla kontrol edilmektedir. Elastik ötesi davranış bu aşamada fiber seviyesinde incelendiği için bünye fonksiyonları malzeme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi olacaktır. Bu aşamada plastisite, gerilmeler üzerinden kontrol edildiği için eksenel yük-moment etkileşimi dolaylı yoldan sağlanmış olmaktadır. Bu analiz türünün diğer bir avantajı ise deneylerden elde edilen çevrimsel davranışın bünye fonksiyonları vasıtasıyla direkt olarak modele eklenebilmesidir. Seçilen malzeme ve çevrimsel model ne kadar gelişmiş olursa elde edilen analiz sonuçları da o oranda deney sonuçlarına yakın çıkacaktır.

1.2 Çalışmanın Amacı

Bu çalışma kapsamında malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemlerin çözümü için geliştirilen, plastisitenin fiber elemanlar vasıtasıyla sağlandığı bir çözüm algoritması incelenmiştir. Yazılımın algoritması, C.A. Zeris ve S.A. Mahin [11] tarafından açıklanmış, daha sonra F.F. Taucer, E. Spacone ve F.Filippou [2] tarafından geliştirilmiş olup, çözüm süresini kısaltmak amacıyla sistem dış kuvvetlerin iç kuvvetlere eşitlenmesi probleminin çözümünde kullanılan Newton-Raphson yöntemi, Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi ile değiştirilerek incelenmiştir. Sonuç olarak süre ve oluşan hata payları açısından bu iki durum karşılaştırılmıştır.

1.3 Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışma kapsamında, hazırlanmış olan bilgisayar yazılımı vasıtasıyla 1 adet tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve, 2 adet tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve ve 1 adet konsol kolon sisteminin analizi, 2 farklı deprem kaydı ve statik yükler altında yapılmıştır. Beton malzeme modeli olarak Mander [9] sargılı ve sargısız beton modelleri tercih edilmiştir. Çevrimsel davranış için ise Karsan ve Jirsa [13] tarafından geliştirilen model kullanılmıştır. Donatı malzeme modeli olarak da iki doğrulu malzeme modeli kullanılmıştır. Yazılımın doğruluğunun kontrolü için SeismoStruct [14] adlı yazılımdan faydalanılmıştır. Geometri değişimleri bakımından

doğrusal olmayan davranış gösteren yapı sistemlerinin analizi bu tez kapsamında yer almamaktadır.

1.4 Çalışmada Kullanılan Yöntemler

Hazırlanan bilgisayar yazılımında doğrusal olmayan davranışın temsil edilebilmesi için eleman boyunca uzanan fiberler kullanılmıştır. Her biri elastik ötesi davranış gösteren boyutsuz yaylar gibi düşünülebilen bu fiber elemanlar için bünye fonksiyonları, ilgili fiberin temsil ettiği malzeme modelinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiğidir. Doğrusal olmayan davranış, eleman üzerinde programa giriş bilgisi olarak verilen sayıda entegrasyon noktalarında kontrol edilip, bünye fonksiyonlarından elde edilen kesit iç kuvvetleri “Gauss Lobatto” sayısal integrasyon yöntemi kullanılarak eleman uç kuvvetlerine dönüştürülmektedir. Kesit içerisindeki iç kuvvet-dış kuvvet dengesi için Filippou [2] açıklanan bir özel yakınsama yöntemi kullanılmıştır. Eleman uç dış kuvvet-iç kuvvet dengesinin sağlanması için ise Newton-Raphson yöntemi tercih edilmiştir.

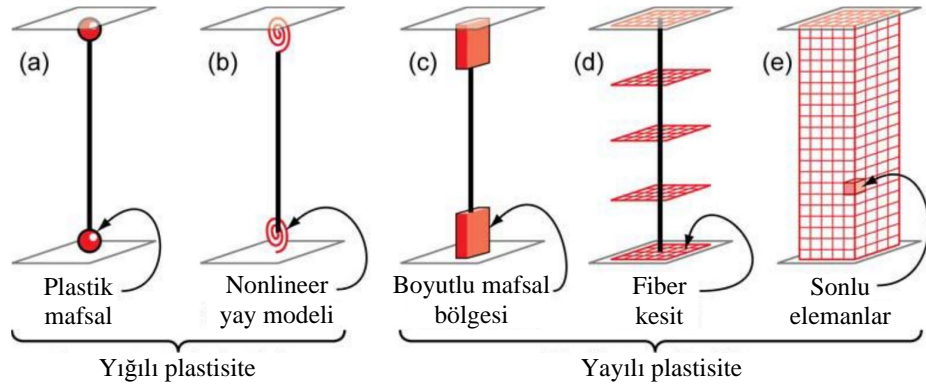
Dinamik problemin çözümünde Newmark- β [15] yönteminden faydalanılmıştır. Bu yöntem için tercih edilen parametreler ortalama ivme kabulüne uygun olarak seçilmiştir.

Bu bölümde bahsedilen çözüm yöntemleri ileriki bölümlerde detaylı olarak açıklanacaktır.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1 Giriş

Malzeme bakımında doğrusal olmayan yapı sistemlerinin hesabında zaman içerisinde çeşitli yaklaşımlar olmuştur. Bu yaklaşımlar, doğrusal ötesi davranışın eleman üzerindeki ifade ediliş biçimine göre yığılı, yayılı vb. gibi kategorilere ayrılmıştır. Şekil 2.1’de bu yaklaşımların temsili gösterimi basitten karmaşık sistemlere doğru gösterilmiştir.



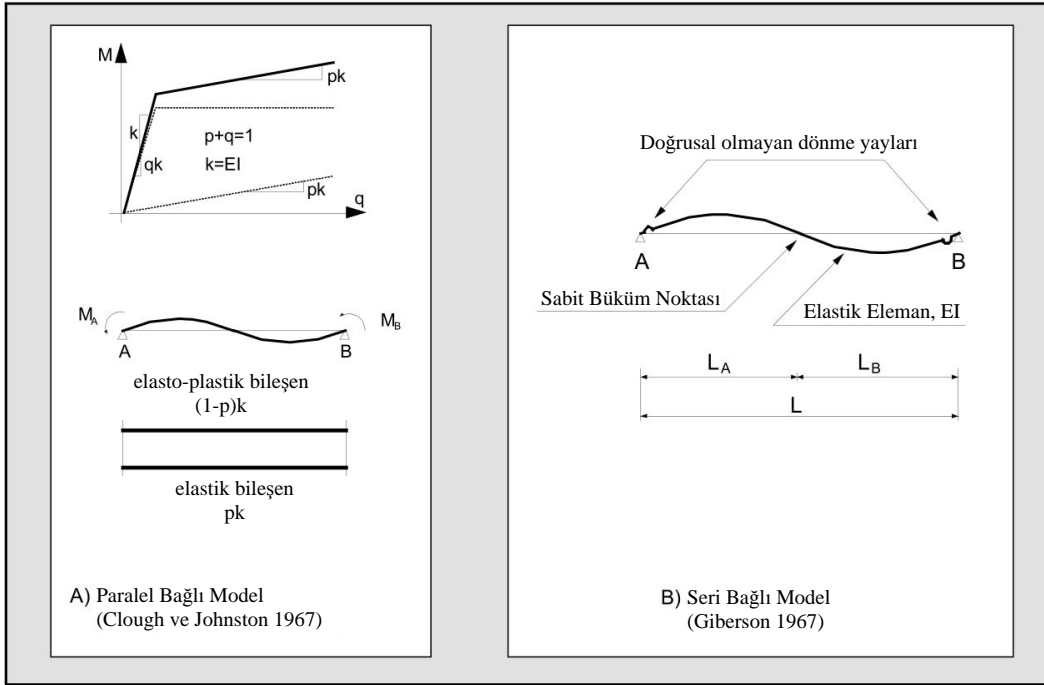
Şekil 2.1 : Doğrusal olmayan modelleme yaklaşımları ([1]’den alınmıştır).

2.2 Yığılı Plastisite Modeli

Yığılı plastisite felsefesi, doğrusal ötesi davranışın elemanın uç noktaları gibi kesit zorlarında yoğunlaşırken kalan bölgelerin doğrusal kaldığı kabulüne dayanır. Bu durum hesap yükü, harcanan zaman, depolanması gereken bilgi gibi konularda avantaj sağlarken analiz esnasında seçilen parametreler çok dikkatli seçilmediği takdirde gerçek davranıştan uzaklaşmaya neden olabilmektedir.

Yığılı plastisite modeli, formülasyona bağlı olarak birbirine seri veya paralel bağlı bileşenden oluşmaktadır. Paralel bağlı bileşen modeller hakkında yapılan ilk çalışmalar Clough ve Benushka [16]’ya dayanmaktadır. Bu modele göre doğrusal olmayan davranış, biri elemanın akma durumunu ifade eden ideal elasto plastik, diğeri

pekleşmeyi ifade eden doğrusal elastik bileşenin paralel bağlanması ile elde edilen iki doğrulu moment dönme yayı ile tanımlanır. Elemanın rijitliği bu iki bileşenin rijitliğinin toplamına eşittir. Bu model elemanın iki ucu için sadece çift doğrulu çevrimsel davranış için uygundur. Bu çevrimsel davranışların akma seviyeleri farklı olabilmesine rağmen birinci ve ikinci eğimi aynı olmak zorundadır. Takizawa [17] bu modeli çatlama etkisini dikkate alacak şekilde genelleştirmiştir. Çatlama oluşan elemanda, eleman boyunca düzenli olmayan bir rijitlik dağılımı oluşacaktır. Takizawa, elemanı küçük parçalara ayırmak yerine, eleman uzunluğu boyunca kesit eğilme esnekliği dağılımı kabulüyle bir model geliştirmiştir. Bu model yayılı esneklik modeli olarak da bilinir.

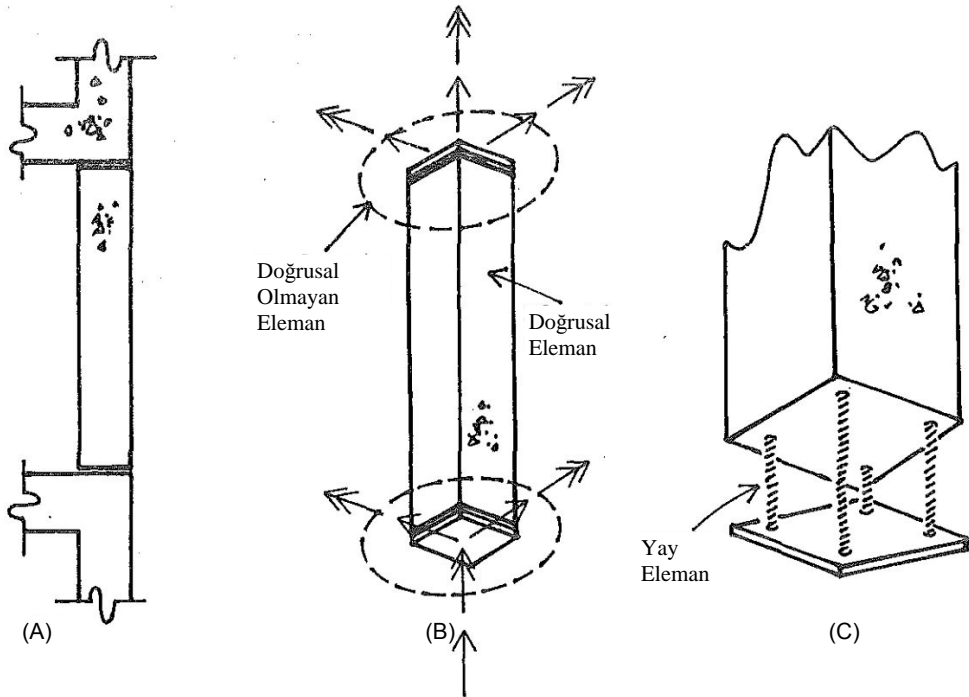


Şekil 2.2 : Basit yığılı plastiste elemanlar ([2]'den alınmıştır) A) Clough ve Johnston [3]'ün modeli B) Giberson [4]'ün Modeli.

Seri bağlı yay modeli için ise resmi olarak bilinen ilk çalışmalar Giberson [4]'a aittir. Bu çalışmaya göre doğrusal olmayan davranış, biri doğrusal davranışı, diğeri ise pekleşmeyi ifade eden iki adet seri bağlı yaydan oluşan bileşen ile tanımlanır. Bu modelin en büyük avantajı, doğrusal olmayan uç deformasyonların, sadece eleman uç noktalarındaki moment dağılımına bağlı kabulü yapması nedeniyle herhangi bir moment dönme ilişkisi içeren çevrimsel davranış ile uyumlu olmasıdır. Doğrusal olmayan yayın rijitliği, moment bükülme noktası açıklığının ortasında olan, simetrik olmayan moment dağılımı kabulüyle belirlenir. Bu durum ise model için bir zayıflıktır.

Çünkü eleman uç dönmesi, eleman boyunca eğrilik dağılımına, dolayısıyla elemanın her iki ucunda oluşan moment değerine bağlıdır. Sonuç olarak bu model sismik etki altında moment dağılımını önemli ölçüde değişen elemanların gerçek davranışını temsil edemez. Bu model daha ziyade moment bükülme noktası kabul edilebilir ölçüde kolon ortasında olan, alçak katlı çerçeve sistemler için uygundur.

Hem moment-eksenel kuvvet ilişkisi hem de iki doğrultuda oluşan momentlerin birbiri ile etkileşimini daha iyi ifade edebilmek için çoklu yay modelleri geliştirilmiştir. Lai [5] ilk olarak, eleman uç noktalarında donatıları temsilen 4 adet, betonu temsilen ise 5 adet yaydan oluşan doğrusal olmayan modeli tanıtmıştır. Doğrusal davranış gösterdiği kabul edilen elemanın iki ucunda bulunan yaylar boyutsuzdur. Jiang ve Saiidi [18] bu modeli basitleştirmek için köşelerde bulunan beton ve donatı çevrimsel özelliklerini birleştirmeyi önermiştir. Çünkü aynı alanda bulunan beton ve donatı yayların akma deformasyonları aynıdır. Li [19] yay özelliklerinin belirlenmesini basitleştirmiş ve donatı ve beton yaylarının çevrimsel özelliklerini değiştirmiştir. Basit beş yaylı model kullanarak kolon test sonuçlarına [20] göre modelin güvenilirliğini kanıtlamışlardır.



Şekil 2.3 : Üç eksenli etkileşimi doğrusal olmayan elemana indirgenmiş betonarme kolon: (A) Çerçeve gösterimi; (B) Modelde gösterimi (C) Doğrusal olmayan eleman ([5]'ten alınmıştır).

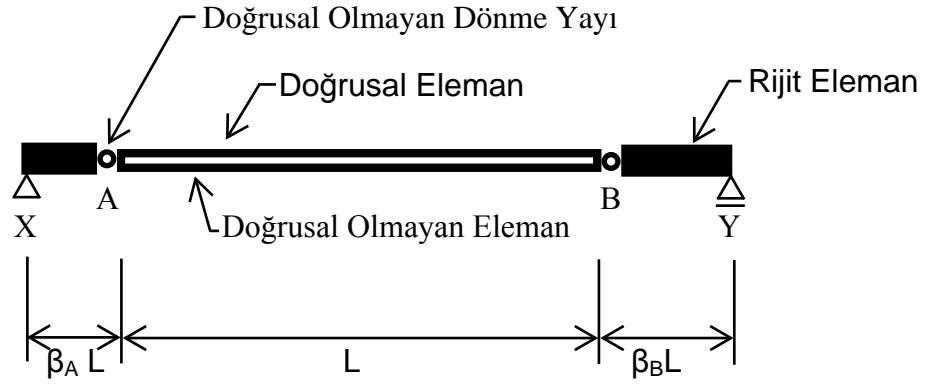
Li [21] eleman uçlarında fiber model kullanmayı önermiştir. Bu modele göre eleman uçlarında plastik bölge (çoklu eksenel yay modeli) ortasında ise elastik bölgeden

oluşacak şekilde temsil edilmiştir. Çoklu eksenel yay modeli, eleman boyunca tek eksenli yaylardan oluşmaktadır. Bu modele göre eleman boyutuna, malzeme özelliklerine ve donatı düzeyine göre yay sayısı belirlenebilmektedir. Yayların boyu, eleman derinliğinin yarısından veya eleman net uzunluğunun ondan birinden küçük olan alınması kabulüyle belirlenebilir.

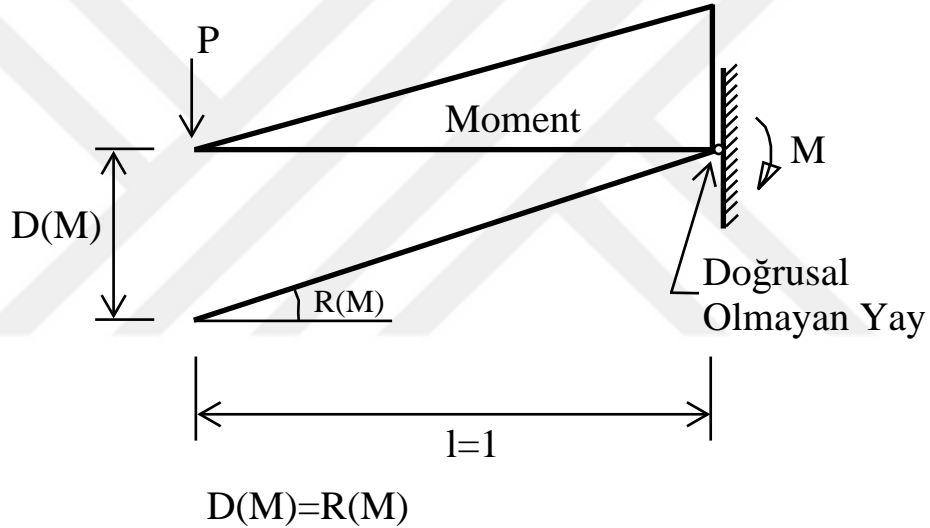
2.3 Yayılı Plastisite Modeli

Yayılı plastisite modeller, yığılı plastisite modellere göre doğrusal olmayan davranışın daha kesin sonuçlarla ifade edilmesine olanak sağlar. Çünkü bu yaklaşım, doğrusal ötesi davranışın, belirli bir noktada değil de eleman boyunca oluştuğunu gözlemlemeye imkan verir.

Yayılı plastisite alanında yapılan ilk çalışmalar eksenel yük-moment etkileşiminin göz ardı edildiği modeller üzerinedir. Otani [6] bu özellikte, biri doğrusal diğeri ise doğrusal olmayan olmak üzere paralel iki elemanın uçlarından iki adet dönme yayı bulunan ve bu dönme yaylarına bağlı rijit elemandan oluşan bir model sunmuştur. Çubuk elemanlar moment büküm noktasından birbirine bağlanmış iki adet konsol elemandan oluştuğu varsayılmıştır. Bu modele göre doğrusal olmayan elemanın rijitliği, birim uzunluktaki konsol bir elemanın serbest ucundan tekil yüklenmesi ile elde edilen moment dönme ve moment yer değiştirme ilişkisinden elde edilir. Bu yaklaşım simetrik olmayan bir esneklik matrisi oluşmasına neden olması nedeniyle moment büküm noktası elemanın orta noktasında sabit olduğu varsayılmıştır ve doğrusal olmayan deformasyonlar kiriş uçlarında yoğunlaştığı kabul edilmiştir. Elemanların uçlarında bulunan yaylar vasıtasıyla donatı sıyrılması durumu dikkate alınmıştır.

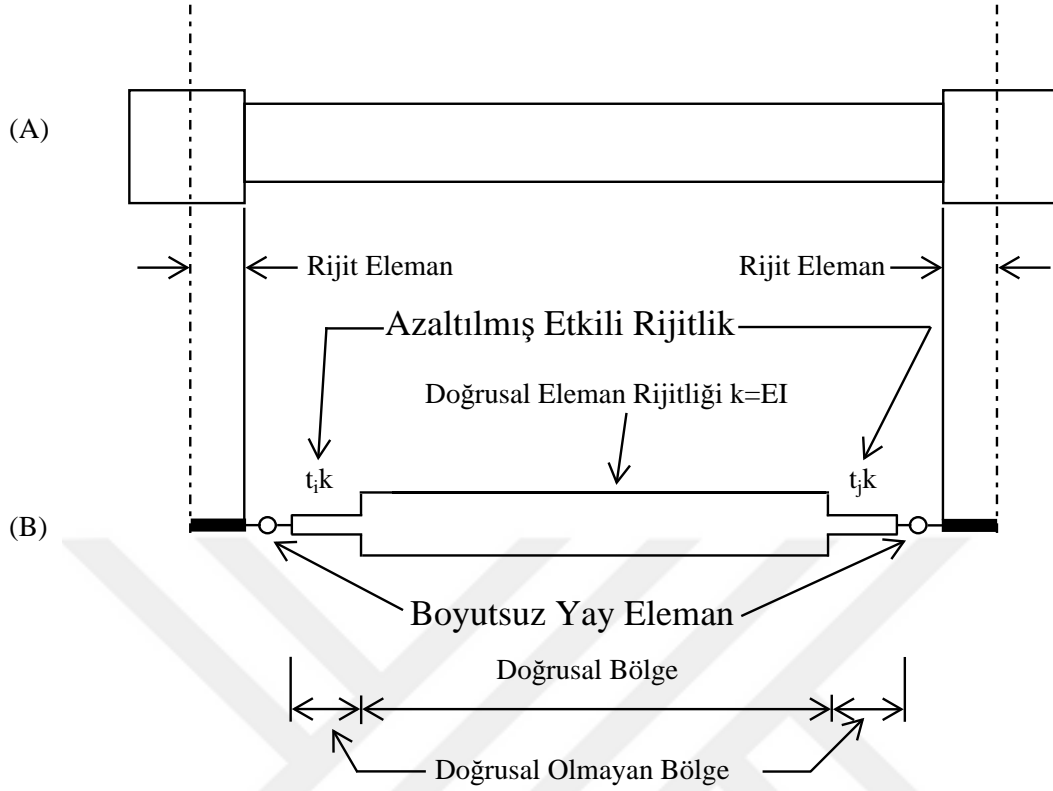


Şekil 2.4 : Tipik çerçeve elemanın bileşenleri ([6]'dan alınmıştır).



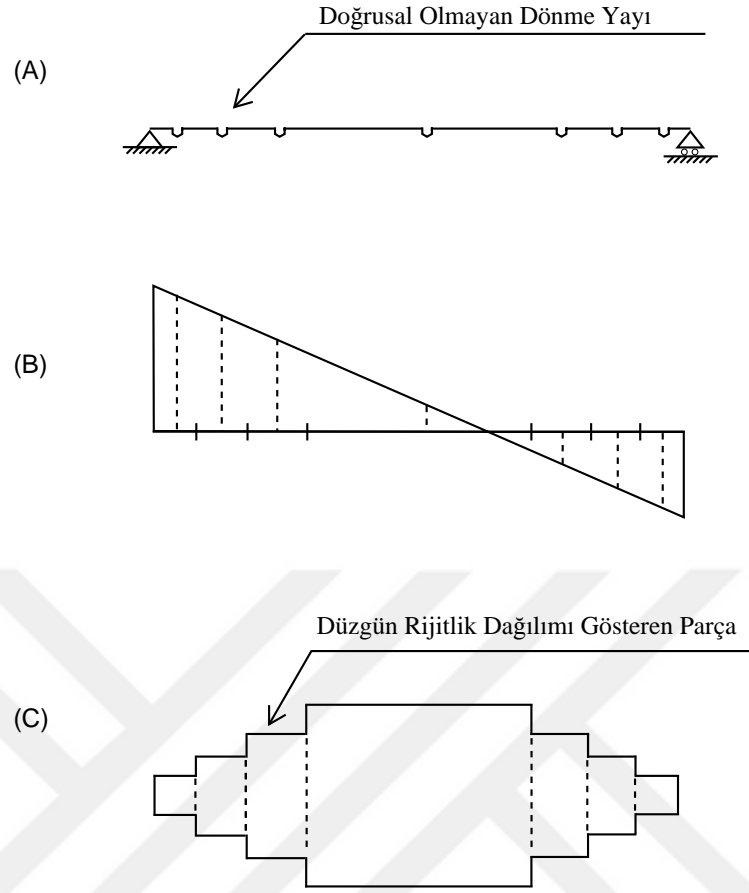
Şekil 2.5 : Eşdeğer doğrusal olmayan dönme yayı ([6]'dan alınmıştır).

Soleimani [7], doğrusal bir elemanın iki ucuna, rijitliği, çevrimsel davranış kurallarına göre belirlenen ve doğrusal olmayan davranışı ifade eden, elemanların bağlandığı, en dışta ise boyutsuz dönme yayları bulunan bir model geliştirmiştir. Bu modele göre eğilme elemanı uç moment dönme ilişkisi eleman boyunca belirtilen eğrilik dağılımından türetilir. Meyer [22] Soleimani'nin modeline benzer bir model önermiştir. Plastik bölgenin rijitliğini hesaplamak için biraz farklı bir yol izlemiş ve moment eğrilik çevrimsel davranışı ifade etmek için Clough [3]'ün modeli yerine Takeda [23]'nün modelini kullanmıştır. Daha sonra Roufaiel ve Meyer [24], bu modeli, bazı amprik kurallar ekleyerek eğilme çevrimsel davranışına, kayma ve aksenal yüklerin etkisini dahil ederek geliştirmiştir.



Şekil 2.6 : Soleimani [7]'nin doğrusal olmayan eleman modeli (A) Gerçek eleman (B) İdealize edilmiş eleman ([7]'den alınmıştır).

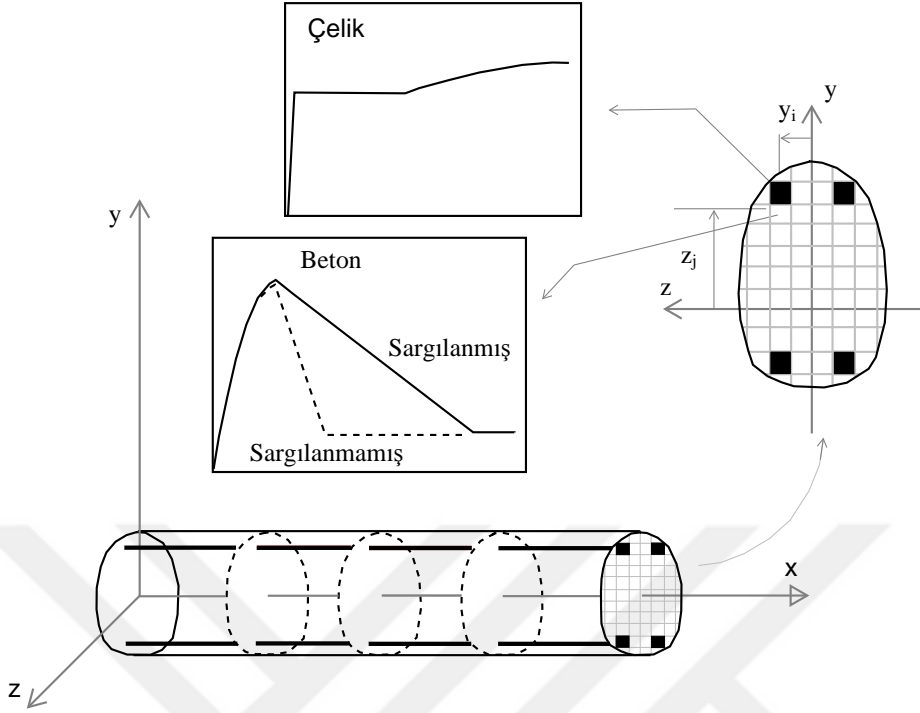
Takayanagi [8], iki adet eğilme, kayma ve eksenel rijitliği bulunan perde ve bu perdeleri birbirine bağlayan eğilme rijitliğine sahip kirişin analizini yapmak için bir model önermiştir. Kirişin doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde Otani [6]'nin modelini kullanmıştır. Hem eksenel hem de moment etkisindeki perdelerin doğrusal elemanların davranışını daha iyi ifade etmek için perde elemanları parçalara ayırmıştır. Parçalara ayrılmış elemanların rijitlik matrisine statik indirgeme işlemi uygulayarak denge denklemini çözmüştür. Bu sayede çözüm sonucu olarak sadece kat yatay öteleme sonuçları elde edilir. Eksenel kuvvettteki değişimin, elemanın eğilme rijitliği üzerindeki etkisi ilk kez bu model ile açıklanmıştır.



Şekil 2.7 : Takayanagi ve Schnobrich [8]'nin çoklu yay modeli (A) Eleman modeli (B) Eğilme momenti diyagramı (C) Kesit rijitlik dağılımı ([8]'den alınmıştır).

2.4 Fiber Modeller

Fiber modeller sonlu elemanlar yaklaşımına dayanan, gelişmiş bir doğrusal analiz yaklaşımıdır. Bu modele göre eleman, eksen boyunca çeşitli sayıda integrasyon noktasına ayrılır. Bu integrasyon noktaları üzerinde bulunan kesitler kendi düzleminde istenen sayıda fiber elemana bölünür. Bölünmüş olan her bir fiber eleman temsil ettiği malzemenin bünye fonksiyonuna sahip olup, bu bünye fonksiyonları vasıtasıyla doğrusal olmayan davranışın durumunu belirlemektedir. Bu yaklaşıma göre yer değiştirmelerin küçük olduğu ve düzlem elemanın düzlem kaldığı kabul edilir. Şekil 2.8'de, integrasyon noktalarına ayrılmış betonarme eleman ve bu noktalarda fiber elemanlara bölünmüş kesitin temsili görseli yer almaktadır.



Şekil 2.8 : İntegrasyon noktalarına ayrılmış eleman ve her bir integrasyon noktasında fiberlere bölünmüş kesitin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).

Bu model kuvvet ve yerdeğiştirme tabanlı olmak üzere iki adet yaklaşıma sahiptir. İlerleyen bölümde detaylı olarak açıklanacak olan bazı nümerik problemlerden ötürü betonarme elemanlar için kuvvet tabanlı yaklaşımın, yerdeğiştirme tabanlı yaklaşıma göre daha doğru sonuçlar verdiği görülmüştür.

3. KULLANILAN YÖNTEMLER

3.1 Giriş

Bu bölümde, tez kapsamında kullanılan malzeme modelleri, çevrimsel davranış kuralları, analizde kullanılan sönüm matrisinin elde edilme yöntemi ve dinamik problemin çözümünde kullanılan nümerik yöntemler tanıtılacaktır.

3.2 Malzeme Modelleri

Malzeme bakımında doğrusal olmayan davranışın incelendiği analizlerde, elastik ötesi davranış, kullanılan malzeme modeli ve bu modelle uyumlu seçilen çevrimsel davranış ile ifade edilir. Bu kavramların birleşiminde oluşan ilişkiye ise bünye denklemleri denir. Seçilen analiz türüne göre bünye denklemleri çeşitlilik gösterebilir. Örneğin, yığılı plastisite içeren modeller için seçilen bünye denklemleri, kuvvet-yerdeğiştirme, moment-eğrilik, moment-dönme ilişkisinden elde edilir. Fiber eleman içeren modellerde ise bünye denklemleri, tek eksenli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinden elde edilir.

Basınç, çekme gibi deney sonuçlarından elde edilen malzeme gerilme-şekil değiştirme ilişkileri, analizlerde kullanabilmek adına çeşitli matematiksel modellere dönüştürülmüştür. Yıllar içerisinde hesap yükü de düşünülerek çeşitli malzeme modelleri geliştirilmiştir. Gelişen bilgisayar teknolojisi ile beraber bu matematiksel modeller, gerçek malzeme davranışına daha yakın olacak şekilde güncellenmiştir. Bu tez kapsamında, beton malzemesi için doğrusal olmayan sistem analizlerinde sıklıkla kullanılan Mander beton modeli [9] seçilmiştir. Çelik malzemesini temsil etmek için seçilen malzeme modeli ise biri doğrusal davranış diğeri ise doğrusal olmayan davranış temsil eden iki doğrusal birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır.

3.2.1 Beton malzeme modeli

Beton, gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi seçilen malzeme sınıfının yanında kesit içinde bulunan enine ve boyuna donatıların yerleşimine göre farklı davranışlar gösterebilmektedir. Yapılan çalışmalar göstermiştir ki sünek tasarım koşullarına göre iyi tasarlanmış bir betonarme kesitin etriyelerle çevrilmiş çekirdek bölge diye tabir edilen alanı, bu bölgenin dışında kalan alana göre daha sünek davranış göstermektedir. Bu anlamda, beton davranışı, sargılı ve sargısız olarak üzere ikiye ayrılmaktadır.

Mander ilk olarak, farklı enine donatı düzenlemelerinin sargılamaya etkisini ve performansını araştırmak için tam ölçekli dairesel, dikdörtgen ve kare kolonlar üzerinde sismik yükleme hızında deneyler yapmıştır [25]. Daha sonra deney sonuçlarından yararlanarak modelin matematiksel ifadesini geliştirdi [9]. Bu çalışma ile görülmüştür ki sargılama düzenine göre hesaplanmış en büyük gerilme ve bu gerilmeye karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri kullanılarak gerilme-birim şekil değiştirme grafiği tek bir formülle (Denklem 3.1) ifade edilebilmektedir.

Bu tez kapsamında dikdörtgen kesitler için kullanılan Mander Beton Modeli tanıtılacaktır.

Sargılı beton modeli:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Bu formülde kullanılan f'_{cc} değeri sargılı beton için en büyük gerilmeyi ifade etmektedir. Bu parametrenin hesabı, Denklem 3.2'de gösterilmiştir.

$$f'_{cc} = \lambda_c f'_{co} \quad (3.2)$$

Denklem 3.1'deki x ve r parametrelerinin hesabı sırasıyla Denklem 3.3 ve 3.4'te verilmiştir.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

Denklem 3.3'te yer alan ϵ_c parametresi beton boyuna birim uzmasını, ϵ_{cc} ise en büyük gerilmeye karşı gelen beton birim şekil değiştirmesini ifade etmektedir.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad (3.5)$$

Betonun elastisite modülü olan E_c aşadaki denklem vasıtasıyla elde edilir.

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \quad (3.6)$$

Betonun ulaştığı en büyük gerilmenin, bu gerilmeye karşı gelen yer değiştirmesine oranını ifade eden sekant modülü E_{sec} aşağıdaki denklemle hesaplanır.

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.7)$$

Denklem 3.2'de kullanılan λ_c değeri, sargılı beton modeli ve sargısız beton modeli arasındaki geçişi sağlayan bir parametredir.

$$\lambda_c = 2.254\sqrt{1 + 7.94\frac{f_e}{f_{co}} - 2\frac{f_e}{f_{co}}} - 1.254 \quad (3.8)$$

Etkili yanal sargılama gerilmesi olarak bilinen f_e değeri, x ve y doğrultusu için ayrı ayrı Denklem 3.9'a göre hesaplanan değerlerin aritmetik ortalamasına eşittir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (3.9)$$

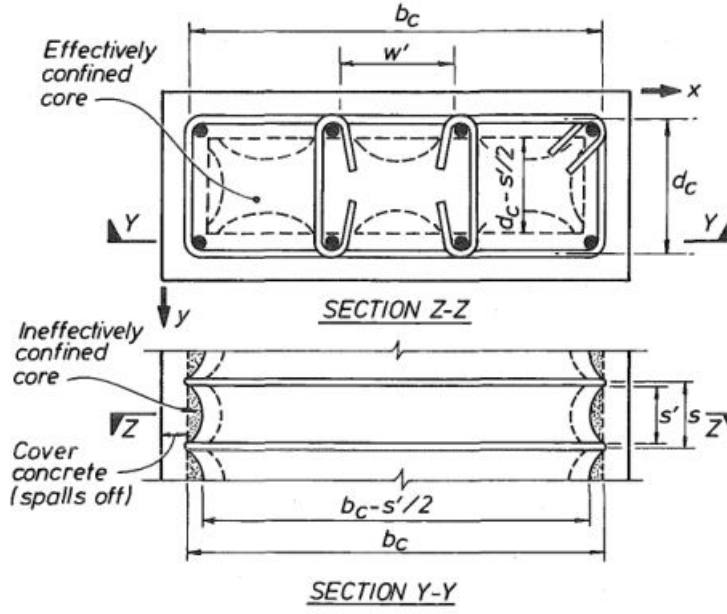
Enine donatı hacimsel oranını veren ρ_x ve ρ_y parametreleri dikdörtgen kesitler için aşağıdaki denklem ile ifade edilmektedir. f_{yw} parametresi ise enine donatının akma dayanımını temsil eder.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad ; \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (3.10)$$

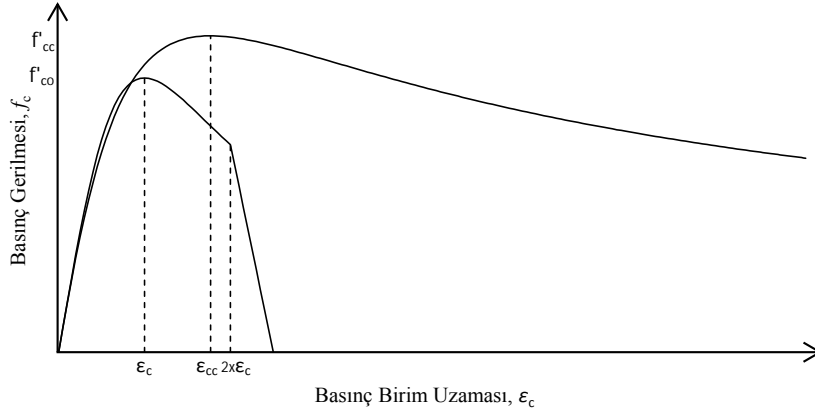
Denklem 3.10'da yer alan sargılama etkinlik katsayısını ifade eden k_e parametresinin hesabı aşağıda yer almaktadır.

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.11)$$

Denklem 3.11'de bulunan ρ_{cc} parametresi, kesit içerisinde bulunan boyuna donatı miktarının çekirdek bölgenin alanına oranını ifade etmektedir. w'_i, s', b_c, d_c gibi mesafelerin açıklaması Şekil 3.1'de verilmiştir.



Şekil 3.1 : Dikdörtgen kesitler için sargılı beton çekirdek kesiti ([9]'dan alınmıştır).



Şekil 3.2 : Sargılı ve sargısız kesit için Mander beton modeli iskelet eğrisi.

Sargısız beton modeli:

Çekirdek dışında kalan bölgeler için malzeme davranışını ifade eden gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi bu başlık altında anlatılacaktır. Beton birim şekil değiştirmesi ϵ_c 'nin, sargısız betonun ulaşabileceği en büyük gerilmeye karşı gelen birim şekil değiştirmesi ϵ_{co} 'ın iki katından küçük olduğu ana kadar sargılı beton modeli bölümünde verilen formüller, ρ_x ve ρ_x değerleri sıfır alınarak aynen kullanılabilir. ϵ_c 'nin bu değerden büyük olduğu durum için ise beton gerilme-birim şekil değiştirme

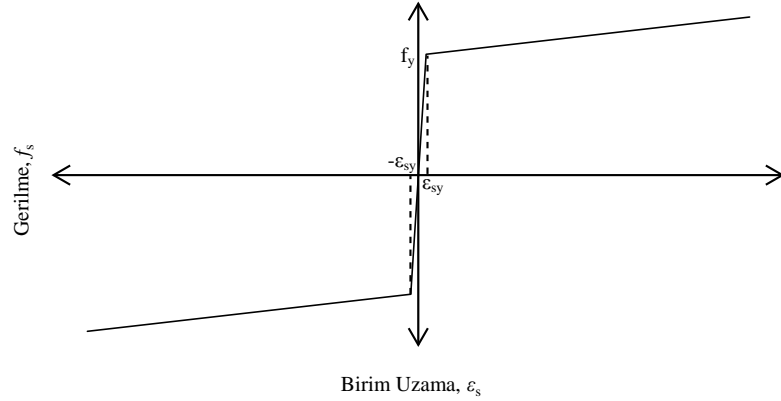
ilişkisi, negatif bir rijitlikle doğrusal olarak azaldığı kabul edilir.

$$f_c = \frac{2f'_{co}r}{r-1+2r} \left(\frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_c}{\epsilon_{cu} - 2\epsilon_{co}} \right) \quad (3.12)$$

3.2.2 Çelik malzeme modeli

Bu tez kapsamında kullanılan çelik modeli, hesap süresini kısaltmak amacıyla seçilen beton modeline göre nispeten daha basit bir modeldir. Beton modeli için daha karmaşık bir yapı seçilmesinin nedeni tez kapsamında hazırlanan yazılımın teorisinin açıklandığı Bölüm 4'te açıklanacaktır.

Biri doğrusal davranışı, diğeri ise doğrusal olmayan davranışı ifade etmek üzere iki adet rijitlikten oluşan çelik modeli Şekil 3.3'te gösterilmiştir.



Şekil 3.3 : Çift doğrusal davranış gösteren malzeme için iskelet eğrisi.

Bu modele göre çelik elemanları temsil eden fiberler, akma birim şekil değiştirmesine ulaşıncaya kadar doğrusal davranış gösterirler. Bu bölgede fiber elemanın kesit rijitliğine katılımı grafiğinin ilk eğimi ile olacaktır. Akma birim şekil değiştirmesini aştığı, pekleşme bölgesinde fiber elemanın rijitliği grafiğin ikinci eğimine eşit olacaktır. Bu açıklama tekdüze yükleme durumu için geçerlidir. Çevrimsel yükleme altında malzemenin göstereceği performans ise çevrimsel davranış modelleri bölümünde anlatılacaktır.

3.3 Çevrimsel Davranış Modelleri

Herhangi bir yükleme durumu altında doğrusal olmayan bölgeye geçen sistemler üzerinde, maruz kaldıkları yükler kaldırılrsa bile kalıcı deformasyonlar oluşacaktır. Statik itme gibi tek yönlü yükleme altında çalışan sistemlerde bu kalıcı deformasyonlar

daha önce malzeme modelleri başlığında açıklanan iskelet eğrileri ile ifade edilebilmektedir. Ancak, dinamik yükleme gibi tekrarlı yüklere maruz kalan sistemler, doğrusal olmayan bölgeye geçtikten sonra maruz kaldığı yüke ters yönde yükleme yapılması durumunda aynı rijitlikte davranış gösteremezler. Bu durumu ifade edebilmek için çeşitli çevrimsel davranış modelleri oluşturulmuştur. Bu tez kapsamında hazırlanan bilgisayar yazılımında beton modeli için Karsan ve Jirsa [13], çelik için ise kinematik ve isotropik pekleşmeli çevrimsel davranış modelleri anlatılacaktır. Bu modellerin algoritması alt başlıklar halinde verilmiştir.

3.3.1 Beton malzemesi çevrimsel davranışı

Düzlem beton elemanın tekrarlı basınç yükleri altında tepkisini ölçmek amacıyla 46 adet kısa dikdörtgen kolondan oluşan numeneler teste tabi tutulmuştur [13]. Test sonuçlarından elde edilen veriler vasıtasıyla farklı anlardaki yükleme durumuna göre çevrimsel davranışın matematiksel modelini oluşturabilmek adına aşağıdaki çıkarımlar yapılmıştır.

1. Belli bir yükleme seviyesine ulaşmış malzeme, yükün kaldırılmaya başlandığı andaki gerilmesi, ulaştığı maksimum birim şekil değiştirme, ε_r , ile aşağıdaki denklemler vasıtasıyla elde edilen, gerilme-birim şekil değiştirme grafiğinin apsis ekseninde bulunan ε_p noktasının birleştirilmesi ile oluşturulan doğrusal çizgi üzerinde, birim şekil-değiştirmesine denk gelen nokta vasıtasıyla elde edilir. Sistem tekrar yüklenmeye başlanırsa, ulaştığı birim şekil değiştirme değeri, ε_r değerine ulaşana kadar bu doğru üzerinde davranışına devam eder.

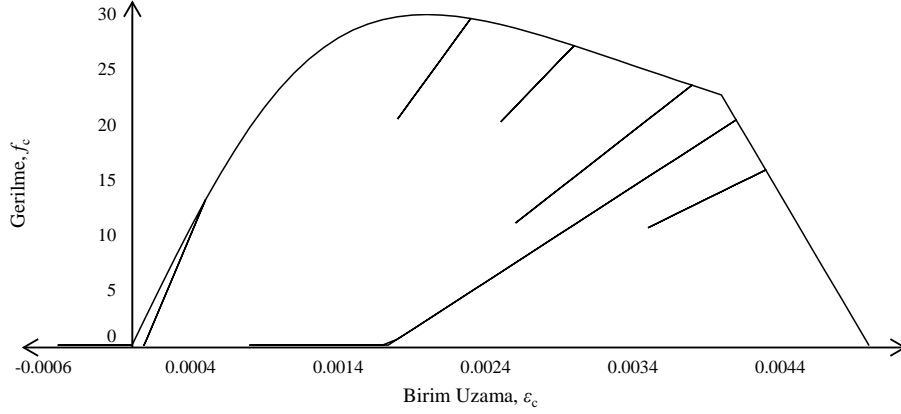
$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_o} < 2; \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o} = 0.145 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_o} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_o} \right) \quad (3.13)$$

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_o} \geq 2; \quad \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o} = 0.707 \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_o} - 2 \right) + 0.834 \quad (3.14)$$

ε_o değeri, malzemenin ulaşabileceği en büyük gerilmeye karşı gelen birim şekil değiştirmedir.

2. Malzeme üzerinde çekme gerilmeleri oluşmaya başlaması durumunda gerilme değeri sıfır olacaktır. Beton malzemesinin çekme gerilmelerine karşı tepkisi ihmal edilecektir.

3. Malzeme üzerinde çekme gerilmeleri varken, tekrardan basınç yüklemesine maruz kaldığı durumda ε_p değerine ulaşına kadar gerilme değeri sıfır olacaktır. Bu değeri aştığı durumda ise madde 1’de açıklanan yöntem izleyecektir.



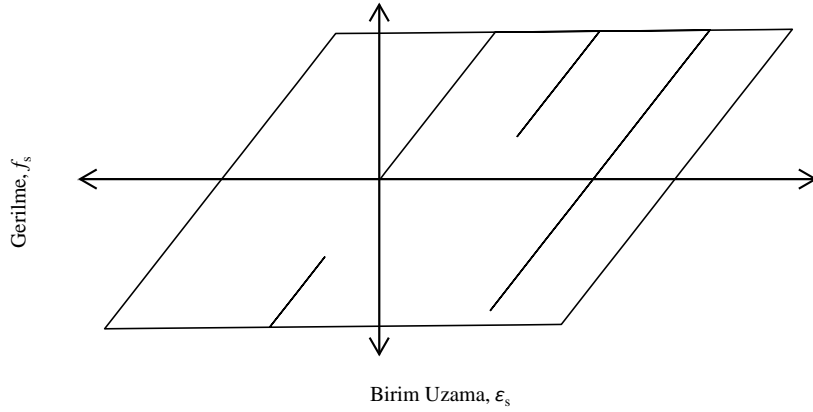
Şekil 3.4 : Sargısız kesit için çevrimsel davranış ilişkisi.



Şekil 3.5 : Sargılı kesit için çevrimsel davranış ilişkisi.

3.3.2 Çelik malzemesi çevrimsel davranışı

Bu çevrimsel davranışa göre malzeme doğrusal ve pekleşme bölgesini ifade etmek üzere iki adet rijitliğe sahiptir. Maruz kaldığı yüklemenin kaldırılmaya başlandığı anda, doğrusal bölgede veya pekleşme bölgesinde olduğuna bakılmaksızın, malzeme davranışı ilk rijitlik baz alınarak devam edeceği kabul edilir. Bu koşul, basınç ve çekme durumu için akma gerilmeleri ve ikinci rijitlik baz alınarak oluşturulan doğrular arası için geçerlidir. Malzeme davranışı, gerilme ve birim şekil değiştirme değerleri bu doğrulardan biri ile çakışması durumunda, ikinci rijitlik baz alınarak devam eder.



Şekil 3.6 : Çift doğrusal davranış gösteren malzeme için çevrimsel davranış.

3.4 Nümerik Çözüm Yöntemleri

Dinamik problemin çözümünde analitik yöntemlerden faydalanılamaması nedeniyle nümerik bir çözüm yöntemine ihtiyaç duyulmaktadır. En çok tercih edilen çözüm yöntemi olan Newmark- β yöntemi bu tez kapsamında tanıtılacaktır. Ancak literatürde genel olarak kullanılan algoritma doğrusal sistemler için uygun olduğundan, bu bölümde tanıtılacak olan yöntem için Erkuş [26]'un makalesinden faydalanılacaktır.

Doğrusal olmayan davranışın gözlemlemesi amacıyla belirli sayıda kesitlere ayrılmış elemanı tek bir rijitlik matrisi ile ifade etmek için kullanılan nümerik analiz yöntemi Gauss-Lobatto yöntemi bu başlık altında anlatılacaktır.

3.4.1 Newmark- β yöntemi

Doğrusal olmayan yapı sistemlerinin çözümünde kullanılan dinamik analiz denklemi aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{F}_n = \mathbf{P}(t) \quad (3.15)$$

Bu denklemde yer alan \mathbf{M} kütle matrisini, \mathbf{C} sönüm matrisini, \mathbf{F}_n ise yerdeğiştirme, hız ve ivmenin fonksiyonu olup iç kuvvet vektörünü temsil etmektedir. Yine aynı denklemde kullanılan \mathbf{P} dışkuvvet vektörünü, $\ddot{\mathbf{x}}$ ve $\dot{\mathbf{x}}$ ise sırasıyla ivme ve hız vektörlerini ifade etmektedir. Denklemde parantez içerisinde yer alan t ise zamanı ifade ediyor olup çözüm dış kuvvetin etkiye süresi boyunca tekrarlanır. Doğrusal olmayan sistemlerin analizinde, denklemin t anındaki çözümünden ziyade ardışık iki süre arasındaki fark, Δt şeklinde ifade edilmesi, analizin iteratif olması açısından

kolaylık sağlamaktadır. Bu nedenle Denklem 3.15, Denklem 3.16 gibi yeniden düzenlenebilir.

$$\mathbf{M}\Delta\ddot{x}^t + \mathbf{C}\Delta\dot{x}^t + \Delta\mathbf{F}_n^t = \Delta\mathbf{P}^t \quad (3.16)$$

Burada yer alan parametrelerin açıklaması $\Delta x^t = x^{t+1} - x^t$, $\Delta\dot{x}^t = \dot{x}^{t+1} - \dot{x}^t$, $\Delta\ddot{x}^t = \ddot{x}^{t+1} - \ddot{x}^t$, $\Delta\mathbf{F}_n^t = \mathbf{F}_n^{t+1} - \mathbf{F}_n^t$ ve $\Delta\mathbf{P}^t = \mathbf{P}^{t+1} - \mathbf{P}^t$ şeklindedir.

Yöntem gereği yerdeğiştirme ve hız ifadeleri için aşağıdaki kabul yapılmaktadır.

$$x^{t+1} = x^t + \Delta t \dot{x}^t + \left[(0.5 - \beta) (\Delta t)^2 \right] \ddot{x}^t + \beta (\Delta t)^2 \ddot{x}^{t+1} \quad (3.17)$$

$$\dot{x}^{t+1} = \dot{x}^t + [(1 - \gamma) \Delta t] \ddot{x}^t + (\gamma \Delta t) \ddot{x}^{t+1} \quad (3.18)$$

β ve γ parametreleri, ivme değişimi için seçilen türü ifade eder. İki zaman aralığında ivmelerin sabit olduğu kabulü için $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/4$ 'tür. Bu değişimin doğrusal olduğu kabulü için ise $\gamma = 1/2$, $\beta = 1/6$ 'dır.

Artımsal hız ve ivme aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$\Delta\dot{x}^t = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta x^t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{x}^t + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{x}^t \quad (3.19)$$

$$\Delta\ddot{x}^t = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta x^t - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{x}^t - \frac{1}{2\beta} \ddot{x}^t \quad (3.20)$$

Denklem 3.19 ve Denklem 3.20, Denklem 3.16 içinde yazıldığı takdirde aşağıdaki eşitlik elde edilmektedir.

$$\mathbf{A}\Delta x^t + \Delta\mathbf{F}_n^t = \Delta\hat{\mathbf{P}}^t \quad (3.21)$$

$$\mathbf{A} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} \quad (3.22)$$

$$\Delta\hat{\mathbf{P}}^t = \Delta\mathbf{P}^t + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta} \mathbf{C} \right) \dot{x}^t + \left[\frac{1}{2\beta} \mathbf{M} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \mathbf{C} \right] \ddot{x}^t \quad (3.23)$$

3.4.2 Gauss-Lobatto yöntemi

Sınır koşulları bilinen ancak analitik yöntemlerle altında kalan alanı hesaplanamayan veya hesaplaması uzun süren fonksiyonlar için sayısal integrasyon yöntemlerini tercih ederiz. Bu yöntem gereğince, integrali alınacak fonksiyonun, bölünecek sayıyla uyumlu noktalarına karşılık gelen değerleri hesaplanır ve bu değerler gene bu noktalarla uyumlu ağırlık katsayıları ile çarpılıp toplanarak sonuç elde edilir. Bu yöntem, fonksiyonun başlangıç ve bitiş noktalarındaki değerlerine ihtiyaç duyması, noktasal yükler etkisinde sistemlerde doğrusal ötesi davranışın da kesit uçlarında oluşması nedeniyle tercih edilmiştir.

$$I = \int_0^L f(x) dx = \sum_{h=1}^m w_h f(x_h) \quad (3.24)$$

Bu tez kapsamında hazırlanan yazılımda çubuk elemanlar 10 adet integrasyon noktasına bölüldüğü düşünülmektedir. Çizelge 3.1'de bu yöntem için seçilmesi gereken integrasyon noktaları ve bu noktalara karşılık gelen ağırlık katsayıları verilmiştir.

Çizelge 3.1 : Gauss-Lobatto Yöntemine göre seçilen integrasyon noktaları ve ağırlık katsayıları.

İntegrasyon Noktaları	Ağırlık Katsayıları
1.0000000000000000	0.0222222222222222
0.919533908166458	0.133305990851070
0.738773865105505	0.224889342063126
0.477924949810444	0.292042683679683
0.165278957666387	0.327539761183897

3.5 Sönüm Matrisi

Tekrarlı yük etkisinde olan yapı sistemlerinde, dış kuvvet vasıtasıyla türetilen enerjinin bir bölümü, hareket esnasında yapıda oluşan çeşitli mekanizmalar vasıtasıyla sönümlemektedir. Bu mekanizmalar betonarme yapılar için dinamik yüke maruz kalınan süre boyunca oluşan çatlaklar, elastik ötesi büyük yer değiştirmeler gibi sebeplerle oluşabilir. Bu yolla harcanan enerjinin analitik yollarla elde edilmesi pek mümkün olmadığı için deneysel çalışmalara ihtiyaç duyulur.

Yapılan birtakım deneysel çalışma sonucunda bina türü, kullanılan malzeme gibi parametrelere bağlı olarak çeşitli sönüm oranları elde edilmiştir [10]. Bu sönüm

oranlarını kullanarak dinamik denlem takımının çözümünde kullanılmak adına elde edilecek sönüm matrisi için çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu tez kapsamında sönüm matrisinin elde edilmesinde kullanılan yöntem olan Rayleigh-Sönümlenme modeli açıklanacaktır.

Dinamik denklem takımının hızlı bir şekilde çözülebilmesi açısından sönüm matrisinin de rijitlik ve kütle matrisinin bir özelliği olan ortogonal olması beklenmektedir. Bu kabule uymak adına, yapının geometrik ve malzeme özelliklerinden faydalanarak elde edilen kütle ve rijitlik matrislerine bağlı olarak sönüm matrisi aşağıdaki ifade ile elde edilebilir.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad (3.25)$$

Bu yaklaşıma göre sönüm oranı n . mod için aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$\xi = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (3.26)$$

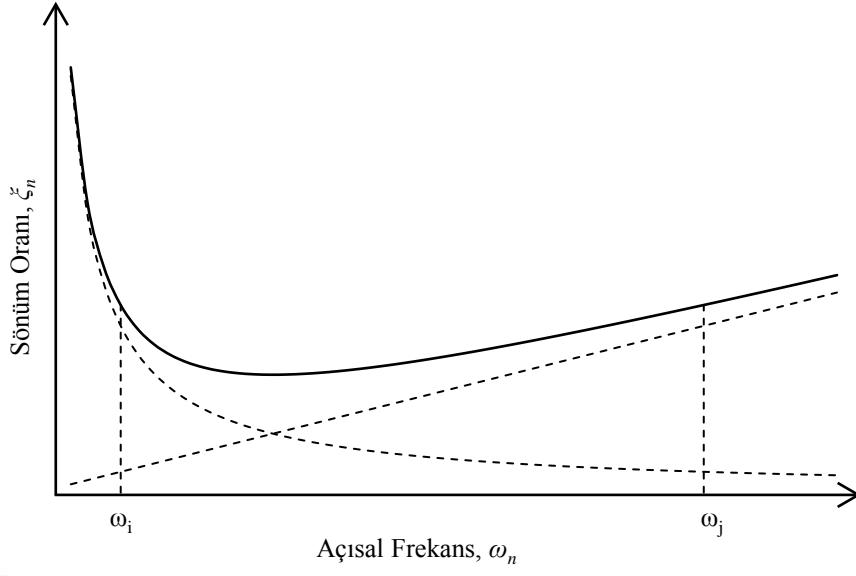
Farklı iki periyot değeri için sönüm oranları aşağıdaki gibi matris formatında yazılabilir.

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

Bu cebirsel ifade çözümlenerek a_0 ve a_1 katsayıları elde edilebilir. Eğer iki mod için de aynı sönüm oranı kabul edildiği düşünülürse denklem aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3.28)$$

Şekil 3.7’de açılmal frekans değerine bağlı olarak sönüm oranındaki değişim verilmiştir. Bu yaklaşıma göre uygun iki periyot değeri için istenen sönüm oranı seçilerek arada kalan periyotlar için daha düşük sönüm oranları oluşturulmuş kabul edilebilir.



Şekil 3.7 : Açısal frekansa bağlı olarak değişen sönüm oranı [10].

4. KOLON-KİRİŞ FİBER ELEMAN TEORİSİ

4.1 Giriş

Bu bölümde, tez kapsamında hazırlanan yazılımın dayandığı kolon-kiriş fiber eleman teorisi tanıtılacak olup, bu aşamaya gelene kadar literatürde daha önce karşılaşılmış problemler ve bulunan çözüm yöntemleri irdelenecektir.

4.2 Doğrusal Olmayan Analiz Felsefesi

Doğrusal analiz yöntemlerini matematiksel olarak ifade etmek gerekirse, $\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{B}$ şeklinde bir fonksiyonun çözümünden ibaret olduğu kabul edilebilir. Ancak, doğrusal olmayan problemler, tek bir denklem takımı çözülerek sonuca ulaştırılamazlar. Bu nedenle denklem takımı iteratif olarak çözülüp herhangi bir yakınsama yöntemi izlenerek sonuca ulaşılır. Literatürde bu tarz problemlerin çözümü için çeşitli sayıda yakınsama yöntemi bulunmaktadır. Bu tez kapsamında hazırlanan program için tercih edilen yakınsama yöntemi Newton-Raphson olup ilerleyen bölümlerde açıklanacaktır.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizinde biri yerdeğiştirme, diğeri ise kuvvet tabanlı olmak üzere iki adet yaklaşım bulunmaktadır. Yerdeğiştirme tabanlı yaklaşıma göre eleman rijitliği şekil fonksiyonları baz alarak oluşturulurken, kuvvet tabanlı yaklaşıma göre ise bu rijitlik, eleman iç kuvvet dağılımından elde edilen kuvvet enterpolasyon matrisi vasıtasıyla elde edilir. Bu iki yaklaşım alt başlıklar halinde detaylı olarak açıklanacaktır.

4.2.1 Yer değiştirme tabanlı analiz yöntemi

Doğrusal olmayan analiz türü altında yayılı nonlinearite ilk olarak, şekil fonksiyonlarını ifade eden Hermitian polinomları kullanılarak klasik rijitlik yöntemi üzerinden formülize edilmiştir. Bu yöntemde göre eleman uç noktalarında okunan deplasmanlar şekil fonksiyonları vasıtasıyla kesit deformasyonlarına dönüştürülür. Elde edilen kesit deformasyonları, kesit geometrik özelliklerine bağlı olarak fiber

birim şekildeğiştirmeleri elde edilir. Bünye denklemleri vasıtasıyla her bir birim şekil değiştirmeye karşı gelen malzeme tepki gerilmeleri bulunur. Bulunan fiber tepki gerilmeleri kesit geometrik özellikleri kullanılarak kesit tepki kuvvetlerine dönüştürülür. Bir sonraki adım olarak, kesit tepki kuvvetleri, şekil fonksiyonları vasıtasıyla eleman uç tepki kuvvetlerine dönüştürülür. Eleman uç kuvvetleri ile eleman tepki kuvvetleri belli bir oranda yakınsayana kadar bu işlem devam eder.

Yer değiştirme tabanlı analiz gereği sadece dış kuvvetlerin iç kuvvetlere eşitlendiği aşamada yakınsama işlemi uygulanmaktadır. Bu sebeple kuvvet tabanlı analiz yöntemine göre daha hızlı sonuca ulaşılabilir. Ancak bu yöntem, eleman boyunca oluşan eğriliklerin doğrusal olduğu kabulüne dayandığı için bazı nümerik problemlerle karşılaşmaya açıktır. Çünkü doğrusal olmayan bölgeye geçen elemanlarda kesit bazında rijitliğin azalması sebebiyle eleman boyunca oluşan eğrilik dağılımı da doğrusal kalmayacaktır. Dolayısıyla doğrusal olmayan bölgelerde eleman rijitliği, doğrusal bölgelere göre oldukça düşük olacaktır. Bu durum, analiz esnasında istenilen tolerans içerisinde yakınsayamama gibi problemlere sebep olabilmektedir. Ayrıca bu yöntem için kullanılan şekil fonsiyonları sadece noktasal yükler için uygundur. Bu nedenle üzerinde yayılı yük bulunan elemanların analizi için bu yöntem uygun değildir.

Yöntemin formülasyonu aşağıda verilmiştir.

İlk olarak, sistem doğrusal davranış gösterdiği kabulüyle sistem uç deplasmanları elde edilir.

$$\mathbf{D} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{P} \quad (4.1)$$

Uç deplasman vektörleri eleman uç deplasman vektörlerine ayrılır. Global doğrultuda elde edilen eleman uç deplasmanları, eleman lokal uç deplasmanlarına D_m ayrılır. Elde edilen eleman lokal uç deplasmanları şekil fonksiyonlarının türevi ile çarpılarak daha önceden belirlenmiş integrasyon noktaları için kesit deformasyonları bulunur.

$$\Delta \mathbf{D}_s(x) = \begin{bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}(x) \\ \boldsymbol{\phi}(x) \end{bmatrix} = \bar{\mathbf{a}}(x) \cdot \Delta \mathbf{D}_m \quad (4.2)$$

$$\mathbf{D}_s(x) = \Delta \mathbf{D}_s(x) + \mathbf{D}_s(x) \quad (4.3)$$

Bulunan kesit deformasyonları, düzlem eleman düzlem kalır yaklaşımı ile her bir fiber elemanın birim şekil değiştirme değerlerine dönüştürülür. Bünye denklemleri kullanılarak elde edilen fiber tepki gerilmeleri ve fiber rijitlikleri vasıtasıyla kesit

tepki kuvvetleri $P_{s,R}(x)$ ve kesit rijitliği $k_s(x)$ bulunur. Her bir integrasyon noktası için elde edilen kesit tepki kuvvetleri ve kesit rijitlikleri nümerik bir integrasyon yöntemi kullanılarak eleman uç tepki kuvvetlerine $P_{m,R}$ ve eleman rijitlik matrisine k_m dönüştürülür.

$$\mathbf{P}_{m,R} = \left\{ \begin{array}{c} N(x) \\ M(x) \end{array} \right\} = \int_0^L \bar{\mathbf{a}}^T(x) \cdot \mathbf{P}_{s,R}(x) \cdot dx \quad (4.4)$$

$$\mathbf{k}_m = \int_0^L \bar{\mathbf{a}}^T(x) \cdot \mathbf{k}_s(x) \cdot \bar{\mathbf{a}}(x) \cdot dx \quad (4.5)$$

Denklem 4.4 vasıtasıyla elde edilen eleman uç tepki kuvvetleri $\mathbf{P}_{m,R}$, sistem içerisinde bulunan her bir eleman için bulunduktan sonra sistem tepki uç kuvvetleri bulunur \mathbf{P}_R . Sisteme etki eden dış kuvvet \mathbf{P} ve sistemin ürettiği kuvvet \mathbf{P}_R arasında belli bir tolerans değerinde yakınsama sağlanana kadar Denklem 4.1'de yer alan \mathbf{P} vektörü yerine $\Delta\mathbf{P} = \mathbf{P} - \mathbf{P}_R$ yazılarak işlem sırası tekrarlanır. Yakınsama işlemi sonuçlanana kadar Denklem 4.1'de yer alan \mathbf{K} rijitlik matrisi, Denklem 4.5 vasıtasıyla bulunan eleman rijitlik matrislerinden elde edilir.

4.2.2 Kuvvet tabanlı analiz yöntemi

Yerdeğiştirme tabanlı analiz esnasında daha önce bahsedilen problemlerle karşılaşılması sonrası kuvvet tabanlı analiz yöntemi geliştirilmiştir. Bu yaklaşım, sistem uç kuvvet ve deplasmanları ile daha önceden belirlenmiş integrasyon noktaları arasındaki geçişi şekil fonksiyonları yerine iç kuvvet dağılımından elde edilen kuvvet enterpolasyon matrisini kullanmaktadır. Doğrusal sistemler için yerdeğiştirme tipleri düşünülerek hazırlanan şekil fonksiyonları doğrusal olmayan bölgelerin temsili açısından çok uygun değildir. Ancak eleman üzerindeki iç kuvvet dağılımı sistemin doğrusal olup olmamasına bağlı olmaksızın aynıdır. Bu durumdan faydalanarak elde edilen esneklik matrisi doğrusal olmayan davranışı daha iyi ifade edebileceği için karşılaşılabilecek nümerik problemlerin de önüne geçmektedir.

Bu analiz yönteminin algoritması aşağıda verilmiştir.

Analiz, dinamik dış kuvvetin ilk adımı sisteme etkilerek başlar. Dinamik dış yükün zamana bağlı adımları k notasyonu ile isimlendirilecektir. Sisteme etkiyen dış kuvvetlerin iç kuvvetlere eşitlendiği yakınsama işleminin her bir adımı ise i notasyonu kullanılacaktır. Kesit bazında dengeleme yapılırken kullanılacak notasyon ise j 'dir.

Dinamik denklem takımı çözümü başlar.

$$k = 1$$

Sisteme etkiyen dış kuvvetlerin iç kuvvetlere yakınsama işlemi başlar. Bu yakınsama işlemi sırasında Newton-Raphson yöntemi kullanılır.

$$i = 1$$

$(\mathbf{P}_U^k)^{i-1}$ sistem dengelenmemiş kuvvet vektörü olup $i = 1$ için $(\mathbf{P}_U^k)^0$ sisteme etkiyen iki dinamik yük adımı arasındaki dış kuvvet farkına $\Delta\mathbf{P}_E^k$ eşittir.

$$\left(\mathbf{P}_U^k\right)^{i-1} = \left(\mathbf{K}^k\right)^{i-1} \cdot \left(\delta\Delta\mathbf{D}^k\right)^i \quad (4.6)$$

$$\left(\Delta\mathbf{D}^k\right)^i = \left(\Delta\mathbf{D}^k\right)^{i-1} + \left(\delta\Delta\mathbf{D}^k\right)^i \quad (4.7)$$

$i = 1$ olduğu durumda $\left(\Delta\mathbf{D}^k\right)^0 = 0$ 'dır.

Global eksene göre hesaplanan noktasal deplasman artışı, eleman uç deplasman artışlarına $\delta\Delta\mathbf{D}_{m,g}^k$ ayrılır. Global eksene göre bulunan eleman uç deplasman artışları, eksen dönüşüm matrisleri vasıtasıyla lokal eksene göre eleman uç deplasman artışlarına $\delta\Delta\mathbf{D}_{m,l}^k$ dönüştürülür.

$$\left(\delta\Delta\mathbf{D}_{m,l}^k\right)^i = \mathbf{T}_m \cdot \left(\delta\Delta\mathbf{D}_{m,g}^k\right)^i \quad (4.8)$$

Lokal eksene göre eleman uç deplasman artışları rijit cisim modları kaldırılacak şekilde dönüştürülür. Bu dönüşüm işlemi Bölüm 4.3.3'te daha detaylı açıklanacaktır.

$$\left(\delta\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^i = \mathbf{T}_{m2} \cdot \left(\delta\Delta\mathbf{D}_{m,l}^k\right)^i \quad (4.9)$$

$$\left(\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^i = \left(\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^{i-1} + \left(\delta\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^i \quad (4.10)$$

$i = 1$ olduğu durumda $\left(\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^0 = 0$ 'dır.

Sistem kesit bazında dengeleme işlemi başlar.

$$j = 1$$

Eleman uç deplasman artışları eleman rijitlik matrisleri ile çarpılarak eleman uç kuvvet artışları hesaplanır.

$$\left(\left(\delta\Delta\mathbf{P}_m^k\right)^i\right)^j = \left(\left(\mathbf{K}_m^k\right)^{i-1}\right)^{j-1} \cdot \left(\left(\delta\Delta\mathbf{D}_m^k\right)^i\right)^j \quad (4.11)$$

İki dinamik yük adımı arasındaki eleman uç kuvvet artışı güncellenir.

$$\left((\Delta \mathbf{P}_m^k)^i \right)^j = \left((\Delta \mathbf{P}_m^k)^i \right)^{j-1} + \left((\delta \Delta \mathbf{P}_m^k)^i \right)^j \quad (4.12)$$

$i = 1$ ve $j = 1$ olduğu durumda $\left((\Delta \mathbf{P}_m^k)^1 \right)^0 = 0$ 'dır.

Mevcut dinamik yük adımı için eleman uç kuvvetleri hesaplanır.

$$\left((\mathbf{P}_m^k)^i \right)^j = \mathbf{P}_m^{k-1} + \left((\Delta \mathbf{P}_m^k)^i \right)^j \quad (4.13)$$

$k = 1$ için $\mathbf{P}_m^0 = 0$ 'dır.

Eleman uç kuvvet artışları ve kuvvet enterpolasyon matrisleri kullanılarak kesit kuvvet artışları elde edilir.

$$\left((\delta \Delta \mathbf{P}_s^k(x))^i \right)^j = \mathbf{b}(x) \cdot \left((\delta \Delta \mathbf{P}_m^k)^i \right)^j \quad (4.14)$$

İki dinamik yük adımı arasındaki kesit kuvvetleri artışı güncellenir.

$$\left((\Delta \mathbf{P}_s^k(x))^i \right)^j = \left((\Delta \mathbf{P}_s^k(x))^i \right)^{j-1} + \left((\delta \Delta \mathbf{P}_s^k)^i \right)^j \quad (4.15)$$

$i = 1$ ve $j = 1$ olduğu durumda $\left((\Delta \mathbf{P}_s^k(x))^1 \right)^0 = 0$ 'dır.

Mevcut dinamik yük adımı için kesit kuvvetleri hesaplanır.

$$\left((\mathbf{P}_s^k(x))^i \right)^j = \mathbf{P}_s^{k-1}(x) + \left((\Delta \mathbf{P}_s^k)^i \right)^j \quad (4.16)$$

$k = 1$ için $\mathbf{P}_s^0(x) = 0$ 'dır.

Kesit esneklik matrisi ve kesit kuvvet artışları kullanılarak kesit deformasyon artışları hesaplanır.

$$\left((\delta \Delta \mathbf{D}_s^k(x))^i \right)^j = \left((\mathbf{r}^k(x))^i \right)^{j-1} + \left((\mathbf{F}_s^k(x))^i \right)^{j-1} \cdot \left((\delta \Delta \mathbf{P}_s^k(x))^i \right)^j \quad (4.17)$$

İki dinamik yük adımı arasındaki kesit deformasyon artışları güncellenir.

$$\left((\Delta \mathbf{D}_s^k(x))^i \right)^j = \left((\Delta \mathbf{D}_s^k(x))^i \right)^{j-1} + \left((\delta \Delta \mathbf{D}_s^k(x))^i \right)^j \quad (4.18)$$

$j = 1$ olduğu durumda $\left((\mathbf{r}^k(x))^i \right)^0 = 0$ 'dır. $i = 1$ ve $j = 1$ olduğu durumda $\left((\Delta \mathbf{D}_s^k(x))^1 \right)^0 = 0$ 'dır. Uygunluk matrisleri kullanılarak kesit deformasyon artışları,

fiber deformasyon artışlarına dönüştürülür. Bu uygunluk matrisi düzlem kesit düzlem kalır prensibinden yola çıkılarak oluşturulmuştur.

$$\left(\left(\delta \Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^j = \mathbf{I}(x) \cdot \left(\left(\delta \Delta \mathbf{D}_s^k(x) \right)^i \right)^j \quad (4.19)$$

İki dinamik yük adımı arasındaki fiber deformasyon artışları güncellenir.

$$\left(\left(\Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^j = \left(\left(\Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^{j-1} + \left(\left(\delta \Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^j \quad (4.20)$$

$i = 1$ ve $j = 1$ olduğu durumda $\left(\left(\Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^1 \right)^0 = 0$ 'dır.

Mevcut dinamik yük adımı için fiber deformasyonları hesaplanır.

$$\left(\left(\mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^j = \mathbf{D}_f^{k-1}(x) + \left(\left(\Delta \mathbf{D}_f^k(x) \right)^i \right)^j \quad (4.21)$$

$k = 1$ için $\mathbf{D}_f^0(x) = 0$ 'dır. Bu değer aynı zamanda sistemin doğrusal davranış gösterdiği kabulü yapıldığı Denklem 4.6'te rijitlik matrisi hesaplanırken de kullanılabilir.

Elde edilen fiber deformasyon artışları ve bünye fonksiyonları kullanılarak kesit tepki kuvvetleri ve kesit rijitlikleri elde edilir.

$$\left(\left(\mathbf{K}_s^k(x) \right)^i \right)^j = \mathbf{I}^T(x) \cdot \left(\left(\left(E_{tan}^k(x, y_{ifib}) \right)^i \right)^j \cdot A_{ifib} \right) \cdot \mathbf{I}(x) \quad (4.22)$$

$$\left(\left(\mathbf{F}_s^k(x) \right)^i \right)^j = \left[\left(\left(\mathbf{K}_s^k(x) \right)^i \right)^j \right]^{-1} \quad (4.23)$$

$$\left(\left(\mathbf{P}_{s,R}^k(x) \right)^i \right)^j = \left\{ \begin{array}{l} - \sum_{ifib=1}^{n(x)} \left(\left(P_{f,R}(x, y_{ifib}) \right)^i \right)^j \cdot A_{ifib} \cdot y_{ifib} \\ \sum_{ifib=1}^{n(x)} \left(\left(P_{f,R}(x, y_{ifib}) \right)^i \right)^j \cdot A_{ifib} \end{array} \right\} \quad (4.24)$$

Kesit kuvvetlerine karşı gelen kesit tepki kuvvetleri hesaplandıktan sonra bu iki kuvvet arasındaki dengelenmemiş kuvvet bulunur. İlk tekrarlı işlem, bu dengelenmemiş kuvvetin belli bir tolerans değeri içinde kalacak şekilde yakınsaması için uygulanır. Bu tolerans değerleri Bölüm 4.5.1'de anlatılacaktır.

$$\left(\left(\mathbf{P}_{s,U}^k(x) \right)^i \right)^j = \left(\left(\mathbf{P}_s^k(x) \right)^i \right)^j - \left(\left(\mathbf{P}_{s,R}^k(x) \right)^i \right)^j \quad (4.25)$$

İlerleyen bölümlerde açıklanacak bazı nümerik problemlerin önüne geçmek amacıyla türetilen artık kesit deformasyonları aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$\left(\left(\mathbf{r}(x) \right)^i \right)^j = \left(\left(\mathbf{F}_s^k(x) \right)^i \right)^j \cdot \left(\left(\mathbf{P}_{s,U}^k(x) \right)^i \right)^j \quad (4.26)$$

Bir sonraki yakınsama işlemi için veya yük adımı için kullanılmak adına eleman esneklik matrisi aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$\left(\left(\mathbf{F}_m^k \right)^i \right)^j = \int_0^L \mathbf{b}(x)^T \cdot \left(\left(\mathbf{f}_s^k(x) \right)^i \right)^j \cdot \mathbf{b}(x) \cdot dx \quad (4.27)$$

$$\left(\left(\mathbf{K}_m^k \right)^i \right)^j = \left[\left(\left(\mathbf{F}_m^k \right)^i \right)^j \right]^{-1} \quad (4.28)$$

Eleman esneklik matrisinin elde edilmesinde, daha önceki bölümlerde açıklandığı üzere analitik yöntemler yetersiz kaldığı için herhangi bir nümerik integrasyon yöntemi kullanılması önerilir. Denklem 4.26 vasıtasıyla elde edilen artık kesit deformasyonları kesit boyunca integre edilerek artık eleman deformasyonları elde edilir.

$$\left(\left(\mathbf{s}^k \right)^i \right)^j = \int_0^L \mathbf{b}(x)^T \cdot \left(\left(\mathbf{r}^k(x) \right)^i \right)^j \cdot dx \quad (4.29)$$

Sistem kesit bazında istenen tolerans değerlerinde yakınsama gösterirse ilk iterasyon döngüsü bu aşamada sonlanır ve sisteme etkiyen dış kuvvetlerin, sistemde oluşan iç kuvvetlere eşitlendiği yakınsama adımına geçilir. Eğer yakınsama işlemi gerçekleşmez ise kesit dengeleme iterasyonunun ilk adımı Denklem 4.30 baz alınarak devam eder.

$$\left(\left(\delta \Delta \mathbf{D}_m^k \right)^i \right)^{j+1} = - \left(\left(\mathbf{s}^k \right)^i \right)^j \quad (4.30)$$

Daha önce yapılan dönüşüm işlemi ile eleman iki ucunda eğilme ve eksenel kuvvet olmak üzere 3 serbestlik derecesine sahip sistem gibi ifade edilen eleman iç kuvvetleri ve rijitlik matrisi, dönüşüm işlemi uygulanarak tekrar 6 adet serbestlik derecesine sahip eleman için ifade edilir.

$$\left(\mathbf{P}_{m,l}^k \right)^i = \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \left(\mathbf{P}_m^k \right)^i \quad (4.31)$$

$$\left(\mathbf{K}_{m,l}^k \right)^i = \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \left(\mathbf{K}_m^k \right)^i \cdot \mathbf{T}_{m2} \quad (4.32)$$

Elde edilen lokal eksene göre eleman uç kuvvetleri ve rijitlik matrisleri , global eksene göre eleman uç kuvvetlerine ve eleman rijitlik matrislerine dönüştürülür.

$$\left(\mathbf{P}_{m,g}^k \right)^i = \mathbf{T}_m^T \cdot \left(\mathbf{P}_{m,l}^k \right)^i \quad (4.33)$$

$$\left(\mathbf{K}_{m,g}^k \right)^i = \mathbf{T}_m^T \cdot \left(\mathbf{K}_{m,l}^k \right)^i \cdot \mathbf{T}_m \quad (4.34)$$

Her bir eleman için elde edilen global eksene göre eleman uç kuvvetleri ve eleman rijitlik matrisleri eleman birleşim noktaları gözetilerek noktasal tepki kuvvetleri ve sistem rijitlik matrisi elde edilir.

$$\left(\mathbf{P}_R^k\right)^i = \sum_{ele=1}^n \left(\mathbf{P}_{m,g}^k\right)_{ele}^i \quad (4.35)$$

$$\left(\mathbf{K}^k\right)^i = \sum_{ele=1}^n \left(\mathbf{K}_{m,g}^k\right)_{ele}^i \quad (4.36)$$

Gelen dış kuvvetlere karşı sistemin oluşturduğu noktasal tepki kuvvetleri arasındaki fark hesaplanır. Aradaki fark istenen tolerans değeri içerisinde kaldığı durumda ikinci yakınsama işlemi tamamlanır. Yakınsama işlemi devam ettiği durumlarda aradaki dengelenmemiş kuvvet Denklem 4.6'te dış kuvvet olarak etkililir ve sistem rijitlik matrisi Denklem 4.36 işlemi ile güncellenir.

$$\left(\mathbf{P}_U^k\right)^i = \mathbf{P}_E^k - \left(\mathbf{P}_R^k\right)^i \quad (4.37)$$

Sisteme etkiyen toplam dinamik yük etkisi güncellenir.

$$\mathbf{P}_E^k = \mathbf{P}_E^{k-1} + \Delta \mathbf{P}_E^k \quad (4.38)$$

$k = 1$ için $\mathbf{P}_E^0 = 0$ 'dır.

Mevcut dinamik yük adımı için sisteme etkiyen dış yükler, sistemin ürettiği tepki kuvveti ile yeteri oranda yakınsadığı durumda aşağıdaki yer değiştirme değerleri bir sonraki yük adımı için güncellenir.

$$\mathbf{D}^k = \mathbf{D}^{k-1} + \Delta \mathbf{D}^k \quad (4.39)$$

$$\mathbf{D}_m^k = \mathbf{D}_m^{k-1} + \Delta \mathbf{D}_m^k \quad (4.40)$$

$$\mathbf{D}_s^k(x) = \mathbf{D}_s^{k-1}(x) + \Delta \mathbf{D}_s^k(x) \quad (4.41)$$

Analiz dinamik yük adımları tamamlanana kadar devam eder.

4.3 Analiz Esnasında Kullanılan Matrislerin Açıklanması

4.3.1 Şekil fonksiyonları matrisi

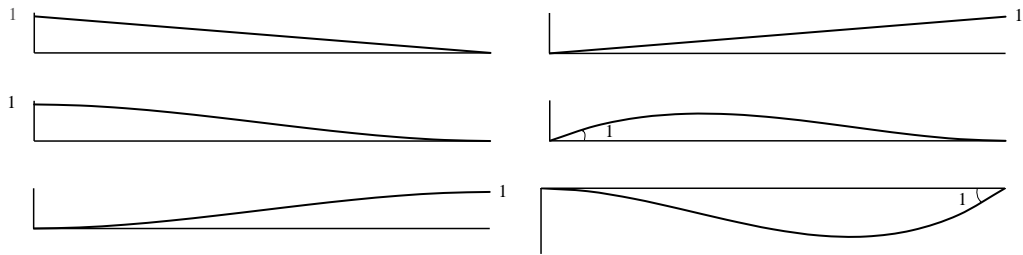
Şekil fonksiyonları noktasal deplasmanların eleman boyunca ifade edilebilmesi için mesnet koşulları uyumlu olarak seçilen ifadelerdir. Bu fonksiyonların değişkeni, eleman başlangıç ve bitiş noktaları arasındaki lokasyondur. Fonksiyonların seçiminde mesnet koşullarını sağlayan herhangi bir fonksiyon tercih edilebilir. Kolaylık olması açısından genelde polinom fonksiyonlardan faydalanılır. Bir eleman için seçilmesi gereken şekil fonksiyonu sayısı, o eleman için bulunan serbestlik derecesi kadardır. Fonksiyonlar, elemanın herhangi bir ucundaki bir serbestlik için birim deformasyonu ifade ederken aynı fonksiyon diğer serbestlikler için sıfır yerdeğiştirmeyi veriyor olmak zorundadır. Denklem 4.42 ile örnek bir şekil fonksiyonu matrisi verilmiştir.

$$\mathbf{a}(x) = \begin{bmatrix} \psi_1(x) & 0 & 0 & \psi_2(x) & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1(x) & \phi_2(x) & 0 & \phi_3(x) & \phi_4(x) \end{bmatrix} \quad (4.42)$$

$$\psi_1(x) = 1 - \frac{x}{L} \quad \psi_2(x) = \frac{x}{L}$$

$$\phi_1(x) = 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 1 \quad \phi_2(x) = L\left(\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \frac{x}{L}\right) \quad (4.43)$$

$$\phi_3(x) = -2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \phi_4(x) = L\left(\left(\frac{x}{L}\right)^3 - \left(\frac{x}{L}\right)^2\right)$$



Şekil 4.1 : Şekil fonksiyonları.

Virtüel iş prensibine göre şekil fonksiyonlarının türevi ile lokal eksene göre eleman uç deplasmanlarının çarpımı, seçilen lokasyon için kesit aksenal birim şekil değiştirmesini ve eğriliğini verir.

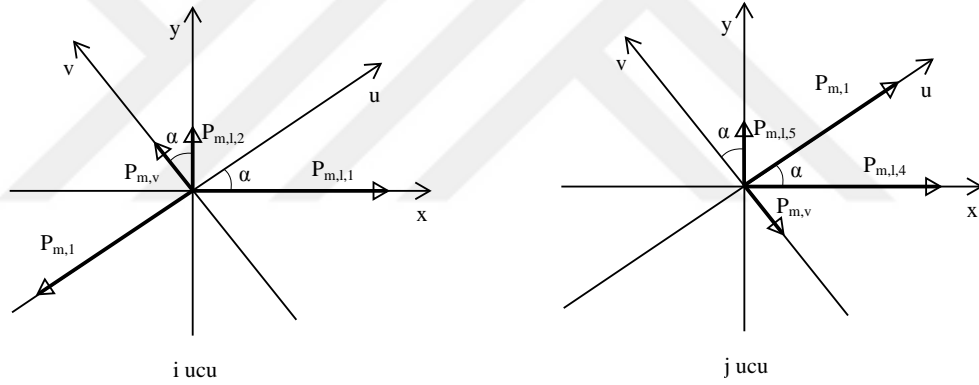
$$\bar{\mathbf{a}}(x) = \begin{bmatrix} \psi_1'(x) & 0 & 0 & \psi_2'(x) & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1''(x) & \phi_2''(x) & 0 & \phi_3''(x) & \phi_4''(x) \end{bmatrix} \quad (4.44)$$

vasıtasıyla bu yöntem ile uyumlu kuvvet matrislerine çevrilmelidir. Bu dönüşüm matrisinin çıkarımı aşağıda özetlenmiştir.

$$\begin{aligned}
 P_{m,l,1} &= -P_{m,1} \cos \alpha - P_{m,v} \sin \alpha \\
 P_{m,l,2} &= -P_{m,1} \sin \alpha + P_{m,v} \cos \alpha \\
 P_{m,l,3} &= P_{m,2} \\
 P_{m,l,4} &= P_{m,1} \cos \alpha + P_{m,v} \sin \alpha \\
 P_{m,l,5} &= P_{m,1} \sin \alpha - P_{m,v} \cos \alpha \\
 P_{m,l,6} &= P_{m,3}
 \end{aligned} \tag{4.47}$$

Denklemden kullanılan $P_{m,v}$ için:

$$P_{m,v} = \frac{M_I + M_J}{l} = \frac{P_{m,2} + P_{m,3}}{l} \tag{4.48}$$



Şekil 4.3 : Lokal koordinat sistemi ile temel koordinat sistemi arasındaki kuvvet dönüşümünün gösterimi.

Denklem 4.48, Denklem 4.47 içinde tekrar yazıldığında Denklem 4.49 eşitliği elde edilir.

$$\mathbf{P}_{m,l} = \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{P}_m \tag{4.49}$$

Denklem 4.49 eşitliği deplasman dönüşümü için de kullanılabilir.

$$\mathbf{D}_{m,l} = \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{D}_m \tag{4.50}$$

\mathbf{T}_{m2} dönüşüm matrisinin açılımı Denklem 4.51'de verilmiştir.

$$\mathbf{T}_{m2} = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\frac{\sin \alpha}{l} & \frac{\cos \alpha}{l} & 1 & \frac{\sin \alpha}{l} & -\frac{\cos \alpha}{l} & 0 \\ -\frac{\sin \alpha}{l} & \frac{\cos \alpha}{l} & 0 & \frac{\sin \alpha}{l} & -\frac{\cos \alpha}{l} & 1 \end{bmatrix} \tag{4.51}$$

4.3.4 Temel koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi

Denklem 4.49 ve Denklem 4.50 eşitlikleri kullanılarak 3 serbestlik derecesine indirgenmiş sistemin rijitlik matrisi elde edilebilir.

$$\mathbf{P}_{m,l} = \mathbf{K}_{m,l} \cdot \mathbf{D}_{m,l} \quad (4.52)$$

$$\mathbf{P}_m = \mathbf{K}_m \cdot \mathbf{D}_m \quad (4.53)$$

$$\mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{P}_m = \mathbf{K}_{m,l} \cdot \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{D}_m \quad (4.54)$$

$$\mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{K}_m \cdot \mathbf{D}_m = \mathbf{K}_{m,l} \cdot \mathbf{T}_{m2}^T \cdot \mathbf{D}_m \quad (4.55)$$

$$\mathbf{K}_m = \mathbf{T}_{m2} \cdot \mathbf{K}_{m,l} \cdot \mathbf{T}_{m2}^T \quad (4.56)$$

4.3.5 Kesit uygunluk matrisi

Bernoulli kiriş teorisine göre düzlem kesitler, şekil değiştirdikten sonra da çubuk eksenine dik ve düzlem kalırlar. Bu kabule göre kesit birim şekil değiştirmeleri, kesitin eksenine olan uzaklığına bağlı doğrusal bir fonksiyon vasıtasıyla elde edilebilir. Bu fonksiyonun eğimi ise kesit eğriliğini verecektir.

$$\varepsilon_i = -y_i \cdot \phi + \varepsilon \quad (4.57)$$

$$\mathbf{D}_f = \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \Delta \varepsilon_i \\ \vdots \\ \Delta \varepsilon_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -y_1 & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -y_i & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -y_n & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \phi \\ \varepsilon \end{Bmatrix} = \mathbf{I} \cdot \mathbf{D}_s \quad (4.58)$$

4.3.6 Kesit rijitlik matrisi

Hooke kanuna göre belirli bir yükleme altında birim şekil değiştirme yapan elemanların üzerinde malzemenin rijitliğiyle yaklaşık olarak doğru orantılı gerilmeler

oluşur. Malzemenin rijitliği olarak da açıklanabilecek olan bu orantıya elastite modülü denir.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.59)$$

$$\mathbf{P}_f = \begin{Bmatrix} F_1 \\ \vdots \\ F_i \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA_1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & EA_i & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & EA_n \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_i \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{Bmatrix} = EA \cdot \mathbf{D}_f \quad (4.60)$$

Kesit rijitlik matrisi aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$\mathbf{P}_s = \mathbf{I}^T \cdot \mathbf{P}_f \quad (4.61)$$

$$\mathbf{P}_s = \mathbf{K}_s \cdot \mathbf{D}_s \quad (4.62)$$

$$\mathbf{I}^T \cdot \mathbf{P}_f = \mathbf{K}_s \cdot \mathbf{I}^T \mathbf{D}_f \quad (4.63)$$

$$\mathbf{I}^T \cdot EA \cdot \mathbf{D}_f = \mathbf{K}_s \cdot \mathbf{I}^T \mathbf{D}_f \quad (4.64)$$

$$\mathbf{K}_s = \mathbf{I} \cdot EA \cdot \mathbf{I}^T \quad (4.65)$$

4.3.7 Esneklik matrisi

Daha önceki bölümlerde bahsedildiği üzere doğrusal olmayan analiz esnasında klasik sonlu elemanlar yöntemi kullanıldığı durumlarda, elemanın doğrusal ötesi bölgeye geçen kesitlerinde yüksek nonlinearite oluşması sebebiyle şekil fonksiyonları yetersiz kalmaktadır. Bu nedenle bu tür analizlerde şekil fonksiyonlarının ifadesinde, analiz esnasında esnekliğe bağlı olarak güncellemeye gidilmesinde yarar vardır. Aksi durumda dengelenmemiş kuvvetlerin yakınsama işleminde nümerik problemler ortaya çıkabilmektedir. Bu başlıkta eleman esnekliğine bağlı olarak seçilen şekil fonksiyonlarının elde edilmesi anlatılacaktır.

$$\mathbf{D}_s^i(x) = \mathbf{a}(x) \cdot \mathbf{D}_{m,l}^i \quad (4.66)$$

$$\mathbf{P}_s^i(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{P}_m^i \quad \Delta \mathbf{P}_s^i(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \Delta \mathbf{P}_m^i \quad (4.67)$$

Yukarıdaki formüllerde sırasıyla kesit yerdeğiştirmelerinin eleman uç deplasmanları cinsinden ve kesit kuvvetlerinin eleman uç kuvvetleri cinsinden ifadeleri yer almaktadır.

4.4 Kuvvet Tabanlı Analiz Yöntemi İçin Yakınsama Adımları

Doğrusal analiz yöntemlerini, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden ayıran en önemli etken, bu analiz türlerinde sisteme gelen dış kuvvetlerin, sistemin türettiği iç kuvvetlerle karşılaştırma adımının olmamasıdır. Daha doğru bir ifade ile, problemin doğrusal olmasından kaynaklı olarak, sisteme gelen dış kuvvetler, sistemin türettiği iç kuvvetlere eşit çıkacaktır. Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinde ise problemin doğrudan bir çözümü olmadığı için, öncelikli olarak problemin doğrusal olduğu kabul edilir. Daha sonra sisteme etkileyen dış kuvvet ile sistemin türettiği iç kuvvet karşılaştırılır. Aradaki fark herhangi bir yakınsama yöntemi kullanılarak belirli bir tolerans içinde kalması sağlanır.

Kuvvet tabanlı analiz yöntemi iç içe geçmiş iki adet yakınsama işlemi içermektedir. Bu işlemlerden ilki kesit kuvvetlerinin kesit tepki kuvvetlerine yakınsadığı adımlardır. Diğeri ise dış kuvvetlerin eleman iç kuvvetlerinin türettiği tepki kuvvetine eşitlendiği adımlardır. İkinci işlem ilk işlemi de kapsıyor olup, her bir yakınsama adımı için ilk işlem tekrarlanmaktadır. Bu işlemler alt başlıklar halinde daha detaylı olarak açıklanacaktır.

4.4.1 Kesit kuvvetlerinin yakınsaması

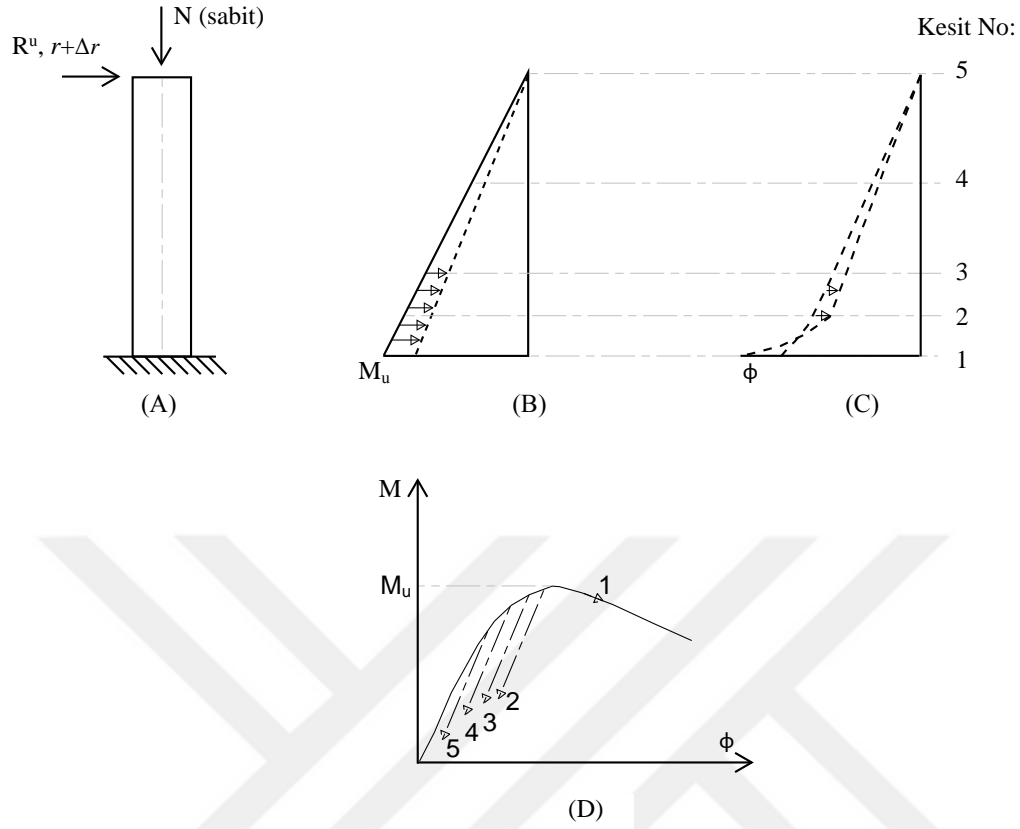
Bu yakınsama işleminde, eleman uç kuvvetleri, daha önceden belirlenmiş integrasyon noktaları için kuvvet enterpolasyon matrisi vasıtasıyla kesit kuvvetlerine dönüştürülür. Elde edilen bu kuvvetler ve bir önceki yakınsama adımında hesaplanan kesit rijitlik matrisi kullanılarak kesit deformasyonları bulunur. Bu kesit deformasyonları kesit uyguluk matrisi ile çarpılarak her bir fiberin birim şekil değiştirmeleri elde edilir. Malzeme özelliklerinden gelen bünye denklemleri kullanılarak her bir fiber eleman için elde edilen birim şekil değiştirmeye karşı gelen fiber tepki kuvvetleri hesaplanır. Hesaplanan fiber tepki kuvvetleri kesit uygunluk matrisi vasıtasıyla kesit tepki

kuvvetlerine dönüştürülür. Bu işlem adımları sırasında hesaplanan kesit kuvvetleri ve kesit tepki kuvvetleri arasındaki fark, dengelenmemiş kesit kuvveti olarak tanımlanır. Dengelenmemiş kesit kuvvetinin istenen tolerans içinde kalmasını sağlayan işlem ise kesit kuvvetlerinin yakınsaması işlemi olarak adlandırılacaktır.

Doğrusal olmayan analiz yöntemi hakkında yapılmış çoğu çalışma deplasman tabanlı yaklaşıma göre geliştirilmiştir. Karşılaşılan bazı nümerik problemlerden dolayı güncel çalışmalar kuvvet tabanlı yaklaşıma odaklanmıştır [11]. Ancak sadece bu analiz yöntemini kullanmak, beton gibi ani dayanım kaybı (softening) özelliğine sahip malzemelerden oluşan sistemlerin doğrusal olmayan analizinde karşılaşılan nümerik problemlerin çözümü için yeterli değildir. Çünkü kesitte bulunan fiber elemanlardan herhangi biri ani dayanım kaybına uğrar ise o fiber elemanın kesit rijitliğine katılımı negatif işaretli olacaktır. Bu durumda kesit kuvvetlerinin yakınsama işlemi sırasında elde edilen dengelenmemiş kesit kuvvetleri bir önceki adıma göre daha düşük bir rijitlik değeri ile azaltılmaya çalışırken kesitin türettiği tepki kuvvetleri de bir önceki adıma göre daha düşük seviyede kalacaktır. Bu durumda hesaplanan dengelenmemiş kesit kuvvetleri artacak ve kuvvetler yakınsamak yerine daha da uzaksayacaktır. Bu problemin önüne geçmek adına Filippou [27] artık kesit deformasyonları parametresi $\mathbf{r}(x)$ kullanmayı önermiştir. Bu yöntemle göre mevcut yakınsama adımında, dengelenmemiş kesit kuvvetleri ve kesit rijitlikleri hesaplandıktan sonra artık kesit deformasyonları hesaplanır ve bu artık kesit deformasyonları bir sonraki yakınsama adımında kesit deformasyonlarına eklenir.

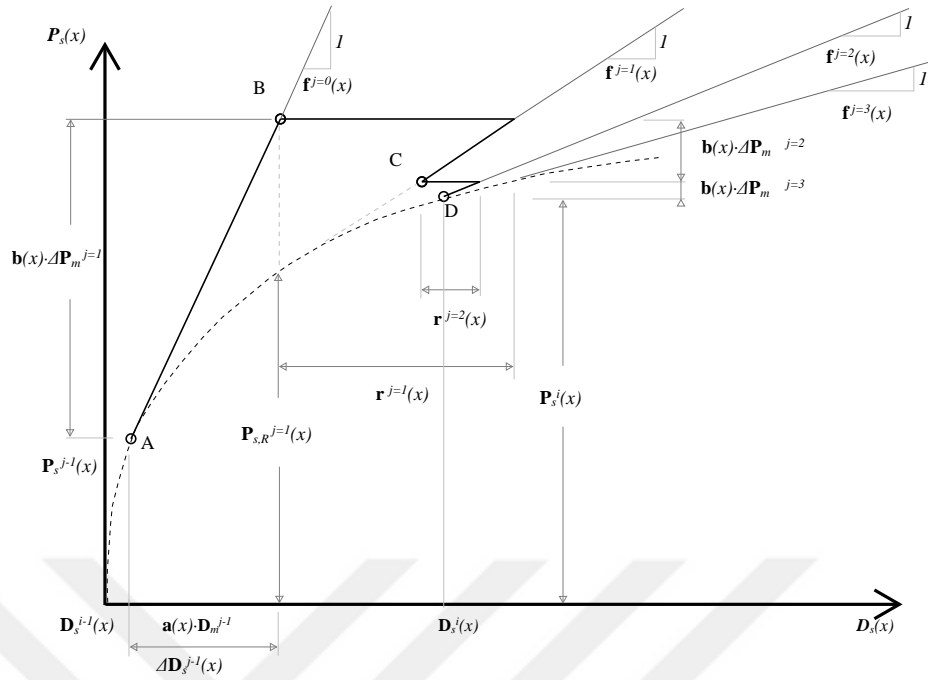
$$(\mathbf{r}^i(x))^j = (\mathbf{f}_s^i(x))^j \cdot (\mathbf{P}_{s,U}^i(x))^j \quad (4.68)$$

$$(\mathbf{D}_s^i(x))^{j+1} = (\mathbf{D}_s^i(x))^j + (\Delta \mathbf{D}_s^i(x))^{j+1} + (\mathbf{r}^i(x))^j \quad (4.69)$$

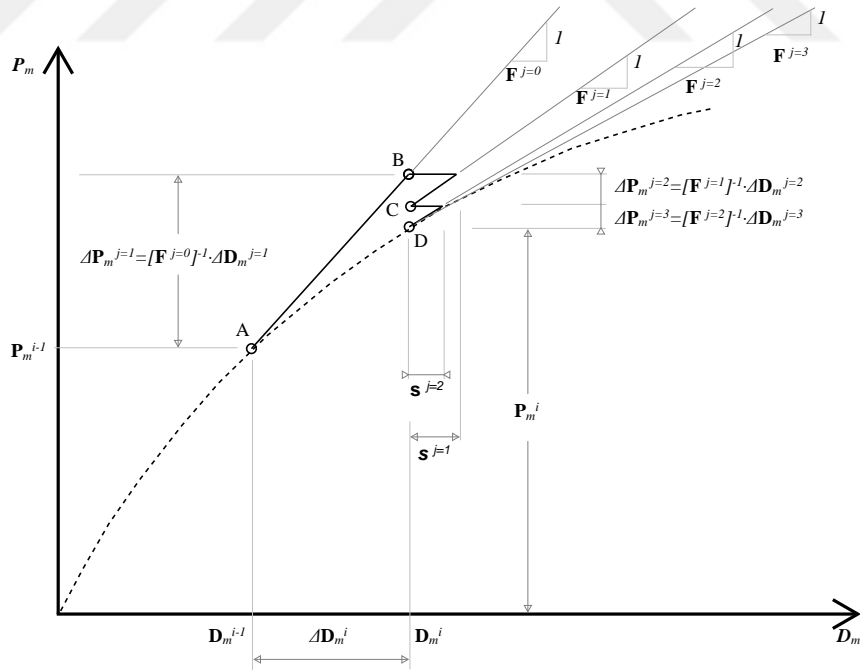


Şekil 4.4 : Ani dayanım kaybına sahip konsol modelin davranışı: (A) Eleman (B) Moment dağılımı (C) Eğrilik dağılımı (D) Moment-eğrilik ilişkisi ([11]'dan alınmıştır).

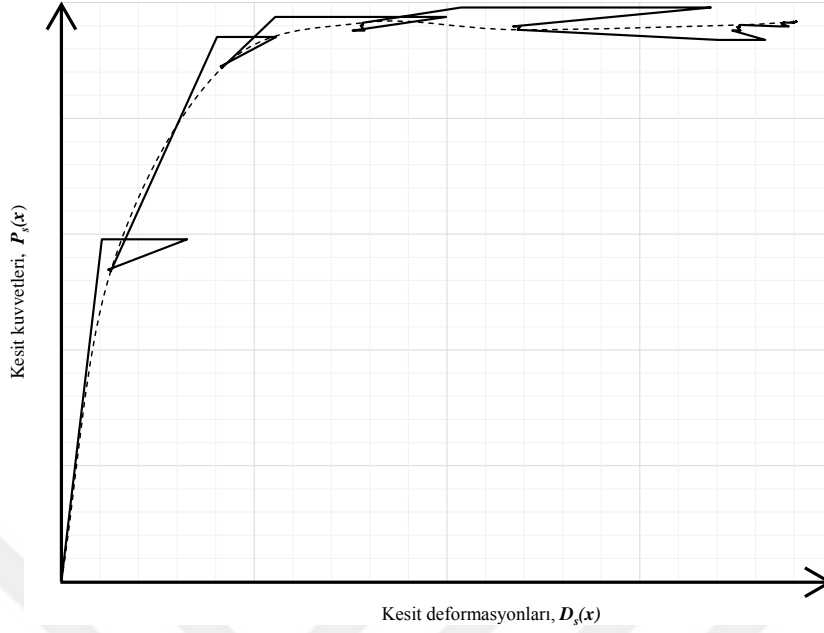
Hesaplanan artık kesit deformasyonları ve kesit esneklik matrisleri eleman boyunca integre edilerek eleman artık uç yerdeğiştirmeleri ve eleman esneklik matrisi elde edilir. Elde edilen bu değerler kullanılarak dengelenmemiş eleman kuvvetleri elde edilir. Bu kuvvet ters işaretli olarak elemana dış kuvvet olarak etki ettirilip bir sonraki yakınsama adımına geçilir. Bu yakınsama işlemi dengelenmemiş kesit kuvvetleri belirlenen bir tolerans aralığında kalana kadar devam eder.



Şekil 4.5 : Kesit kuvvetlerinin yakınsama işleminin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).



Şekil 4.6 : Bir kesit yakınsama işlemi esnasında oluşan eleman kuvvetlerinin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).

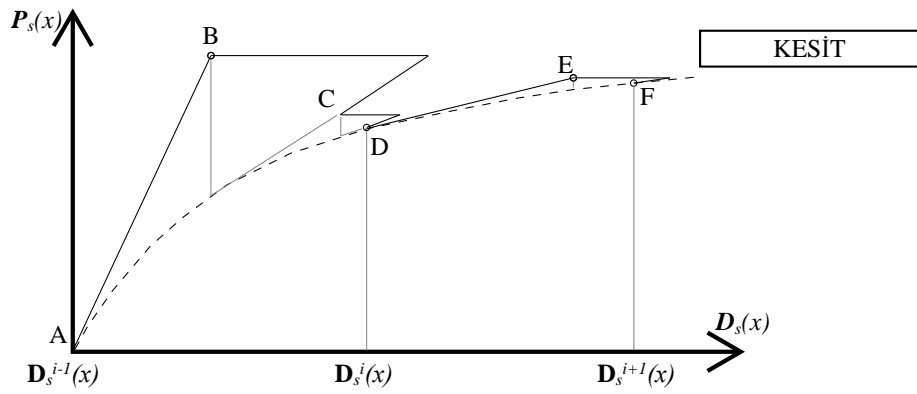
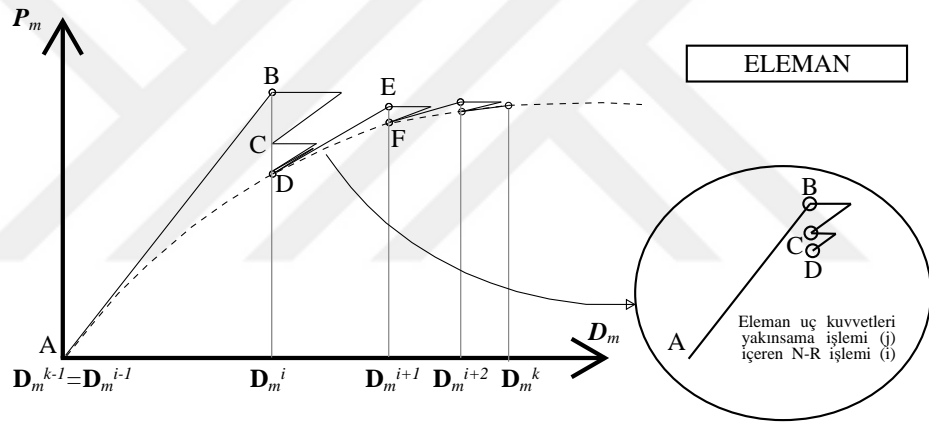
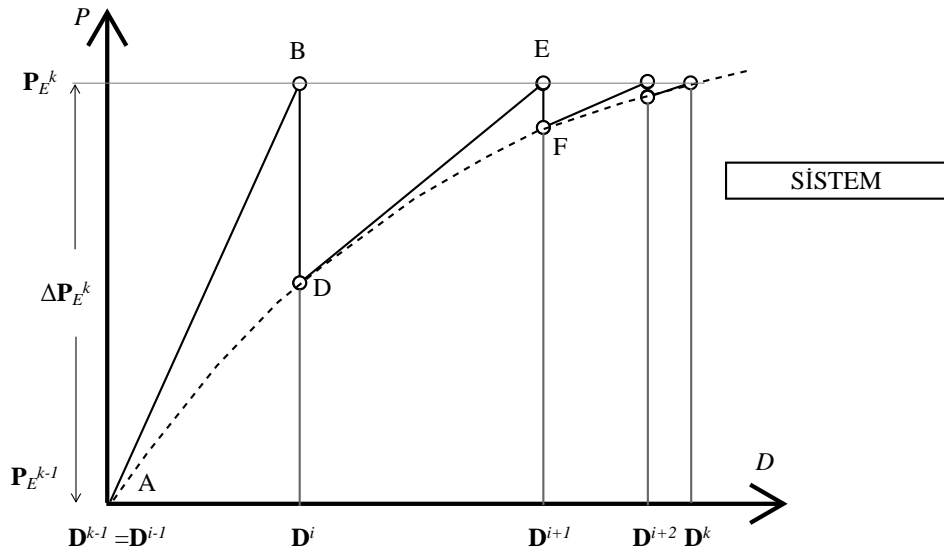


Şekil 4.7 : Kesit kuvvetlerinin yakınsama adımları.

4.4.2 Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması

Kesit kuvvetlerinin yakınsama işlemi tamamlandıktan sonra kesit tepki kuvvetleri her bir eleman boyunca integre edilip eleman iç kuvvetleri hesaplanır. Hesaplanan iç kuvvetler dönüşüm matrisleri kullanılarak sisteme etkiyen dış kuvvetlere karşı sistemin türettiği noktasal kuvvetler elde edilir. Elde edilen sistemin türettiği noktasal kuvvetler ile sisteme etkiyen dış kuvvetlerin arasındaki fark, dengelenmemiş eleman uç kuvvetleri olarak tanımlanır. Bu dengelenmemiş eleman uç kuvvetlerinin seçilen bir tolerans değeri içinde kalmasını sağlayan işleme, eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması denir. Bu yakınsama işlemi, kesit kuvvetlerinin yakınsaması işlemini de kapsamaktadır. İşlem, aradaki dengelenmemiş kuvvetin dış kuvvet olarak sisteme etkiltilip, rijitlik matrisinin bir önceki adımdan elde edilen veriler sonucu güncellenmesinden oluşmaktadır. Bu teknik, Newton-Rahpson yakınsama işlemi olarak da bilinir.

$$\left(\mathbf{P}_U^k\right)^i = \mathbf{P}_E^k - \left(\mathbf{P}_R^k\right)^i \quad (4.70)$$



Şekil 4.8 : Eleman uç kuvvetlerinin yakınsama işleminin temsili gösterimi ([2]'den alınmıştır).

oluşturacaktır. Bu tolerans oranları çok büyük seçildiği takdirde ise gerçek davranıştan uzaklaşma ihtimali oluşmaktadır. Bu nedenle seçilen tolerans oranları, yakınsama işlemi esnasında elde edilen kesit kuvvetleri, eleman kuvvetleri, yer değiştirmeler gibi değerlerin, gerçek sonuca yeteri kadar yakın olması dikkate alınarak tercih edilmelidir.

Kontrol parametrelerin seçiminde ise kesit kuvvetleri, eleman kuvvetleri, yer değiştirmeler gibi değerler dikkate alınabilmesinin yanında eleman boyu gibi yapının fiziksel özelliklerden de faydalanılabilir. Bu tez kapsamında hazırlanan yazılım için seçilen kontrol edilecek değişkenler, tolerans oranları ve kontrol parametreleri alt başlıklar halinde anlatılmıştır.

$$K.E.D. \leq T.O. \times K.P. \quad (4.71)$$

4.5.1 Kesit kuvvetlerinin yakınsaması için tolerans kriterleri

Kesit kuvvetlerinin yakınsama işlemi, eleman üzerindeki seçilen integrasyon noktalarındaki tüm kesit tepki kuvvetlerinin, dış kuvvetler dolayısıyla oluşan kesit kuvvetlerine yeteri ölçüde yakınsadığı anda sonlanır. Bu nedenle bu yakınsama işleminde kontrol edilecek değişken olarak dengelenmemiş kesit kuvvetleri seçilmiştir. Tolerans oranı olarak ise biri yakınsama işlemi esnasında elde edilen değişkene bağımlı, diğeri ise mutlak olmak üzere iki adet değer seçilmiştir. İki yük adımı arasındaki farkın büyüklüğüne göre bu tolerans oranları belirleyici olabilmektedir. Aradaki yük farkının büyük olması durumunda mutlak tolerans oranı etkili olurken, yük farkının düşük olması durumunda bağımlı tolerans oranı belirleyici olmaktadır. Önerilen çözüm algoritması yük adım artışlarının boyutundan etkilenmediğinden, seçilen yakınsama kriterleri çok küçük veya çok büyük yük artışları durumlarına karşı sınırlı değildir. Bu yakınsama işleminde belirlenen bağımlı tolerans oranı için seçilen kontrol parametresi kesit kuvvetleridir. Mutlak tolerans oranı için tercih edilen kontrol parametresi ise dengelenmemiş kesit kuvvetlerinden moment için elemanın boyu iken, normal kuvvet için 1'dir.

$$KT_n(x_h) = \max \left\{ M.T.O \times L, B.T.O. \times \left(\left(\mathbf{P}_s^k(x_h) \right)_n^i \right)^j \right\} \quad n=1 \quad (4.72)$$

$$KT_n(x_h) = \max \left\{ M.T.O \times 1, B.T.O. \times \left(\left(\mathbf{P}_s^k(x_h) \right)_n^i \right)^j \right\} \quad n=2 \quad (4.73)$$

Kesit kuvvetleri için tolerans formülasyonu verilen yukarıdaki denklemde h değeri eleman üzerinde bulunan entegrasyon noktasını belirtirken, n değeri yakınsama durumu kontrol edilen kesit kuvvetlerinden normal kuvvet ve moment değerlerini temsil etmektedir. Her bir yakınsama adımında aşağıdaki denklem vasıtasıyla kontrol edilen dengelenmemiş kesit kuvvetleri, bütün kesitler için belirlenen tolerans değeri içerisinde kaldığı durumda yakınsama işlemi sonlanır.

$$\left(\left(\mathbf{P}_{s,U}^k(x_h) \right)^i \right)_n^j \leq KT_n(x_h) \implies KY = KY + 1 \quad (4.74)$$

KY değeri eleman üzerinde bulunan entegrasyon noktası sayısının iki katına ulaştığında kesit kuvvetleri için yakınsama işlemi tamamlanır.

4.5.2 Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması için tolerans kriterleri

Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması işlemi, yapıya etkiyen dış kuvvetlere karşı yapının türettiği iç kuvvetlerin arasındaki fark istenen tolerans koşullarının sağladığı durumda sonlanır. Bu işlem için de kesit kuvvetlerinin yakınsama işleminde olduğu gibi mutlak ve bağımlı olmak üzere iki adet tolerans oranı belirlemek gerekmektedir. Bu tolerans oranları için seçilen kontrol parametreleri ise mutlak tolerans oranı için 1 iken bağımlı tolerans oranı için sistemin türettiği iç kuvvetler vasıtasıyla hesaplanan noktasal kuvvetlerdir.

$$ET_{n,sd} = \max \left\{ M.T.O \times 1, B.T.O. \times \left(\mathbf{P}_R^k \right)_{n,sd}^i \right\} \quad n,sd = 1, \dots, \max, sd \quad (4.75)$$

Denklem 4.75'e göre hesaplanan tolerans aralığı kontrol edilecek değişken olarak seçilen dengelenmemiş eleman kuvvetleri ile kıyaslanır.

$$\left(\mathbf{P}_U^k \right)_{n,sd}^i \leq ET_{n,sd} \implies EY = EY + 1 \quad (4.76)$$

Kıyaslama işlemi, sistemde bulunan her bir serbestlik derecesi için tekrar tekrar gerçekleşir. Yakınsama işlemi tüm serbestlik dereceleri için gerçekleştiği anda ($EY = \max, sd$) bir sonraki yük adımına geçiş yapılabilir.

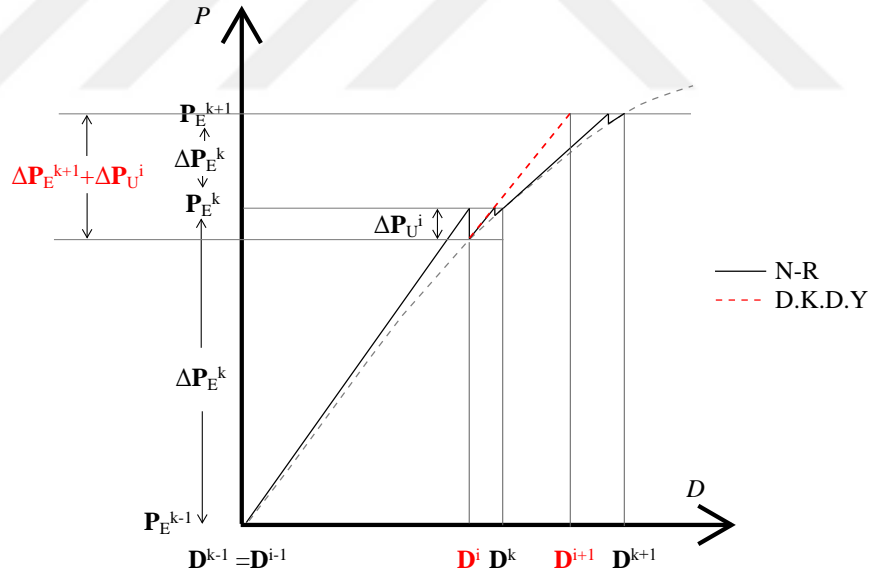
4.6 Dengelenmemiş Kuvvet Düzeltme Yöntemi

Bu yöntem, doğrusal olmayan analiz için gerekli olan dış kuvvetlerin iç kuvvetlere eşitlendiği yakınsama adımını (Newton-Raphson) kaldırarak çözüm süresini kısaltmayı amaçlamaktadır. Dış kuvvetlerin, sistemin oluşturduğu iç kuvvetlerle arasında

oluşan farktan kaynaklanan dengelenmemiş kuvvet \mathbf{P}_U^k , bir sonraki dinamik yük adımında dış kuvvete eklenir $\mathbf{P}_U^{k+1} = \mathbf{P}_U^{k+1} + \mathbf{P}_U^k$. Dengelenmemiş kuvvet bir sonraki deprem yükü adımından gelen dış yüke eklendikten sonra işlem adımı Denklem 4.77 ile devam eder. Bu sayede ilgili yük adımı için tam sonuç elde edilemese de yük adımları arasındaki süre Δt , yeteri ölçüde küçük seçildiği takdirde doğrusal olmayan problem gerçek sonuca çok yakın olacak değerde çözülebilir.

$$\left(\mathbf{P}_U^{k+1}\right) = \left(\mathbf{K}^k\right)^{i-1} \cdot \left(\delta\Delta\mathbf{D}^k\right)^i \quad (4.77)$$

Bu tez kapsamında, C.A. Zerin ve S.A. Mahin [11] tarafından açıklanan, daha sonra F.F. Taucer, E. Spacone ve F.Filippou [2] tarafından kolon-kiriş eleman fiber teorisi için geliştirilen çözüm algoritmasında kullanılan Newton-Raphson yakınsama adımı, doğrusal olmayan problemin çözüm süresini kısaltmak amacıyla kaldırılarak dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi eklenmiş ve elde edilen sonuçlar Bölüm 6’te karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.10 : Newton-Raphson - Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi karşılaştırılması.



5. ALGORİTMA VE KODUN AÇIKLANMASI

5.1 Giriş

Bu bölümde, tez kapsamında hazırlanan yazılımın algoritması tanıtılacaktır. Yazılım, MATLAB programı vasıtasıyla hazırlanmıştır. Programın veri girişi, Microsoft Excel programı kullanılarak hazırlanan bir adet veri dosyası vasıtasıyla yapılmaktadır. Dinamik analizler esnasında kullanılan deprem kayıdı sadece ivme bilgisi yer alacak şekilde bir adet metin dosyası (.txt) içerisinde saklanmaktadır. Zaman aralığı bilgisi, data dosyası içerisinde yer alan dinamik analiz bilgilerinin yer aldığı bölümde bulunmaktadır. Bu bilginin girişi, kullanıcı tarafından yapılması gerekmektedir.

5.2 Veri Girişi

Programın giriş bilgileri Microsoft Excel programı ile hazırlanmış bir adet veri dosyası içerisinde yer almaktadır. Dosyanın ilk sekmesinde düğüm noktaları, koordinatları ve bu düğüm noktalarının mesnet koşulları bilgisi yer alır. Programda biri serbest diğeri ankastre olmak üzere iki tip mesnet koşulu tanımlanabilir. Veri dosyasının ikinci sekmesinde eleman bilgisi girişi yapılır. Bu alanda ayrıca elemanın başlangıç ve bitiş düğüm noktası numarası, kesit tipi ve integrasyon noktası adedi tanımlanır. Veri dosyasının üçüncü sekmesinde sistemin kütle bilgi girişi yer almaktadır. Veri dosyasının dördüncü sekmesinde dinamik yük zaman aralığı bilgisi, sönüm oranı ve Rayleigh Sönümü için gerekli olan başlangıç ve bitiş periyot değerleri girişi yapılır. Veri dosyasının beşinci, altıncı ve yedinci bölümlerinde sırasıyla yatay, düşey ve moment için dış yük bilgisi girişi yapılır. Veri dosyasının diğer sekmelerine ise fiber eleman kesit bilgileri girişi yapılır. Fiber eleman kesit bilgileri için her bir fiber elemanın alan, koordinat, malzeme tipi ve akma dayanımı bilgisi verilir. Sargılı beton için gerekli olan sargı donatısı bilgileri ayrıca bu bölümde verilir. Dinamik yük bilgisi metin dosyası (.txt) içerisinde verilir. Bu yük tipinin birimi g olup herhangi bir

ölçeklendirme yapılması gerektiği durumda MATLAB yazılımı içerisinde ilgili bölüm kullanıcı tarafından güncellenmelidir.

5.3 Programın Algoritması

Analizde kullanılan matrislerin notasyon bilgisi aşağıda verilmiştir.

K: Sistem rijitlik matrisi,

P: Sistem kuvvet matrisi,

Pr: Sistemin türettiği tepki kuvveti matrisi,

Pu: Sistem dengelenmemiş kuvvet matrisi,

D: Sistem yer değiştirme matrisi,

kmg: Global eksene göre eleman rijitlik matrisi,

kml: Lokal eksene göre eleman rijitlik matrisi,

km: Temel koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi,

fm: Temel koordinat sistemine göre eleman esneklik matrisi,

dmg: Global eksene göre eleman yer değiştirme matrisi,

dml: Lokal eksene göre eleman yer değiştirme matrisi,

dm: Temel koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme matrisi,

dmd: Temel koordinat sistemine göre eleman yer değiştirme artışı matrisi,

sm: Eleman artık yer değiştirme matrisi,

pmg: Global eksene göre eleman iç kuvvet matrisi,

pmgr: Global eksene göre elemanın türettiği tepki kuvveti matrisi,

pml: Lokal eksene göre eleman iç kuvvet matrisi,

pmlr: Lokal eksene göre elemanın türettiği tepki kuvveti matrisi,

pm: Temel koordinat sistemine göre iç kuvvet matrisi,

pmd: Temel koordinat sistemine göre iç kuvvet artışı matrisi,

ks(x): Kesit rijitlik matrisi,

ps(x): Kesit iç kuvvet martisi,

psd(x): Kesit iç kuvvet artışı matrisi,

ds(x): Kesit yer değiştirme martisi,

dsd(x): Kesit yer değiştirme artışı matrisi,

df(x): Kesit için fiber eleman birim Şekil değiştirme martisi,

dfd(x): Kesit için fiber eleman birim Şekil değiştirme artışı martisi,

pfr(x): Kesit için fiber eleman tepki kuvveti martisi,

psr(x): Kesitin turettiği tepki kuvveti martisi,

psu(x): Kesit dengelenmemiş kuvvet martisi,

r(x): Kesit artık yer değiştirme matrisi

I(x): Kesit uygunluk matrisi

Doğrusal olmayan analiz öncesi, analizde kullanılan fiber elemanların birim Şekil değiştirme yapmadıkları kabulüyle sistemin rijitlik matrisi aşağıdaki işlem sırasıyla oluşturulur.

Her bir integrasyon noktası için kesit rijitlik matrisi, **ks(x)**, oluşturulur.

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre rijitlik matrisi, **km**, oluşturulur.

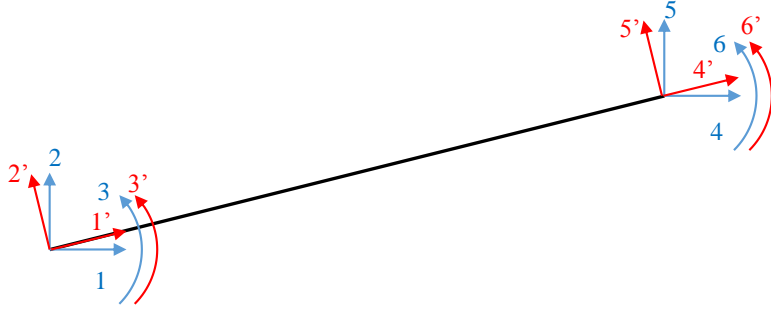
1. çevrim başlar - Dinamik yükleme adımları

Sistem yük matrisi, **P**, oluşturulur.

Doğrusal olmayan analize başlangıç için gerekli olan başlangıç matrisleri oluşturulduktan sonra ilk yakınsama adımı olan eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması adımına geçiş yapılır. Bu işlem sistemin maruz kaldığı dış yük matrisinin, sistemin turettiği iç kuvvet matrisine belirli bir tolerans değerinde yakınsayana kadar devam eder.

2. çevrim başlar - Eleman uç kuvvetlerinin yakınsama adımı:

Her bir eleman için bir önceki iterasyon adımında temel koordinat sistemine göre elde edilen rijitlik matrisi, lokal rijitlik matrisine, **kml**, dönüştürülür.



Şekil 5.1 : Global koordinat sistemi ile lokal koordinat sistemi arasındaki dönüşüm.

Her bir eleman için global rijitlik matrisi oluşturulur, **kmg**, oluşturulur.

Sistem rijitlik matrisi, **K**, oluşturulur.

Denge denklemi çözülerek sistem yer değiştirme matrisi elde edilir. $\mathbf{D} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{P}$

Her bir eleman için global yer değiştirme, **dmg**, matrisi elde edilir.

Her bir eleman için lokal yer değiştirme, **dml**, matrisi elde edilir.

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre yer değiştirme artış matrisi, **dmd**, elde edilir.

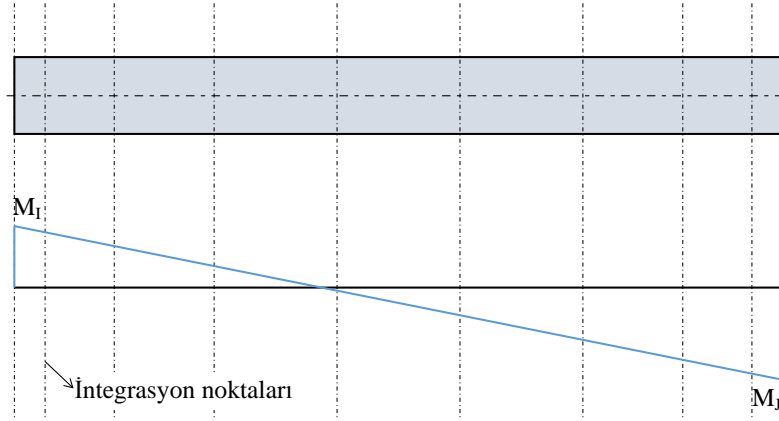
Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre yer değiştirme matrisi güncelenir.
 $\mathbf{dm} = \mathbf{dm} + \mathbf{dmd}$

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre iç kuvvet artış matrisi elde edilir.
 $\mathbf{pmd} = \mathbf{km} \cdot \mathbf{dmd}$

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre iç kuvvet matrisi güncelenir.
 $\mathbf{pm} = \mathbf{pm} + \mathbf{pmd}$

Kesit kuvvetlerinin yakınsama adımına geçiş yapılır. Bu işlem kesit iç kuvvetlerinin kesitin türettiği iç kuvvetlere belirli bir tolerans değerinde yakınsayana kadar devam eder.

3. çevrim başlar - Kesit kuvvetlerinin yakınsama adımı:



Şekil 5.2 : Kuvvet enterpolasyon matrisi vasıtasıyla eleman uç kuvvetlerinden kesit iç kuvvetlerinin elde edilişi.

Kuvvet enterpolasyon matrisleri vasıtasıyla her bir integrasyon noktası için kesit iç kuvvet artış matrisine geçiş yapılır. $\mathbf{psd}(x) = \mathbf{bs}(x) \cdot \mathbf{dmd}$

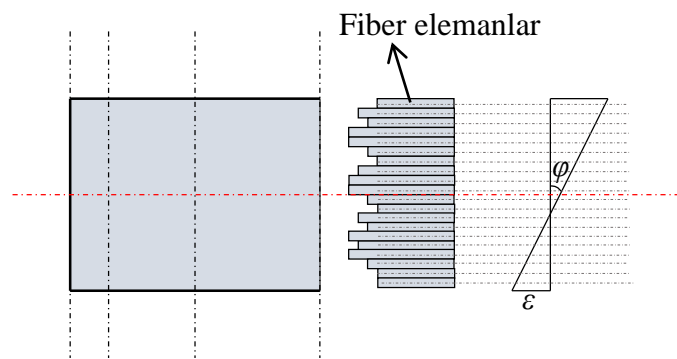
Her bir integrasyon noktası için kesit iç kuvvet matrisi güncellenir.

$$\mathbf{ps}(x) = \mathbf{ps}(x) + \mathbf{psd}(x)$$

Her bir integrasyon noktası için kesit yer değiştirme artışı matrisi elde edilir. Döngünün ilk adımı için $\mathbf{r}(x) = \mathbf{0}$ 'dır. $\mathbf{dsd}(x) = \mathbf{r}(x) + \mathbf{ks}(x) \cdot \mathbf{psd}(x)$

Her bir integrasyon noktası için kesit yer değiştirme matrisi güncellenir.

$$\mathbf{ds}(x) = \mathbf{ds}(x) + \mathbf{dsd}(x)$$

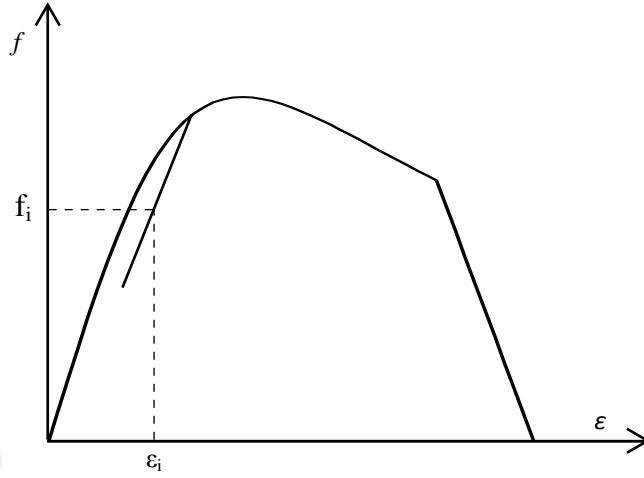


Şekil 5.3 : Kesit uygunluk matrisi vasıtasıyla fiber eleman birim şekil değiştirmelerinin elde edilişi.

Her bir integrasyon noktası için fiber eleman birim şekil değiştirme artışı matrisi elde edilir. $\mathbf{dfd}(x) = \mathbf{I}(x) \cdot \mathbf{dsd}(x)$

Her bir integrasyon noktası için fiber eleman birim şekil değiştirme matrisi güncellenir.

$$d\mathbf{f}(x) = d\mathbf{f}(x) + d\mathbf{f}d(x)$$



Şekil 5.4 : Birim şekil değiştirmesi bilinen fiber eleman için fiber tepki gerilmesinin elde edilmesi.

Bünye fonksiyonları vasıtasıyla her bir integrasyon noktası için fiber eleman tepki kuvveti matrisi, $\mathbf{pfr}(x)$, elde edilir.

Her bir integrasyon noktası için malzeme rijitlik matrisi, $\mathbf{E}(x)$, elde edilir.

Her bir integrasyon noktası için kesit rijitlik matrisi, $\mathbf{ks}(x)$, elde edilir.

Her bir integrasyon noktası için kesit tepki kuvveti matrisi, $\mathbf{psr}(x)$, elde edilir.

Her bir integrasyon noktası için kesit dengelenmemiş kuvvet matrisi, $\mathbf{psu}(x)$, elde edilir.

Her bir integrasyon noktası için kesit artık yer değiştirme matrisi elde edilir.

$$\mathbf{r}(x) = \mathbf{ks}(x)^{-1} \cdot \mathbf{psu}(x)$$

Her bir eleman için eleman artık yer değiştirme matrisi elde edilir.

$$\mathbf{sm} = \sum_i^{i.n.} [\mathbf{w}_i \cdot \mathbf{b}^T(x_i) \cdot \mathbf{r}(x_i)]$$

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre eleman esneklik matrisi elde edilir.

$$\mathbf{fm} = \sum_i^{i.n.} [\mathbf{w}_i \cdot \mathbf{b}^T(x_i) \cdot \mathbf{ks}(x_i)^{-1} \cdot \mathbf{b}(x_i)]$$

Her bir eleman için temel koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi elde edilir.

$$\mathbf{fm} = \mathbf{km}^{-1}$$

Kontrol edilen elemanın her bir kesiti için hesaplanan dengelenmemiş kesit kuvvet matrisi, $\mathbf{psu}(x)$, istenen tolerans değeri içinde kalmaması durumunda, $\mathbf{dm} = \mathbf{sm}$

alınarak kesit kuvvetlerinin yakınsaması işleminin ilk adımına geri dönülür (3. çevrim). Tolerans kriteri sağlanması durumunda kesit kuvvetlerinin yakınsaması işlemi diğer eleman için uygulanır. Sistemde bulunan tüm elemanlar için tolerans kriteri sağlanması durumunda bir sonraki adıma geçilir.

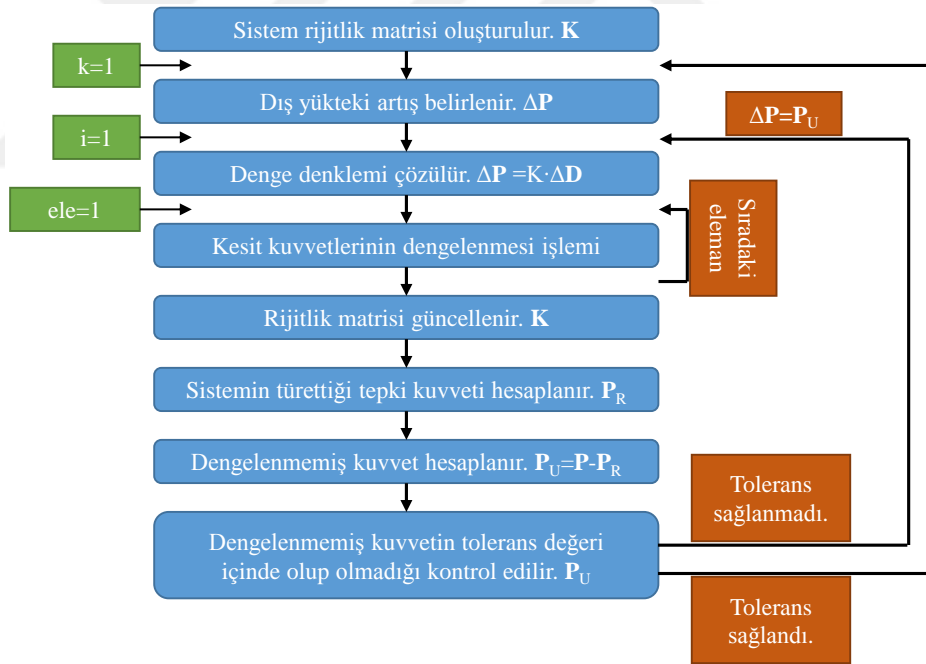
Her bir eleman için lokal eksene göre uç tepki kuvvetleri matrisi, **pmlr**, hesaplanır.

Her bir eleman için global eksene göre uç tepki kuvvetleri matrisi, **pmgr**, hesaplanır.

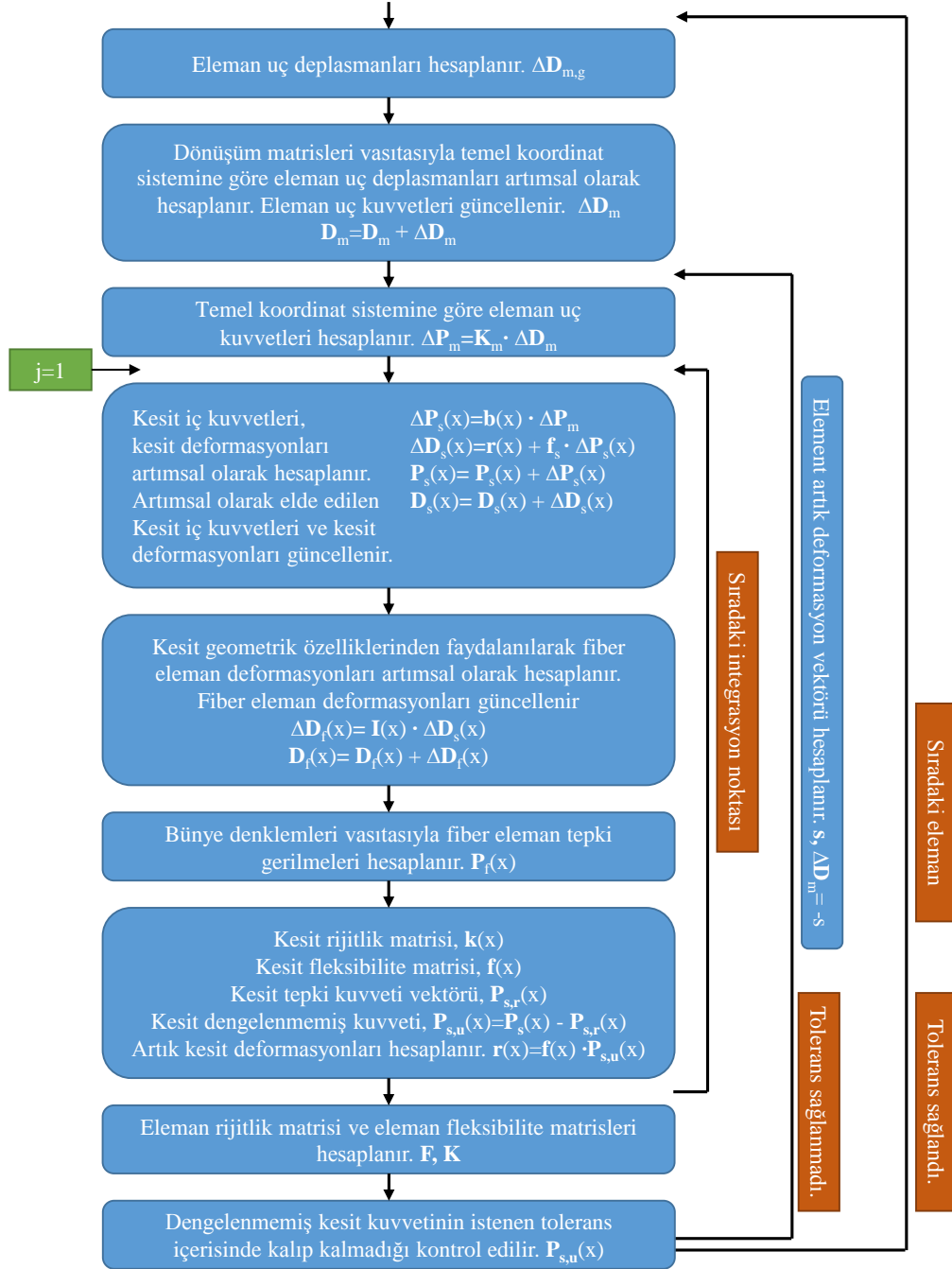
Global eksene göre sistem tepki kuvvetleri matrisi, **Pr**, hesaplanır.

Sistem dengelenmemiş kuvvet matrisi hesaplanır. **Pu = P – Pr**

Elde edilen dengelenmemiş kuvvet matrisi, **Pu**, istenen tolerans değeri içinde kalması durumunda eleman uç kuvvetlerinin yakınsama işlemi sonlanır, bir sonraki yük adımına geçilir (1. çevrim). Koşulun sağlanamaması durumunda **P=Pu** alınarak eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması işleminin ilk adımına geri dönülür (2. çevrim).



Şekil 5.5 : Eleman uç kuvvetlerinin yakınsaması işlemi için hazırlanan akış diyagramı ([2]'den alınmıştır).



Şekil 5.6 : Kesit kuvvetlerinin yakınsaması işlemi için hazırlanan akış diyagramı ([2]'den alınmıştır).

5.4 Programın Kısıtlamaları

Tez kapsamında geliştirilen program, sadece düğüm noktalarına etkitilen tekil yük ve dinamik yük veri girişine izin vermektedir. Program öncelikli olarak statik yüklerin analizini tamamlar. Statik yüklemenin ardından mevcut rijitlik matrisi baz alınarak dinamik yükleme işlemine geçiş yapılır. Yayılı yük girişi için yükleme matrisinde

ve kuvvet enterpolasyon matrisinde güncelleme yapılması gerekmektedir. Mesnet tanımı olarak sadece ankastre mesnet tanımı yapılabilmektedir. Düğüm noktası ve eleman tanımlama konusunda herhangi bir engel bulunmadığından istenen katta ve istenen sayıda açıklıkta yapı sistemi tanımlanabilmektedir. Ancak analiz süresinin uzun olması nedeniyle Bölüm 5’da verilen örnekler tek katlı, tek açıklıklı ereve modelleri içermektedir. Program, malzeme modeli olarak tez kapsamında tanıtılan Karsan-Jirsa [13] çevrimsel davranışı içeren Mander [9] beton modeli ve çift doğrusal elik modeli için veri girişine izin vermektedir. Algoritma ile uygun bir şekilde geliştirilmesi durumunda MATLAB programının fonsiyon (*function*) zelliği kullanılarak yeni malzeme modelleri programa eklenebilmektedir. Kullanıcı, uygun fiber ağını oluşturduğu takdirde program istenen tipte kesit tanımı yapabilmesine izin vermektedir.



6. SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

6.1 Giriş

Bu bölümde, Newton-Raphson ve Dengelenmemiş Kuvvet Düzeltme Yöntemi içeren, kolon-kiriş eleman fiber teorisi için hazırlanan bir bilgisayar yazılımı vasıtasıyla elde edilen sonuçlar SeismoStruct [14] programı ile karşılaştırılmıştır.

6.2 Karşılaştırılan Model Türleri

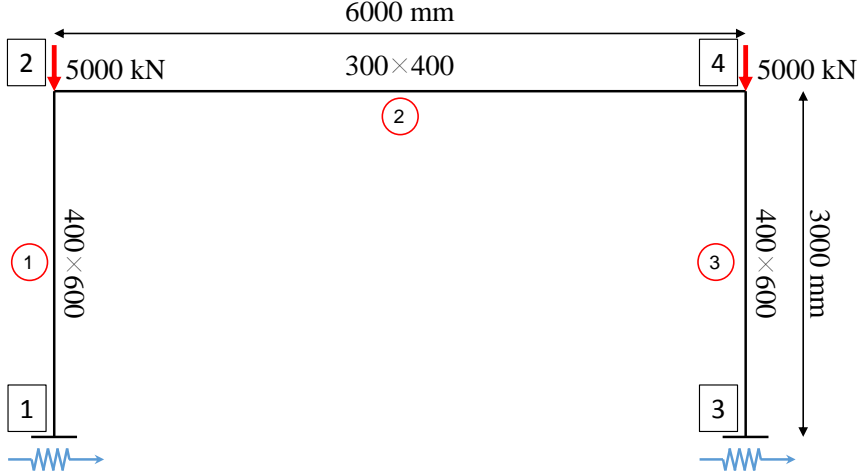
Karşılaştırma için kullanılan yapı tipleri, analiz türleri ve seçilen malzeme modelleri Çizelge 6.1’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 : Karşılaştırılan model türleri.

Yapı Sistemi Türü	Malzeme Türü	Analiz Türü
Tek katlı tek açıklıklı çerçeve	Çelik	Dinamik+Statik
Tek katlı tek açıklıklı çerçeve	Betonarme	Statik
Konsol kolon	Betonarme	Dinamik+Statik
Tek katlı tek açıklıklı çerçeve	Betonarme	Dinamik+Statik

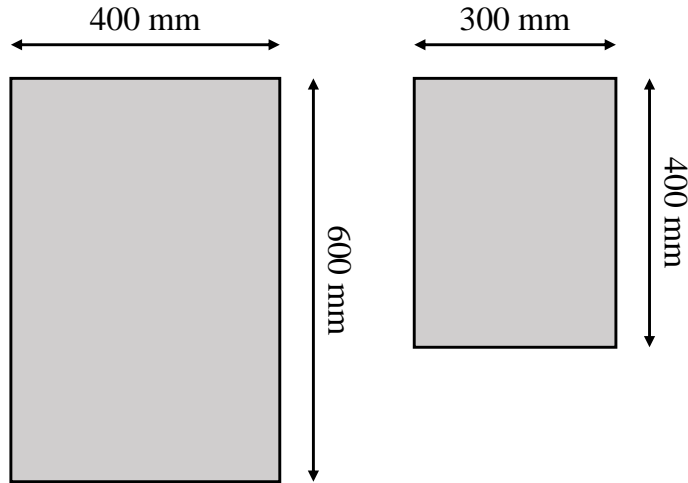
6.2.1 Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve

Tez kapsamında hazırlanan yazılımın dinamik çözüm algoritmasının doğruluğunu ispatlamak amacıyla doğrusal olmayan analiz için basit bir model olan çift doğrulu çelik modeline sahip elemanlardan oluşan bir yapı sistemi dinamik ve statik yükler altında karşılaştırılmıştır. Analiz için seçilen sistem 3 m yüksekliğe ve 6 m açıklığa sahiptir. Şekil 6.1’de analizde kullanılan çerçeve yüklemelerle beraber gösterilmiştir. Yapının 2 ve 4 numaralı noktalarında $600 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}$ yığılı kütle olduğu kabul edilmiştir.



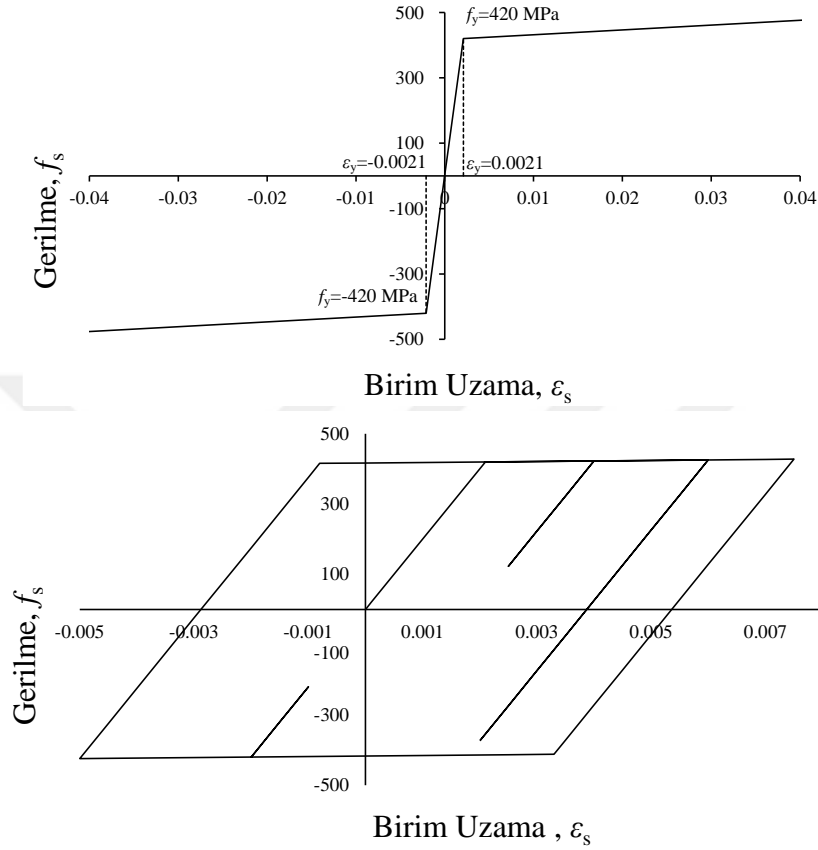
Şekil 6.1 : Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve modeli.

Bu karşılaştırma esnasında kullanılan kesitler kolon elemanlar için 400 mm × 600 mm, kiriş eleman için 300 mm × 400 mm'dir. Kullanılan kesitler Şekil 6.2'de gösterilmiştir. Yazılımın algoritması öncelikli olarak MS Excel programı kullanılarak test edilmeye başlanmıştır. İçi dolu dikdörtgen bir profilin fiber ağını bu programda oluşturmak çelik elemanlar için genel olarak tercih edilen I veya kutu gibi enkesitlere sahip profillerden daha kolay olduğu için bu tür bir profil seçilmiştir. Bunun yanında yazılımı hazırlanan program sadece tekil yüklemeler altında analize izin vermektedir. Programa yayılı yük tanımı yapılamadığından kesit ebatları seçilirken mevcut yönetmeliklerden faydalanılmamıştır. Bunun yerine seçilen yükler altında doğrusal olmayan davranışın gözlemlenebildiği kesit ebatları seçilmiştir. Bu sebeplerden dolayı örnekte kullanılan kesitler gerçek bir yapıyı temsil etmemektedir.



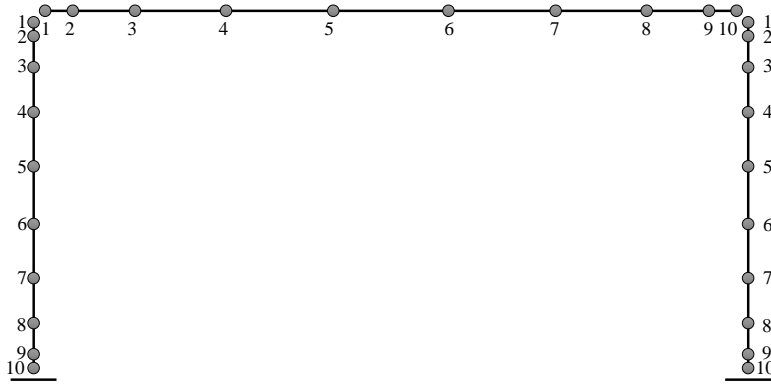
Şekil 6.2 : Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.

Malzeme tipi olarak seçilen çift doğrulu çelik modeline göre malzemenin akma dayanımı $F_y = 420$ MPa'dır. Doğrusal bölge için seçilen elastite modülü $E_i = 200000$ MPa, doğrusal ötesi bölgenin ise $E_p = 1479$ MPa'dır.

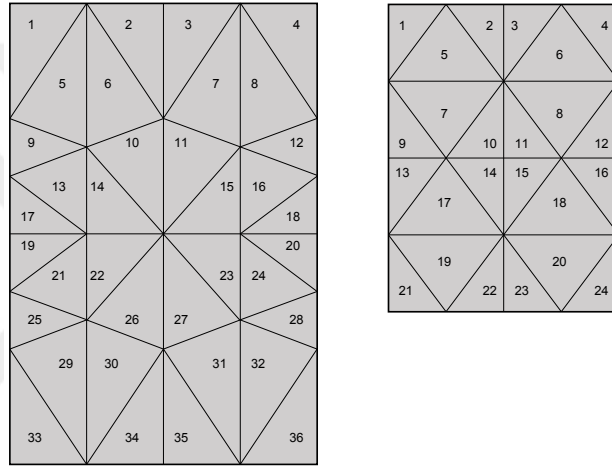


Şekil 6.3 : Analizde kullanılan malzemenin iskelet eğrisi ve çevrimsel davranışı.

Analiz esnasında, eleman boyunca doğrusal olmayan davranışın kontrol edilebilmesi amacıyla her bir eleman 10 adet integrasyon noktasına ayrılmıştır. Bu integrasyon noktalarında kesit düzlemi boyunca doğrusal olmayan davranışın incelenebilmesi adına kolon elemanlar 36 adet, kiriş eleman ise 24 adet fiber ağına bölünmüştür. Kesit boyunca hazırlanan fiber ağı Şekil 6.5'te, eleman boyunca oluşturulan integrasyon noktaları ise Şekil 6.4'te gösterilmiştir.

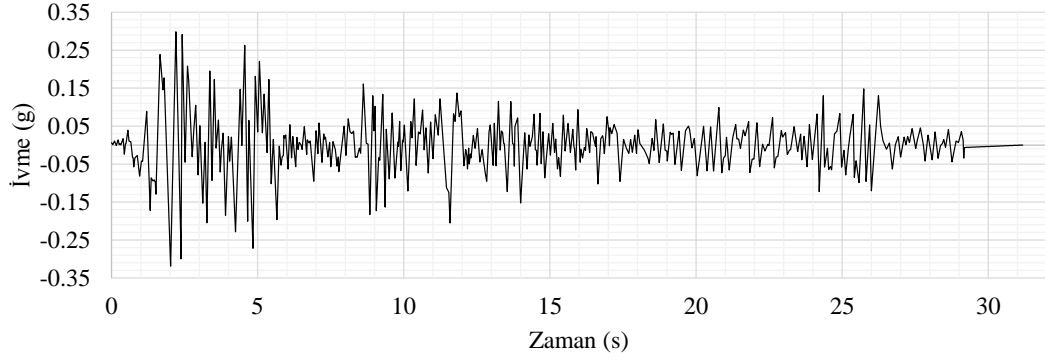


Şekil 6.4 : Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.



Şekil 6.5 : Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.

Zaman tanım alanında analiz için kullanılan deprem kaydı, 18 Mayıs 1940 tarihinde El Centro, California'da kaydedilen yer hareketinin Kuzey-Güney bileşenidir. Şekil 6.6'da kullanılan ivme kaydı gösterilmiştir. SeismoStruct yazılımı ve Newton-Raphson iterasyonu içeren program için kullanılan deprem kaydı zaman aralığı $\Delta t = 0.02$ 'dir. Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi içeren program için kullanılan deprem kaydı için ise deprem kaydı adımları arasında lineer enterpolasyon işlemi uygulanarak zaman aralığı $\Delta t = 0.004$ olacak şekilde düzeltilmiştir.



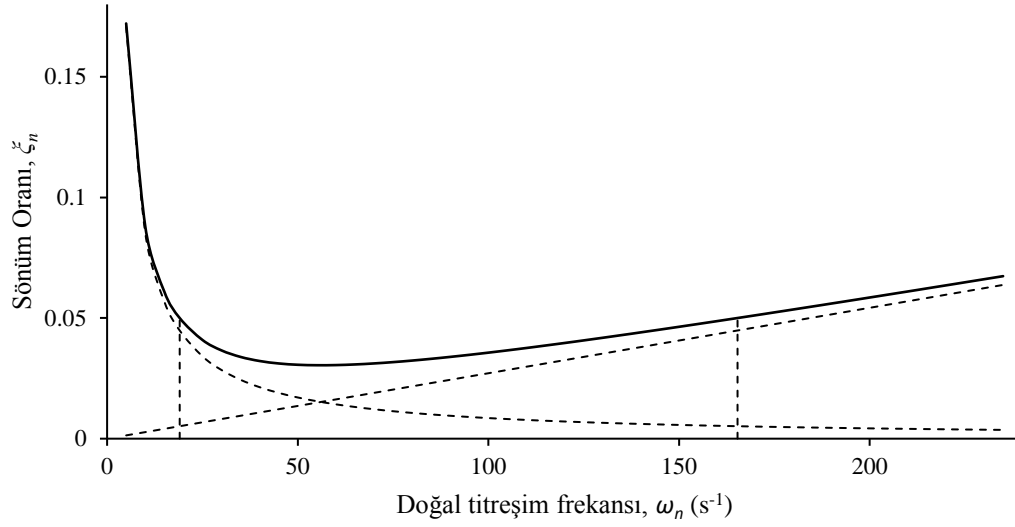
Şekil 6.6 : El Centro depremi ivme kaydı [12].

SeismoStruct ve MATLAB programı ile hesaplanan yapının periyot değerleri Çizelge 6.2'de verilmiştir.

Çizelge 6.2 : Tek katlı çelik çerçeve için periyot değerleri.

Periyot	MATLAB (s)	SeismoStruct (s)
1	0.328312	0.328312
2	0.053817	0.053817
3	0.038476	0.038476
4	0.038441	0.038441

Hesaplanan bu periyot değerlerine göre sisteme 0.330 ve 0.038 periyotları arasında %5'lik rayleigh sönümü uygulanacaktır. Bu sönüm oranı ve periyot değerlerine göre Rayleigh sönüm matrisi hesabı için kullanılacak kütle matrisi katsayısı $a_0 = 1.70739$, rijitlik matrisi katsayısı $a_1 = 0.00054234$ 'tür.

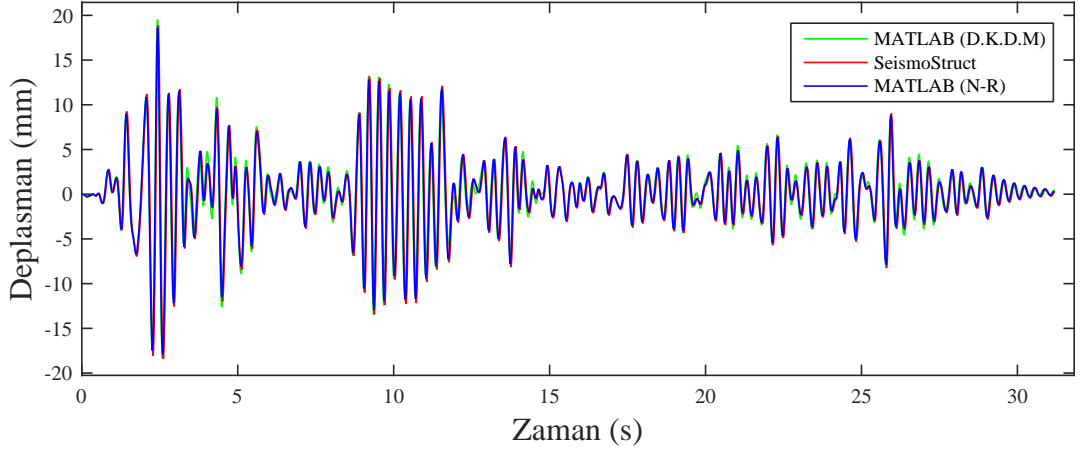


Şekil 6.7 : Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].

Bu bölümde bilgileri verilen tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve sistemi için üç programda yapılan analiz sonuçlarına göre 2 numaralı düğüm noktasının zamana bağlı yer değiştirme grafiği Şekil 6.8’de verilmiştir. Buna göre düğüm noktasının yapmış olduğu en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri gerçekleştiği zaman ile beraber Çizelge 6.3’te verilmiştir.

Çizelge 6.3 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.

SeismoStruct		MATLAB (N-R)			MATLAB (D.K.D.)		
Zaman	Deplasman	Zaman	Deplasman	Hata Payı	Zaman	Deplasman	Hata Payı
s	mm	s	mm	%	s	mm	%
2.460	18.839	2.420	18.592	1.310	2.428	19.540	3.718
2.620	-18.416	2.600	-17.930	2.639	2.584	-18.314	0.554

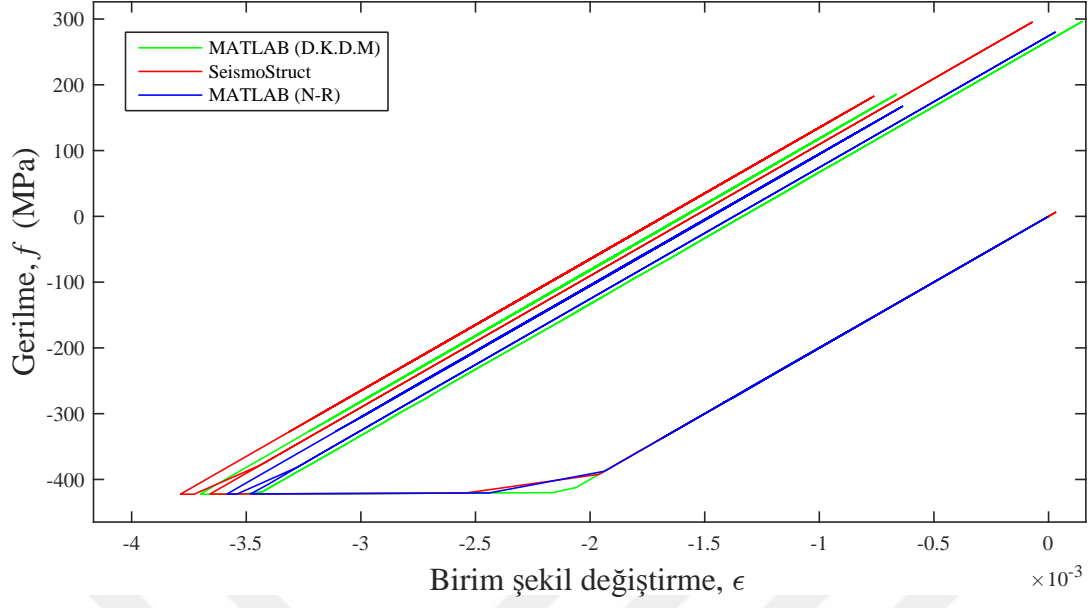


Şekil 6.8 : Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçevenin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.

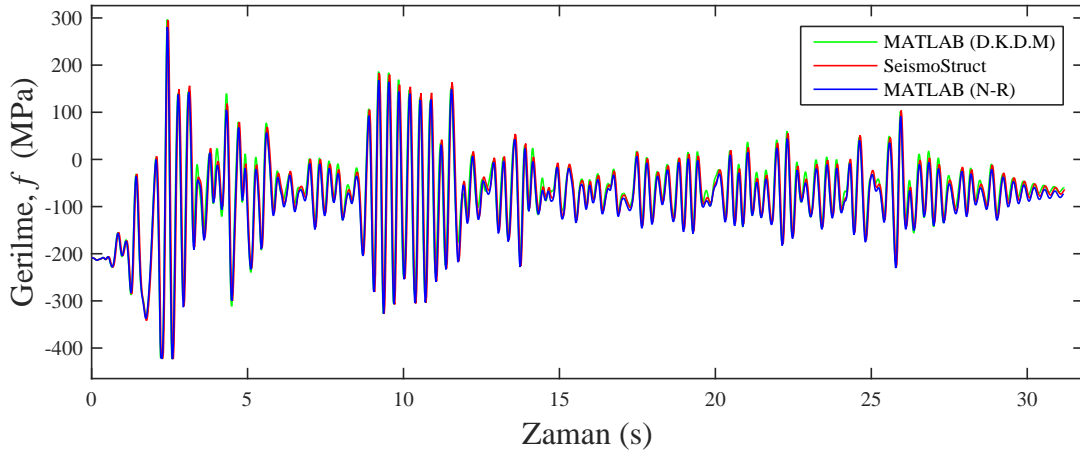
Sistemin 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitinin 33 numaralı fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.9’da, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.10’da ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.11’de verilmiştir. Bu fiber eleman için en büyük ve en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.4’te verilmiştir.

Çizelge 6.4 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.

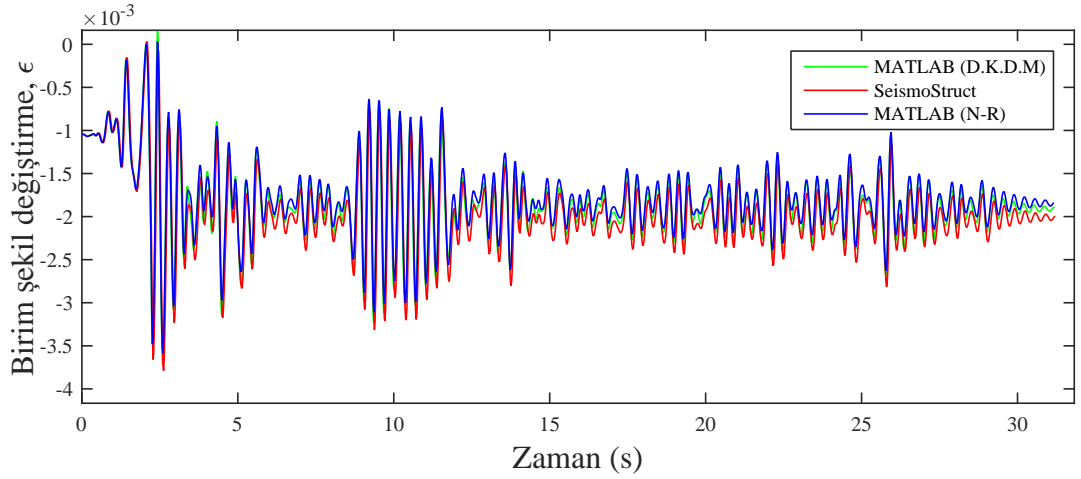
SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %
2.440	-6.94E-05	295.59	2.420	3.03E-05	280.36	5.154	2.428	1.48E-04	296.51	0.309
2.620	-3.79E-03	-422.50	2.600	-3.58E-03	-422.20	0.102	2.588	-3.70E-03	-422.37	0.042



Şekil 6.9 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.10 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.

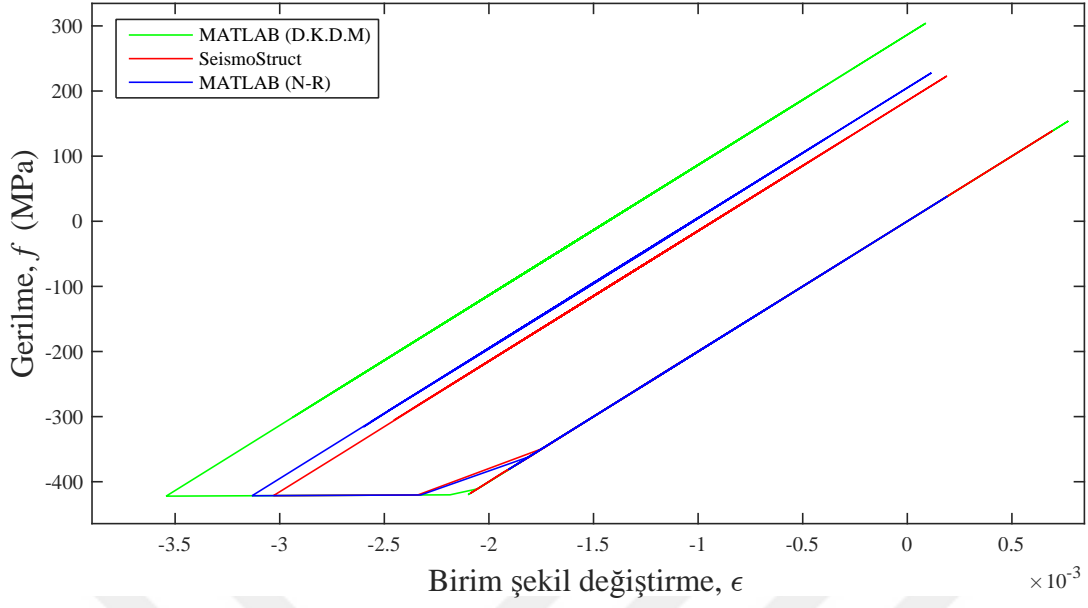


Şekil 6.11 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 33 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

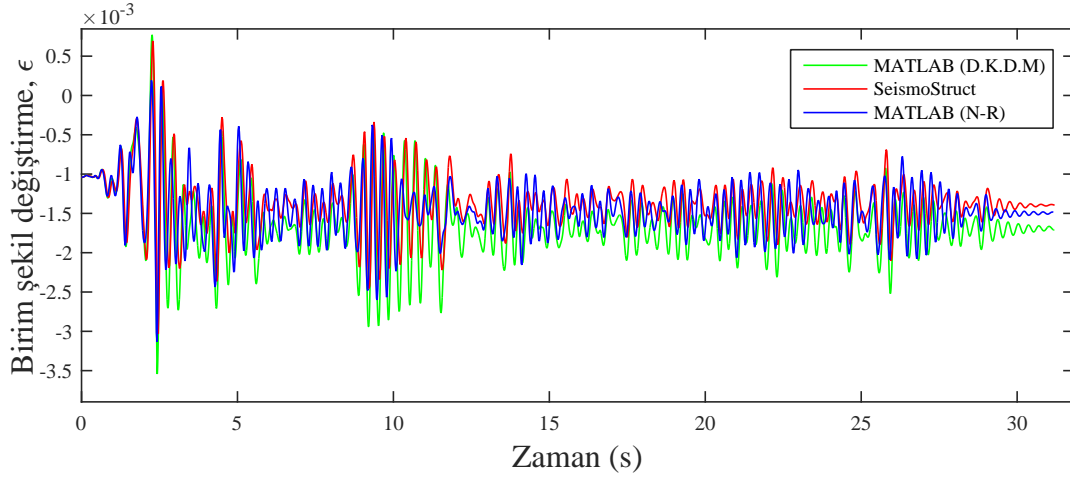
Sistemin 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitinin 1 numaralı fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.12’de, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.13’te ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.14’te verilmiştir. Bu fiber eleman için en büyük ve en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.5’te verilmiştir.

Çizelge 6.5 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 1 numaralı fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.

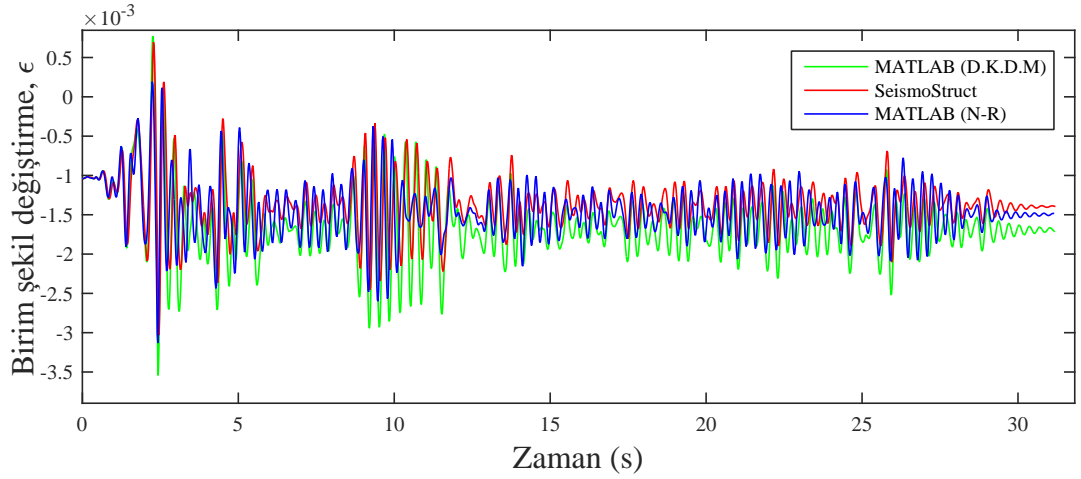
SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %
2.620	1.89E-04	223.04	2.560	1.15E-04	227.90	2.177	2.584	8.84E-05	304.14	36.362
2.460	-3.03E-03	-421.38	2.420	-3.13E-03	-421.53	0.066	2.428	-3.54E-03	-422.14	0.338



Şekil 6.12 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



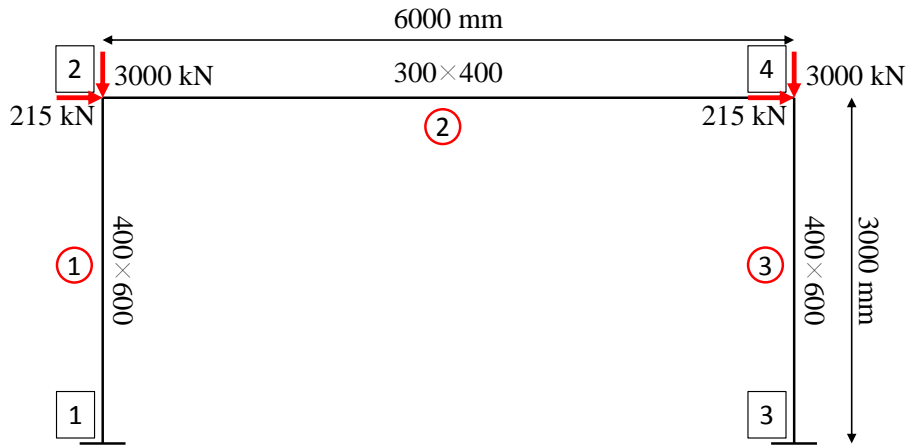
Şekil 6.13 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.14 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

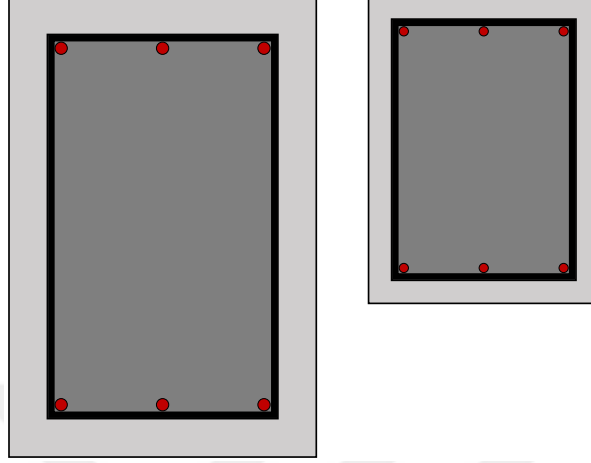
6.2.2 Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve (1)

Tez kapsamında hazırlanan yazılımın beton malzeme çevrimsel davranışının, sonuçların karşılaştırılması için kullanılan Seismostruct yazılımında bulunmaması nedeniyle yazılımın doğru çalıştığını gözlemlemek adına tek katlı tek açıklıklı betonarme bir taşıyıcı sistem statik yükler altında analiz edilmiştir. Analiz için seçilen sistem 3 m yüksekliğe ve 6 m açıklığa sahiptir. Şekil 6.15'te analizde kullanılan çerçeve yüklemelerle beraber gösterilmiştir. Yapının 2 ve 4 numaralı birleşim noktalarına 3000 kN düşey yük ve 215 kN yatay yük etkilmiştir. Ayrıca bu noktalarda $20 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}$ yığılı kütle olduğu varsayılmıştır.



Şekil 6.15 : Tek katlı tek açıklıklı çelik çerçeve modeli.

Bu karşılaştırma esnasında kullanılan kesitler kolon elemanlar için $400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, kiriş eleman için $300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 'dir. Kullanılan kesitler şekil 6.16'da gösterilmiştir.



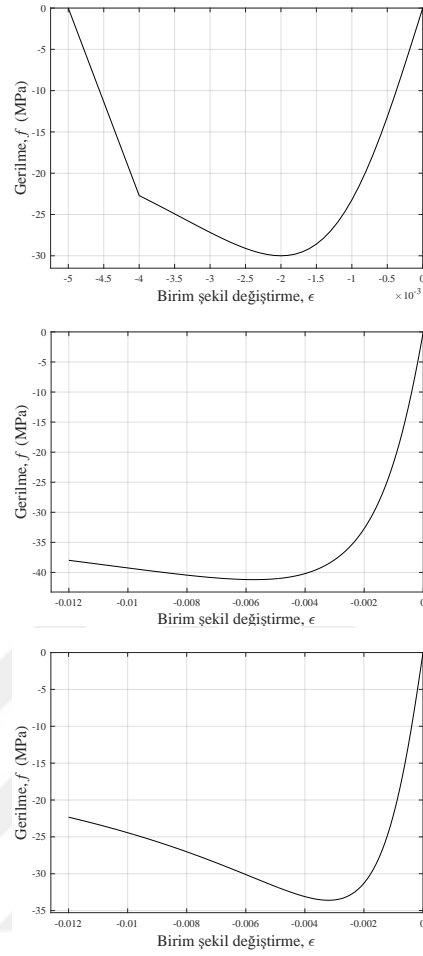
Şekil 6.16 : Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.

Analizde kullanılmak üzere kolon ve kiriş elemanlar için kullanılan kesit ve malzeme özellikleri Çizelge 6.6'da verilmiştir.

Çizelge 6.6 : Kolon ve kiriş eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri.

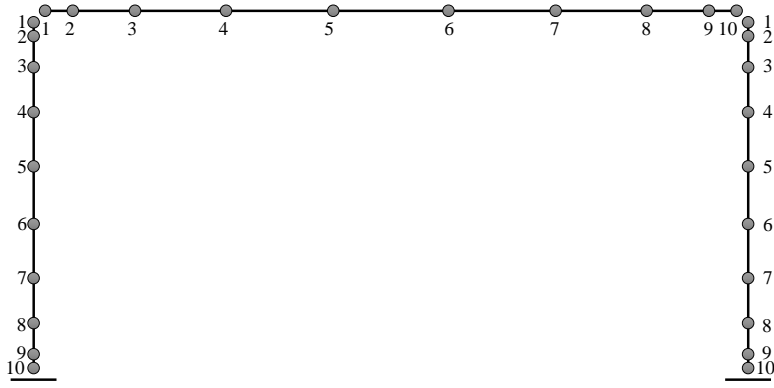
Özellik	Değişken	Kolon	Kiriş
Beton Kesit Özellikleri	b (mm)	400	300
	h (mm)	600	400
	d' (mm)	50	30
Donatı Kesit Özellikleri	Boyuna Donatı	6 ϕ 16	6 ϕ 12
	Etriye	ϕ 10/100	ϕ 10/100
Malzeme Özellikleri	f_c (MPa)	30	30
	ϵ_{co}	0.002	0.002
	E_c (MPa)	30000	30000
	f_s (MPa)	420	420
	ϵ_{sy}	0.0021	0.0021
	E_s (MPa)	200000	200000
	Pekleşme Oranı	0.007395	0.007395

Analizde kullanılmak üzere kolon ve kiriş elemanlar için kullanılan malzeme birim şekil değiştirme grafikleri Şekil 6.17'de verilmiştir.

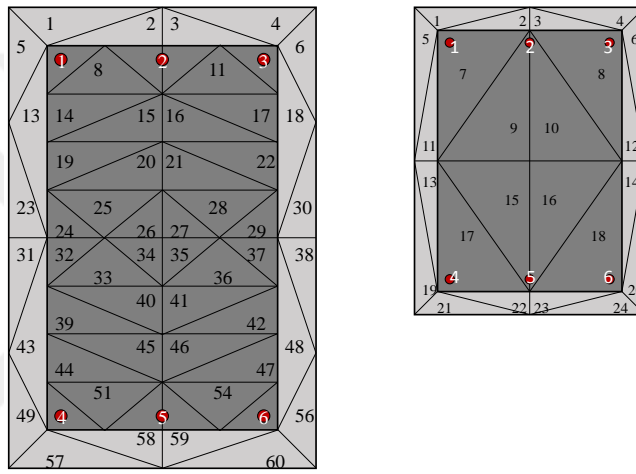


Şekil 6.17 : Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi.

Analiz esnasında, eleman boyunca doğrusal olmayan davranışın kontrol edilebilmesi amacıyla her bir eleman 10 adet integrasyon noktasına ayrılmıştır. Bu integrasyon noktalarında kesit düzlemi boyunca doğrusal olmayan davranışın incelenebilmesi adına kolon elemanlar 62 adet, kiriş eleman ise 30 adet fiber ağına bölünmüştür. Kesit boyunca hazırlanan fiber ağı şekil 6.19’da, eleman boyunca oluşturulan integrasyon noktaları ise şekil 6.18’de gösterilmiştir.



Şekil 6.18 : Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.



Şekil 6.19 : Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.

SeismoStruct ve MATLAB programı ile hesaplanan yapının periyot değerleri Çizelge 6.7’de verilmiştir.

Çizelge 6.7 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için periyot değerleri.

Periyot	MATLAB (s)	SeismoStruct (s)
1	0.155007	0.155834
2	0.026009	0.026010
3	0.018645	0.018645
4	0.018626	0.018627

Bilgileri verilen yapı için statik yüklemeye analizi sonucunda 2 ve 4 numaralı düğüm noktalarının deplasmanları ve 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktası için gerilme değerleri karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırma sonucu elde edilen deplasman değerleri Çizelge 6.8’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.8 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin 2 ve 4 numaralı düğüm noktaları için yer değiştirme değerleri.

Deplasman	SeismoStruct	MATLAB
X (mm)	13.313	13.197
Y (mm)	-1.349	-1.355
Z (rad)	5.99E-03	-5.94E-03
X (mm)	15.712	15.715
Y (mm)	-1.331	-1.336
Z (rad)	6.96E-03	-6.95E-03

Analiz sonucunda 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktası için elde edilen gerilme ve birim şekil değiştirme değerleri sargısız beton eleman için Çizelge 'da, sargılı beton için Çizelge 6.9'da ve çelik eleman için Tablo 6.10'da gösterilmiştir.

Çizelge 6.9 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan sargısız beton fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.

SeismoStruct		MATLAB	
B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa
-2.91E-03	-27.57	-2.89E-03	-27.65
-2.75E-03	-28.23	-2.73E-03	-28.29
-2.42E-03	-29.33	-2.41E-03	-29.37
-1.46E-03	-28.34	-1.45E-03	-28.28
-6.60E-04	-16.87	-6.58E-04	-16.83
3.03E-04	0.00	2.98E-04	0.00
1.11E-03	0.00	1.09E-03	0.00
2.07E-03	0.00	2.05E-03	0.00
2.39E-03	0.00	2.37E-03	0.00
2.55E-03	0.00	2.53E-03	0.00

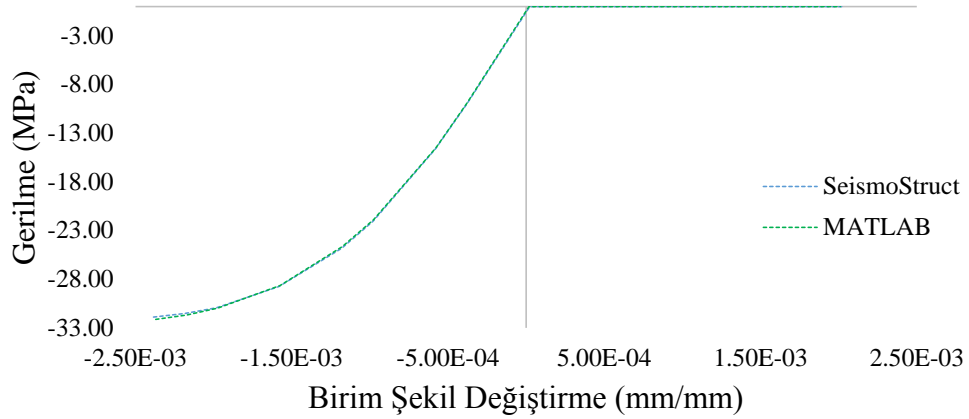
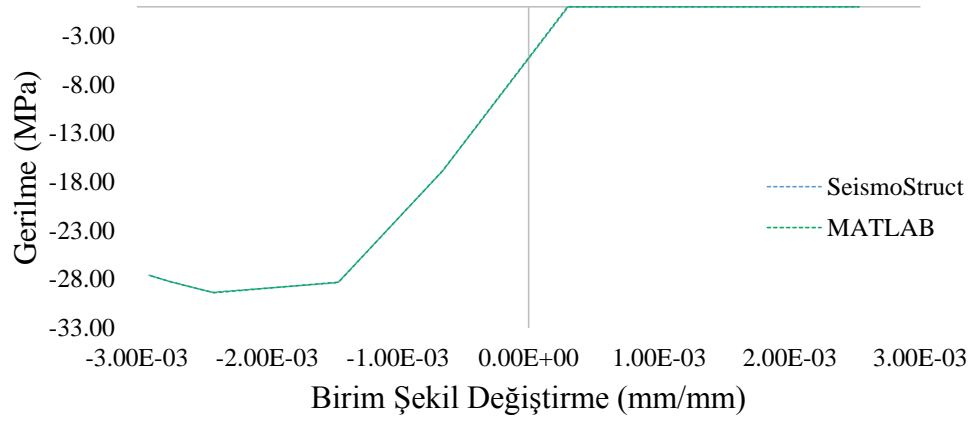
Çizelge 6.10 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan sargılı beton fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.

SeismoStruct		MATLAB	
B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa
-2.38E-03	-31.89	-2.37E-03	-32.13
-2.18E-03	-31.53	-2.17E-03	-31.67
-1.98E-03	-30.93	-1.97E-03	-30.97
-1.58E-03	-28.76	-1.57E-03	-28.65
-1.18E-03	-24.85	-1.18E-03	-24.66
-9.81E-04	-22.06	-9.77E-04	-21.89
-5.79E-04	-14.62	-5.78E-04	-14.53
-3.79E-04	-9.97	-3.79E-04	-9.95
-3.79E-04	-9.97	-3.79E-04	-9.95
2.23E-05	0.00	1.89E-05	0.00
2.23E-05	0.00	1.89E-05	0.00
2.23E-04	0.00	2.18E-04	0.00
6.24E-04	0.00	6.16E-04	0.00
8.25E-04	0.00	8.15E-04	0.00
1.23E-03	0.00	1.21E-03	0.00
1.63E-03	0.00	1.61E-03	0.00
1.83E-03	0.00	1.81E-03	0.00
2.03E-03	0.00	2.01E-03	0.00

Çizelge 6.11 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan çelik fiber elemanlar için gerilme-birim şekildeğiştirme değerleri.

SeismoStruct		MATLAB	
B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa
-2.41E-03	-420.46	-2.40E-03	-420.44
2.06E-03	411.09	2.04E-03	407.45

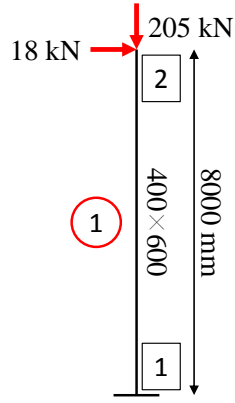
Çizelge 6.9 ve 6.10'da verilen değerler Şekil 6.20'de grafik halinde sunulmuştur.



Şekil 6.20 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan fiber elemanlar için gerilme birim şekil değiştirme grafikleri.

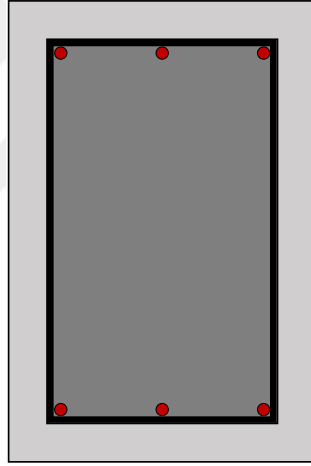
6.2.3 Betonarme konsol kolon

Tez kapsamında hazırlanan yazılımın betonarme konsol kolon için dinamik davranışını gözlemleyebilmek amacıyla beton malzemesi için Karsan-Jirsa çevrimsel davranışı gösteren Mander sargılı ve sargısız beton modeli ve çelik malzemesi için çift doğrulu çelik modeline sahip elemanlardan oluşan bir yapı sistemi dinamik ve statik yükler altında karşılaştırılmıştır. SeismoStruct programı Karsan-Jirsa çevrimsel davranış modeli içermediğinden dolayı bu program ile yapılan analizlerde Takeda [23] çevrimsel modeli kullanılmıştır. Analiz için seçilen sistem 8 m yüksekliğe sahiptir. Şekil 6.21’de analizde kullanılan konsol kolon yüklemelerle beraber gösterilmiştir. Yapının 2 numaralı düğüm noktasında $407.8848 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}$ yığılı kütle olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 6.21 : Betonarme konsol kolon modeli.

Bu karşılaştırma esnasında kolon eleman için kullanılan kesit $400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 'dir. Kullanılan kesit şekil 6.22'de gösterilmiştir.

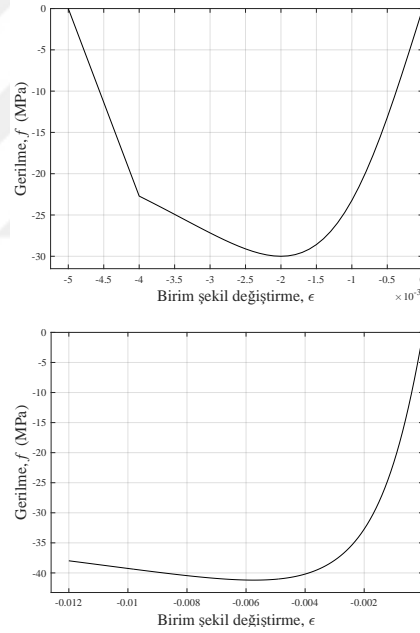


Şekil 6.22 : Konsol kolon eleman için seçilen kesit.

Analizde kullanılmak üzere kolon ve kiriş elemanlar için kullanılan kesit ve malzeme özellikleri Çizelge 6.12'de verilmiştir.

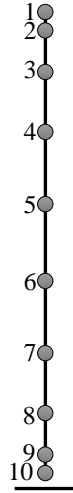
Çizelge 6.12 : Konsol kolon eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri.

Özellik	Değişken	Kolon
Beton Kesit Özellikleri	b (mm)	400
	h (mm)	600
	d' (mm)	50
Donatı Kesit Özellikleri	Boyuna Donatı	6 ϕ 16
	Etriye	ϕ 10/100
Malzeme Özellikleri	f_c (MPa)	30
	ϵ_{co}	0.002
	E_c (MPa)	30000
	f_s (MPa)	420
	ϵ_{sy}	0.0021
	E_s (MPa)	200000
	Pekleşme Oranı	0.007395

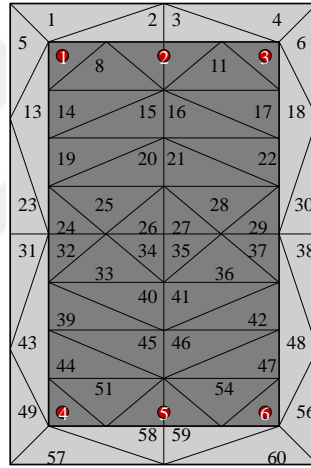


Şekil 6.23 : Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi.

Analiz esnasında, eleman boyunca doğrusal olmayan davranışın kontrol edilebilmesi amacıyla her bir eleman 10 adet integrasyon noktasına ayrılmıştır. Bu integrasyon noktalarında kesit düzlemi boyunca doğrusal olmayan davranışın incelenebilmesi adına kolon elemanlar 62 adet, kiriş eleman ise 30 adet fiber ağına bölünmüştür. Kesit boyunca hazırlanan fiber ağı şekil 6.25'te, eleman boyunca oluşturulan integrasyon noktaları ise şekil 6.24'te gösterilmiştir.

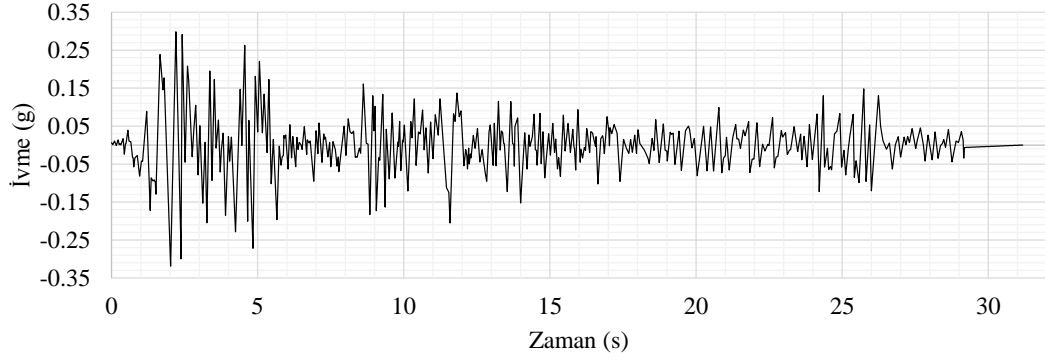


Şekil 6.24 : Kolon eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.



Şekil 6.25 : Analizde kullanılan kesit için hazırlanan fiber ağı.

Zaman tanım alanında analiz için kullanılan deprem kaydı, 18 Mayıs 1940 tarihinde El Centro, California'da kaydedilen yer hareketinin Kuzey-Güney bileşenidir. Şekil 6.26'da kullanılan ivme kaydı gösterilmiştir. SeismoStruct yazılımı deprem kaydı zaman aralığı $\Delta t = 0.02$ 'dir. Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi ve Newton-Raphson iterasyonu içeren programlar için kullanılan deprem kaydı için ise deprem kaydı adımları arasında lineer enterpolasyon işlemi uygulanarak zaman aralığı $\Delta t = 0.004$ olacak şekilde düzeltilmiştir. Analizin amacı fiber elemanların doğrusal olmayan davranışını gözlemleyebilmek olması nedeniyle seçilen kesitler baz alınarak dinamik deprem yükü $a = 8m/s^2$ olacak şekilde etkilmiştir.



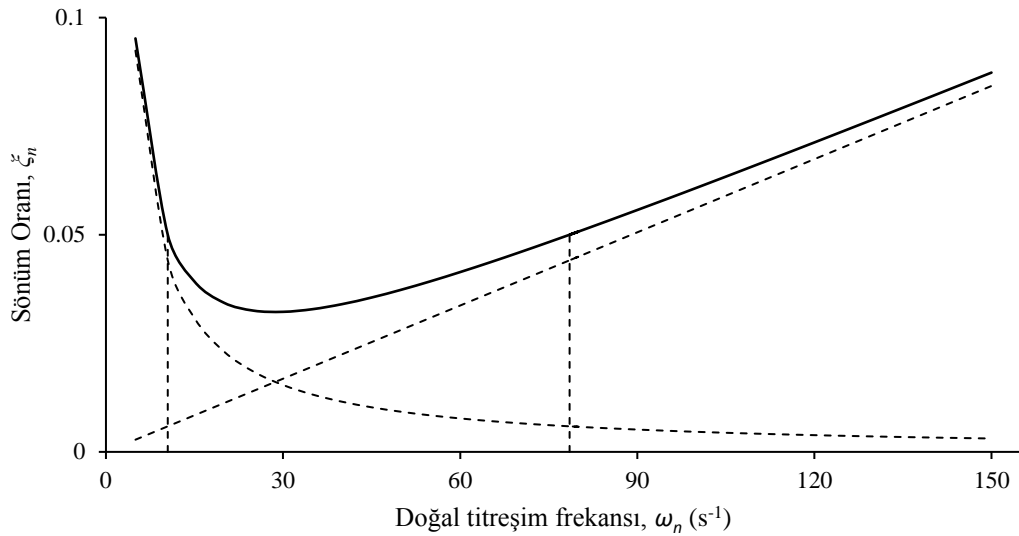
Şekil 6.26 : El Centro depremi ivme kaydı [12].

SeismoStruct ve MATLAB programı ile hesaplanan yapının periyot değerleri Çizelge 6.13'te verilmiştir.

Çizelge 6.13 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için periyot değerleri.

Periyot	MATLAB (s)	SeismoStruct (s)
1	3.654679	3.654687
2	0.137497	0.137498

Hesaplanan bu periyot değerlerine göre sisteme 0.600 ve 0.080 periyotları arasında %5'lik rayleigh sönümü uygulanacaktır. Bu sönüm oranı ve periyot değerlerine göre Rayleigh sönüm matrisi hesabı için kullanılacak kütle matrisi katsayısı $a_0 = 0.92399706$, rijitlik matrisi katsayısı $a_1 = 0.00112345$ 'tir.

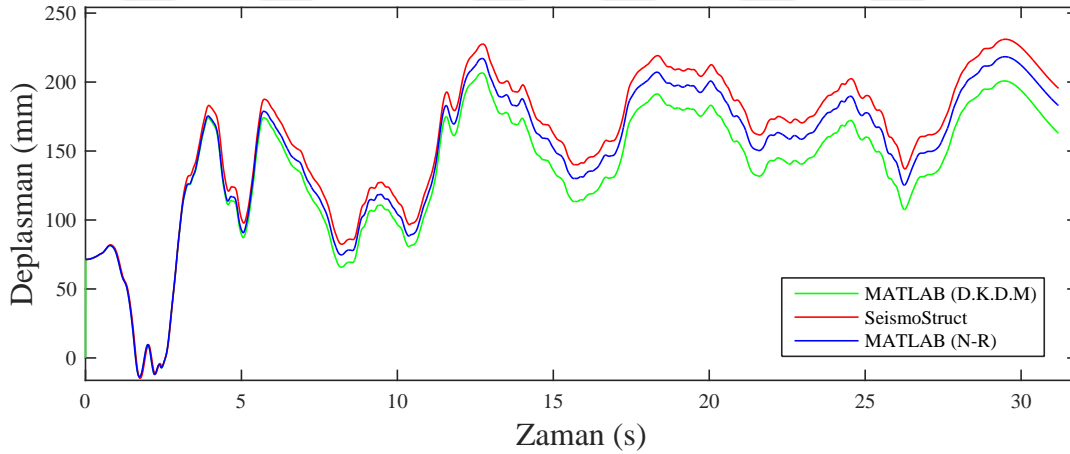


Şekil 6.27 : Konsol betonarme kolon için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].

Bu bölümde bilgileri verilen betonarme konsol kolon sistemi için üç programda yapılan analiz sonuçlarına göre 2 numaralı düğüm noktasının zamana bağlı yer değiştirme grafiği Şekil 6.28’de verilmiştir. Buna göre düğüm noktasının yapmış olduğu en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri gerçekleştiği zaman ile beraber Çizelge 6.14’te verilmiştir.

Çizelge 6.14 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.

SeismoStruct		MATLAB (N-R)			MATLAB (D.K.D.)		
Zaman	Deplasman	Zaman	Deplasman	Hata Payı	Zaman	Deplasman	Hata Payı
s	mm	s	mm	%	s	mm	%
29.484	218.365	29.500	231.029	5.799	12.716	206.602	5.387
1.732	-13.770	1.760	-14.772	7.274	1.736	-13.780	0.073

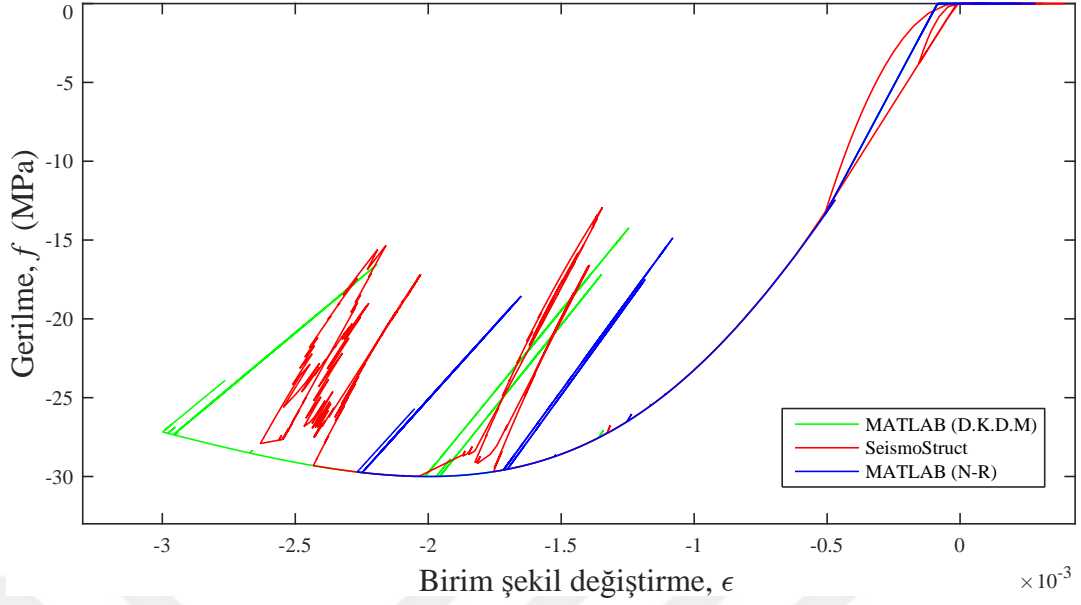


Şekil 6.28 : Betonarme konsol kolon sisteminin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.

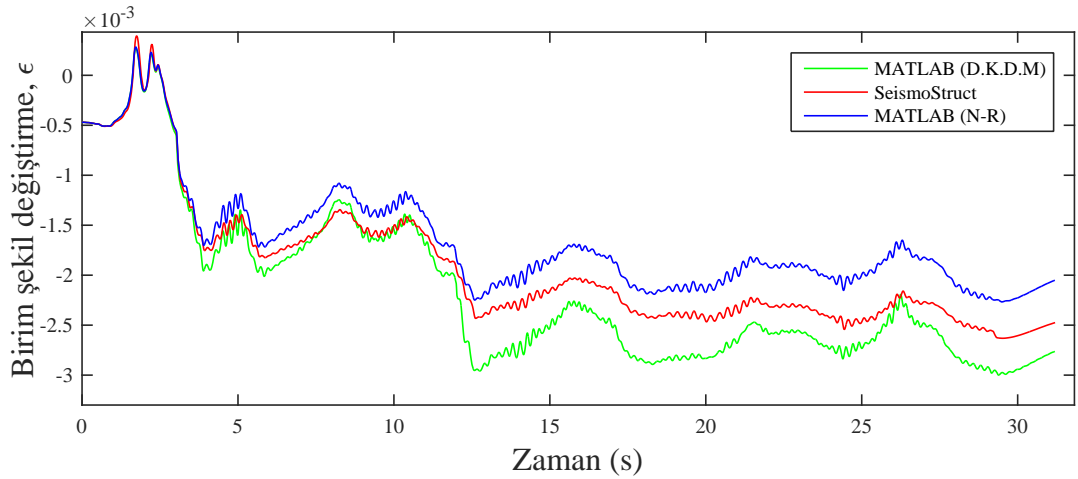
Sistemin 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitinin 1 numaralı beton fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.29’da, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.30’da ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.31’de verilmiştir. Bu fiber eleman için en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.15’te verilmiştir.

Çizelge 6.15 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en küçük gerilme değerleri.

SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Hata Payı	Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Hata Payı
s	mm/mm	MPa	s	mm/mm	MPa	%	s	mm/mm	MPa	%
12.224	-0.002	-30.000	12.180	-0.002	-29.991	0.028	5.820	-0.002	-30.000	0.000

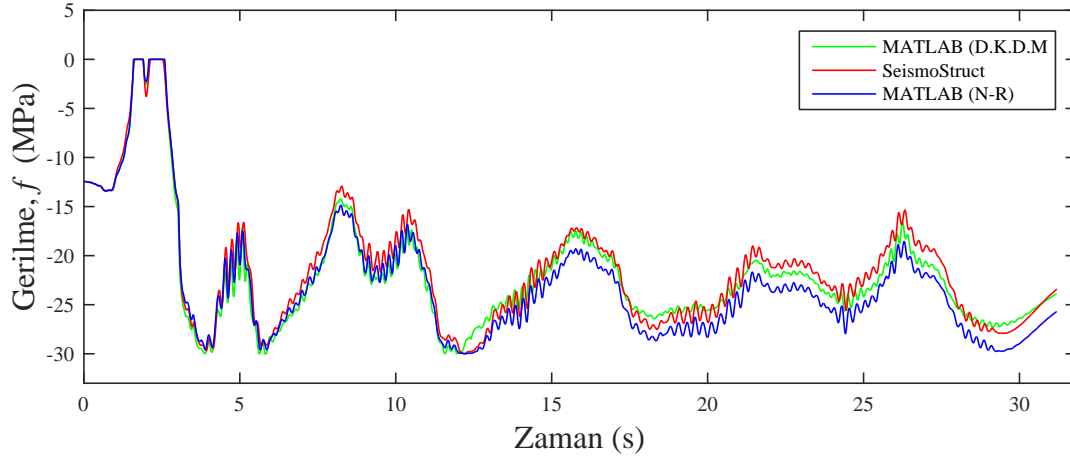


Şekil 6.29 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.30 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.

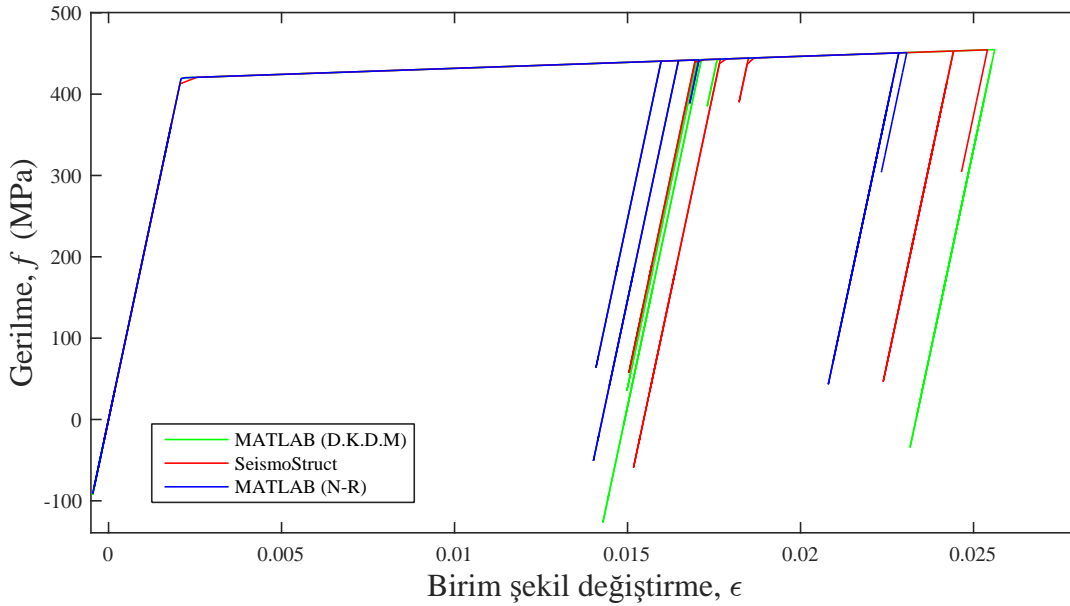
Sistemin 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.32’de, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.33’te ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.34’te verilmiştir. Bu fiber eleman için en büyük ve en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.16’da verilmiştir.



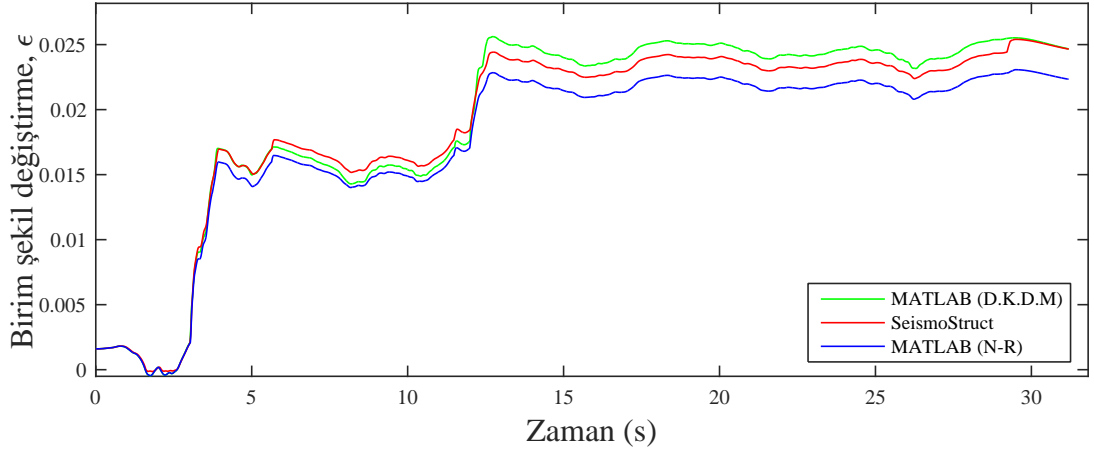
Şekil 6.31 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

Çizelge 6.16 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 1 numaralı çelik fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.

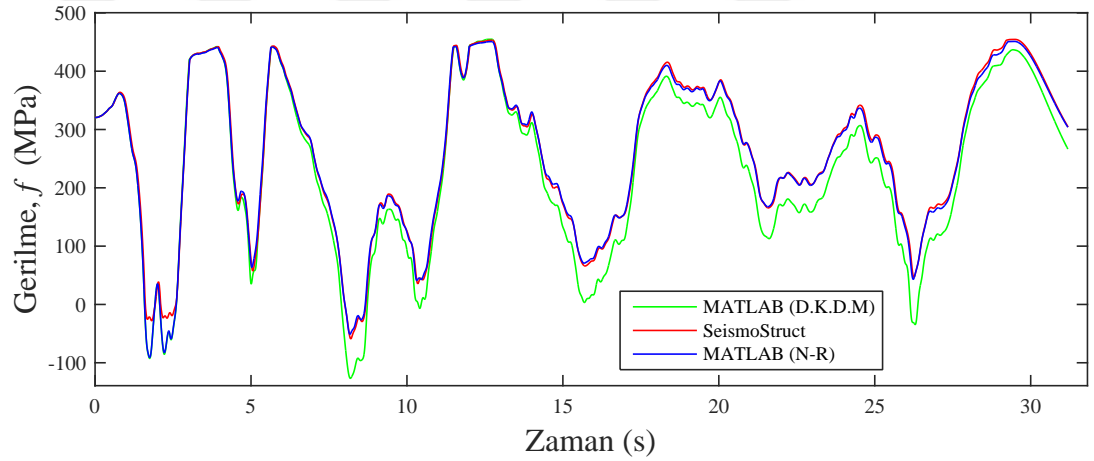
SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %
29.488	0.023	451.037	29.500	0.025	454.488	0.765	12.716	0.026	454.797	0.834
1.752	0.000	-90.891	8.200	0.015	-59.072	7.055	8.184	0.014	-126.637	7.925



Şekil 6.32 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.33 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.34 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 4 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

6.2.4 Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve (2)

Tez kapsamında hazırlanan yazılımın betonarme çerçeve sistemleri için dinamik davranışını gözlemleyebilmek amacıyla beton malzemesi için Karsan-Jirsa çevrimsel davranışı gösteren Mander sargılı ve sargısız beton modeli ve çelik malzemesi için çift doğrulu çelik modeline sahip elemanlardan oluşan bir yapı sistemi dinamik ve statik yükler altında karşılaştırılmıştır. SeismoStruct programı Karsan-Jirsa çevrimsel davranış modeli içermediğinden dolayı bu program ile yapılan analizlerde Takeda [23]çevrimsel modeli kullanılmıştır. Analiz için seçilen sistem 3 m yüksekliğe ve 6 m açıklığa sahiptir. Şekil 6.37’de analizde kullanılan çerçeve yüklemelerle beraber gösterilmiştir. Yapının 2 ve 4 numaralı noktalarında $300 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}$ yığılı kütle

olduğu kabul edilmiştir. Şekil 6.35'te bu örnek için sistemde bulunan eleman ve düğüm noktası bilgileri, Şekil 6.36'da ise sistemin düğüm noktalarında bulunan yığılı kütle bilgileri için veri giriş ekranı gösterilmiştir. Düğüm noktası tablosunun ilk sekmesi düğüm noktasının etiket numarasını; ikinci sekmesi, yatay doğrultudaki koordinatını; üçüncü sekmesi düğüm noktasının düşey koordinatını; dördüncü sekmesi ise mesnetlenme koşulu bilgisini içermektedir. Mesnet koşulu 1 seçilmesi durumunda düğüm noktası ankastre mesnet; 0 seçilmesi durumunda ise düğüm noktasının serbest olduğu anlamına gelmektedir. Eleman tablosunun ilk sekmesi, elemanın etiket numarasını, ikinci ve üçüncü sekmesi sırasıyla elemanın başlangıç ve bitiş düğüm noktasını; dördüncü sekmesi elemanın kesitini; beşinci sekmesi ise elemanın üzerinde bulunan integrasyon noktası adedi bilgisini içermektedir.

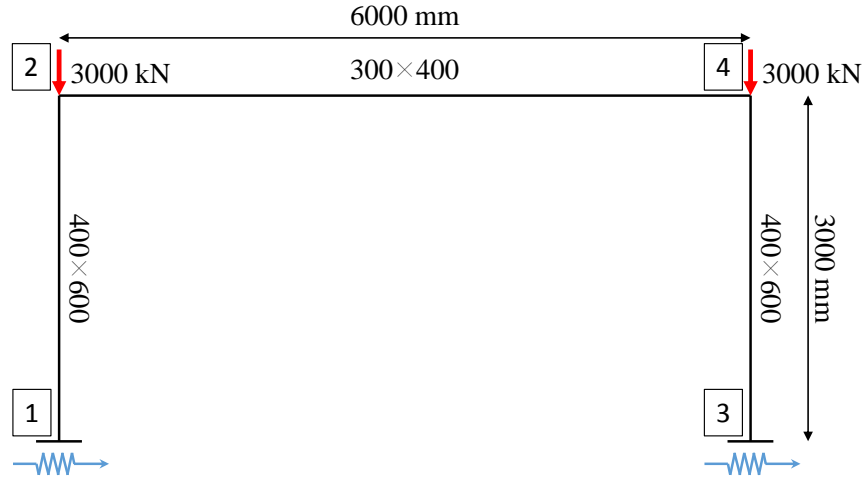
Joint	X	Y	Res.
1	0	0	1
2	0	3000	0
3	6000	0	1
4	6000	3000	0

Element	i	j	Section	Int. Poi.
1	1	2	1	10
2	2	4	2	10
3	3	4	1	10

Şekil 6.35 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modeli için programa veri girişi ekranı.

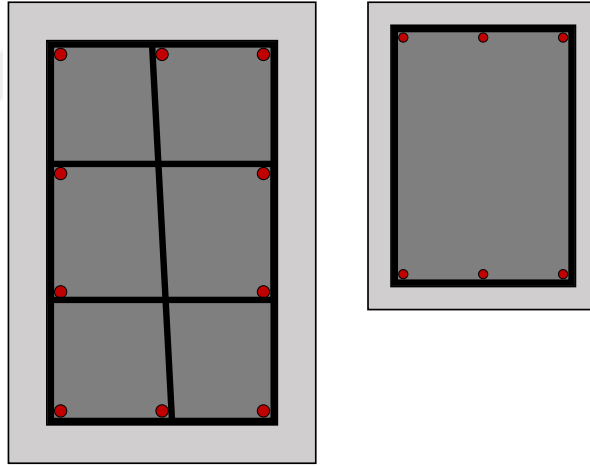
mx	my	mz
300.000	300.000	0.01
300.000	300.000	0.01
300.000	300.000	0.01
300.000	300.000	0.01

Şekil 6.36 : Yığılı kütle bilgisi için programa veri girişi ekranı.



Şekil 6.37 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modeli.

Bu karşılaştırma esnasında kullanılan kesitler kolon elemanlar için 400 mm × 600 mm, kiriş eleman için 300 mm × 400 mm'dir. Kullanılan kesitler şekil 6.38'de gösterilmiştir.



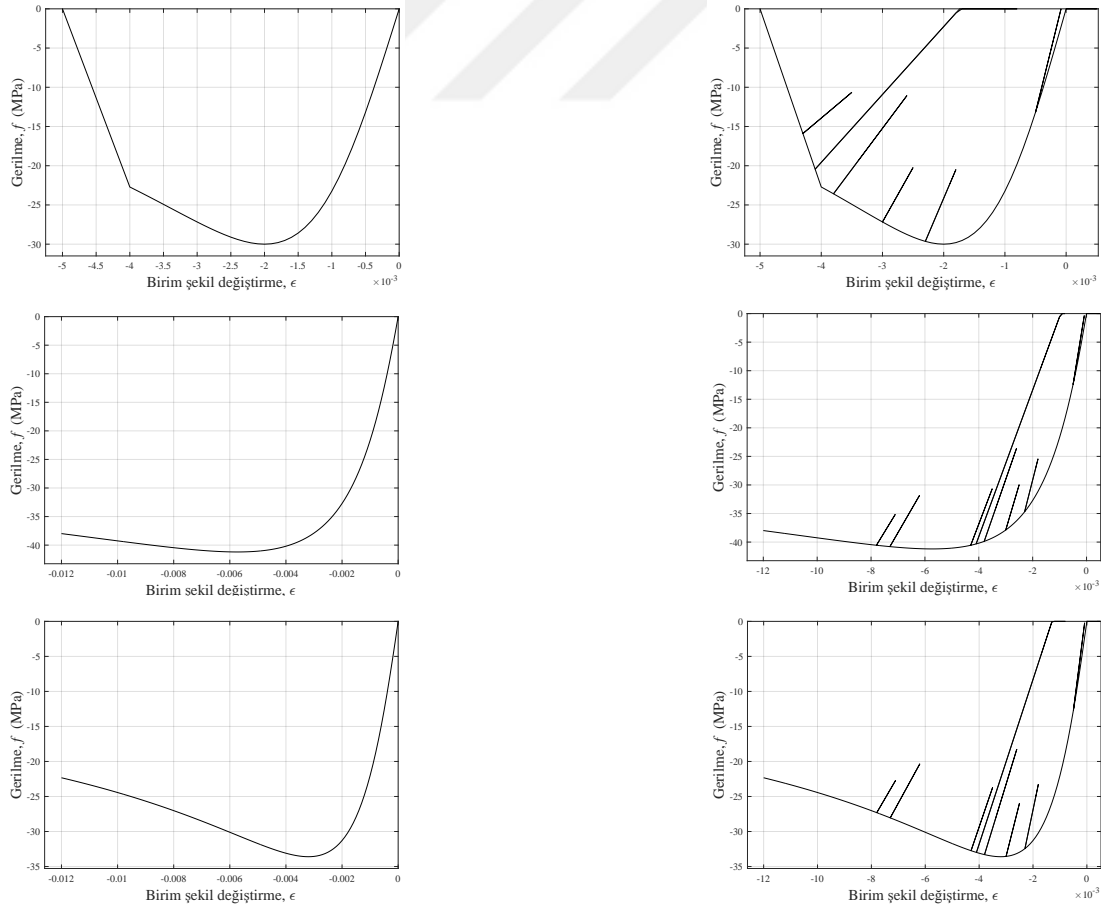
Şekil 6.38 : Kolon ve kiriş eleman için seçilen kesitler.

Analizde kullanılmak üzere kolon ve kiriş elemanlar için kullanılan kesit ve malzeme özellikleri Çizelge 6.17'de verilmiştir.

Çizelge 6.17 : Kolon ve kiriş eleman için kullanılan malzeme ve kesit özellikleri.

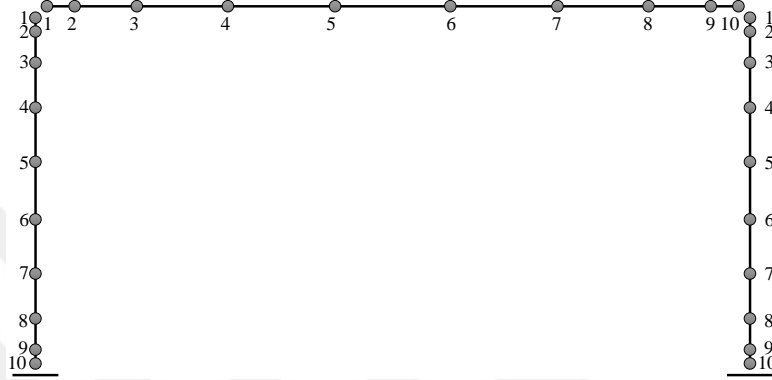
Özellik	Değişken	Kolon	Kiriş
Beton Kesit Özellikleri	b (mm)	400	300
	h (mm)	600	400
	d' (mm)	50	30
Donatı Kesit Özellikleri	Boyuna Donatı	10φ16	6φ12
	Etriye	φ10/100	φ10/100
Malzeme Özellikleri	f_c (MPa)	30	30
	ϵ_{co}	0.002	0.002
	E_c (MPa)	30000	30000
	f_s (MPa)	420	420
	ϵ_{sy}	0.0021	0.0021
	E_s (MPa)	200000	200000
	Pekleşme Oranı	0.007395	0.007395

Analizde kullanılmak üzere kolon ve kiriş elemanlar için kullanılan malzeme birim şekil değiştirme ver çevrimsel davranışları Şekil 6.39'da verilmiştir.



Şekil 6.39 : Analizde kullanılan beton malzemesinin iskelet eğrisi ve çevrimsel davranışı.

Analiz esnasında, eleman boyunca doğrusal olmayan davranışın kontrol edilebilmesi amacıyla her bir eleman 10 adet integrasyon noktasına ayrılmıştır. Bu integrasyon noktalarında kesit düzlemi boyunca doğrusal olmayan davranışın incelenebilmesi adına kolon elemanlar 70 adet, kiriş eleman ise 30 adet fiber ağına bölünmüştür. Kesit boyunca hazırlanan fiber ağı şekil 6.42’de, eleman boyunca oluşturulan integrasyon noktaları ise şekil 6.40’ta gösterilmiştir.



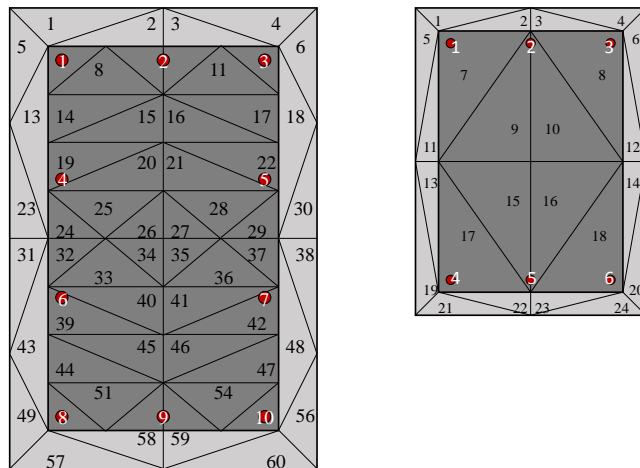
Şekil 6.40 : Kolon ve kiriş eleman üzerinde oluşturulan integrasyon noktaları.

Şekil 6.41’de sistemde bulunan kesit için programa giriş bilgileri yer almaktadır. Tablonun ilk sekmesi, fiber elemanın temsil ettiği alanı; ikinci sekmesi, fiber elemanın ağırlık merkezinin kesitin tarafsız eksenine uzaklığını; üçüncü sekmesi malzeme bilgisini; dördüncü sekmesi fiber elemanın temsil ettiği malzemenin akma dayanımını; beşinci ve sekizinci sekmesi arası bilgiler ise sargılı beton modelinin hesabında kullanılan parametreleri içermektedir. Malzeme kolonunda bulunan 1 numaralı malzeme sargılı, 2 numaralı malzeme, sargısız beton modelini, 3 numaralı malzeme ise çift doğrusal davranış gösteren çelik modelini temsil etmektedir. Programa yeni malzeme tanımı girildikçe ilgili bölüm güncellenmelidir.

Section1											
A	y _i	Material	Yield Str.	ρ _x	ρ _y	s	b _o	h _o	Σa _i ²	f _{yw}	A _s
mm ²	mm		MPa			mm	mm	mm	mm ²	MPa	mm ²
10000	283.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
7500	266.666667	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
7500	233.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
603	232	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
4688	229.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	229.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	208.333333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	166.666667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	145.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
12500	133.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
9375	104.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	83.333333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
402	73.333333	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
7500	50	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
9375	41.666667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	20.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	20.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	-20.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	-20.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	-41.666667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
7500	-50	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
402	-73.333333	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
9375	-83.333333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	-104.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
12500	-133.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
9375	-145.833333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	-166.666667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
9375	-208.333333	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	-229.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
4688	-229.166667	1	30	0.0087	0.0070	90	300	500	256667	420	2010
603	-232	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
7500	-233.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
7500	-266.666667	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
10000	-283.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0

Section2											
A	y _i	Material	Yield Str.	ρ _x	ρ _y	s	b _o	h _o	Σa _i ²	f _{yw}	A _s
mm ²	mm		MPa			mm	mm	mm	mm ²	MPa	mm ²
4500	190	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
3600	180	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
339	154	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
6000	123.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
20400	113.333333	1	30	0.0073	0.0051	90	240	340	346400	420	678
5100	56.666667	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
20400	56.666667	1	30	0.0073	0.0051	90	240	340	346400	420	678
20400	-56.666667	1	30	0.0073	0.0051	90	240	340	346400	420	678
5100	-56.666667	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
20400	-113.333333	1	30	0.0073	0.0051	90	240	340	346400	420	678
6000	-123.333333	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
339	-154	3	420	0	0	0	0	0	0	0	0
3600	-180	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0
4500	-190	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0

Şekil 6.41 : Kesit bilgileri için programa veri girişi ekranı.

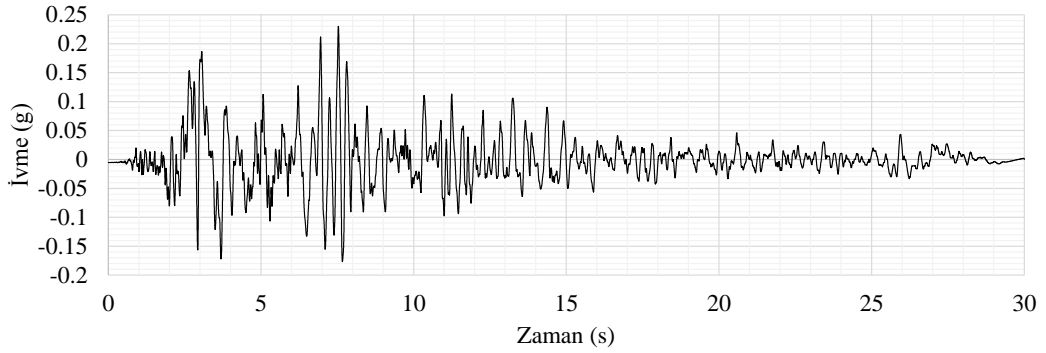


Şekil 6.42 : Analizde kullanılan kesitler için hazırlanan fiber ağı.

Zaman tanım alanında analiz için kullanılan deprem kaydı, 17 Ağustos 1999 tarihinde Gölcük, Kocaeli’de gerçekleşen yer hareketine aittir. Bu kayıt PEER-GMD veritabanında RSN1165 numarası ile kayıtlı olup 90 dereceli ivme ölçer ivme kaydıdır. Şekil 6.44’te kullanılan ivme kaydı gösterilmiştir. SeismoStruct yazılımı deprem kaydı zaman aralığı $\Delta t = 0.005$ ’dir. Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi ve Newton-Raphson iterasyonu içeren programlar için kullanılan deprem kaydı için ise deprem kaydı adımları arasında lineer enterpolasyon işlemi uygulanarak zaman aralığı $\Delta t = 0.001$ olacak şekilde düzeltilmiştir. Analizin amacı fiber elemanların doğrusal olmayan davranışını gözlemleyebilmek olması nedeniyle seçilen kesitler baz alınarak dinamik deprem yükü $a = 4m/s^2$ olacak şekilde etkilmiştir. Şekil 6.43’te dinamik analiz için programa giriş bilgileri yer almaktadır. Δt dinamik zaman aralığını, ξ sönüm oranını, T_1 ve T_2 ise sönüm matrisinin hesabında kullanılmak üzere seçilmesi gereken periyot aralığını temsil etmektedir.

Δt	ξ	T_1	T_2
0.001	0.05	0.61	0.07

Şekil 6.43 : Dinamik analiz için programa veri girişi ekranı.



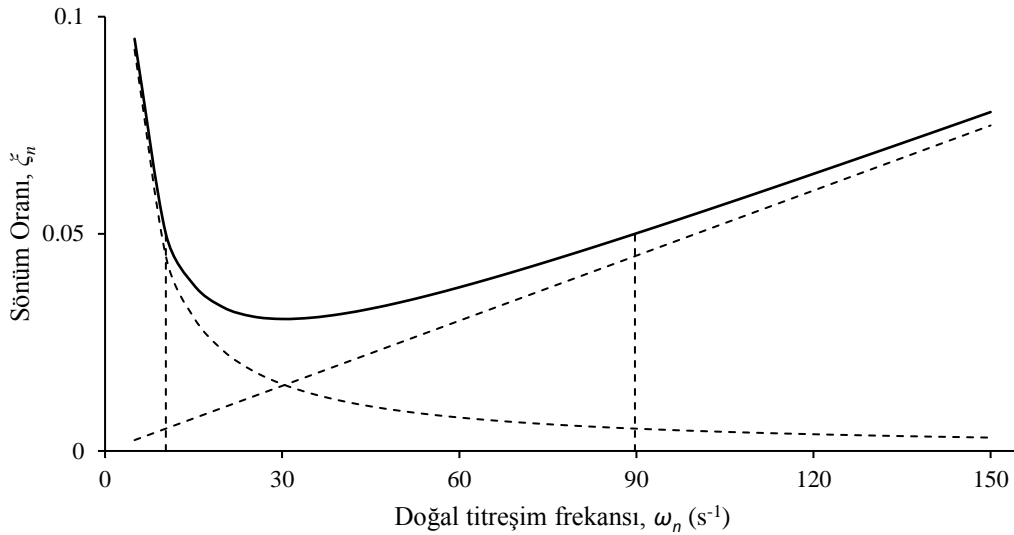
Şekil 6.44 : Kocaeli depremi ivme kaydı [12].

SeismoStruct ve MATLAB programı ile hesaplanan yapının periyot değerleri Çizelge 6.18’de verilmiştir.

Çizelge 6.18 : Tek katlı betonarme çerçeve için periyot değerleri.

Periyot	MATLAB (s)	SeismoStruct (s)
1	0.599406	0.611477
2	0.100728	0.100759
3	0.071374	0.071373
4	0.071305	0.071311

Hesaplanan bu periyot değerlerine göre sisteme 0.610 ve 0.070 periyotları arasında %5'lik rayleigh sönümü uygulanacaktır. Bu sönüm oranı ve periyot değerlerine göre Rayleigh sönüm matrisi hesabı için kullanılacak kütle matrisi katsayısı $a_0 = 0.92399706$, rijitlik matrisi katsayısı $a_1 = 0.0009994$ 'tür.

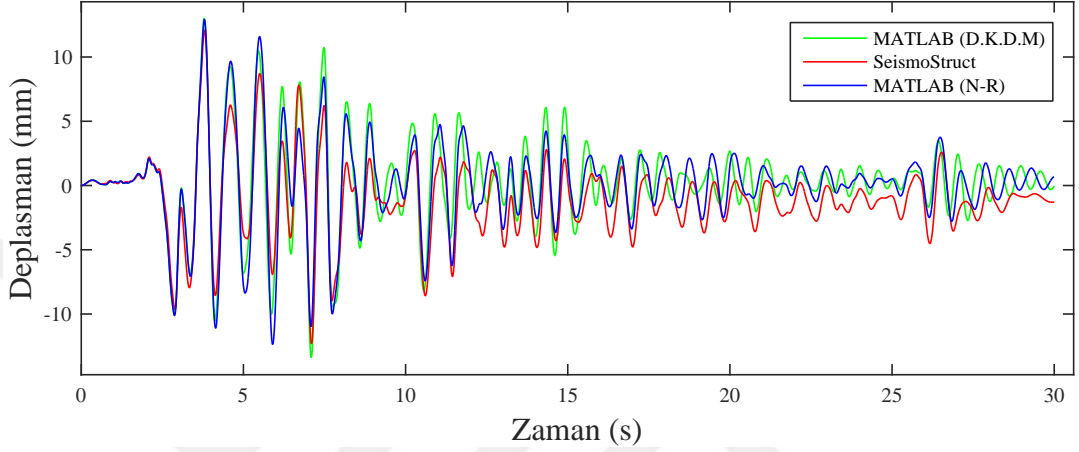


Şekil 6.45 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve için doğal titreşim frekansına bağlı olarak modal sönüm oranı değişimi [10].

Bu bölümde bilgileri verilen tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve sistemi için üç programda yapılan analiz sonuçlarına göre 2 numaralı düğüm noktasının zamana bağlı yer değiştirme grafiği Şekil 6.46'da verilmiştir. Buna göre düğüm noktasının yapmış olduğu en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri gerçekleştiği zaman ile beraber Çizelge 6.19'da verilmiştir.

Çizelge 6.19 : 2 numaralı düğüm noktası için en büyük ve en küçük yer değiştirme değerleri.

SeismoStruct			MATLAB (N-R)			MATLAB (D.K.D.)		
Zaman	Deplasman		Zaman	Deplasman	Hata Payı	Zaman	Deplasman	Hata Payı
s	mm		s	mm	%	s	mm	%
3.800	12.082		3.800	12.918	6.921	3.790	12.981	7.439
7.100	-12.308		5.900	-12.357	0.396	7.092	-13.386	8.754

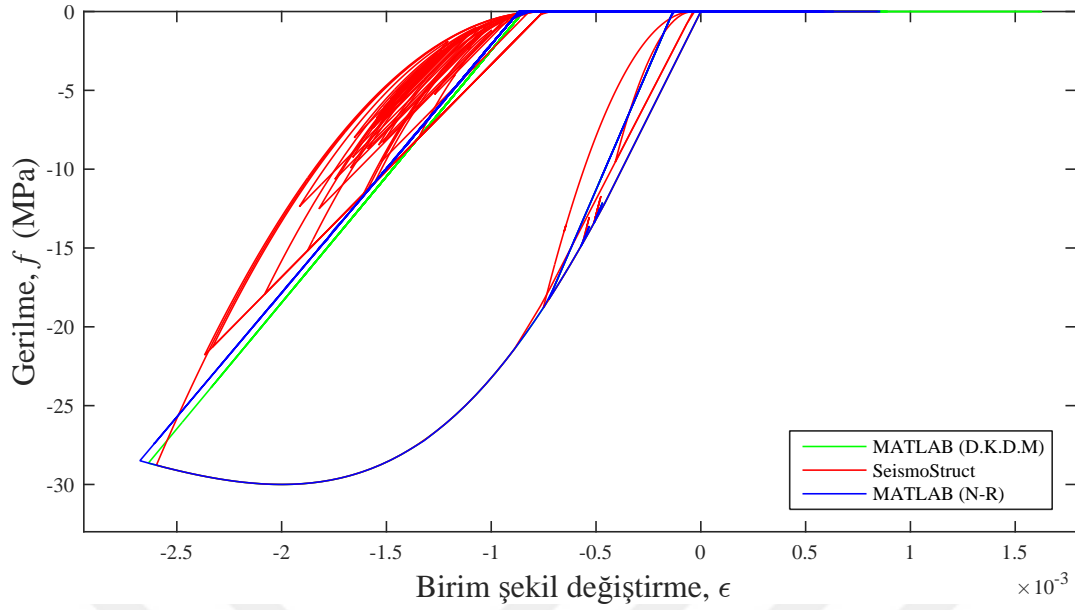


Şekil 6.46 : Tek katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin 2 numaralı düğüm noktasında zamana bağlı oluşan deplasman grafiği.

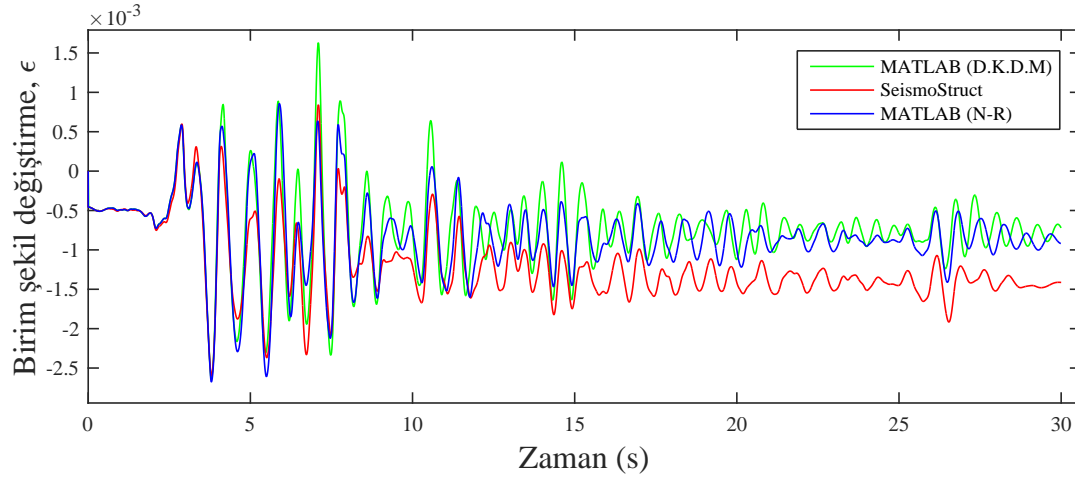
Sistemin 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitinin 1 numaralı beton fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.47’de, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.48’de ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.49’da verilmiştir. Bu fiber eleman için en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.20’de verilmiştir.

Çizelge 6.20 : 1 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 33 numaralı fiber elemanı için en küçük gerilme değerleri.

SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Hata Payı	Zaman	B.Ş.D.	Gerilme	Hata Payı
s	mm/mm	MPa	s	mm/mm	MPa	%	s	mm/mm	MPa	%
3.695	-2.00E-03	-30.00	3.695	-2.02E-03	-30.00	0.003	3.697	-2.00E-03	-30.00	0.000

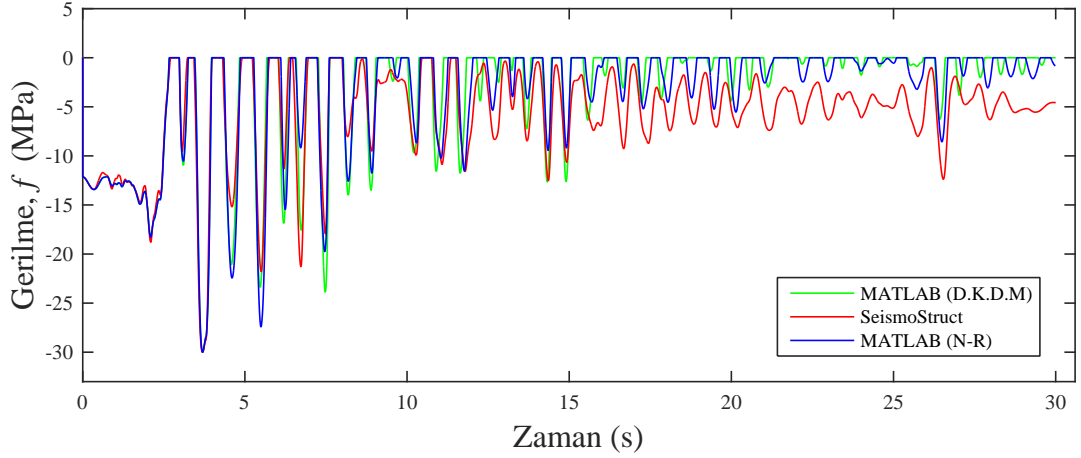


Şekil 6.47 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.48 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değiştirme grafiği.

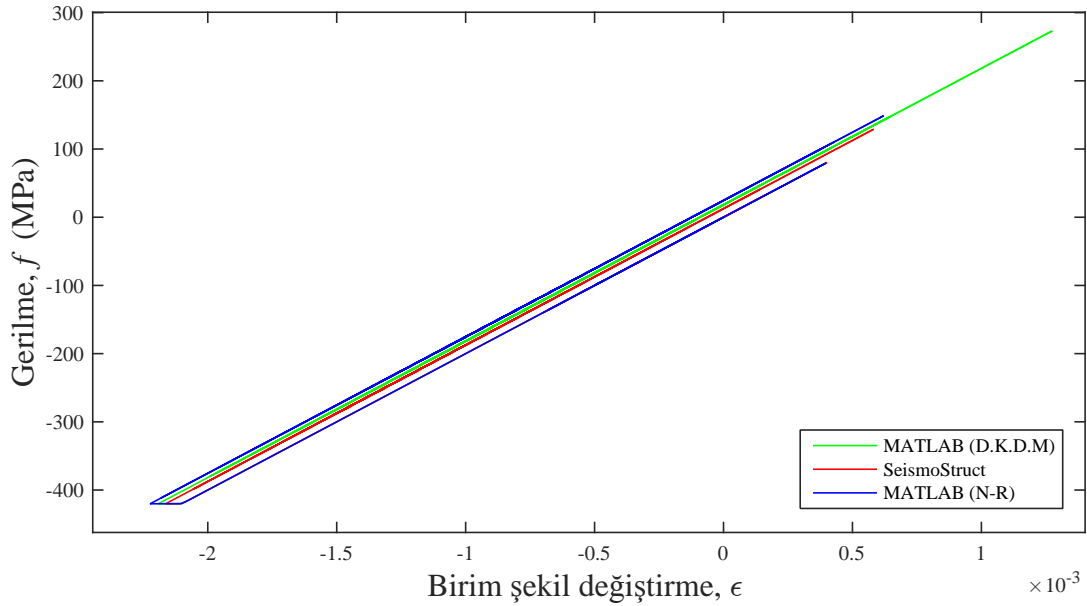
Sistemin 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitinin 1 numaralı çelik fiber elemanında gerçekleşen çevrimsel davranışın karşılaştırılması Şekil 6.50’de, birim şekil değiştirme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.51’de ve gerilme değerlerinin zaman tanım alanında değişimi Şekil 6.52’de verilmiştir. Bu fiber eleman için en büyük ve en küçük gerilme değerleri gerçekleştiği zaman ve birim şekil değiştirme değerleri ile beraber Çizelge 6.21’de verilmiştir.



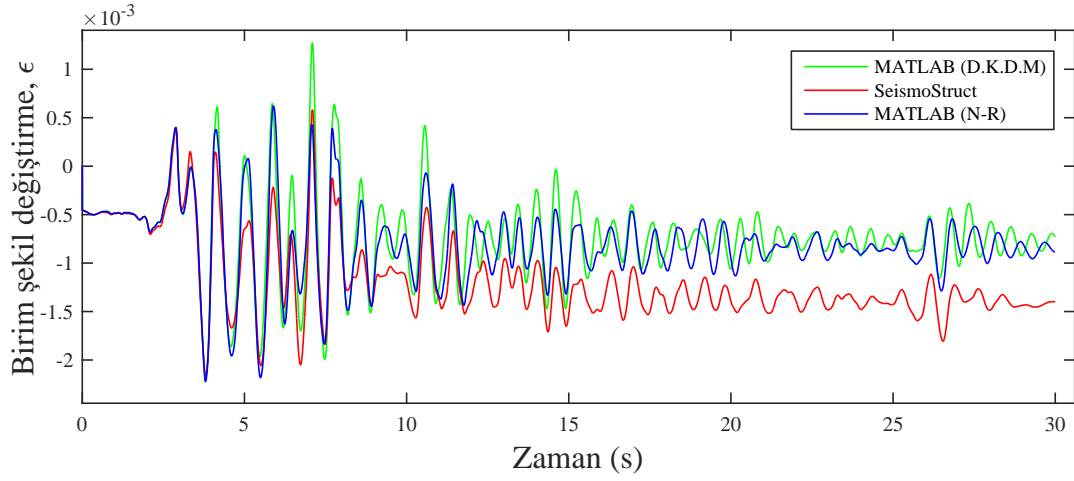
Şekil 6.49 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı beton fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

Çizelge 6.21 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan 1 numaralı çelik fiber elemanı için en büyük ve en küçük gerilme değerleri.

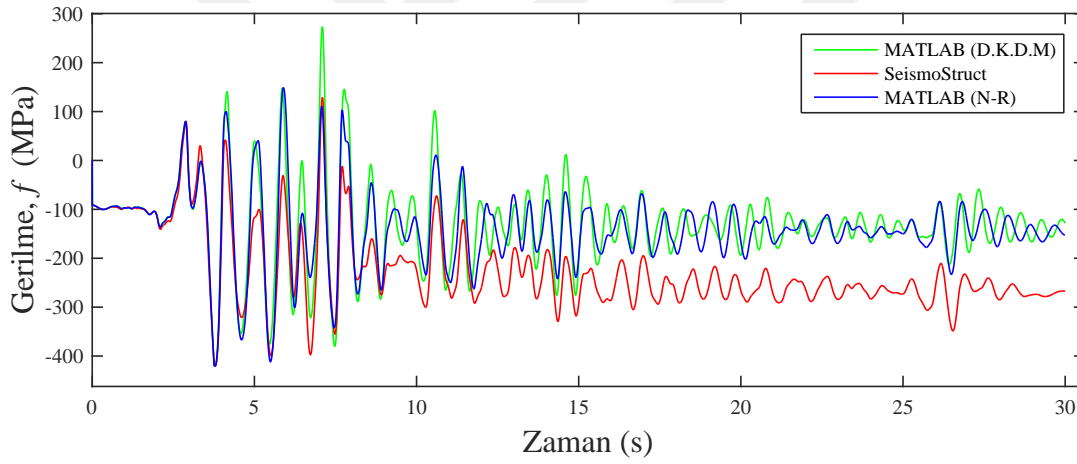
SeismoStruct			MATLAB (N-R)				MATLAB (D.K.D.)			
Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %	Zaman s	B.Ş.D. mm/mm	Gerilme MPa	Hata Payı %
5.895	0.001	148.713	7.095	0.001	129.048	13.224	7.096	0.001	273.246	83.740
3.795	-0.002	-420.183	3.800	-0.002	-420.094	0.060	3.794	-0.002	-420.136	0.031



Şekil 6.50 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının gerilme-birim şekil değiştirme grafiği.



Şekil 6.51 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında birim şekil değıştirme grafiği.



Şekil 6.52 : 3 numaralı elemanın 10 numaralı integrasyon noktasında bulunan kesitin 1 numaralı çelik fiber elemanının zaman tanım alanında gerilme grafiği.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez kapsamında, kolon-kiriş fiber elemanların doğrusal olmayan hesabı için F.F. Taucer, E. Spacone ve F.C. Filippou tarafından geliştirilen hesap algoritması incelenmiştir. Daha sonra çözüm süresinde iyileştirme yapabilmek adına bu model içeriğinde bulunan Newton-Raphson yakınsama işlemi yerine Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi kullanılmasının uygunluğu incelenmiştir. Bu amaçla ilk olarak algoritmada herhangi bir değişiklik yapmadan program MATLAB dilinde yazılmıştır. Newton-Raphson yakınsama işlemi içeren bu programın doğru çalıştığını teyit edebilmek amacıyla görece basit bir malzeme modeli olan çok doğrulu çelik modeli kullanılmış ve sonuçlar SeismoStruct programı ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmanın kapsamı aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır.

- Zaman tanım alanında düğüm noktası deplasman değerleri,
- İki farklı fiber eleman için gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri,
- İki farklı fiber eleman için zaman tanım alanında gerilme değerleri,
- İki farklı fiber eleman için zaman tanım alanında birim şekil değiştirme değerleri,

Yapılan karşılaştırma sonunda MATLAB dilinde yazılan Newton-Raphson yakınsama işlemi içeren program ve SeismoStruct programı hem dinamik hem de statik yükler altında büyük oranda benzer sonuçlar verdiği görülmüştür. İkinci örnekte beton malzemesinin yumuşama özelliğini gözlemleyebilmek adına statik yükler altında tek katlı tek açıklıklı betonarme bir çerçeve incelenmiştir. Bu analiz sonuçları karşılaştırıldığında iki programın istenilen ölçüde yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu aşamadan sonra MATLAB dilinde yazılan program, Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi içerecek şekilde değiştirilmiştir. Daha sonra MATLAB dilinde yazılan iki program, çelik ve betonarme çerçeveler, ve betonarme konsol kolon sistemleri için statik ve dinamik yükler altında analiz sonuçlarının yakınlığı ve süreleri bakımından karşılaştırılmıştır. Bu iki yazılım analiz sonuçlarının yakınlığı

bakımından incelendiğinde, Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi içeren program için dinamik yük adımları arası sürenin kısa tutulması durumunda birbirine yeteri ölçüde yakın sonuçlar elde edilebildiği görülmüştür. MATLAB dilinde yazılan iki programın betonarme çerçeve sistemi analiz sonuçları SeismoStruct programı ile karşılaştırıldığında ise çelik çerçeve sisteme kıyasla daha büyük oranda farklılıklar elde edilmiştir. Bu farklılıkların, beton malzeme çevrimsel davranış modelinin farklı seçilmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Newton-Raphson yakınsama işlemi içeren program ile Dengelenmemiş kuvvet düzeltme yöntemi içeren program analiz süresi bakımından kıyaslandığında ise aynı sayıda deprem adımı içeren analizler için Newton-Raphson yakınsama işlemi içeren programın analiz süresinin diğer programın analiz süresinin iki katından daha uzun sürdüğü gözlemlenmiştir.

Bölüm 5.4'te açıklanan programın sahip olduğu kısıtlamaları gidermek amacıyla ileriki çalışmalarda bu konulara değinilebilir.





KAYNAKLAR

- [1] **Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. ve Willford, M.R.** (2010). Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, **Teknik Rapor**, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4.
- [2] **Filippou, F.C., Taucer, F.F. ve Spacone, E.** (1991). A Fiber Beam-Column Element For Seismic Response Analysis Of Reinforced Concrete Structures, **Teknik Rapor**, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California.
- [3] **Clough, R.W. ve Johnston, S.B.** (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan.*
- [4] **Giberson, M.F.** (1967). The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation, *Doktora Tezi*, Earthquake Engineering Research Laboratory-California Institute of Technology.
- [5] **Lai, S., Will, G. ve Otani, S.** (1984). Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, *Journal of Structural Engineering*, *110*, 2563–2584.
- [6] **Otani, S.** (1974). Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, *Journal of Mechanical Engineering, ASCE*, *100*, 1433–1449.
- [7] **Soleimani, D., Popov, E. ve Bertero, V.** (1979). Nonlinear Beam Model for RC Frame Analysis, *ASCE Conference on Electronic Computation, St. Louis.*
- [8] **Takayanagi, T. ve Schnobrich, W.** (1979). Non-linear Analysis of Coupled Wall Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *34*(12), 1489–1511.
- [9] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N. ve Park, R.** (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, *114*(8), 1804–1826.
- [10] **Chopra, A.K.** (2000). *Dynamic of Structures Theory and Application To Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- [11] **Zeris, C. ve Mahin, S.** (1988). Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitation, *Journal of Structural Engineering*, *114*, 804–820.
- [12] **PEER**, (2017), Strong Ground Motion Database, <https://ngawest2.berkeley.edu/>, <https://ngawest2.berkeley.edu/>.

- [13] **Karsan, I. ve Jirsa, J.** (1969). Behavior of Concrete Under Compressive Loading, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 95(12), 2543–2564.
- [14] **SeismoStruct**, (2014). A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures, Seismosoft.
- [15] **Newmark, N.M.** (1959). A Method of Computation for Structural Dynamics, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 85(3), 67–94.
- [16] **Clough, R. ve Benuska, L.** (1967). Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Buildings, *Journal of Mechanical Engineering, ASCE*, 493, 129–146.
- [17] **Takizawa, H. ve Aoyama, H.** (1976). Biaxial effects in modelling earthquake response of R/C structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 4, 523–552.
- [18] **Jiang, Y. ve Saiidi, S.M.** (1990). Four-Spring Element for Cyclic Response of RC Columns, *Journal of Structural Engineering*, 116, 1018–1029.
- [19] **Li, K.N., S., O. ve Aoyama, H.** (1988). Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and B-directional Lateral Load Reversals, *Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan*.
- [20] **Li, K.N., S., O. ve Aoyama, H.**, (1990), Study on Reinforced Concrete Columns subjected to Varying Axial Load and Bi-directional Horizontal Earthquake Loads.
- [21] **Li, K.N., S., O. ve Aoyama, H.** (1991). RC Columns under Axial and Bi-directional Lateral Loads, *Mechanics Computing in 1990's and Beyond*.
- [22] **Meyer, C., Roufaiel, M. ve Arzoumanidis, S.** (1983). Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 207–228.
- [23] **Takeda, T., Sozen, M.A. ve Nielson, N.N.** (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96(12), 2557–2573.
- [24] **Roufaiel, M. ve Meyer, C.** (1987). Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames, *Journal of Structural Engineering*, 113, 429–444.
- [25] **Mander, J.B., Priestley, M.J.N. ve Park, R.** (1988). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(8), 1827–1849.
- [26] **Erkus, B.** (2004). Comparison of the Techniques Used in the Newmark Analysis of Nonlinear Structures., *Proc. of the 17th ASCE Engineering Mechanics Conference*, http://web.itu.edu.tr/bariserkus/Erkus2004a_Nonlin.pdf.

- [27] **Filippou, F.C. ve Issa, A.** (1988). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversals, **Teknik Rapor**, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California.





ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Hakan Özen

Doğum Tarihi ve Yeri: 1990, Şişli

E-Posta: hakanozen1990@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lise:** 2008, Gölcük Atatürk Anadolu Lisesi
- **Lisans:** 2014, Ege Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİMLER VE ÖDÜLLER:

- ISOTEC Enerji San. ve Tic. Ltd. Şti. 2014-2016
- Çeçen Mühendislik ve İnşaat Ltd. Şti. 2016-2017
- STAS Mühendislik Mimarlık Müşavirlik Ltd. Şti. 2018-