

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME MANTO VE CFRP İLE GÜÇLENDİRİLEN
YETERSİZ KESME DAYANIMINA SAHİP KOLONLARIN
DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Muhammet Burhan NAVDAR

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : YAPI
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Naci ÇAĞLAR

Temmuz 2020

BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka bir üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.


Muhammet Burhan Navdar

14.07.2020

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca değerli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım, araştırmanın planlanmasından yazılmasına kadar tüm aşamalarında bana danışmanlık ederek bilgi ve tecrübesiyle beni yönlendiren ve aydınlatan değerli hocam Sayın Prof. Dr. Naci Çağlar'a teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans öğrenimim ve tez süreci dönemi boyunca her konuda bilgi ve desteğini almaktan çekinmediğim, kıymetli vakitlerini bana ayıran değerli hocalarım Dr. Öğr. Üyesi Aydın Demir'e ve Dr. Öğr. Üyesi Hakan Öztürk'e teşekkürü borç bilirim. Tez sürecinde zaman zaman umutsuzluğa kapıldığım durumlarda manevi desteklerini ve yardımlarını benden esirgemeyen Arş. Gör. Gökhan Dok'a, Arş. Gör. Berna İstegün'e, Arş. Gör. Ali Kuyumcu'ya, Arş. Gör. Muhammed Ali Pala'ya, Arş. Gör. Halil İbrahim Yüksek'e, Arş. Gör. İrfan Sehrullah Öztürk'e ve inşaat mühendisliği bölümündeki araştırma görevlilerine teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca analitik çalışmalarında desteğini esirgemeyen M. Nadir Olabi'ye ve Dr. Öğr. Üyesi Erkan Bıçıcı'ye teşekkür ederim.

Son olarak hayatımın her anında arkamda olup, gerekli sabır ve anlayışı hiçbir zaman esirgemeyen, bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi olan çok sevgili aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	i
İÇİNDEKİLER	ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ	xii
TABLolar LİSTESİ.....	xvi
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xviii

BÖLÜM 1.

GİRİŞ	1
1.1. Problemin Tanımı.....	1
1.2. Literatürde Yapılan Çalışmalar	3
1.2.1. Betonarme manto (BM) ile güçlendirme	4
1.2.2. Karbon lif takviyeli polimer (CFRP) ile güçlendirme	8
1.3. Tezin Amacı ve Kapsamı	12
1.4. Tezin Organizasyonu.....	13

BÖLÜM 2.

DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME	15
2.1. Giriş	15
2.2. Moment-Eğrilik İlişkisi	17
2.3. Çevrimsel Modeller	19
2.3.1. İdeal elastoplastik model.....	21
2.3.2. Pekleşmeli elastoplastik model	21
2.3.3. İki doğrulu rijitliğin azaldığı model	22
2.3.4. Takeda modeli	23

2.3.5. Clough modeli ve değiştirilmiş clough modeli	23
2.3.6. Ibarra-Krawinkler modeli	24
2.3.6.1. Çift doğrusal model	25
2.3.6.2. Pik hedefli model	25
2.3.6.3. Daralmalı model	26
2.4. İskelet Eğrisi	27
2.5. Elemanda Doğrusal Olmayan Davranış Modellenmesi	29
2.5.1. Yığılı plastisite modeli	30
2.5.2. Yayılı plastisite modeli	31
2.5.2.1. Deplasman (Stiffness) tabanlı yaklaşım	34
2.5.2.2. Kuvvet (Fleksibilite) tabanlı yaklaşım	35
2.5.3. Sürekli sonlu elemanlar modeli	37

BÖLÜM 3.

KULLANILAN YÖNTEMLER	39
3.1. Betonarme Kolonların Deformasyon Bileşenleri	39
3.1.1. Eğilme deformasyonu	40
3.1.2. Sıyırılma deformasyonu	41
3.1.3. Kesme deformasyonu	45
3.2. Malzeme Modelleri	48
3.2.1. Beton modelleri	49
3.2.1.1. Kent ve park modeli (Sargısız Beton Modeli)	49
3.2.1.2. Chang ve Mander modeli (Sargılı Beton Modeli)	50
3.2.1.3. Belarbi ve Hsu modeli (Betonun ekme Davranış Modeli)	53
3.2.1.4. Campione, Fossetti, Giacchino ve Minafo modeli (Betonarme Mantolu Beton Modeli)	54
3.2.1.5. Z.Wang, D.Wang, Smith ve Lu modeli (CFRP Sargılı Beton Modeli)	57
3.2.2. Donatı modeli (Donatılar için Malzeme Modeli)	60
3.2.2.1. Menegotto ve Pinto Donatı modeli	60
3.2.2.2. Chang ve Mander Donatı modeli	61

BÖLÜM 4.

DENEYSEL ÇALIŞMALARIN TANITILMASI VE DOĞRUSAL OLMAYAN

SE MODELLERİNİN OLUŞTURULMASI	63
4.1. Giriş	63
4.2. Literatürden Alınan Deneysel Çalışmalar	64
4.2.1. Kesme ve kesme-eğilme güç tükenmesi davranışı gösteren betonarme kolon numuneleri (Sezen (2002))	64
4.2.2. BM ile güçlendirilmiş numuneler (Júlio ve Branco, 2008).....	66
4.2.3. CFRP ile güçlendirilmiş numuneler (Ghatte ve ark., 2016).....	69
4.3. Doğrusal Olmayan SE Modellerinin Oluşturulması	71
4.3.1. Model geometrisi.....	71
4.3.2. Eleman tanımlanması	73
4.3.3. Kesit modeli	74
4.3.4. Malzeme modelleri.....	76
4.3.5. Kesit analizi.....	78
4.3.6. Donatı sıyrıлма deformasyonu	79
4.3.7. Kesme deformasyonu.....	80
4.4. Doğrusal Olmayan SE Analizi	82
4.4.1. Kesme ve kesme-eğilme güç tükenmesi davranışı gösteren betonarme kolon numunelerin analizi (Sezen, 2002)	82
4.4.2. BM ile güçlendirilmiş numunelerin analizi (Júlio ve Branco, 2008)	86
4.4.3. CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin analizi (Ghatte ve ark., 2016)	92

BÖLÜM 5.

PARAMETRİK ÇALIŞMA.....	98
5.1. CFRP ile Güçlendirilmiş Numunelerin Parametrik Çalışması.....	102
5.2. BM ile Güçlendirilmiş Numunelerin Parametrik Çalışması	108

BÖLÜM 6.

SONUÇ VE ÖNERİLER	115
6.1. Sonuçlar.....	115
6.2. Öneriler.....	118
KAYNAKLAR	120
EKLER.....	127
ÖZGEÇMİŞ	158

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

$(EI)_o$: Dairesel kolonun çapı
l_d'	: Karbon takviyeli polimer
l_d'	: Boyuna donatının elastik olmayan davranış gösterdiği kısımdaki developman boyu
u_b'	: Boyuna donatının akmasından sonraki aderans gerilmesi
\tilde{D}^*	: Dengelenmemiş kesit kuvvetleri
Δ_{ALF}	: Eksenel yük göçme durumuna karşılık gelen toplam yerdeğiştirme
Δ_{cr}	: Çatlama anındaki yerdeğiştirme
Δ_s	: Donatı sıyrılmasından kaynaklanan yerdeğiştirme
$\Delta_{v,n}$: Maksimum kesme dayanımına karşılık gelen yerdeğiştirme
$\Delta_{v,u}$: Kesme dayanımının azaldığı noktadaki yerdeğiştirme
ε_s	: Çelik donatısının birim şekil değiştirme
ε_{sh}	: Çelik donatısının pekleşmeye başladığı birim şekildeğiştirme değeri
ε_{su}	: Çelik donatısının nihai birim şekildeğiştirme değeri
ε_y	: Çelik donatısının akma birim şekildeğiştirmesi
κ_a	: Şekil etkinlik faktörü
k^*	: Kesit rijitlik matrisi
A_{cc}	: Çekirdek beton alanı
A_e	: Dikdörtgen kesitlerdeki etkin sargılı beton alanı
A_g	: Kolon kesit alanı
A_{sc}	: Mevcut kesit alanı
A_{sj}	: Manto kesit alanı
E_1	: Çelik donatısının pekleşme rijitliği
$E_{c,t}$: Betonun çekme elastisite modülü

E_c	: Betonun elastisite modülü
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_f	: CFRP malzemesinin çekme elastisite modülü
E_f	: CFRP malzemesinin çekme elastisite modülü
E_s	: Çelik donatısının elastisite modülü
E_s	: Çelik donatısının elastisite modülü
E_{sh}	: Çelik donatısının pekleşme modülü
E_{sh}	: Çelik donatısının pekleşme modülü
G_f^c	: Basınç altındaki betonun kırılma enerjisi
G_f^c	: Basınç altındaki betonun kırılma enerjisi
MC_R	: Modifiye sargı oranı
MC_R	: Modifiye sargı oranı
V_{cr}	: Çatlama anındaki kesme dayanımı
V_{cr}	: Çatlama anındaki kesme dayanımı
V_n	: Maksimum kesme dayanımı
V_n	: Maksimum kesme dayanımı
V_p	: Eğilme davranışından elde edilen kesme dayanımı
V_p	: Eğilme davranışından elde edilen kesme dayanımı
b_s	: Donatı pekleşme oranı
b_s	: Donatı pekleşme oranı
c_c	: Mevcut kesitteki enine donatı merkezinden mevcut kesitin en dış lifine uzaklığı
c_c	: Mevcut kesitteki enine donatı merkezinden mevcut kesitin en dış lifine uzaklığı
c_j	: Manto kesitteki enine donatı merkezinden manto kesitin en dış lifine uzaklığı
c_j	: Manto kesitteki enine donatı merkezinden manto kesitin en dış lifine uzaklığı
c_j	: Manto kesitteki enine donatı merkezinden manto kesitin en dış lifine uzaklığı
d_b	: Boyuna donatı çapı

f'_{cc}	: Sargılı betonun basınç dayanımı
$f'_{cc,c}$: Tamamı sargılı betonun basınç dayanımı
$f'_{cc,f}$: CFRP sargılı betonun nihai gerilmesi
f_{co}	: Betonun karakteristik beton basınç dayanımı
f_l	: Yanal sargı basıncı
f_{lf}	: CFRP sargısının oluşturduğu efektif kuşatma basıncı
f_{ls}	: Enine donatı etkisiyle meydana gelen etkin kuşatma basıncı
f'_{lx}	: x-doğrultusunda oluşan etkili sargılama basıncı
f'_{ly}	: y-doğrultusunda oluşan etkili sargılama basıncı
f_s	: Çelik donatısının gerilmesi
f_{su}	: Çelik donatısının nihai dayanımı
$f_{t,cr}$: Betonun çatlama dayanımı
$f'_{t,f}$: CFRP sargılı betonun maksimum gerilmesi
f_y	: Çelik donatısının akma dayanımı
f_{yh}	: Enine donatının akma dayanımı
f_{ysc}	: Mevcut kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{ysj}	: Manto kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımı
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
k_{es}	: Enine donatının yatay doğrultudaki kuşatma basıncı
k_v	: Enine donatının dikey doğrultudaki kuşatma basıncı
l_d	: Boyuna donatının elastik davranış gösterdiği kısımdaki developman boyu
n_f	: CFRP katman sayısı
r_c	: Köşe yuvarlama yarıçapı
t_f	: Bir katman CFRP sargısının kalınlığını
u_b	: Boyuna donatının akmadan önceki aderans gerilmesi
v_n	: Maksimum dayanımdaki kayma gerilmesi
r^{*i}	: Artık eleman deplasmanları
δ_j	: Manto kalınlığı
ε^*	: Çelik donatısının normalize edilmiş birim şekil değiştirmesi

ε_c	: Beton birim şekil değiştirmesi
ε_{c50}	: Kent-Park modelindeki sargısız beton dayanımının maksimum dayanımının %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirmesi
$\varepsilon_{cc,c}$: Tamamı sargılı betonun basınç dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
$\varepsilon'_{cc,f}$: CFRP sargılı betonun nihai birim şekil değiştirmesi
ε_{cc}	: Sargılı betonun maksimum dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{co}	: Sargısız betonun maksimum basınç dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_{cr}	: Betonun çatlama birim şekildeğiştirmesi
$\varepsilon_{cu,t}$: Tamamı sargılı betonun nihai birim şekil değiştirmesi
ε_{fe}	: CFRP sargısının efektif kopma birim şekil değiştirmesi
ε_{fu}	: CFRP malzemesinin üreticiler tarafından önerilen nihai kopma birim şekil değiştirmesi
ε_i	: Tarafız eksenden y_i mesafesi uzaklığındaki lifteki birim kısalması
ε_s	: Donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesi
ε_{suc}	: Mevcut kesitteki boyuna donatı çeliğinin nihai birim uzaması
ε_{suj}	: Manto kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımını nihai birim uzaması
$\varepsilon'_{t,f}$: CFRP sargılı betonun maksimum gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirmesi
ε_t	: Betonun çekme birim şekil değiştirmesi
ε_y	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
θ_s	: Donatı sıyrılmasından kaynaklanan kesit dönmesi
ρ_{eff}	: Efektif donatı oranı
ρ_g	: Boyuna donatı oranı
ρ_{st}	: Enine donatı oranı
ρ_x	: x-doğrultusu için donatıların hacimsel oranı

ρ_y	: y-doğrultusu için donatıların hacimsel oranı
σ^*	: Çelik donatısının normalize edilmiş gerilmesi
σ_c	: Beton basınç dayanımı
σ_t	: Betonun çekme gerilmesi
ϕ_u	: Kesit güç tükenmesi eğriliği
ϕ_y	: Kesit akma eğriliği
ΔD^*	: Kesit kuvvet artışı
a	: Kesme açıklığı
AV	: Enine donatı alanı
b	: Kesit genişliği
BM	: Betonarme manto
c	: Tarafsız eksen derinliği
CFRP	: Karbon fiber takviyeli polimer
d	: Kesit etkili derinliği
Fc	: Monotonik yükleme etkisinde meydana gelen maksimum dayanım fonksiyonlarının ikinci türevini içeren bir matrisi
Fr	: Artık dayanım
FRP	: Lifli polimer kompozit
Fy	: Efektif akma dayanımı
f_{yv}	: Enine donatı akma dayanımı
G	: Betonun kayma modülü
GR	: Güçlendirilmiş referans
h	: Kesit derinliği
K	: Analitik sargı oranı
k	: Kesme dayanımındaki azalmayı dikkate alan katsayı
Ke	: Efektif elastik rijitlik
Kp	: Akma sonrası efektif tanjant rijitliği
Kpc	: Maksimum dayanımdan sonra meydana gelen efektif tanjant rijitliği
L	: Eleman uzunluğu
Lp	: Plastik mafsal uzunluğu
M	: Eğilme momenti

M_{cr}	: Kesitin çatlama momenti
M_u	: Kesitin taşıma gücü momenti
M_y	: Kesitin akma momenti
P	: Eksenel yük
s	: Enine donatı aralığını
z	: Kritik kesitin moment değişim noktasına uzaklığı
δ_c	: Monotonik yükleme etkisinde maksimum dayanıma karşılık gelen yerdeğiştirme
δ_p	: Maksimum dayanımdan sonra meydana gelen plastik yerdeğiştirme
δ_u	: Maksimum yerdeğiştirme
δ_y	: Efektif akma yerdeğiştirme
D^*	: Kesit iç kuvvetler matrisi
R	: Bauschinger etki katsayısı
B^*	: Eksenel yerdeğiştirme şekil fonksiyonunun ilk türevini ve enine yerdeğiştirme
F^*	: Eleman fleksibilite matrisi
K^*	: Eleman rijitlik matrisi
N^*	: Eksenel ve yanal deplasmanların interpolasyon fonksiyonlarını içeren matris
Q^*	: Düğüm kuvvetleri
b^*	: Kuvvet interpolasyon fonksiyonlarını içeren matris
d^*	: Kesit deformasyon vektörü
f^*	: Kesit fleksibilite matrisi
q^*	: Düğüm deplasmanları
u^*	: Deplasman vektörü
θ	: Kesit dönmesi
ϕ	: Eğrilik
ρ^*	: Artık kesit deformasyonları

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. Eğrilik ve şekildeğiştirme dağılımı.....	17
Şekil 2.2. Betonarme kesitte moment-eğrilik ve eğilme rijitliği-moment ilişkisi...	18
Şekil 2.3. Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş M-φ diyagramları.....	19
Şekil 2.4. Çevrimsel davranış kuralları.....	20
Şekil 2.5. İdeal elastoplastik davranış modeli.....	21
Şekil 2.6. Pekleşmeli elastoplastik davranış modeli.....	22
Şekil 2.7. İki doğrulu rijitliğin azaldığı davranış modeli.....	22
Şekil 2.8. Takeda davranış modeli.....	23
Şekil 2.9. a) Clough davranış modeli b) Modifiye edilmiş Clough davranış modelleri (Otani).....	24
Şekil 2.10. Çift doğrusal davranış modeli.....	25
Şekil 2.11. Pik hedefli davranış modeli a) basit model kuralları b) Mahin ve Bertero's uyarlaması.....	26
Şekil 2.12. Daralmalı davranış modeli a) basit model kuralları b) Kırılma noktasının sağındaki yeniden yükleme deformasyonu.....	27
Şekil 2.13. Başlangıç İskelet Eğrisi.....	28
Şekil 2.14. Monotonik ve çevrimsel iskelet eğrilerinin tanımlanması: a) Çelik bir kiriş numunesi b) Plywood perde duvar kalıp numunesi.....	29
Şekil 2.15. Doğrusal olmayan davranış modelleri.....	30
Şekil 2.16. Doğrusal olmayan yığılı plastisik mafsallı modellenmesi.....	31
Şekil 2.17. Fiber eleman detayı.....	32
Şekil 3.1. Betonarme kolonların yatay deformasyon bileşenleri.....	39
Şekil 3.2. Eğilme deformasyonu hesabı için kullanılan plastik mafsallı modeli.....	40
Şekil 3.3. Donatı Sıyrılma Modeli.....	43
Şekil 3.4. Donatı sıyrılmasından kaynaklı dönme hesabı.....	45

Şekil 3.5. Kesme deformasyon modeli	46
Şekil 3.6. Kent-Park Beton Modeli	50
Şekil 3.7. Dairesel ve dikdörtgen kesitlerin sargılama mekanizması	51
Şekil 3.8. Betonun çekme gerilme-birim şekildeğiştirmesi	54
Şekil 3.9. Betonun mantolanmış kolonun enkesit görünümü	54
Şekil 3.10. Enine kesitin dengesi ve sargı basıncının hesaplanması	55
Şekil 3.11. CFRP sargılanmış beton model	57
Şekil 3.12. Menegotto ve Pinto (1973) donatı modelinin gerilme-birim şekildeğiştirme bağıntısı	60
Şekil 3.13. Chang ve Mander (1994) donatı modelinin gerilme-birim şekildeğiştirme bağıntısı	61
Şekil 4.1. Deney düzeneği	65
Şekil 4.2. Deney elemanların kesit özellikleri	65
Şekil 4.3. Deney elemanların kesit özellikleri	67
Şekil 4.4. Deney düzeneği ve donatı konfigürasyonu.....	67
Şekil 4.5. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü	68
Şekil 4.6. Donatı konfigürasyonu ve deney düzeneği	70
Şekil 4.7. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü	71
Şekil 4.8. Doğrusal olmayan modelleme	72
Şekil 4.9. Doğrusal olmayan modellemelerde yanal deformasyon bileşenlerinin fiber modellere entegre edilmesi.....	74
Şekil 4.10. Fiber kesit modelleri	75
Şekil 4.11. Numune 1'in modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri	76
Şekil 4.12. Numune M3'ün modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri	77
Şekil 4.13. RET-35-N1'in modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri	78
Şekil 4.14. XTRACT,Python ve OpenSees programlarından elde edilen moment-eğrilik ilişkileri.....	79
Şekil 4.15. Python programından elde edilen moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri ve doğrusallaştırılmaları.....	80

Şekil 4.16. Yatay yük-kesme deformasyon bileşenleri.....	81
Şekil 4.17. Numune 1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	83
Şekil 4.18. Numune 2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	84
Şekil 4.19. Numune 4 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	85
Şekil 4.20. Numune M1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	87
Şekil 4.21. Numune M3 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	88
Şekil 4.22. Numune M4 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	89
Şekil 4.23. Numune M5 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	90
Şekil 4.24. Numune M6 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	91
Şekil 4.25. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	93
Şekil 4.26. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	93
Şekil 4.27. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	94
Şekil 4.28. RET-35-N2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	95
Şekil 4.29. RET-W35-N2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması.....	96
Şekil 5.1. Analizlerde kullanılan kolon numunelerin kesitleri.....	98
Şekil 5.2. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü.....	101
Şekil 5.3. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi.....	102

Şekil 5.4. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi	104
Şekil 5.5. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi	105
Şekil 5.6. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi	107
Şekil 5.7. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımının etkisi	109
Şekil 5.8. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımının etkisi	110
Şekil 5.9. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının etkisi	112
Şekil 5.10. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının etkisi	113

TABLolar LİSTESİ

Tablo 3.1. Plastik mafsal uzunluklar için ampirik formüller	41
Tablo 4.1. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve eksenel yük seviyesi	66
Tablo 4.2. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri Sezen	66
Tablo 4.3. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve donatı oranı	68
Tablo 4.4. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri ve eksenel yük düzeyi	69
Tablo 4.5. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve eksenel yük seviyesi	69
Tablo 4.6. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri	69
Tablo 4.7. Deney elemanlarının CFRP mekanik özellikleri	70
Tablo 5.1. CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin analizlerinde kullanılan parametre değerleri	99
Tablo 5.2. BM ile güçlendirilmiş numunelerin analizlerinde kullanılan parametre değerleri	100

ÖZET

Anahtar Kelimeler: kesme davranışı, donatı sıyrılması, statik itme analizi, statik çevrimsel analiz, opensees.

Geçmişte yaşanmış depremler incelendiğinde, birçok yapının kolonlarda meydana gelen ciddi hasarlardan kaynaklı göçtüğü görülmüştür. Bu nedenle mevcut yapılarda yetersiz kesme dayanımına ve/veya yetersiz şekil değiştirme kapasitesine sahip olan kolonların güçlendirilmesi gerekmektedir. Güçlendirilmiş elemanların çeşitli yükler altındaki davranışlarını elde etmede en etkili yöntem deneysel çalışmalar olmasına rağmen maliyetlerinin yüksek ve imkanlarının kısıtlı oluşu, gelişen bilgisayar teknolojisi ile sonlu eleman programlarının kullanılmasını güvenilir ve tercih edilir bir seçenek haline getirmiştir. Bu çalışma kapsamında, yetersiz kesme dayanımına sahip olan betonarme kolonların, betonarme manto (BM) ile güçlendirilmiş kolonların ve karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) ile güçlendirilmiş kolonların sonlu eleman modelleri oluşturulmuş ve yatay tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışları incelenmiştir. Doğrusal olmayan analizlerde OpenSees sonlu eleman programından yararlanılmıştır. Betonarme kolonların davranışlarında etkin rol oynayan kesme ve donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyon bileşenleri de modellere entegre edilmiştir. Analiz sonuçları deneysel sonuçlar ile karşılaştırıldığında, doğrusal olmayan modellerin elemanın dayanım, yanal rijitlik, süneklik, çevrimsel rijitlik azalımı ve sıkışma gibi karakteristik davranış özelliklerinde makul başarıyla temsil ettiği gösterilmiştir. Bu modellerden yararlanılarak kesme dayanımı yetersiz ve eksenel yük düzeyi farklı referans numunelerin, BM ile güçlendirilme ve CFRP ile güçlendirme yöntemleri kullanılarak parametrik çalışmaları gerçekleştirilmiştir. BM ile güçlendirmede manto beton dayanımının ve manto etriye aralıklarının etkileri ve CFRP sargılama ile güçlendirmede ise FRP sargısının maksimum çekme dayanımının ve sargı kalınlığının etkileri dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji tüketme miktarları bakımından karşılaştırılarak incelenmiştir. Bu çalışmanın sonucunda, BM ile güçlendirme referans numunesine dayanımda, rijitlikte, şekil değiştirme kapasitesinde ve enerji yutma kapasitesinde belirgin katkılar sağlarken, CFRP sargılama ile güçlendirme ise süneklik ve enerji yutma kapasitelerinin gözle görülür artışlar sağladığı görülmüştür. Ayrıca elemanların yalnız şekil değiştirme kapasitelerinde belirgin artışlar isteniyorsa CFRP ile güçlendirme yöntemi, elemanın sünekliliğinin dışında dayanım, rijitlik ve enerji yutma kapasitelerinde de katkılar istenmesi durumunda BM ile güçlendirme yöntemi daha uygun bir seçenek olduğu anlaşılmıştır.

NONLINEAR ANALYSIS OF COLUMNS WITH INSUFFICIENT SHEAR RESISTANCE STRENGTHENED BY RC JACKETING AND CFRP

SUMMARY

Keywords: shear behavior, reinforcement slip, static pushover analysis, static cyclic analysis, opensees.

It has been experienced during past earthquakes that many buildings collapsed due to serious damages on columns. Therefore, the columns having insufficient shear strength and/or deformation capacity in existing structures should be strengthened. Additionally, although experimental studies are one of the most effective methods to investigate actual behavior of reinforced members under various loads, due to their high cost and requirement of developed infrastructure and skilled human labor, finite element programs are an alternative, reliable and mostly preferred method with an advancing computer technology. In this study, finite element models of reinforced concrete (RC) columns with an insufficient shear strength and strengthened by RC jacketing and carbon fiber reinforced polymer (CFRP) confined RC columns were created and their nonlinear behaviors under horizontal reversed cyclic loading were investigated. OpenSees finite element program was used in nonlinear analyses. Modeling steps were explained, and the constitutive relation of the materials used in the models were presented. The deformation components consisting of shear and reinforcement slip playing an active role in the behavior of reinforced concrete columns were also integrated into the models. According to the analysis results, nonlinear models were highly successful to represent experimental behavior of the tested members in terms of strength, lateral stiffness, ductility, cyclic stiffness degradation, and pinching. By using these models, a parametric study with the reference samples having insufficient shear strength and different axial load levels were performed by using RC jacketing and CFRP confinement strengthening methods. The effects of jacket concrete strength and jacket stirrup spacings in by RC jacketing and the effects of maximum tensile strength and thicknesses of FRP wraps CFRP confinement were compared in terms of strength, rigidity, ductility, and energy dissipation. As a result of the study, while RC jacketing strengthening method significantly increases the strength, stiffness, deformation capacity and energy dissipation capacity of the reference sample, strengthening with CFRP confinement contributes an apparent improvement in ductility and energy dissipation capacities. It is understood that CFRP reinforcement method can be preferred in case where significant increases in the deformation capacities of the elements are desired, while the RC jacketing strengthening method is a more suitable option that it is desired contributions of strength, rigidity and energy absorption capacities in addition to the contribution in the ductility of the element.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

1.1. Problemin Tanımı

Türkiye’de tarih boyunca yaşanan depremler ciddi can ve mal kayıplarına sebebiyet vermiştir. Ülkemiz topraklarında yaşanan depremlerin sıklığı ve neden olduğu can ve mal kayıpları göz önüne alınırsa gerek insanların barınma ihtiyaçlarını karşıladığı konutların, gerekse ekonomik ve sosyal yaşantısı ile ilişkili olan ulaşım, iletişim, altyapı, enerji, sanayi, sağlık gibi sistemler bünyesinde bulunan yapı stoklarımız büyük tehlike altındadır. Ülke nüfusunun %98’i deprem tehlikesi ile karşı karşıyadır. Sanayi kuruluşlarının %98’i deprem bölgesinde olup %73’ü ise aktif fay zonu üzerindedir. Ayrıca özelleştirmeler sonucu sayısı yaklaşık 1344’e ulaşan enerji santrallerinin %43’ü deprem riskinin yüksek olduğu bölgelerdedir. Türkiye’de her yıl 5.0 ile 6.0 büyüklüğü arasında değişen en az bir deprem oluşmaktadır. Yıllık ortalama olarak yaklaşık 1000 kişinin hayatını kaybettiği, 2100 kişinin yaralandığı ve ortalama 7000’den fazla binanın ağır hasar gördüğü ya da yıkıldığı bilinmektedir. Bu bilgilerden de anlaşılacağı üzere depremin ne denli önemli ve üzerinde ciddiyet ile durulması gereken bir olgu olduğu anlaşılmaktadır (AFAD,2018; TMMOB,2011; Altun,2018).

Geçmişte yaşanmış depremler, gelecekte meydana gelebilecek depremlerin habercisi niteliğindedir. Depremler önceden tahmin edilememekte ve günümüz teknolojisi ile tahmin edilmesi durumunda bile önlem alınacak yeterli zaman bulunmamaktadır. Gelecekte meydana gelebilecek depremlerin afetlere dönüşümünün engellenmesi için yapıların deprem kuvvetlerine karşı yeterli dayanıma, sünekliğe, sınırlı yanal ötelenmeye ve yeterli enerji tüketme kapasitelerine sahip olması gerekir. Bu koşulların bir veya birkaçının istenilen düzeyde olmaması ve/veya sağlanmaması durumunda yapılarda hasarlar meydana gelir. Yapılarda oluşan hasarların çoğu beton kalitesinin düşük oluşu, donatı detayı yetersizlikleri (donatı kenetlenme boyunun yetersizliği,

kiriş ve kolon birleşim bölgelerindeki etriye sıklaştırılmasının yapılmaması, etriye uçlarının 90° olması vb.), yanlış projelendirilme, yapıların projelere uygun inşa edilmemesi ve/veya proje uygulaması aşamasında yeterli mühendislik hizmeti almamasından meydana gelmektedir. Bu gibi hasarlar genel olarak mevcut standartlara ve yönetmeliklere uyulmamasından kaynaklanmaktadır (Canbay ve ark., 2008).

Taşıyıcı elemanlarda meydana gelmiş veya gelmesi muhtemel hasarlar yapıyı istenilmeyen durum olan göçme durumuna eriştirebilir. Bu sebepten ötürü deprem riski altında olan mevcut binaların deprem güvenliklerinin değerlendirilmesi için hasar tespiti ve performans değerlendirilmesi yapılmalıdır. Binaların hasar durumlarına göre uygun bakım ve onarım işlemleri yapılmalı ve makul güçlendirme işlemleri uygulanarak öngörülen depremlere karşı yeterli güvenlik düzeyine çıkarılmalıdır. Kolonlar, çerçeve yapı sistemlerinde davranışı belirleyen en kritik taşıyıcı elemanlardır. Geçmişte meydana gelen depremler gözlemlendiğinde, birçok yapının göçmesi, kolonlarda meydana gelen ciddi hasarlardan kaynaklanmaktadır (Acun ve Sucuoğlu, 2011). Bu nedenle mevcut yapılarda yetersiz kesme dayanımına ve yetersiz şekil değiştirme kapasitesine sahip olan kolonların güçlendirilmesi gerekmektedir. Kolonların güçlendirilmesi için birçok yöntem bulunmaktadır. Bu güçlendirme yöntemlerinden başlıca tercih edilenler; betonarme manto (BM), çelik manto ve karbon lifli polimerler (CFRP) ile güçlendirmelerdir. Bu güçlendirmeler, depremlerle meydana gelebilecek can ve mal kaybı riskini önemli ölçüde azaltır.

Mevcut ve güçlendirilmiş betonarme elemanların deprem etkisi altındaki davranışlarını belirlemedeki en etkili yol deneysel çalışmalardır. Deprem esnasında meydana gelen döngüsel yerdeğiştirmelerin yansıtılması amacıyla yapı elemanları tersinir tekrarlı yükler ile test edilmektedir. Ancak laboratuvar ortamında her bir özel durum için deney numunelerinin üretilmesi ve test edilmesi göz önüne alındığında, deney yapmanın hem zaman açısından hem de maliyet açısından elverişli olmayacağı görülmektedir. Gelişen bilgisayar teknolojisi ile yapı veya yapı elemanlarının doğrusal olmayan tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışları gerçeğe yakın olarak tahmin edilebilmektedir. Doğrusal olmayan bu davranışları ifade etmek için yaygın olarak üç

davranış modeli kullanılmaktadır. Bunlar yığılı plastisite modeli ve yayılı plastisite modelleridir.

Yığılı plastisite modeli, kiriş-kolon elemanlarının doğrusal olmayan davranışı elastik davranış sergileyen elemanın uçlarına yerleştirilen doğrusal olmayan yaylar ile sağlanır. Yaylara atanan uygun çevrimsel modeller ile elemanın döngüsel davranışı için mantıklı sonuçlar elde edilebilir. Ancak bu yaklaşımdaki eksiklik, her bir elemanın veya yapının döngüsel modelinin deneysel verilere göre düzenlenmesi gerekmesi ve bu modellerin farklı durumlar için genelleştirilemez olmasıdır. Bunlara ek olarak bu model farklı göçme durumlarını yakalayamayabilir [Kashani, Salami, Goda]. Yayılı plastisite modelinde ise eleman boyunca yayılı elastik olmayan davranışlar modellenmektedir. Elemanın doğrusal olmayan davranışı, her bir kontrol kesiti tarafından davranışa olan katkılarının integrasyonu ile elde edilir. Bu modelin en büyük avantajlarından biri yığılı plastisite modelinin aksine modeldeki malzeme modelleri bir kere düzenlendikten sonra çeşitli durumlara uygulanabilmekte ve bu yüzden özel deney verileri ile kısıtlanmamaktadır. İkinci önemli avantajı ise hesaplamalardaki elastik olmayan davranış için önceden belirlenmiş bir uzunluk tanımının yapılmasına ihtiyaç olmamasıdır. Yayılı plastisite modellerindeki her bir kontrol kesit, tek eksenli davranışlara sahip ayırık küçük parçalardan oluşacak şekilde modellenebilmektedir. Fiber eleman modeli olarak bilinen bu model, deplasman metodu ve kuvvet metodu ile tanımlanabilmektedir [Calabrese, Almeida, Pinho].

Bu tez çalışmasında tersinir tekrarlı yükler altında yapılan analizlerde yayılı plastik davranış modeli kullanılmışken, statik itme analizlerinde ise hem yayılı hem de yığılı plastik davranış modelleri kullanılmıştır. Yayılı plastik davranış modeli için OpenSees yapısal simülasyon programından faydalanılırken, yığılı plastik davranış modeli için ise Python yazılım programı tercih edilmiştir.

1.2. Literatürde Yapılan Çalışmalar

Literatürde BM ile güçlendirilmiş numunelerin ve CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin davranışlarını incelemek amacıyla birçok deneysel ve sayısal çalışma

yapılmıştır. Bu kısımda BM ile güçlendirme ve CFRP ile güçlendirme olarak iki başlık altında toplanmış ve literatürden seçilmiş başlıca deneysel ve sayısal çalışmalar bahsi geçen başlıklar altında sunulmuştur.

1.2.1. Betonarme manto (BM) ile güçlendirme

Ersoy ve arkadaşları (1993), BM ile güçlendirilen kolonların davranışlarını incelemek amacıyla bir dizi testler yapmışlardır. İki seriden oluşan çalışmanın ilk bölümünde BM ile güçlendirilen 2 adet farklı hasar seviyelerindeki kolonlar ve 2 adet hasarsız kolonlar eksenel yük altında davranışları incelenmiş ve referans monolitik numune ile karşılaştırılmıştır. Hasar görmüş ve görmemiş numuneler sırasıyla onarım ve güçlendirme mantosu olarak adlandırılmıştır. Hasar almış ve almamış kolonlar için güçlendirme işlemleri, yük altında ve yük boşattıktan sonra uygulanmıştır. Bu serinin asıl amacı, onarım ve güçlendirme mantoları arasındaki davranış farkını ve yük altında ve yük boşaltılması durumlarında mantolanmasının etkinliğini araştırmaktır. Yükün boşaltılmasından sonra mantolama yapıldığında, onarılan ve güçlendirilen manto numunelerin yük altında onarım ve güçlendirme yapılanlara göre daha iyi davranış sergilediği görülmüştür. Boşaltmadan sonra, güçlendirilen numune monotonik numune kapasitesinin %90-95 ine, onarılan numune ise %80 ine kadar ulaştığı gözlemlenmiştir.

İkinci seride, yük kaldırıldıktan sonra mantolama işlemi yapılmıştır. Sabit eksenel yük altındaki numunelerin bazıları monotonik yatay yük ve bazıları ise tersinen-tekerrarlı yatay yük uygulanarak deneye tabi tutulmuştur. Bu seride monolitik ve mantolanmış kolonların geometrik özellikleri ve donatı konfigürasyonları aynıdır. Güçlendirme işleminde kabuk beton dökülmüş ve manto beton ile mevcut beton arasındaki etkileşim yüzeyi pürüzlendirilmiştir. Güçlendirme manto numunelerin taşıma gücü referans alınmış monolitik numunelerin taşıma gücü ile yaklaşık olarak aynıdır. Onarılmış numunelerin taşıma gücü ise monolitik numunelerinkinin yaklaşık %85-90 civarında olduğu görülmüştür.

Bousias ve arkadaşları (2004a), düz boyuna donatılara sahip ve depreme dayanıklı olarak tasarlanmayan 6 adet betonarme kolonları, püskürtme betonu kullanarak mantolama işlemiyle güçlendirmişlerdir. Güçlendirme işlemlerinde, bütünsel davranışın sağlanması amacıyla kaynaklı U çubukları, kenetlenme donatısı, ara yüzey pürüzlendirmesi, kenetlenme donatısı + ara yüzey pürüzlendirmesi gibi çeşitli yöntemlerden faydalanmışlardır. Numunelerin birinde, hiçbir bağlantı yöntemi kullanılmamış ve ara yüzey iyileştirilmesi uygulanmamıştır. Farklı eksenel kuvvet değerine ve beton dayanımlarına sahip güçlendirilmiş kolonlar, tersinir-tekrarlı yükler altında test edilmiştir. Ara yüzey etkileşimi için yapılan işlemlerin, mevcut beton ile manto beton arasındaki kuvvet aktarımına arttırdığı görülmüştür. Kenetlenme donatısı veya kaynaklı U çubuklar kullanılarak mantolanan kolonun akma anındaki sekant rijitlikleri, ara yüzeyin pürüzlendirilmesi ile oluşturulan sekant rijitliğinde daha az geldiği görülmüştür. Ayrıca kenetlenme donatısı ve ara yüzey pürüzlendirilmesi birlikte uygulandığında, her birinin ayrı ayrı deformasyon kapasitelerine olan faydalı etkisinin kaybolduğu görülmektedir. Elde edilen ve literatürde bulunan farklı bağlantı yöntemleri ve ara yüz pürüzlendirmesi uygulanarak mantolama işlemi yapılan deney sonuçları için basit kurallar geliştirilmiş ve tekrarlı yüklemeler altında akma momenti, akma anındaki deplasman ve nihai deplasman hesabı için sayısal formüller önerilmiştir.

Can (1995) bu çalışma kapsamında iki, üç ve dört yüzü mantolanmış kolonların eksenel yük altındaki dayanım ve davranışlarını incelemiştir. Mantolama işlemi yüksüz durumda iken yapılmıştır. Mantolama işlemi sırasında mevcut kolonun kabuk betonu dökülmüş ve manto etriyeleri kolonun saracak şekilde yerleştirilmiştir. Ayrıca mevcut kolonun boyuna donatıları Z-şekilli çubuklar ile manto boyuna donatılarına kaynaklanmıştır. Bahsi geçen sargılanma biçimleri kendi içlerinde yalın, monolitik, onarılmış ve güçlendirilmiş deney elemanları olmak üzere 4 gruba ayrılmış ve bunların ayrı ayrı katkıları gözlemlenmiştir. Ayrıca farklı beton modelleri kullanılarak dört yüzü mantolanmış kolonların analitik hesabı da yapılmıştır. Çalışmanın değerlendirme aşaması dayanım, rijitlik, süneklilik ve enerji tüketme kapasitesi gibi temel değişkenler dikkate alınmış ve her bir sargılama biçiminin bahsi geçen özellikleri yalın kolona göre daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Dört tarafı mantolanmış kolonların, dayanım ve

enerji tüketme kapasitelerine bakıldığında, diğer güçlendirmelere göre daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Mantolama etkinliğinin sağlanması için eğer yük mevcut ise yükün boşaltılması, deformasyon varsa ise deformasyonların geri alınmasıyla mantolama işleminin yapılması önerilmektedir.

Chang ve arkadaşları (2014), bu çalışmada eski tasarım standartlarına göre üretilen kolonlardan, iki adetini betonarme manto diğer ikisini ise kanat duvarları ile güçlendirmişlerdir. Bu numuneler ile bir adet orijinal betonarme kolon numunesi sabit eksenel yük ve tersinir çevrimsel yükler altındaki davranışlarını incelemişlerdir. Her bir güçlendirme tekniği için tam ölçekli numuneler üretilmek üzere iki farklı yapısal detay seçilmiştir. Betonarme manto ve kanat duvarları yerleştirilerek güçlendirilen numuneler mevcut kolonun rijitlik ve dayanımını etkili bir şekilde arttırdığı saptanmıştır. Enerji kaybının iyileştirilmesinde ve sünekliliğin artmasında betonarme mantolamanın kanat duvarlar ile güçlendirilmesine göre daha iyi sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Bunun sebebi betonarme manto ile güçlendirilen numune eğilme etkisi altında göçmeye ulaşırken, kanat duvarlar ile güçlendirilen kolonlarda kesme göçmesi görülmüştür.

Thermou ve arkadaşları (2014), BM ile güçlendirilmiş eski kodlara göre tasarlanan kolonların monotonik ve tersinir tekrarlı yükler altında eğilme davranışını belirlemek amacıyla analitik bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada manto ile mevcut kolon arasındaki ara yüzeyde meydana gelen sıyrılma davranışını, agregalar arasındaki kenetlenme, sürtünme ve ankraj uygulanması gibi etkenlerin dikkate alınarak modele tanımlanmıştır. Önerilen analitik modelin analiz aşamaları adım adım bahsedilmiş ve davranışı belirlemedeki başarısını test etmek için deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Modelin, güçlendirilmiş kolonlardaki eğilme-eğrilik iskelet eğrisine yakın davranış göstermiştir. Fakat ara yüzde meydana gelen sıyrılma etkisi hesaba katıldığında ise her döngüde tüketilen enerji miktarı az ve konservatif kalmıştır.

Minafo ve arkadaşları (2016), BM ile güçlendirilen mevcut betonarme kare kolonların eğilme dayanımlarını ve sünekliliklerini hesaplamak için basitleştirilmiş bir yaklaşım önermişlerdir. Önerilen yaklaşımda sargı etkisini içeren gerilme bloğu

parametrelerinin kalibrasyonuna bağlıdır. Gerilme bloğu parametrelerine bağlı olarak malzeme modelleri önerilmiştir. Oluşturulan modelde boyuna donatıların burkulma etkisi de dikkate alınmıştır. Basit hesaplamalar ile elde edilen moment-eğrilik değerleri, OpenSees programı ile gerçekleştirilen analizler ile kıyaslanmış ve başarılılığı test edilmiştir.

Çağlar ve arkadaşları (2019), mevcut kolonun malzeme özelliklerinin BM ile güçlendirilmiş kolon davranışına etkisini incelemek amacıyla sayısal bir çalışma yapmışlardır. Geliştirdikleri iki adet doğrusal olmayan modelin güvenilirliği, literatürden aldıkları bir deneysel çalışma ile doğrulanmıştır. Bu modeller yardımıyla betonarme mantolu kolonların eğilme moment-eğrilik ve eksenel yük-eğilme momenti ilişkilerinin irdelenmesinde, eksenel yük seviyesi ve mevcut kolonun malzeme dayanımı gibi parametreler göz önüne alınmıştır. Yapılan çalışma sonucunda, mevcut kolonun malzeme dayanımının düşük eksenel yük seviyelerinde etkili olmadığı, ancak güçlendirilmiş elemanın dayanımını artırdığı gözlemlenmiştir. Bunlara ek olarak mevcut kolonun malzeme dayanımının yüksek eksenel yük seviyelerinde güçlendirilmiş elemanın sünekliliğini azalttığı görülmüştür.

Soydan ve Özkaynak (2019), betonarme mantolama yönteminin prefabrike yapıların deprem performansındaki rolünü sayısal olarak incelemişlerdir. İlk bölümde, betonarme mantolu ve mantosuz kolonların nümerik modellemeleri oluşturulmuş ve literatürdeki bir çalışmadan alınan deneylerin yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile kıyaslanmıştır. Güvenirliği onaylanan nümerik modeller, üç boyutlu sanayi tipi mevcut bir yapı sisteminin doğrusal olmayan dinamik analizinde kullanılmıştır. Sayısal çalışmadan elde edilen verilere göre, güçlendirilen prefabrik yapının ortalama en büyük ve en küçük görelî kat ötelemelerinde azalmalar görülmüştür. Bu değerler %54 ile %72 arasında değişkenlik göstermiştir. Ayrıca mevcut yapıda seçilen kolonlar birim şekildeğiştirme yönünden değerlendirilmiştir. Buna göre güvenlik sınırında olan bir kolonun kesit performansı betonarme mantolama sayesinde minimum hasar sınırının altına çekildiği gözlemlenmiştir.

1.2.2. Karbon lif takviyeli polimer (CFRP) ile güçlendirme

Iacobucci ve arkadaşları (2003) yaptıkları çalışmada sargı donatısının yetersiz olduğu betonarme kare kolonların CFRP ve cam lifli polimer (GFRP) kullanılarak güçlendirmesinin veya onarılmasının olası etkilerini araştırmışlardır. Test edilen 10 adet kolonun 3 tanesi referans ve diğer 7'si ise güçlendirilmiş numunelerdir. Bu çalışmada mafsal bölgesindeki CFRP katman sayısı, mevcut kolonun hasar durumu ve eksenel yük seviye gibi değişkenler üzerinde durulmuştur. Kolonların CFRP ile güçlendirilmesi yüksüz durumda yapılmıştır. Onarma işlemi, donatının aktığı ve betonun döküldüğü esnada yatay yükleme durdurularak eksenel yük altında gerçekleştirilmiştir. CFRP sargı ile güçlendirilen numunelerde, önceden belirli düzeyde hasar gören elemanlar da bulunmaktadır. Deney sonuçlarına bakıldığında, CFRP ile sargılanmış kolonlarda istenilen dayanım ve süneklik seviyelerinde artışlar sağlanmıştır. CFRP sargı katmanındaki artışla birlikte enerji tüketme kapasitesinde artışların olduğu belirlenmiştir. Önceden hasar gören kolonlar, belirli bir hasar seviyesine kadarki artışlarda CFRP katman sayısının da artırılması gerektiği belirtilmiştir. Eksenel kuvvet artmasıyla CFRP sargısının etkinliğinde artışlar meydana gelmiştir.

Bousias ve arkadaşları (2004b), donatı korozyonuna uğramış dikdörtgen betonarme kolonun güçlendirilmesiyle etkinliği araştırılmıştır. Deney için 20 adet numune hazırlanmıştır. Kesit boyutları 250 x 500 mm olan numunelerde, 4φ18 boyuna donatı ve 8 mm çapında enine donatı kullanılmıştır. Numunelerin yarısında, korozyonun sağlaması amacıyla 3.5 ay boyunca tuzlu suda bekletilmiştir. Kolonların güçlendirilmesinde hem CFRP hem de GFRP sargılar kullanılmıştır. Numunelerin test edileceği doğrultular güçlü ve zayıf doğrultular olarak adlandırılıp, bu doğrultular boyunca deplasmana kontrollü yüke maruz bırakılmıştır. Güçlü ve zayıf yönlerde birer adet kontrol numunesi alınmış ve diğer tüm numuneler FRP sargılar ile sarılmıştır. Tüm numuneler eğilme kontrolü ile göçme durumuna erişmiştir. FRP sargılamanın deformasyon kapasitesini arttırdığı gözlemlenmiştir. FRP sargı sayısının ikiden beşe çıkarılmasının deformasyon kapasitesini ve dayanımını önemli ölçüde arttırmadığı görülmüştür. FRP sargılamanın güçlü doğrultu boyunca daha etkin bir şekilde davranış

göstermiştir. FRP sargının kopmasıyla göçme durumuna erişen kolonların güçlü doğrultuları boyunca test edilen numunelerin deformasyon kapasitesi %90 artarken, zayıf doğrultusu boyunca test edilene numunelerde ise bu artış %50 civarında gerçekleşmiştir.

Harries ve arkadaşları (2006) bindirme bölgesinde gevrek olarak göçmenin oluşacağı şekilde tasarlanan biri referans ve üçü güçlendirilmiş tam ölçekli betonarme kolon numuneleri, sabit aksenal yük ve tekrarlı yatay yükler altında test edilmişlerdir. Güçlendirme işlemleri CFRP sargı ile kolonların bindirme bölgelerini ve bindirme bölgelerinden biraz daha dışını kapsayacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarına bakıldığında güçlendirilen kolonların aksenal yük taşıma kapasitende artışlar olmuştur. Sargılama ile boyuna donatılardaki sıyrılmaların ve etriyelerden meydana gelen gerilmeleri azaltarak betondaki meydana gelen çatlakların betonun çekirdek kısmına doğru yayılmaların önlemede katkı sağladığı gözlemlenmiştir. Bu da güçlendirilen kolonların süneklik kapasitesini arttırmaktadır. Ancak deplasman süneklik kapasitesindeki artış donatının bindirme bölgelerindeki sıyrılmalarından dolayı sınırlı kalmıştır. Ayrıca süneklik kapasitesinde artış olmasına rağmen dayanım veya yatay rijitliğinde önemli bir artış olmamıştır.

Ozcan ve arkadaşları (2010), yetersiz sargılama etkisine ve düşük beton dayanımına sahip dikdörtgen betonarme kolonlar üzerinde bir çalışma yapmıştır. Çeşitli düzenlemeler ile karbon fiber ankraj dübeli ile tutturulmuş olan bu kolonların etrafı FRP ile sarılarak güçlendirilme işlemine tabi tutulmuştur. Sabit aksenal yük altında, tek eksenli eğilmeye maruz kalan beş adet kolon numunesi test edilmiştir. Bu kolonlardan biri referans numunesi olup, farklı düzende ankraj dübel kullanıldığı geri kalan numuneler ise plastik mafsal bölgesini sargılayacak şekilde CFRP ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilen kolonların, referans kolona göre üç katı kadar deplasman yapabildiği görülmüştür. Ankraj miktarının artması ile sargı etkisi de artmakta ve böylelikle kolonların nihai ötelenme oranında ciddi artışlar meydana gelmiştir.

Wang ve arkadaşları (2012), kesit boyutu, çelik sargı donatısının hacimsel oranı, CFRP sargı adeti, yükleme koşulları ve hasar seviyeleri gibi değişken parametrelerin etkinliklerini gözlemek amacıyla 34 adet CFRP ile sargılanmış büyük ölçek kolon numuneler hazırlamışlardır. 305x305 mm ve 204x204 mm boyutlarına sahip deney numuneleri, kesit boyutlarına göre iki seriden oluşmaktadır. Ayrıca bu iki seride kullanılan donatı konfigürasyonları birbirlerinden farklıdır. Deney sonuçlarına göre, kolonlarda sargı etkisini gösteren CFRP'lerin aksenal birim şekildeğiştirme kapasitesini arttırmasına karşın aksenal gerilme kapasitesinde çok az bir artış olmuştur. Genel olarak numuneler maksimum dayanımlarına ulaştıktan sonra dayanımlarında azalma eğilimi gösterdiği görülmüştür. Çelik sargı donatılarının, numunelerin nihai birim şekildeğiştirmesinde, histeretik yüklemelerdeki geri boşaltma zarflarında ve plastik şekildeğiştirmelerde ciddi katkılar sağladığı belirlenmiştir.

Ouyang ve arkadaşları (2016), yetersiz sargı etkisine sahip betonarme kare kolonların sismik performansına katkısını irdelemek için CFRP ve BFRP (bazalt fiber takviyeli polimer) sargılar kullanmışlardır. 300 x 300 mm kesite sahip kolonların biri güçlendirilmemiş ve 5 adet de güçlendirilmiş (ikisi 2 ve 3 katman CFRP sargı, ikisi 2 ve 3 katman BFRP ve diğeri ise 1 katman CFRP sargı + 1 katman CFRP sargı kullanılarak) olmak üzere toplam 6 adet deney numunesi sabit aksenal yük altında yatay tersinir tekrarlı yüklere maruz bırakılmıştır. Deney sonuçlarında, yetersiz sargı donatısına sahip güçlendirmemiş kolon elemanında donatının akmasıyla beraber yük taşıma kapasitesinde yaşanan hızlı düşüş, kolonun gevrek olarak göçme durumuna ulaşmasına sebebiyet vermiştir. Fiber takviyeli polimerler ile güçlendirilen kolonlarda, kabuk betonunda dökülmesinin önemli ölçüde azalttığı ve güçlendirilmemiş kolona göre deplasman sünekliliği yaklaşık %72-112 civarında arttığı gözlemlenmiştir. Güçlendirilmiş kolonların enerji yutma kapasitelerinin, güçlendirilmemiş kolonunkine göre daha yüksek olduğu belirtilmiştir. Sargı katman sayısından bağımsız olarak, tekrarlı yükler altındaki kolonda, donatının akmasından sonra rijitlikteki azalma daha düşük seviyede gerçekleşmektedir.

Ozcan ve arkadaşları (2010) tarafından yapılan çalışmada beton dayanımı düşük ve yetersiz sargı donatısına sahip betonarme kare kolonlar, CFRP sargı ve karbon fiber

ankraj dübel kullanılarak güçlendirilmiştir. Güçlendirme işlemleri yük altında ve yük boşaltma durumlarında gerçekleştirilmiştir. Numunelerin biri güçlendirilmemiş, iki adeti bir katman ve diğer ikisi ise iki katman CFRP ile sargılanmış olan toplam beş adet deney numuneleri sabit aksenal yük ve tersinir tekrarlı yükler altında test edilmiştir. Ayrıca numuneler için plastik mafsal kabulüne dayanan analitik modeller oluşturulmuş ve deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analitik modellerde doğrusal olmayan davranışı doğru bir şekilde yansıtabilmek amacıyla CFRP sargının kuşatma ve boyuna donatı sıyrılma etkileri dikkate alınmıştır. Analitik modellerde kullanılan malzeme modelleri, sıyrılma etkisi ve diğer analiz aşamaları ayrıntılı bir şekilde açıklanmıştır.

Ghatte ve arkadaşları (2018), tam ölçekli ve en-boy oranı 2 olan standart altı dikdörtgen kolonları, CFRP sargısı ile güçlendirmişlerdir. Güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş numuneler sabit aksenal yük ve tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışları deneysel ve analitik olarak incelemiştir. Deney sonuçlarına bakıldıklarında, standart altı olan bu kolonlarda bile CFRP sargısının açık bir şekilde sünekliliğe ve enerji tüketme kapasitene katkısı olduğu saptanmıştır. Deney numunelerinin sonuçları ACI 440.2R-17 (Amerikan Beton Enstitüsü, 2017), TDBY (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2007) ve Eurocode 8 Part 3 (CEN 2005) yönetmelikleri ile kıyaslanmıştır. Ayrıca deney numunelerinin doğrusal olmayan histeretik davranışları SeismoStruct programında yardımıyla simüle edilmiştir.

İlki ve arkadaşları (2005), literatürden alınan mevcut FRP ile sargılanmış betonun gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkileri kullanılarak FRP ile sargılı kolonların moment-eğrilik analizleri yapılmıştır. Analizlerde FRP sargı ve enine donatı arasındaki etkileşim ve boyuna donatıların pekleşme özelliği dikkate alınmaktadır. Farklı çalışmalardan alınan birkaç deney örneğinin moment-eğrilik ilişkileri, geliştirilen analitik yöntemler ile hesaplanmıştır. Deneysel veriler ile karşılaştırılarak başarıllığı onaylanmış olan analitik yöntemler, farklı değişkenlerin eğilme davranışı üzerindeki etkilerini araştırmak için parametrik çalışmalarda kullanılmıştır. Bu değişkenler aksenal yük düzeyi, FRP sargı kalınlığı, kesit şekli, köşe yarıçapı ve sargısız betonun basınç dayanımıdır.

İlki ve arkadaşları (2018), bu çalışmada FRP sargılar ile güçlendirilmiş kolonların, özellikle yapı sünekliğindeki etkisini araştırmışlardır. Ayrıca çeşitli yönetmeliklerde FRP sargı kullanılarak gerçekleştirilen sismik güçlendirme yöntemleri hakkında kısa bir bilgilendirme sunulmuştur. Tasarım geometrisi, malzeme özelliği ve sismik eksiklikleri aynı olan iki adet tam ölçekli üç katlı betonarme binalardan biri FRP sargı ile güçlendirilmiştir. Bu iki binaya hidrolik aktüatörler ile eş zamanlı yatay yüklemeler gerçekleştirilerek deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Güçlendirilmemiş referans bina, birinci kat görelî öteleme oranı %1 oranını geçince aniden göçerken, güçlendirilmiş bina ise göçme mekanizmasına ulaşmadan yaklaşık %15 oranında yanal öteleme yapmıştır. Bunlara ek olarak farklı yönetmeliklerde önerilen FRP sargılı beton modelleri kullanılarak doğrusal olmayan analizleri yapılmış ve deneysel davranışlar ile karşılaştırılmıştır.

1.3. Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu tez çalışmasının amacı; hasar almamış yetersiz kesme dayanımına veya yetersiz şekildeğiştirme kapasitesine sahip olan betonarme kolonların yalın, BM ile güçlendirilmiş ve CFRP ile güçlendirilmiş durumlar için modeller oluşturmak ve yatay tersinir tekrarlı yükler altındaki doğrusal olmayan davranışlarını incelemektir.

Bu amaçla kesme dayanımı yetersiz kolonların ve güçlendirilmiş kolonların tersinir tekrarlı yükler altındaki davranışları 2 aşamalı bir çalışma ile incelenmiştir. Birinci aşamada, kesme dayanımı yetersiz kolonlar ve güçlendirilmiş kolonlar için literatürden deneysel çalışmalar seçilmiş ve bu deneysel çalışmalardaki numunelerin doğrusal olmayan modelleri OpenSees yapısal simülasyon programıyla oluşturulmuştur. Doğrusal olmayan modellerde eğilmeden, kesmeden ve donatı sıyrılmamasından kaynaklanan deformasyon bileşenleri de dikkate alınmıştır. Yayılı plastisite modeli kullanılarak gerçekleştirilen analizlerin sonuçları deneysel sonuçları ile karşılaştırılmış ve modellerin deneysel çalışmalardaki eleman davranışlarının simülasyonlarında yeterince başarılı oldukları gösterilmiştir. İkinci aşamada ise doğruluğu ve davranışsal performansı yeterli görülmüş modeller güçlendirilmiş betonarme elemanların çeşitli parametreleri göz önüne alınmasıyla gerçekleştirilen

sayısal çalışmalarda kullanılmıştır. Analiz sonuçlarıyla elemanların dayanım, rijitlik, süneklik oranı ve enerji tüketme miktarları karşılaştırılarak yorumlanmıştır. Bunlara ek olarak elemanların OpenSees programında yayılı plastisite modeli ve Python programında yığılı plastisite modeli kullanılarak statik itme analizleri yapılmış ve analiz sonuçları birbirleri ile karşılaştırılarak ekte sunulmuştur.

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizler hasar almamış kare ve dikdörtgen kolonların yalın ve güçlendirilmiş durumları için geçerlidir. Bunların dışında kalan dairesel kesite sahip olan kolonlar, diğer yapı elemanları (kiriş, perde vb.) ve hasar almış yapı elemanları (kolon, kiriş, perde vb.) bu çalışma kapsamında değildir.

1.4. Tezin Organizasyonu

Bu tez çalışması 6 bölümden oluşmakla birlikte her bir bölümüne ait içerik aşağıda sıralanmıştır.

Bölüm 1’de; tez kapsamında incelenen çalışmanın tanımı yapılmış ve öneminden bahsedilmiştir. BM ile güçlendirilen kolonlar ve CFRP ile güçlendirilen kolonlar hakkında deneysel ve analitik çalışmalar hakkında kısaca bir literatür özeti verilmiştir. Bunlarla birlikte tezin amacı, kapsamı ve tezin organizasyonu da bu bölümde anlatılmıştır.

Bölüm 2’de; doğrusal olmayan davranış, kullanılan sonlu eleman programı ve özellikleri, betonarme kesitlerdeki moment-eğrilik ilişkisi, çevrimsel davranış ve modelleri, iskelet eğrisinin özellikleri ve tanımlanması ve elemanlardaki doğrusal olmayan davranışların modellenmesinde yaygın olarak kullanılan eleman modelleri hakkında bilgiler verilmiştir. Bunlara ek yayılı plastisite modelindeki deplasman tabanlı ve kuvvet tabanlı yaklaşımlar hakkından kısaca bahsedilmiştir.

Bölüm 3’te; betonarme kolonlardaki deformasyon bileşenlerine ve bu deformasyon bileşenleri için kullanılan yöntemlere değinilmiştir. Plastik mafsal modeli için

kullanılan eğilme-deformasyon ilişkisinden bahsedilmiştir. Bunlara ek olarak kesme dayanımı yetersiz ve güçlendirilmiş elemanlarda kullanılan malzeme modelleri ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Bölüm 4'te; literatürden alınan yetersiz kesme dayanımına sahip numunelerin, BM ile güçlendirilmiş numunelerin ve CFRP sargılaması ile güçlendirilen numunelerin deneysel çalışmaları tanıtılmış, sonlu eleman modellerinin oluşturulması aşamalarından bahsedilmiş ve bahsi geçen deney numunelerinin statik çevrimsel yükler altındaki doğrusal olmayan analizleri yapılarak deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Bölüm 5'te; doğruluğu ve davranışsal performansı kanıtlanmış doğrusal olmayan modeller kullanılarak yetersiz kesme dayanımına sahip kolonlar, çeşitli parametreler göz önüne alınarak BM ve CFRP sargılaması ile güçlendirilmiştir. Tersinir tekrarlı yükler altındaki doğrusal olmayan davranışları zarf eğrileri kullanılarak karşılaştırılmış ve elde edilen bulgular ayrıntılı olarak tartışılmıştır.

Bölüm 6'da; bu tez kapsamında gerçekleştirilen analitik ve parametrik çalışmalar sonucunda elde edilen sonuçlar ve bulgular neticesinde genel bir değerlendirme yapılmıştır. Gelecekte yapılabilecek çalışmalar hakkında önerilerde bulunulmuştur.

BÖLÜM 2. DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME

2.1. Giriş

Kuvvetli yer hareketlerinde yapıların doğrusal olmayan davranışını belirlemek oldukça karmaşıktır. Bir yapının davranışını gerçekçi bir şekilde tahmin edebilmek için yapı elemanlarının ve birbirleriyle olan etkileşiminin iyi bilinmesi gerekmektedir. Yapı elemanlarının kuvvet-yerdeğiştirme ilişkilerini belirlemek amacıyla 1960'lı yıllardan bu yana yüzlerce deney yapılmıştır. Bu deneylerde yapıda deprem esnasında meydana gelen döngüsel yerdeğiştirmelerin yansıtılması amacıyla tekil yapı elemanları, bileşik yapı elemanları, küçük ölçekli yapı elemanları ve gerçek boyutlu küçük yapı elemanları tersinir tekrarlı yükler ile test edilmiştir. Deney sonuçlarından bu tür yükler ile meydana gelen davranışın doğrusal olmaması, yapı malzemesinden ve yapı sisteminden kaynaklandığı sonucuna varılmıştır (Chopra, 2015).

Bir yapının, bir elemanın veya bir eleman kesitinin dış yükler altında iç kuvvetlerinin ve şekil değiştirmelerinin hesabı için herhangi bir mekanik problemin çözümünden farklı olmayacak şekilde;

- Denge koşullarının
- Geometrik uygunluk (süreklilik) koşullarının ve
- Malzemenin cinsine ve karakteristik özelliklerine bağlı gerilme-birim şekildeğiştirme bağıntılarını ifade eden bünye denklemlerinin aynı ayna sağlanması gerekir (Ersoy ve Özcebe, 2008b).

Eksenel yükün, eğilmenin veya eksenel yük ve eğilmenin birlikte etkideği betonarme yapısal elemanlarda doğrusal olmayan betonun davranışı (betonun çatlaması, ezilmesi ve dökülmesi), beton ile donatı arasındaki kenetlenme, çekme donatısının akması ve

sıyırılması, basınç donatısının akması ve burkulması, agrega kenetlenmesindeki azalma vb. gibi birçok faktör de dikkate alındığında elemanların analizi oldukça güçtür. Bunlara ek olarak tersinir tekrarlı yükler de dikkate alınırsa, elemandaki dayanım azalması, rijitlik azalması, enerji tüketimi ve çevrim sıkışması gibi büyüklükler çözümü daha da karmaşık ve zor hale getirmektedir.

Bu etkilerin birlikte değerlendirilmesi için doğrusal olmayan yapısal modellere ek olarak büyük yerdeğiştirme teorilerine ve aşırı yükleme altındaki yapısal tepkileri yansıtılabilmek için sağlam çözüm algoritmalarına ihtiyaç vardır. Geleneksel kodlar hesaplama açısından yeterli olsa da sistemin genişlemesi anlamında kısıtlamaları vardır. Örneğin, denge denklemlerinin çözümü veya farklı analiz türlerinin geliştirilmesi için değişken zaman entegrasyonları ve kök bulma algoritmaları gerekmektedir (McKenna ve ark., 2008). Betonarme elemanın davranışını etkileyen parametrelerin doğru bir şekilde modellenip, güçlü çözüm algoritmalar yardımıyla doğrusal olmayan analizlerinin yapılması için güvenilir bir sonlu eleman programına ihtiyaç vardır. Yalın ve güçlendirilmiş deney numunelerinin statik tersinir-tekarlı yük altındaki davranışları için OpenSees yapısal simülasyon programı kullanılmıştır.

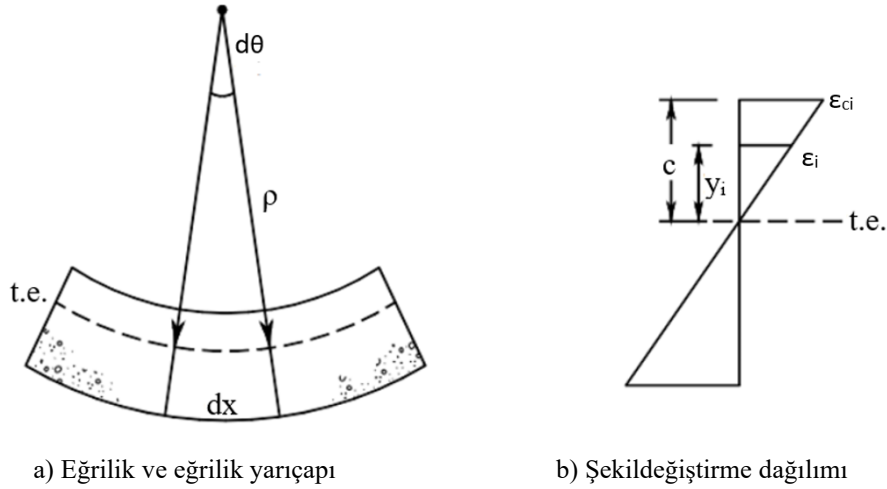
OpenSees, farklı yükler etkisi altındaki yapı ve geoteknik sistemlerin davranış ve performanslarını anlamak için sayısal modeller oluşturup simülasyonlarının gerçekleştirildiği açık kaynaklı sonlu eleman programıdır. Çeşitli malzeme modellerini, elemanları ve analiz komutlarını bünyesinde bulunduran kütüphanesi sayesinde doğrusal olmayan yapı ve geoteknik sistemlerin simüle edebilmesi programı güçlü bir araç haline getirmiştir. Ayrıca kütüphanesinde mevcut olan kodlar düzenlenerek geliştirildiği gibi bunlardan bağımsız olarak yeni malzeme modelleri ve elemanlar geliştirilebilmektedir. Çeşitli algoritma ve çözüm işlemlerinin kullanılabilirliği sayesinde sistem, eleman ve kesit bazında oluşturulan her bir model, karmaşık doğrusal olmayan problemlere statik ve dinamik çözümleme olanağı sunmaktadır (Fedak, 2012; Mazzoni ve ark.,2006).

Bu bölümde doğrusal olmayan davranış ve analizlerde kullanılan doğrusal olmayan modeller hakkında bilgiler verilmiştir. Öncelikle eğilme veya bileşik eğilme altında

zorlanan yapı eleman davranışının kavranabilmesi için moment-eğrilik ilişkisinden bahsedilmiştir. Daha sonra, yapı ve yapı elemanları için kullanılan temel çevrimsel modellerden ve çevrimsel modellerin sınırlarını tanımlayan iskelet eğrileri hakkında bilgiler verilmiştir. Son kısımda ise elemanların doğrusal olmayan davranış modellerine değinilmiştir.

2.2. Moment-Eğrilik İlişkisi

Betonarme yapıların ve/veya yapı elemanlarının davranışlarının analitik olarak tespit edilmesi için öncelikle kesit davranışının iyi bilinmesi gerekmektedir. Basit eğilme veya bileşik eğilme etkisinde zorlanan betonarme kesitin gerçekçi davranışı, geometrisine ve malzeme özelliklerine bağlı olarak hesaplanan moment-eğrilik ilişkisi ile elde edilmektedir. Bu ilişkiler denge koşullarının, uygunluk koşullarının ve bünye denklemlerinin birarada sağlanması ile mümkündür (Ersoy ve Özcebe, 2008b).

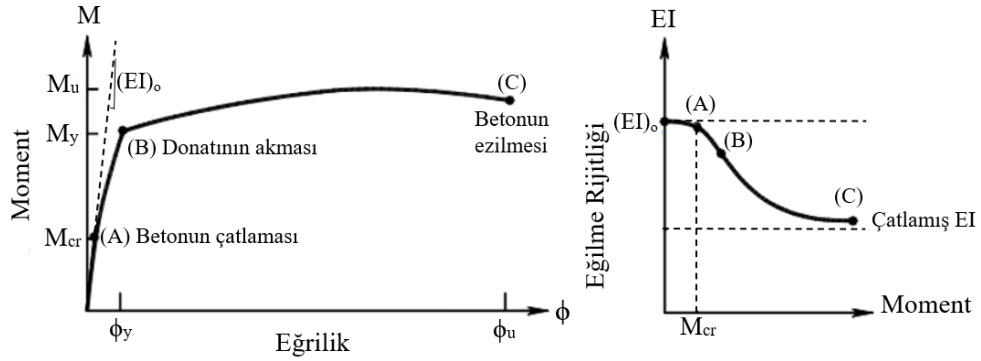


Şekil 2.1. Eğrilik ve şekil değiştirme dağılımı (Darılmaz, 2019)

Eğrilik, kesitteki şekil değiştirmeyi belirten birim dönme açısıdır. Şekil 2.1.'de gösterilen eğrilik, iki komşu nokta arasındaki dönme açısı farkından veya doğrudan kesitteki birim deformasyonlardan yararlanılarak şu şekilde hesaplanabilir:

$$\phi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_i}{y_i} = \frac{\epsilon_{ci}}{c} \quad (2.1)$$

Burada θ kesit dönmesini, y yerdeğiştirmeyi, ρ eğrilik yarıçapını, ε_{ci} en dış beton lifteki birim kısalmasını, c tarafsız eksen derinliğini ve ε_i tarafız eksenden y_i mesafesi uzaklığındaki lifteki birim kısalmasını ifade etmektedir.

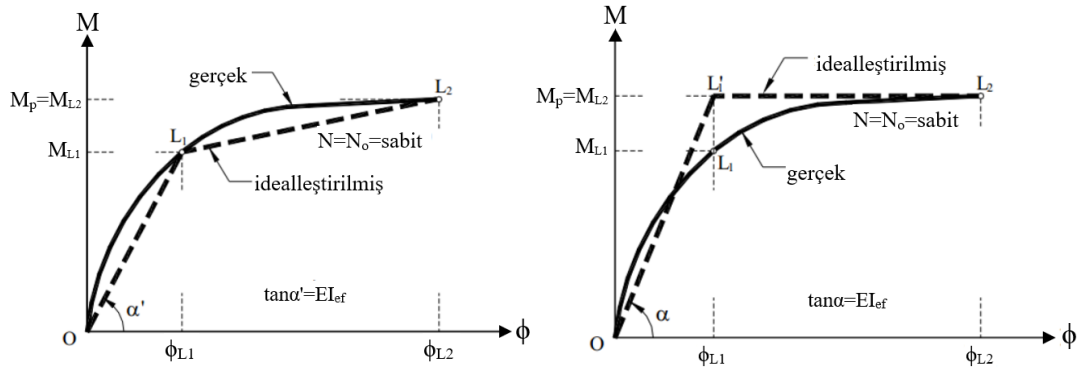


Şekil 2.2. Betonarme kesitte moment-eğrilik ve eğilme rijitliği-moment ilişkisi (Darılmaz ,2019)

Bir eleman kesitinin moment-eğrilik ilişkisi kısaca şu şekilde elde edilmektedir. Öncelikle kesit sınırlı sayıda beton ve çelik liflere ayrılır ve bu liflerin her biri için tek eksenli doğrusal olmayan malzeme modelleriyle tanımlanır. Kesitin en dış lifinde bulunan betonun birim kısalması için ε_{ci} değerinde bir varsayım yapılır. Sonra tarafsız eksen derinliği için de bir varsayım yapılır. Bu varsayımlar ile kesit üzerinde bulunan her bir lifin birim şekil değiştirme değerleri Bernoulli'nin "Eğilmeden önce düzlem olan kesitler, eğilmeden sonra da düzlem kalırlar" hipotezi dikkate alınarak hesaplanır ve bu değerler ile her bir lifin gerilmesi elde edilir. Liflere etkiyen basınç veya çekme gerilmeleri liflerin alanları üzerinde basınç veya çekme kuvvetleri oluşturur. Tüm liflerden elde edilen basınç ve çekme kuvvetleri (eksenel yük olması durumunda eksenel yükler de dahil edilerek), belirli bir limit değerinin altında birbirlerini dengelemesi amaçlanmaktadır. Eğer bu dengeleme sağlanmıyorsa tarafsız eksen derinliği iç kuvvetler dengelenene kadar yeni değerler alır. Eğer iç kuvvetler dengelenmişse yapılan varsayımlar geçerlidir. Bu varsayımlardan eğrilik değeri ve her bir lifin ağırlık merkezinden tarafsız eksene göre momentleri alınarak eğilme moment değeri elde edilir. Bir sonraki moment ve eğrilik değeri için en dış beton lifin birim kısalma değeri artırılarak işlemler tekrardan yenilenir. İç kuvvetlerin dengelenmesi sonucu elde edilen tüm moment ve eğrilik değerleri bir eğri halinde çizilir. Şekil

2.2.'de örnek olarak bir moment-eğrilik ilişkisi ve eğilme rijitliği- moment ilişkisi verilmiştir.

Yapıların davranışlarının incelenmesi amacıyla gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerde, genellikle moment-eğrilik ilişkileri belirli düzenlemeler ile idealleştirilmektedir. Bu idealleştirmelere tipik iki örnek Şekil 2.3.'te sunulmuştur. Bu şekilde, L_1 plastik şekil değiştirmenin başlangıcını ve L_2 kesitin taşıma gücüne ulaştığı durumları ifade eder (Özer, 2009). Bu idealleştirmeler yapı veya yapı elemanlarında statik itme analizlerinde veya idealize edilmiş eğriler belirli çevrimsel kurallar ile tanımlanarak çevrimsel analizlerde kullanılmaktadır.

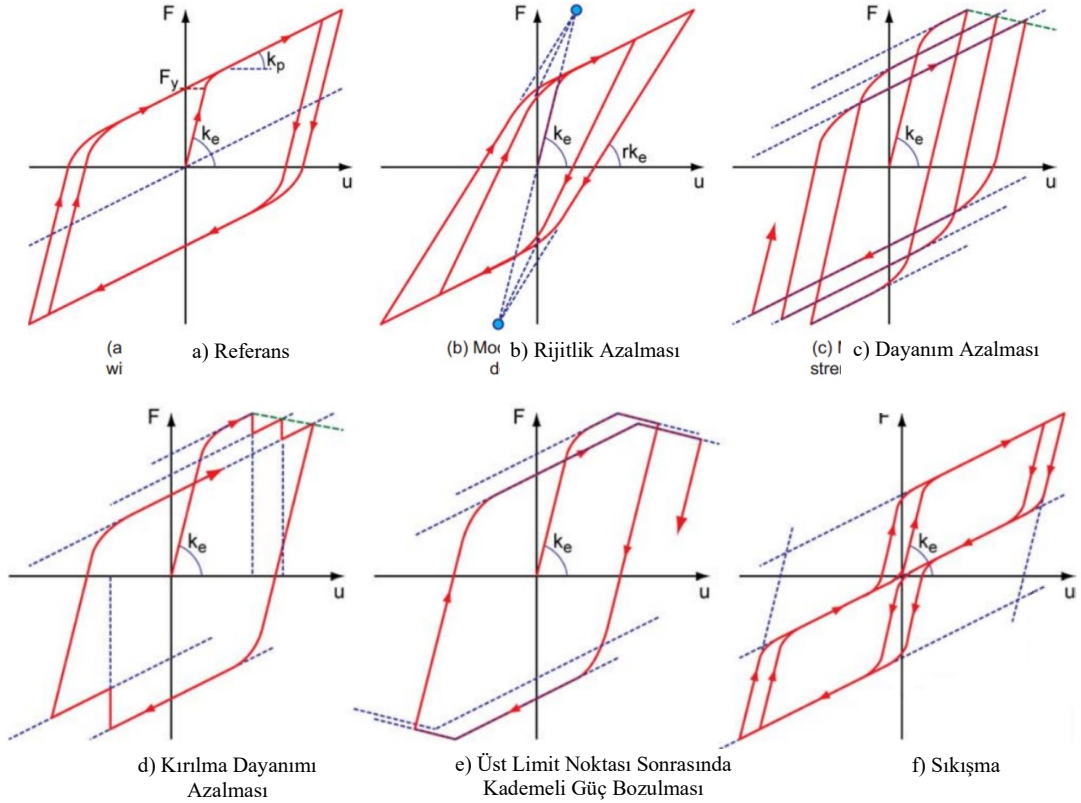


Şekil 2.3. Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş M- ϕ diyagramları (Özer, 2009)

2.3. Çevrimsel Modeller

Malzeme, kesit, eleman ve yapı davranışlarının çevrimsel ve tekrarlı yükler altındaki davranışlarını temsil eden gerçekçi matematiksel modellere ihtiyaç vardır. Bu modeller, laboratuvar imkânlarında gerçekleştirilen deneysel çalışmaların basitleştirilmesi ve genelleştirilmesiyle oluşturulmaktadır. Çevrimsel modeller malzeme, kesit, eleman ve yapıların davranışlarını temsil etmekte kullanılır. Bu modeller malzemelerde gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi ile, kesitlerde moment-eğrilik ilişkisi ile, eleman ve yapılarda ise kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri ile tanımlanır.

Kesit, eleman ve yapılarda kullanılan beton ve çelik malzemelerinin çevrimsel davranışları oldukça karmaşıktır ve sadece kendileri için kullanılacak özel çevrimsel kurallara sahiptir. Fakat beton ve donatı malzemeleri kesit, eleman veya yapı sistemlerinin oldukça karmaşık ve simülasyonlarının zor olduğu durumlarda basitleştirilmiş ve genelleştirilmiş modeller ile de tanımlanabilmektedir.



Şekil 2.4. Çevrimsel davranış kuralları (Deierlein ve ark., 2010)

Çevrimsel modeller genellikle yapıların elastik olmayan deprem davranışlarının analizleri için yapı elemanlarına tanımlanmaktadır. Ayrıca eleman bazında gerçekleştirilen analizlerde elemanların kesme davranışlarını ve/veya donatı sıyrılmasından kaynaklanan davranışlarında kullanılmaktadır. Çevrimsel modellerin kendilerine özgü davranış kuralları vardır. Bunların başlıcaları alt kısımda verilmiş ve Şekil 2.4.'te gösterilmiştir.

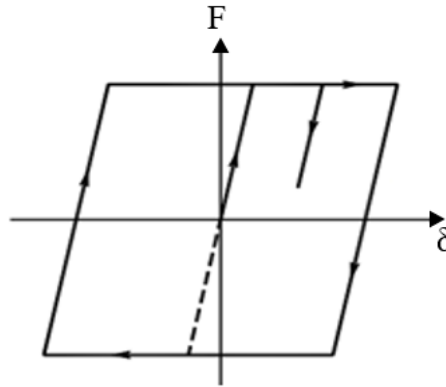
- Rijitlik azalması (stiffness degraation)
- Dayanım azalması (strength degraation)

- Kırılma dayanımı azalması (fracture strength degration)
- Üst limit noktası sonrası kademeli güç bozulması (post-capping gradual strength deterioration)
- Sıkışma (Pinching)

Betonarme elemanların çevrimsel davranışları temsil etmek amacıyla geliştirilen birçok davranış modeli bulunmaktadır. Bu modellerden sıkça kullanılan bazı çevrimsel modeller alt kısımda verilmiştir.

2.3.1. İdeal elastoplastik model

Bu modelde davranış akma dayanımına ulaşana kadar doğrusal elastik olarak devam eder. Akma dayanımından sonra boşaltma durumuna kadar dayanımda bir değişim olmaz. Yük boşaltımı gerçekleşirken tepkinin davranışı yükleme durumundaki doğrusal elastik çizgiye paralel bir şekilde gerçekleşir. Bu modelde yükleme durumunda rijitlikteki azalma dikkate alınmamaktadır.

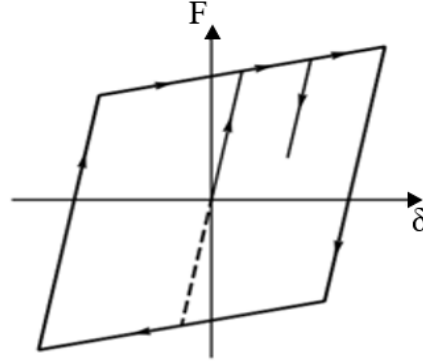


Şekil 2.5. İdeal elastoplastik davranış modeli (Darılmaz, 2019)

2.3.2. Pekleşmeli elastoplastik model

İdeal elastoplastik malzeme modelinde akmadan yük boşaltma durumuna kadar olan bölgenin düzenlenmesiyle oluşturulmuştur. Bu kısımda pozitif bir eğim verilerek pekleşme rijitliği tanımlanmıştır. Pekleşme rijitliği genellikle başlangıç rijitliğinin bir katsayı ile tanımlanmış halidir ve yük boşaltması durumuna kadar aynı eğim ile devam

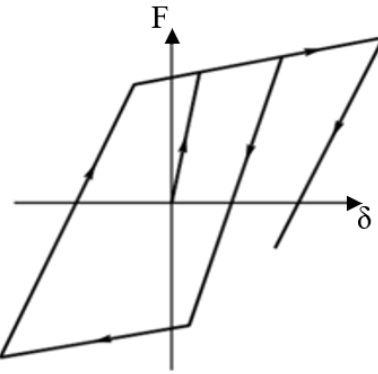
eder. Başlangıç rijitliği ideal elastoplastik malzemede olduğu gibi doğrusal elastik bir davranış sergiler ve yük boşaltması başlangıç rijitliğine paralel bir şekilde gerçekleşir.



Şekil 2.6. Pekleşmeli elastoplastik davranış modeli (Darılmaz, 2019)

2.3.3. İki doğrusal rijitliğin azaldığı model

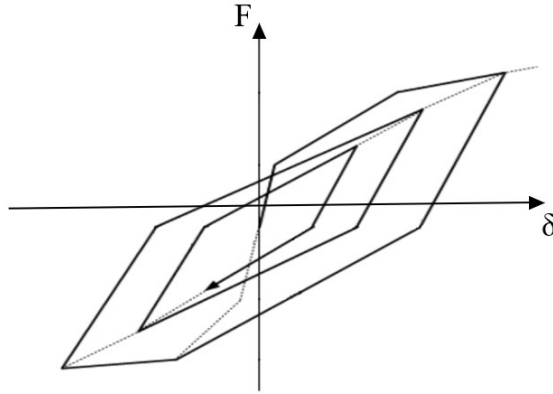
Çevrimsel yükleme durumunda elemandaki rijitlik azalmasını dikkate almak amacıyla yükleme ve boşaltma rijitliklerinin bir katsayı ile azaltılması ile oluşturulmuştur. Böylelikle yükleme ve boşaltma rijitlikleri birbirlerinden farklı olarak tanımlanmaktadır. Akmadan sonra dayanımın belirli bir eğimle artması için tanımlandığı pekleşme rijitlikleri, her döngü için aynı değerdedir.



Şekil 2.7. İki doğrusal rijitliğin azaldığı davranış modeli (Darılmaz, 2019)

2.3.4. Takeda modeli

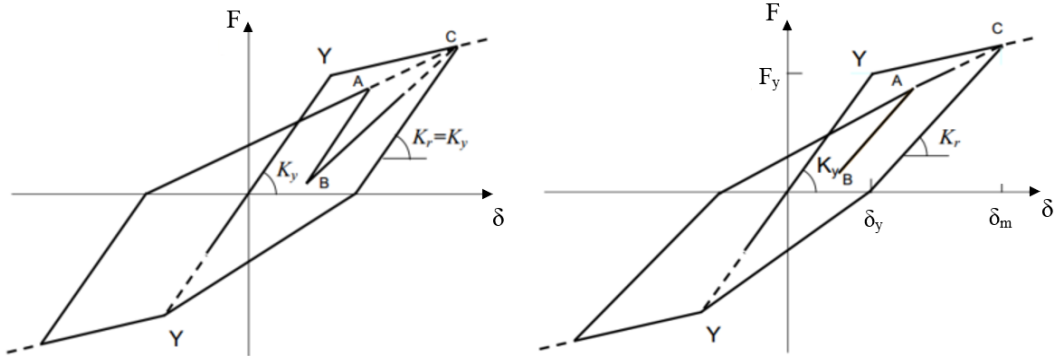
Takeda modeli, düşük ve normal aksel yük seviyelerinde test edilen orta boyutlu betonarme elemanların histeretik davranışlarındaki değişimler referans alınarak geliştirdikleri çevrimsel modeli kesitin çatlama, çatlama ve akma sonrası davranışları üç doğru ile tanımlamışlardır (Takeda, Sozen ve Nielsen, 1970). Yükleme esnasında eğilme kaynaklı çatlaklardan ve donatı akmasından meydana gelen rijitlik azalmaları ve yük boşaltması durumunda oluşan rijitlik azalmaları dikkate alınmaktadır.



Şekil 2.8. Takeda davranış modeli

2.3.5. Clough modeli ve değiştirilmiş clough modeli

Clough ve Johnston (1966) modelinde, yükleme elastoplastik eğri boyunca devam etmektedir. Akmadan sonra yük boşaltması çatlama kesit rijitliği ile devam eder ve boşaltma davranışı başlangıç elastik davranışa paraleldir. Tekrarlı yüklemelerde rijitlik azalmaktadır. Eğer tekrarlı yüklemelerde kesit akmamışsa yükleme akma noktasına doğru, eğer kesit akmamışsa bir önceki yüklemeye maksimum deplasmana karşılık gelen noktaya doğru hareket eder.



Şekil 2.9. a) Clough davranış modeli b) Modifiye edilmiş Clough davranış modelleri (Otani)

Mahin ve Bertero (1976), Clough modelinde ufak değişiklikler yaparak döngüsel modeli tekrardan düzenlemişlerdir. Clough modelinde akmadan sonra gerçekleşen yük boşaltmasını niteleyen rijitlik, başlangıç elastik rijitliğiyle aynı büyüklükteyken boşaltma rijitliği maksimum deformasyonun bir formu olarak tekrardan düzenlenmiştir. Clough modelinde A noktasında yük boşaltmasının gerçekleştiği ve tekrar yüklemenin B noktasından gerçekleştiği durumda eğri maksimum deformasyon noktası olan C noktasına göre hareket etmekteydi. Gerçekçi olmayan bu davranış B noktasından önce A noktasına, daha sonra da C noktasına hareket edecek şekilde düzenlenmiştir.

2.3.6. Ibarra-Krawinkler model

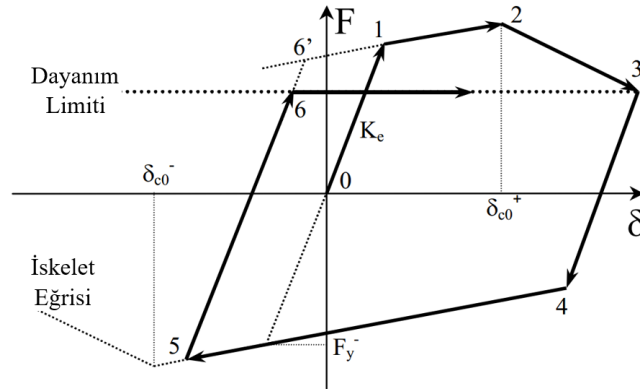
Ibarra-Krawinkler modeli bir takım çevrimsel davranış kurallar dizisinden meydana gelmiş ve çift doğrusal, pik hedefli ve daralmalı modeller olmak üzere üç temel çevrimsel modeli içermektedir. Bu modeller çevrimsel yüklemelerden davranışlarda meydana gelebilecek;

- Temel dayanım kaybı
- Maksimum dayanımdan sonraki dayanım kaybı
- Yük boşaltması durumunda oluşan rijitlik kaybı
- Hızlandırılmış tekrarlı yük durumunda meydana gelen rijitlik kaybını dikkate almaktadır.

Bu modellerden sadece çift doğrusal modelde, hızlandırılmış tekrarlı yük durumunda rijitlik kaybı dikkate alınmamıştır. Diğer bozulma kuralları tüm modellere entegre edilmiştir. Ayrıca daralma modelinde, boyuna donatı sıyrılmasından veya çatlakların açılıp kapanmasından meydana gelen sıkışma özelliği de modellenebilmektedir. Bahsi geçen bu üç model alt kısımda kısaca anlatılmıştır.

2.3.6.1. Çift doğrusal model

Bu model, pekleşmeli iskelet eğrisine sahip standart çift doğrusal çevrimsel kurallara dayanmaktadır. Eğer iskelet eğrisi negatif bir eğim içeriyorsa bir dayanım limiti tanımlanır. Yük boşaltmasının gerçekleştiği 3 noktası, dayanım limiti olarak belirlenmiştir. Tekrardan yükleme durumunda 5 noktasından 6' noktasına hareket eden eğri 3 noktasındaki tanımlanan dayanım limiti ile sınırlandırılır (Ibarra ve ark., 2005).

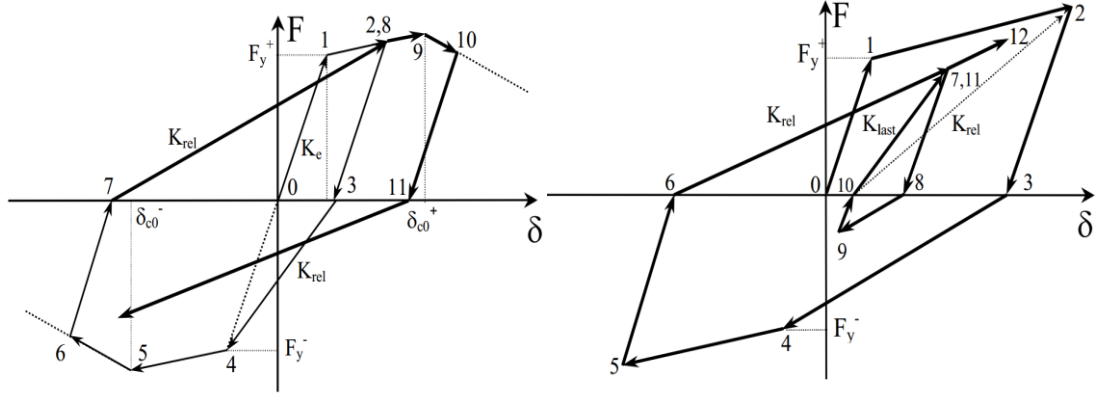


Şekil 2.10. Çift doğrusal davranış modeli (Ibarra ve ark., 2005)

2.3.6.2. Pik hedefli model

Clough ve Johnston (1966) tarafından önerilen ve daha sonra Mahin ve Bertero (1976) tarafından modifiye edilen modelin temel histeretik kuralları korunmaktadır. Fakat bunlara ek olarak iskelet eğrisine maksimum dayanım ve artık dayanım sınırları tanımlanmıştır. Böylelikle davranıştaki pekleşme veya yumuşama etkileri göz önüne alınır. Maksimum dayanımdan sonraki rijitliğin negatif değer alması modelin herhangi bir temel kuralını değiştirmez. Yatay eksene ulaşan eğriler (3,7,11), yükleme durumlarındaki rijitlik azalması Şekil 2.11.'de görülmektedir. Tekrar yükleme

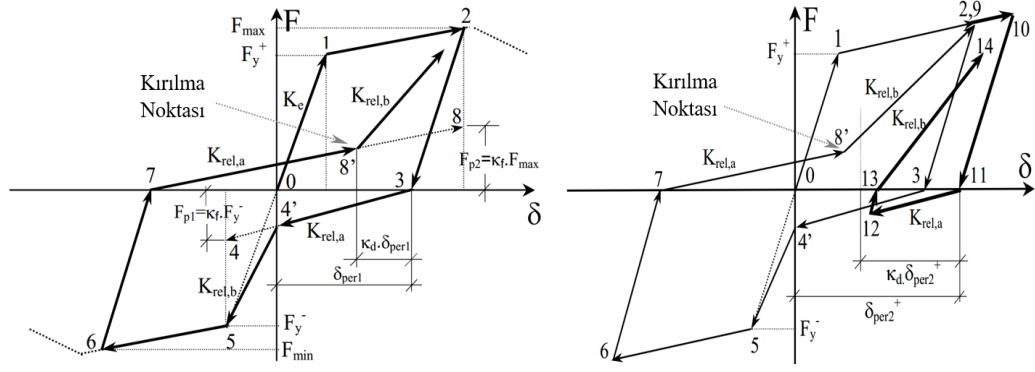
durumunda, Mahin ve Bertero (1976) önermiş olduğu modelin geçerli olduğu durumlar dışında her zaman önceki maksimum yerdeğiştirmeyi hedeflemektedir (Ibarra ve ark., 2005).



Şekil 2.11. Pik hedefli davranış modeli a) basit model kuralları b) Mahin ve Bertero's uyarlaması (Ibarra ve ark., 2005)

2.3.6.3. Daralmalı model

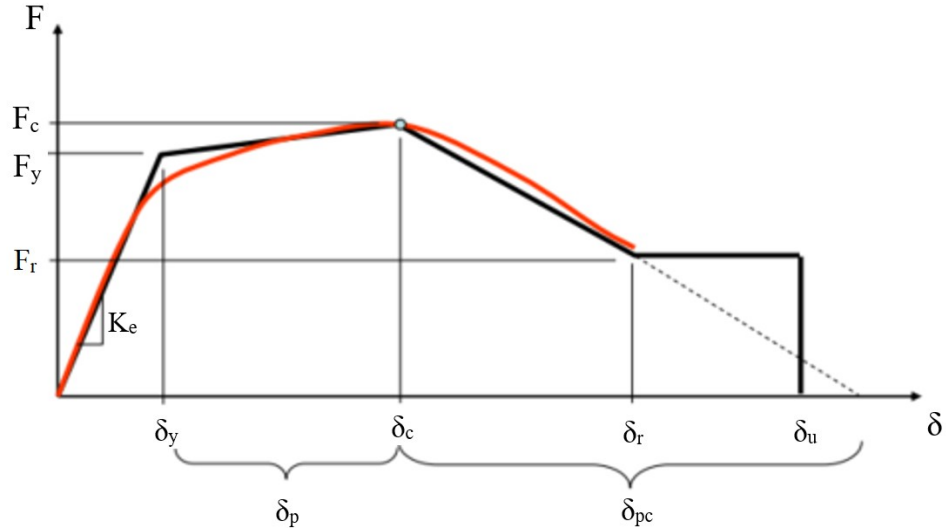
Daralmalı modeli pik hedefli modelden ayıran özelliği, yeniden yükleme durumunun iki parçadan oluşmasıdır. Tekrarlı yükleme durumunda yükleme, maksimum kalıcı deformasyonun ve yükleme yönünde meydana gelen maksimum deformasyonun bir fonksiyonu olan “kırılma noktası” doğrultusunda hareket eder. Kırılma noktası, K_f parametresiyle maksimum çevrim sıkışma dayanımı ve K_d parametresiyle kırılma noktasındaki deplasmanı ile tanımlanır. Tekrardan yükleme durumunda yüklemenin ilk kısmı $K_{rel,a}$ ile tanımlanır ve kırılma noktalarına (4 ve 8'e) ulaştıktan sonra yükleme kolu bir önceki döngünün maksimum deformasyonuna doğru $K_{rel,b}$ rijitliği ile devam eder (Ibarra ve ark., 2005).



Şekil 2.12. Daralmalı davranış modeli a) basit model kuralları b) Kırılma noktasının sağındaki yeniden yükleme deformasyonu (Ibarra ve ark., 2005)

2.4. İskelet Eğrisi

İskelet eğrisi, yapısal bir elemanın çevrimsel davranış sınırlarını tanımlayan referans bir kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisidir. Çevrimsel davranışta hiçbir bozulma gerçekleşmez ise iskelet eğrisi monotonik yükleme eğrisine yakın davranış gösterir ve bu eğri başlangıç iskelet eğrisi olarak adlandırılır. Bu eğri davranışında belli tavizler verilerek matematiksel modeller yardımıyla basitleştirilmiş ve geliştirilerek oluşturulmaktadır. Çevrimsel yüklemelere maruz kalan elemanda bozulmalar meydana gelmesiyle iskelet eğrisinin kolları başlangıç noktasına doğru hareket eder ve yükleme boyunca sürekli olarak güncellenir. Yükleme geçmişine ve her çevrimde meydana gelen hasara bağlı olan bu eğri çevrimsel iskelet eğrisi olarak adlandırılır. Özgün bir başlangıç iskelet eğrisi örneği Şekil 2.13.'de gösterilmiştir (Malley ve ark., 2010).



Şekil 2.13. Başlangıç İskelet Eğrisi (Malley ve ark., 2010).

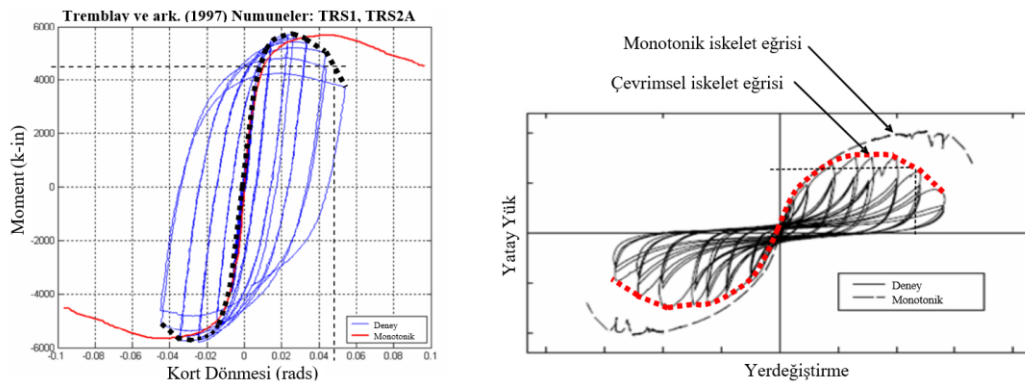
Başlangıç iskelet eğrisini tanımlayan terimler alt kısımda açıklanmıştır;

- Efektif akma dayanımı ve yerdeğiştirme, (F_y ve δ_y)
- Efektif elastik rijitlik, ($K_e = F_y / \delta_y$)
- Monotonik yükleme etkisinde meydana gelen maksimum dayanım ve karşılık gelen yerdeğiştirme, (F_c ve δ_c)
- Monotonik yükleme etkisinde meydana gelen δ_c ve δ_y arasında oluşan plastik yerdeğiştirme, (δ_p)
- Akma sonrası efektif tanjant rijitliği (pekleşme rijitliği), ($K_p = (F_c - F_y) / \delta_p$)
- Maksimum dayanımdan sonra meydana gelen plastik yerdeğiştirme, (δ_{pc})
- Maksimum dayanımdan sonra meydana gelen efektif tanjant rijitliği, ($K_{pc} = F_c / \delta_{pc}$)
- Artık dayanım, ($F_r = \kappa F_y$)
- Maksimum yerdeğiştirme, (δ_u)

Pozitif ve negatif yönde tanımlanan başlangıç iskelet eğrilerinin karakteristik özellikleri bazı durumlarda farklılık gösterebilmektedir. Bir iskelet eğrisinin yapısını etkileyen ek hususlar da olabilir. Başlangıç rijitliği efektif rijitlikten çok farklı olması durumunda davranışı önemli derecede etkileyecektir. Bu durumda başlangıç rijitliği modellemede dikkate alınması gerekmektedir. Ayrıca çevrimsel yüklemelerden

meydana gelen bozulmalar, $F_c - \delta_c$ ve $F_r - \delta_r - \delta_u$ değerleri düzenlenerek başlangıç iskelet eğrisine uyarlanmalıdır.

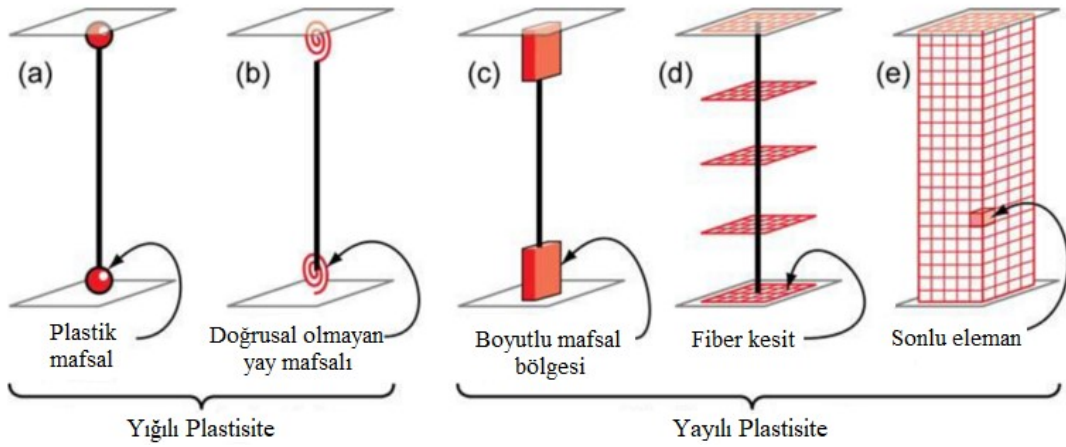
Başlangıç iskelet eğrisi üç temel yaklaşımla elde edilmektedir. Bunların ikisi monotonik deney ve çevrimsel deneylerden elde edilen sonuçlar neticesinde oluşturulurken, diğer yöntem ise analitik modelleme tekniği ile elde edilir. Monotonik ve çevrimsel deneylerden elde edilen iskelet eğrileri farklı davranış gösterdikleri Şekil 2.14.'te verilen iki farklı deney ile gösterilmiştir.



Şekil 2.14. Monotonik ve çevrimsel iskelet eğrilerinin tanımlanması: a) Çelik bir kiriş numunesi b) Plywood perde duvar kalıp numunesi (Malley ve ark., 2010)

2.5. Elemanda Doğrusal Olmayan Davranış Modellenmesi

Doğrusal olmayan yapısal elemanların nümerik yaklaşımı, plastik şekil değiştirmenin eleman boyunca yayılma biçimine bağlı olarak ayırt edilebilir. Kolon ve kiriş elemanlarını modellemek için birçok davranış modeli bulunmaktadır. Bu davranış modellerinde yaygın olarak kullanılan üç davranış modeli bulunmaktadır. Bunlar Şekil 2.15.'de görüldüğü gibi yığılı plastisite modeli ve yayılı plastisite modelidir (Malley ve ark., 2010). Bu bölümde bu üç davranış modeli hakkında kısaca bahsedilecektir.



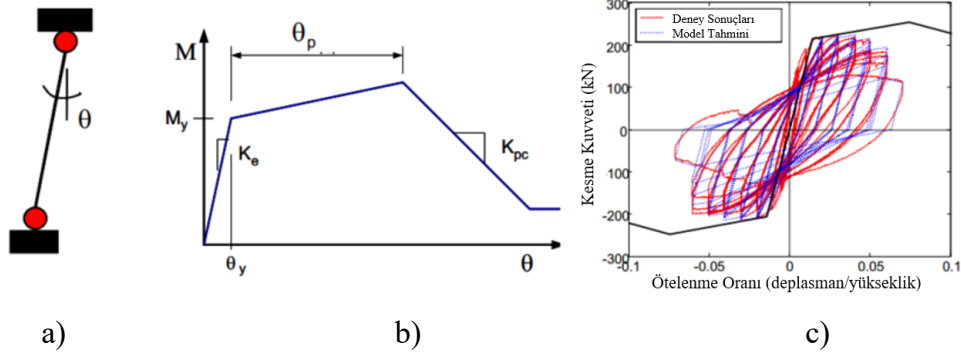
Şekil 2.15. Doğrusal olmayan davranış modelleri (Deierlerin ve ark., 2010)

2.5.1. Yığılı plastisite modeli

Yığılı plastisite modeli, plastik mafsall yaklaşımının sadeliğini elastik ve elastik olmayan elemanlarda kullanır. Bu model eleman boyunca yayılmış elastik olmayan şekildeğişirmelerin eleman uç noktasında veya belirli bir uzunlukta toplandığı, elemanın diğer kalan kısımlarında ise elastik şekildeğişirmelerin olduğu kabulüne dayanır. Plastik mafsall bölgesinde elastik olmayan davranış, geometrik ve yapısal malzeme modelleri ile tanımlanan kritik kesitin kesit analizi ile belirlenir. Dış yükler altında eleman davranışını yansıtmak için kesit analizi ile elde edilen moment-eğrilik ilişkisi, eleman uçlarında doğrusal olmayan plastik mafsallarla temsil edilir.

Doğrusal olmayan çevrimsel davranışları ise eleman uç noktalarında tanımlanan plastik mafsallara uygun idealize edilmiş bir iskelet eğrisinin tanımlanması ile sağlanır. İskelet eğrisinin tanımı ve ilişkili olduğu parametreler, çevrimsel davranışı simüle etmek için kullanılan doğrusal olmayan modellerin özelliklerine bağlıdır. Çevrimsel yükleme altındaki elemanda meydana gelen bozulmalar için iskelet eğrisine uygun çevrimsel özellikler atanır. Böylelikle elemanın rijitlik azalması, dayanım azalması, kırılma dayanımı azalması, üst limit noktası sonrası kademeli güç bozulması veya daralma gibi temel özellikleri modellenebilmektedir. Fakat modellerin çevrimsel özellikleri farklı durumlar için sürekli düzenlenmesi gerekmektedir. Şekil 2.16.'da doğrusal olmayan plastik modeli, başlangıç iskelet eğrisini ve çevrimsel davranış

modelini içeren doğrusal olmayan bir davranış modellenmesi gösterilmiştir (Malley ve ark., 2010).



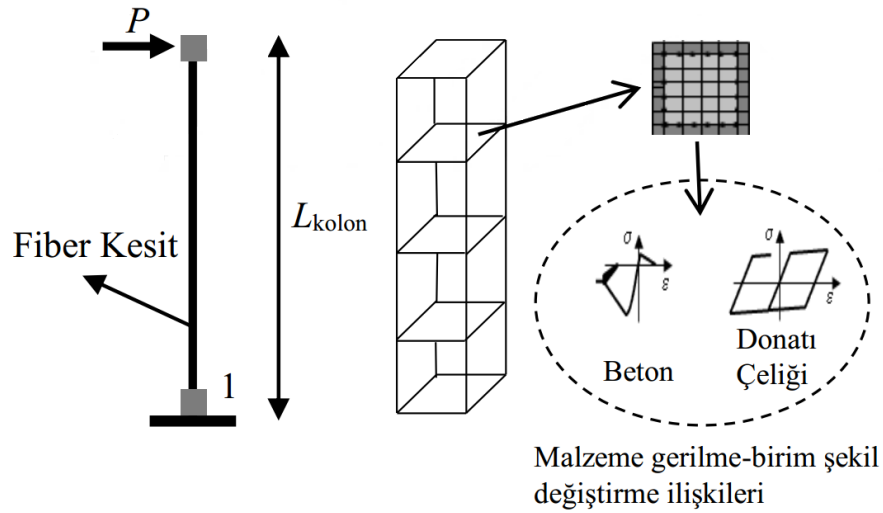
Şekil 2.16. Doğrusal olmayan yığılı plastik mafsal modellenmesi (Malley ve ark., 2010)

2.5.2. Yayılı plastisite modeli

Yayıllı plastisite modeli, betonarme elemanları doğrusal elastik olmayan davranışını yığıllı plastisite modeline göre daha doğru bir şekilde yansıtır. Çünkü yayılı plastisite modeli eleman boyunca herhangi bir kesitteki malzemelerin doğrusallığını da göz önüne alır ve eleman davranışını kesit davranışının ağırlıklı entegrasyonu ile elde eder. Eleman deformasyonları veya eleman kuvvetleri modelde öncelikli bilinmeyenlerdir ve bunlar global eleman deplasmanlarının veya kuvvetlerinin uygun ara değer hesaplamaları ile hesaplanır. Kesitin yapısal davranışını belirlemede en sık kullanılan yayılı plastisite modelinin başında fiber eleman modeli gelmektedir (Taucer ve ark., 1991).

Fiber eleman modeli, eleman boyunca atanan çeşitli sayıda integrasyon noktaları ve her integrasyon noktasında bulunan kesitler ile oluşmaktadır. Bu kesit, düzlemi içerisinde fiber olarak adlandırılan ayırık küçük parçalardan meydana gelir. Fiber formülasyon modelinde, doğrusal olmayan analiz basitleştirilmiş ve önceden tanımlanmış çevrimsel kurallar yerine kritik kesitlerin davranışlarını değerlendirmek için geometrik özellikleri ve malzeme bünye fonksiyonları ayrıntılı olarak tanımlanır (Şekil 2.17.). Bu malzeme bünye fonksiyonları doğrusal olmayan beton ve donatı malzeme modellerinden oluşmaktadır. Donatının pekleşme ve basınç altındaki

burkulma etkileri donatı malzeme modeline entegre edilerek eleman davranışındaki katkısı dikkate alınabilir. Donatının kopması ve betonun dökülmeye başladığı noktalar öngörülen sınır değerleri ile sınırlandırılarak tanımlanabilir. Ayrıca beton ve donatı modellerine, bir takım çevrimsel kurallar entegre edilebilir. Elemanın elastik olmayan kuvvet-yerdeğiştirme davranışı, eleman boyunca tanımlanan aynı veya farklı birden fazla fiber kesitin integrasyonu ile hesaplanır. Bu yaklaşımda düzlem kesitlerin düzlem kaldığı hipotezi kullanılmaktadır (Malley ve ark., 2010; Fedak, 2012). Bu yöntemde her bir integrasyon noktasında meydana gelen dayanım ve deformasyon değerleri hesaplanabilir.



Şekil 2.17. Fiber eleman detayı (Ergül, 2018)

OpenSees programında fiber eleman modeli, doğrusal olmayan kiriş-kolon elemanları (nonlinear beam-column element) kullanılarak oluşturulmaktadır. Doğrusal olmayan kiriş-kolon elemanları, deplasman tabanlı yaklaşımına dayanan displacement based element ve kuvvet tabanlı yaklaşımına dayanan forced based element olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

Formülasyon: Aşağıda verilen kiriş-kolon elemanlarının geometrik lineer olmayan davranışları için Euler-Bernoulli kiriş teorisi kullanılmıştır. Burulma davranışı doğrusal elastik kabul edilmektedir. Ayrıca aksenal kuvvet ve eğilme davranışından

ayrı tutulmuştur. Modelin daha basite indirgenmesi amacıyla burulmadan kaynaklı yerdeğiştirme ve kuvvetler ihmal edilmiştir (Neuenhofer ve Filippou, 1997).

Eleman deplasman değişkenleri şu şekilde tanımlanmıştır:

$$u^*(x) = \begin{pmatrix} u(x) \\ w(x) \\ v(x) \end{pmatrix} \quad (2.2)$$

Burada; $u(x)$: aksel deplasmanı, $w(x)$: y doğrultusundaki yanal deplasmanı ve $v(x)$: z doğrultusundaki yanal deplasmanı ifade eder. Aksel birim şekildeğiştirme ve eğrilikler içeren kesit deformasyon vektörü, $d(x)$;

$$d^*(x) = \begin{pmatrix} \varepsilon(x) \\ \kappa_y(x) \\ \kappa_z(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u(x)}{\partial x} \\ -\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 v(x)}{\partial x^2} \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

Eksel kuvvet ve eğilme momentleri kesit iç kuvvetleri olarak tanımlanır. İç kuvvetler matrisi, $D^*(x)$ aşağıdaki gibidir:

$$D^*(x) = \begin{pmatrix} N(x) \\ M_y(x) \\ M_z(x) \end{pmatrix} \quad (2.4)$$

Kesit için tanımlanan yapısal ilişki şu şekilde formülize edilmektedir:

$$D^*_{n+1} = C^*[D^*_n(x), d^*_n(x), d^*_{n+1}(x)] \quad (2.5)$$

n , analiz adım sayısıdır. Kesit iç kuvvetlerinin bir önceki (D^*_n) ve mevcut deformasyon vektörleri (d^*_{n+1}) hesaplanarak birbirleriyle olan ilişkileri doğrusallaştırılır ve her adım için şu şekilde ifade edilir:

$$\Delta D^* = [k^* \Delta d^*] \quad (2.6)$$

Kesit rijitlik matrisi şu şekilde ifade edilmiştir:

$$k^* = \frac{\partial D^*}{\partial d^*} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial N}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial N}{\partial \kappa_z} \\ \frac{\partial M_y}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_y}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial M_y}{\partial \kappa_z} \\ \frac{\partial M_z}{\partial \varepsilon} & \frac{\partial M_z}{\partial \kappa_y} & \frac{\partial M_z}{\partial \kappa_z} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Kolaylık sağlanması amacıyla x koordinatı ve buna bağlı parametreler kesit rijitlik matrisine dahil edilmemiştir. Yukarıda belirtilen denklemler kesitin malzeme ilişkilerini tanımlamaktadır. Bir sonraki aşama ise bu ilişkilerin eleman düzeyinde toplanmasıdır.

2.5.2.1. Deplasman (Stiffness) tabanlı yaklaşım

Yerdeğiştirme(rijitlik) metodu, elemanın eksenel ve yanal deplasman hesaplarında interpolasyon fonksiyonlarından faydalanmaktadır. Eksenel yerdeğiştirme hesabı için doğrusal Lagrangian şekil fonksiyonları, yanal şekildeğiştirmelerin hesabı için ise kübik Hermitian polinomları kullanılır. Bu fonksiyonlar lineer elastik ve prizmatik bir eleman için kesin sonuçlar verir (Neuenhofer and Filippou,1997).

Düğüm deplasmanları, q^* ile ilişkili yerdeğiştirme vektörü, $u^*(x)$ ve kesit deformasyon vektörü $d^*(x)$:

$$u^*(x) = N^*(x)q^* \quad (2.8)$$

$$d^*(x) = B^*(x)q^* \quad (2.9)$$

Burada; $N^*(x)$:eksenel ve yanal deplasmanların interpolasyon fonksiyonlarını içeren bir matrisi ve $B^*(x)$:eksenel yerdeğiştirme şekil fonksiyonunun ilk türevini ve enine

yerdeğiştirme şekil fonksiyonlarının ikinci türevini içeren bir matrisi simgelemektedir. Kesit kuvvet artışı için aşağıdaki denklemden yararlanılır:

$$\Delta D^*(x) = k^*(x)\Delta d^*(x) = k^*(x)B^*(x)\Delta v^* \quad (2.10)$$

Düğüm kuvvetleri, Q^* ve kesit iç kuvvetleri $D^*(x)$ arasındaki denge koşulu virtüel yerdeğiştirme prensibine göre türetilir ve şu şekilde ifade edilir:

$$Q^* = \int_L B^{*T}(x)D^*(x) dx \quad (2.11)$$

Eleman rijitlik matrisi, düğüm yerdeğiştirmelerin türevinden elde edilmektedir. Denklem 2.10 Denklem 2.11'e eklenerek elde edilen eleman rijitlik matrisi:

$$K^* = \frac{\partial Q^*}{\partial q^*} = \int_L B^{*T}(x)k^*(x)B^*(x) dx \quad (2.12)$$

Düğüm kuvvetleri, Q^* ve eleman rijitlik matrisi, K^* şu şekildedir:

$$Q^* = \int_L B^{*T}(x)D^*(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} B_i^{*T} D_i^* \omega_i \quad (2.13)$$

$$K = \int_L B^{*T}(x)k(x)B^*(x) dx \approx L \sum_{i=1}^{N_p} B_i^{*T} k_i B_i^* \omega_i \quad (2.14)$$

2.5.2.2. Kuvvet (Fleksibilite) tabanlı yaklaşım

Kuvvet metodu iç kuvvetlerin interpolasyon fonksiyonlarından faydalanır. Bu fonksiyonlar, elemanlardaki kuvvetlerin kesin çözümünü temsil eder ve genellikle yerdeğiştirme şekil fonksiyonlarından daha düşük bir polinom derecesine sahiptir (Neuenhofer ve Filippou, 1997).

Kesit iç kuvvetleri, $D^*(x)$ düğüm kuvvetlerine, Q^* bağlı olarak şu şekilde formülize edilmektedir:

$$D^*(x) = b^*(x)Q^* \quad (2.15)$$

$b^*(x)$, kuvvet interpolasyon fonksiyonlarını içeren matristir. Örneğin, yatay düğüm yükü etkisindeki bir kolon, sabit bir aksenal kuvvete ve bir doğrultuda doğrusal olarak dağıtılmış eğilme momentine sahiptir. Böylelikle interpolasyon fonksiyonlarının seçimi basit bir görev haline gelir. Böyle bir durum için belirtilen kuvvet interpolasyon matrisi, $b^*(x)$:

$$b^*(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \xi - 1 & \xi & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \xi - 1 & \xi \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

Aşağıdaki türev Newton-Raphson çözüm yöntemindeki i . adımdaki iterasyon ile ilgilidir. i . iterasyon için bilinen eleman artımsal deplasmanları, Δq^{*i} ile eleman kuvvet-deplasman ilişkisindeki artımsal düğüm kuvvetleri, ΔQ^{*i} şu şekilde gösterilir:

$$\Delta Q^{*i} = (F^{*i-1})^{-1} \Delta q^{*i} \quad (2.17)$$

F^{*i-1} önceki iterasyondaki eleman rijitlik matrisidir. Artımsal iç kuvvetleri, $\Delta D^{*i}(x)$ ve kesitin artımsal şekil değiştirmeleri, $\Delta d^{*i}(x)$ sırasıyla Denklem 2.18 ve Denklem 2.19 ile formülize edilmektedir. $\tilde{D}^{*i-1}(x)$ vektörü, bir önceki iterasyondaki dengelenmemiş kesit kuvvetlerini içermektedir.

$$\Delta D^{*i}(x) = b^*(x) \Delta Q^{*i} + \tilde{D}^{*i-1}(x) \quad (2.18)$$

$$\Delta d^{*i}(x) = f^{*i-1}(x) \Delta D^{*i}(x) \quad (2.19)$$

Kesit deformasyonları, $d^{*i}(x)$ Denklem 2.20 ile elde edildikten sonra, güncel iç kuvvet dağılımı, $D^{*i}(x)$ ve kesit fleksibilite (esneklik) matrisi, $f^*(x)$ aşağıda verilen Denklem 2.21 ve Denklem 2.22 yardımıyla hesaplanmaktadır:

$$d^{*i}(x) = d^{*i-1}(x) + \Delta d^{*i}(x) \quad (2.20)$$

$$D^{*i}(x) = C^*[d^{*i}(x)] \quad (2.21)$$

$$f^*(x) = k^{*-1}(x) \quad (2.22)$$

Artık kesit deformasyonlarının, $\rho^{*i}(x)$ entegrasyonu aşağıdaki gibidir:

$$\rho^{*i}(x) = f^{*i}(x)[D^{*i-1}(x) + \Delta D^{*i}(x) - D^{*i}(x)] \quad (2.23)$$

Artık kesit deformasyonları hesaplandıktan sonra, virtüel kuvvet prensine göre artık eleman deplasmanları, r^{*i} şu şekilde elde edilir:

$$r^{*i} = \int_0^L b^{*T}(x) \rho^{*i}(x) dx \quad (2.24)$$

Artık eleman deplasmanlar, r^{*i} artık kuvvetlere dönüştürülür ve eleman iç kuvvetleri şu şekilde ifade edilir:

$$Q^{*i} = Q^{*i-1} + \Delta Q^{*i} - (F^{*i})^{-1} r^{*i} \quad (2.25)$$

Denklem 2.21' de belirtilen iç kuvvet dağılımı, $D^{*i}(x)$ genellikle dengeye uyum sağlayamaz. Bu nedenle eleman boyunca dengeyi sağlayan kuvvet interpolasyon fonksiyonları, $b^*(x)$ uyumlu değildir. Denklem 2.18'e göre bir sonraki global iterasyonda dengelenmemiş kesit kuvvetlerinin düzeltilmesi gerekir. Dengelenmemiş kesit kuvvetler, $\tilde{D}^{*i}(x)$ şu şekilde hesaplanır:

$$\tilde{D}^{*i}(x) = b^*(x)Q^{*i} - D^{*i}(x) \quad (2.26)$$

2.5.3. Sürekli sonlu elemanlar modeli

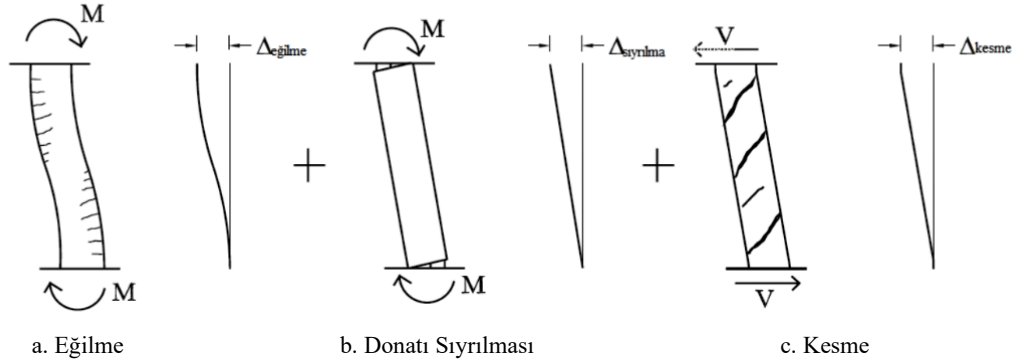
Sürekli sonlu elemanlar modeli, diğer modellere göre daha karmaşıktır. Bu modeller, eleman ve en kesit doğrultularında sürekliliği devam eden küçük sonlu elemanlardan

meydana gelir. Bu model sayesinde her bir konumdaki küçük sonlu elemanların gerilme ve deformasyonları belirlenebilir. Ayrıca beton davranışını (çatlama, ezilme ve dökülmesi), beton ve donatı arasındaki kenetlenme, kesme davranışı vb. birçok davranışı gerçeğe yakın bir şekilde yansıtmaktadır. Ancak modelleri oluşturmak karmaşık ve güç olduğu gibi modele tanımlanan birçok değişken nedeniyle çözüm aşamasında da bazı sıkıntılar yaşanabilmektedir (Deierlerin ve ark., 2010).

BÖLÜM 3. KULLANILAN YÖNTEMLER

3.1. Betonarme Kolonların Deformasyon Bileşenleri

Deprem yüklerine maruz kalan betonarme kolonlar eğilmeden, kesmeden ve donatı sıyrılmasından kaynaklanan üç ana deformasyon bileşenlerinden meydana gelmektedir. (Sezen ve Moehle, 2004) (Şekil 3.1.). Bu deformasyon bileşenlerinin her biri ayrı ayrı modellenir ve monotonik ve histeretik yanal tepkilerini elde etmek amacıyla belirli kurallar çerçevesinde bir araya getirilir. Böylelikle betonarme bir kolon davranışı daha gerçekçi bir şekilde yansıtılır.



Şekil 3.1. Betonarme kolonların yatay deformasyon bileşenleri (Sezen ve Moehle, 2004)

Yığılı plastisite davranış modeli için lifli plastik mafsal modeli tercih edilmiştir. Yayılı plastik davranış modeli için ise kuvvet tabanlı yaklaşımına dayanan forceBeamColumn elemanı kullanılmıştır. Bu iki davranış modelinde sadece eğilme deformasyonları birbirinden farklıdır. Yığılı plastisite yaklaşımında Bölüm 3.1.1.'deki formüllerden yararlanılırken, yayılı plastisite yaklaşımındaki eğilme deformasyon bileşeni ise Bölüm 2.5.2.'de anlatılmıştır. Eğilme deformasyon hesabı haricinde her iki yaklaşım modelinde aynı deformasyon bileşenleri ve malzeme özellikleri kullanılmıştır.

3.1.1. Eğilme deformasyonu

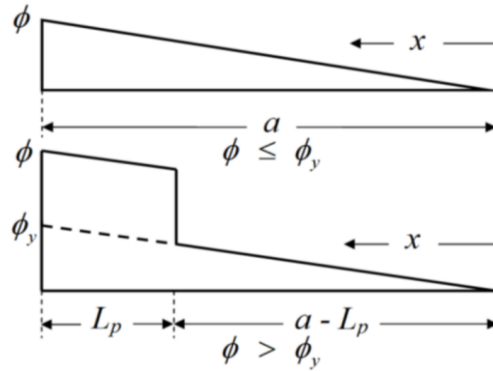
Eğilme ve aksenal yük etkisindeki kolon elemanların eğilme deformasyonu fiber kesit analizi ile belirlenir. Bu elemanlarda kesit derinliği boyunca gerçek gerilme dağılımı göz önüne alınır, fiber model yaklaşımı genellikle kullanışlı ve doğru bir yaklaşımdır. Analizlerin güvenilirliği aynı zamanda malzeme davranışlarını doğru olarak yansıtabilen malzeme bünye fonksiyonlarının özelliklerine ve analiz boyunca yapılan varsayımların basilleştirme düzeyine bağlıdır (Sezen ve Lodhi, 2011).

Elemanın yatay yük-tepe yerdeğiştirme davranışı ilgili kesitin moment-eğrilik ilişkisi dikkate alınarak belirlenir. Tepe yerdeğiştirme hesabı, eleman boyunca yayılı durumda olan eğriliklerin integrasyon yaklaşımıyla yapılmaktadır. Bu yaklaşımla artan eğriliklere bağlı olarak tepe yerdeğiştirme hesabı ve yatay kuvvet hesabı için sırasıyla Denklem 3.1' dan ve Denklem 3.2 'den faydalanılmıştır.

$$\Delta_f = \int_0^a \phi(x) x dx \quad (3.1)$$

$$V = \frac{M}{a} \quad (3.2)$$

$\phi(x)$ kolon eksenini boyunca x mesafesinde ölçülen eğrilik değerini, M eğilme momentini, V kesme kuvvetini, L eleman uzunluğunu ve a kesme açıklığını belirtmektedir.



Şekil 3.2. Eğilme deformasyonu hesabı için kullanılan plastik mafsalsal modeli (Sezen ve Lodhi, 2011).

Park ve Pauley (1975), eleman boyunca yayılan eğriliği plastik mafsalsal uzunluğu, L_p boyunca toplandığı varsayımıyla tepe yerdeğiştirilmesi için basitleştirilmiş bir öneri sunmuşlardır. Bu varsayıma göre gerçek eğrilik dağılımını elastik ve elastik olmayan kısım olarak ikiye ayırmıştır (Şekil 3.2.).

$$\Delta_f = \frac{\phi L^2}{3} \quad \phi \leq \phi_y \quad (3.3)$$

$$\Delta_f = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad \phi_y \leq \phi \leq \phi_u \quad (3.4)$$

ϕ analiz adımlarındaki her bir eğrilik değerini, ϕ_y ve ϕ_u ise akma ve güç tükenmesi eğrilikleri temsil etmektedir. Plastik mafsalsal için Pauley ve Prestley (1992) 'in önermiş olduğu $L_p = 0.5h$ değeri alınmıştır. Literatürde mevcut olan bazı plastik mafsalsal uzunlukları Tablo 3.1.'de sunulmuştur.

Tablo 3.1. Plastik mafsalsal uzunluklar için ampirik formüller (Zhao ve ark.,2011)

Referanslar	Önerilen Plastik Mafsalsal Uzunlukları (L_p)
Baker (1956)	$k(z/d)^{1/4}d$ (kiriş ve kolonlar için)
Priestley ve Park (1987)	$0.08a + 6d_b$ (kolonlar için)
Pauley ve Priestley (1992)	$0.08a + 0.022d_b f_y$ (kiriş ve kolonlar için)
Sheikh ve Khoury (1993)	$1.0h$ (yüksek aksenal yük seviyesindeki kolonlar için)
Coleman ve Spacone (2001)	$G_f^c l [0.6f_c'(\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + 0.8f_c'/E_c)]$
Panagiotakos ve Fardis (2001)	$0.18a + 0.021d_b f_y$ (kiriş ve kolonlar için)
Bae ve Bayrak (2008)	$\frac{L_p}{h} = \left[0.3 \left(\frac{\rho}{\rho_o} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 1 \right] \left(\frac{z}{h} \right) + 0.25$ ≥ 0.25 (kolonlar için)

3.1.2. Sıyrılma deformasyonu

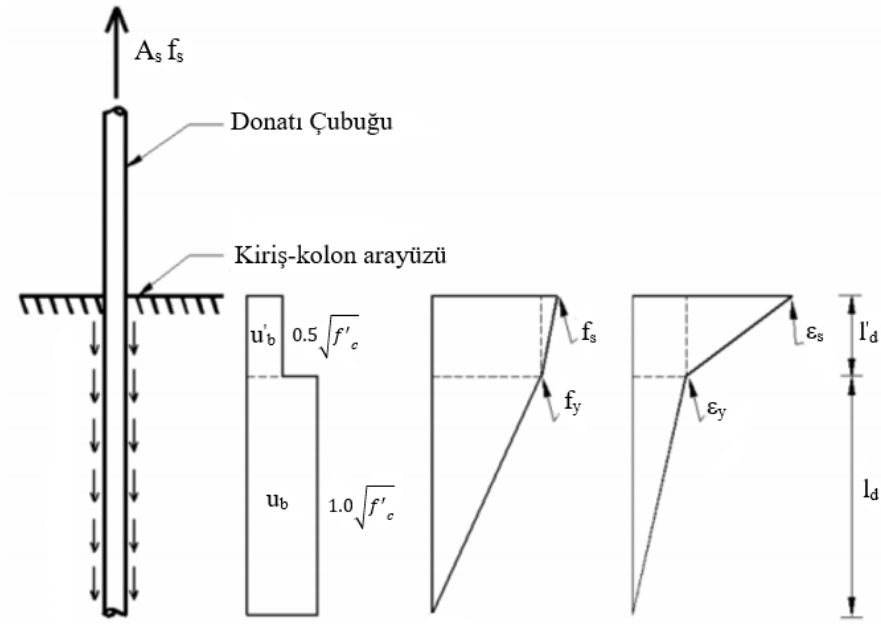
Beton ve çelik yüzeyleri arasındaki yük aktarımı ve gerilme geçişlerine aderans denir. Diğer bir deyişle beton ile donatı arasındaki kayma gerilmesi olarak ifade edilebilir. Eğilme momenti etkisi altındaki bir elemanda, çekme donatılarının developman boyu üzerinde gerilme yığılmaları oluşmaktadır. Elemanda bu gerilme yığılmalarıyla birlikte üç durum meydana gelmektedir. Birinci durumda donatıda meydana gelen çekme gerilmesinin aderans gerilmesinden büyük olması durumunda donatı betondan sıyrılır. İkinci durumda ise kolon ile temel arasındaki bağlantı yüzeyinde veya kolonda

gerilme yığılmaları betonda çatlaklar oluşturur ve donatı sıyrılması gerçekleşir. Üçüncü durum ise çekme donatısı uzar. Bu durumların oluşması halinde elemanda rijit-cisim dönmesi meydana gelir ve elemanda ek bir deplasman meydana gelir (Kazaz, 2012; Lodhi ve Sezen, 2012).

Bazı durumlarda elemanda donatı sıyrılmasından meydana gelen deformasyonların eğilmeden oluşan deformasyonlar kadar büyük olabileceği Sezen (2002) tarafından yapılan deneysel çalışmalar ile gösterilmiştir. Sezen ve Moehle (2006) tarafından gerçekleştirilen çalışmada sıyrılmadan kaynaklanan deformasyonların toplam deformasyonun %25-%40'ını oluşturduğu belirlenmiştir. Bu sebepten donatı sıyrılmasından kaynaklanan etkiler göz ardı edilmemesi gerekir.

Sıyrılma modelleri makro ve mikro modeller olmak iki kategoriye ayrılır. Makro modeller ortalama sıyrılma davranışını ele alır ve genellikle donatının developman boyu üzerinde düzgün veya kademeli olarak aderans gerilmesi olduğunu varsayar. Otani ve Sozen (1972), Alsiwat ve Saatcioglu (1992), Lehman ve Moehle (2000) modelleri bu türdendir. Mikro modeller beton ile donatı ara yüzünü modellemeye çalışır ve sayısal bir modelde genellikle değişken aderans gerilmesi-donatı sıyrılması ilişkisini kullanır. Modeller ile iyi bir etkileşim kursa da kenetlenme boyunca iç içe dögüsel iterasyonlar gerektirdiği için hesaplama açısından makro modeller daha ekonomiktir (Sezen ve Setzler, 2008).

OpenSees yapısal simülasyon programında, donatı sıyrılması iki şekilde tanımlanabilir. Biri eleman uçlarına sıfır uzunlukta yay elemanı atayarak, diğeri ise eleman uçlarına sıfır uzunlukta fiber kesit elemanı atayarak oluşturulmaktadır. Bu çalışma kapsamında sıfır uzunlukta yay elemanı kullanılmıştır. Bu elemana moment-sıyrılma dönmesi ilişkisi tanımlanır ve bu ilişki Python programında yapılan kesit analizleri sonucunda belirlenir. Bu çalışmada Sezen ve Setzler (2008) 'in Lehman ve Moehle (2000) tarafından yapılan çalışmaları kalibre ederek, önerdikleri sıyrılma modeli dikkate alınmıştır.



Şekil 3.3. Donatı Sıyırılma Modeli (Sezen ve Setzler, 2008)

Sıyırılma, ankraj boyunca şekil değiştirmelerin integrali şu şekilde hesaplanır:

$$sıyırılma = \int_0^{l_d+l'_d} \varepsilon(x) dx \quad (3.5)$$

Boyuna donatının elastik ve elastik olmayan davranış gösterdiği kısımlardaki developman boyları sırasıyla l_d ve l'_d simgeleri ile gösterilmiştir. Aderans gerilmeleri her bir aralıkta sabit olduğundan dolayı şekildeğiştirme dağılımları iki doğrulu şeklini almaktadır. Denklem 3.5'in integralinin alınmasıyla sıyırılma şu şekilde ifade edilir;

$$sıyırılma = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (3.6)$$

$$sıyırılma = \frac{\varepsilon_y l_d}{2} + \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y) l'_d}{2} \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \quad (3.7)$$

ε_s , yükleme anında donatı çeliğinin birim şekil değiştirmesine, ε_y ise donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesine karşılık gelmektedir. Ankraj boyları ise alttaki formüller yardımıyla hesaplanır.

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u_b} \quad (3.8)$$

$$l_d' = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4u_b'} \quad (3.9)$$

Burada; u_b : boyuna donatının akmadan önceki aderans gerilmesini, u_b' : boyuna donatının akmasından sonraki aderans gerilmesini, f_s : yükleme anında boyuna donatı gerilmesini, f_y : boyuna donatı akma gerilmesini, d_b : boyuna donatı çapını ifade etmektedir. $u_b = 1.0\sqrt{f_c'}$ ve $u_b' = 0.5\sqrt{f_c'}$ olarak alınmıştır. Denklem 3.6 ve Denklem 3.7 elastik ve elastik olmayan bölgeler için tanımlanmış kenetlenme boyları ve aderans gerilmeleri dikkate alınarak tekrardan düzenlenecek olursa, sıyrılma şu şekilde hesaplanabilir:

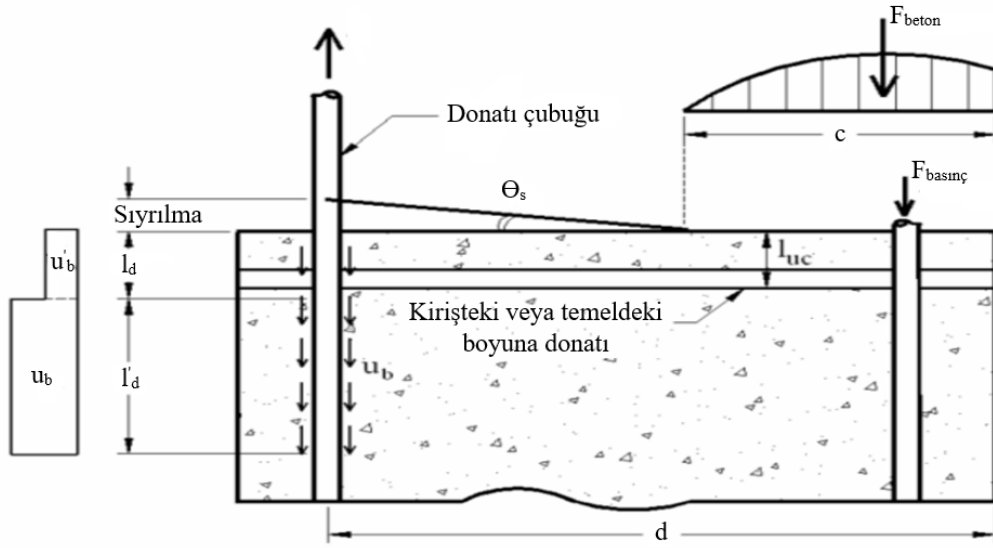
$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_s f_s l_d}{8u_b} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (3.10)$$

$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_s f_y l_d}{8u_b} + \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y) d_b}{8u_b'} \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \quad (3.11)$$

Donatı sıyrılmasından kaynaklanan kesit dönmesi, θ_s aşağıdaki gibidir:

$$\theta_s = \frac{sıyrılma}{d-c} \quad (3.12)$$

d ve c parametreleri sırasıyla kesit etkili derinliğini ve tarafsız eksen derinliğini ifade etmektedir (Şekil 3.4.).



Şekil 3.4. Donatı sıyrılmasından kaynaklı dönme hesabı (Sezen ve Setzler, 2008)

Donatı sıyrılmasından kaynaklanan rijit cisim dönmesi sonucunda elemanda meydana gelen yerdeğiştirme şu şekilde hesaplanır:

$$\Delta_s = \theta_s L \quad (3.13)$$

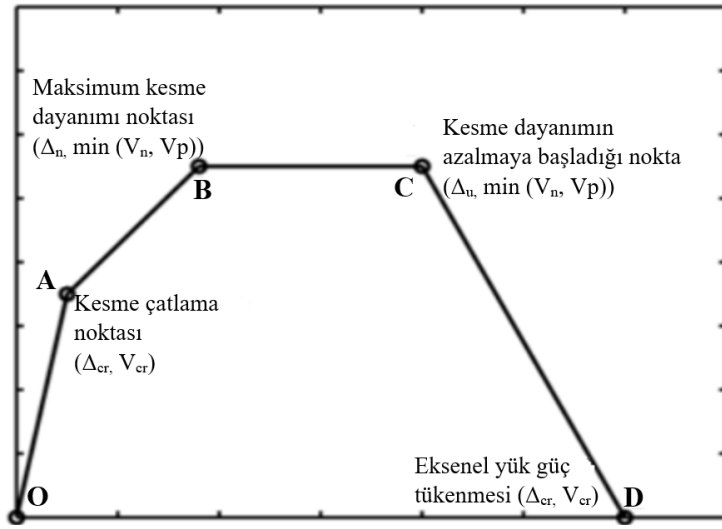
3.1.3. Kesme deformasyonu

Kesme kuvveti etkisi ile oluşan çekme gerilmelerinin betonu çatlatması sonucu oluşan güç tükenmesi ani olup, sünek olmayan türdendir. Kesme güç tükenmesi elemanın boyutu, geometrisi, yükleme ve yapısal özellikleri gibi birçok faktöre bağlıdır. Bu nedenle eleman kesme davranışı, tek bir kesit yerine sonlu bir uzunluk boyunca değerlendirilmesi gerekmektedir (Celep, 2013).

Betonarme elemanlardaki kesme deformasyonları, deneysel bir düzenekte veya gerçek bir yapıda diğer deformasyon bileşenlerinden bağımsız olarak ölçülmesi ve tam olarak anlaşılması zordur (Lodhi ve Sezen, 2012). Genellikle araştırmacılar ve tasarım mühendisleri tarafından ihmal edilmektedir. Tasarımı iyi yapılmış bir kolonun kesme deformasyon katkısı, genellikle toplam yatay deformasyonun %10 'dan daha az bir katkı sağlamaktadır (Lehman ve Moehle, 2000). Tasarım kodlarına göre uyulmayan eski betonarme kolonlarda kesmeden kaynaklı deformasyonların katkısı yaklaşık %40

civarlarına kadar çıkabilmektedir (Sezen, 2008). Bu tip kolonların kesme deformasyon katkılarının dikkate alınması gerekir.

Sünek olmayan betonarme kolonların kesme davranışları için Sezen (2008) tarafından 4 kritik noktadan oluşan multiliner bir model önermiştir. Bu modelde kritik noktalar: Kesme çatlama noktası (A noktası), maksimum kesme dayanımı noktası (B noktası), kesme dayanımının azalmaya başladığı nokta (C noktası) ve eksenel yük güç tükenmesi noktasıdır (D noktası) (Şekil 3.5.).



Şekil 3.5. Kesme deformasyon modeli (Sezen, 2008)

Eleman kesme çatlama dayanımı, V_{cr} ve buna karşılık gelen yerdeğiştirme, Δ_{cr} noktasına kadar elastik davrandığı kabulü yapılmıştır. Bu noktadaki dayanım ve yerdeğiştirme değerleri Denklem 3.14 ve Denklem 3.15'e göre hesaplanır:

$$V_{cr} = \left(\frac{P}{2f'_c A_g} + 0.10 \right) \frac{GA_g}{L} \quad (3.14)$$

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr} L}{GA_g} \quad (3.15)$$

İlk eğik kesme çatlak oluşmasıyla birlikte elemanın kesme rijitliği azalır. Bu azalma sadece kesme dayanımının yetersiz olduğu kolonlar için değil, aynı zamanda iyi

tasarlanmış kolonlar için de geçerli olan bir durumdur. Rijitlikteki bu azalma A ve B noktaları arasındaki eğriyi temsil etmektedir. Betonarme kolonun maksimum kesme dayanımı, V_n ve karşılık gelen yerdeğiştirme Δ_{cr} şu şekilde hesaplanır:

$$V_n = k \left[\left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} \right) 0.8A_g + \frac{A_v f_{yv} d}{s} \right] \quad (3.16)$$

$$\Delta_{v,n} = \frac{1}{5000} \frac{f_y \rho_l}{a/d \sqrt{\frac{P}{A_g f'_c}}} - 0.0004 L \quad (3.17)$$

Burada; P: uygulanan aksel yükü A_v : enine donatı alanını, f_{yv} : enine donatı akma dayanımını, d: kesit etkili derinliğini, s: enine donatı aralığını, k: kesme dayanımındaki azalmayı dikkate alan katsayıyı ve a: kesme açıklığını ifade etmektedir. a değeri çift eğrilikli kolonlarda L/2 ve tek eğrilikli kolonlarda L değerini almaktadır.

Kolon kesme rijitliği, maksimum kesme dayanımından kesme dayanımının azalmasına kadar olan kısımda sıfır olduğu kabulü yapılır. Bu kısımda artan yüklemeler ile eğik kesme çatlakları daha belirgin hale gelmektedir. Kesme dayanımının azaldığı noktadaki yerdeğiştirme Denklem 3.18 ile hesaplanabilir (Gerin ve Adebar, 2004).

$$\Delta_{v,u} = \left(4 - 12 \frac{v_n}{f'_c} \right) \Delta_{v,n} \quad (3.18)$$

$v_n (= V_n/bd)$ maksimum dayanımdaki kayma gerilmesidir. Δ_{ALF} , aksel yük göçme durumuna karşılık gelen toplam yerdeğiştirme hesabı için Elwood ve Moehle (2005) tarafından önerilen model dikkate alınmıştır. Bu deplasman Denklem 3.19'a göre hesaplanmaktadır ve θ (kesme çatlamaşının ortalama kesme açısı) yaklaşık 65° kabul edilmiştir.

$$\Delta_{ALF} = \frac{4}{100} \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_v f_{yv} d \tan \theta} \right)} L \quad (3.19)$$

Kolonlar, V_n , V_y ve V_p değerleri kıyaslanarak beş kategoride sınıflandırılır. Eğilme, sıyrılmaya ve kesme kaynaklı deformasyonların kombinasyonları altta verilen kategorilere göre belirlenir:

- Kategori I ($V_n < V_y$): Kolon kesme dayanımının, kolon akma dayanımından küçük olması durumunda, eğilme davranışı kesme dayanımına ulaşana kadar elastik kalmaktadır. Bu dayanımdan sonra kolondaki davranış kesme kaynaklı oluşmakta ve güç tükenmesi kesmeden kaynaklı oluşmaktadır.
- Kategori II ($V_y \leq V_n < V_p$): Kesme dayanımı akma dayanımından büyük, eğilme dayanımından küçük değer almaktadır. Kolonun eğilme davranışı, kesme dayanımına ulaşana elastik olmayan davranış sergilemektedir. Fakat kesme dayanımına ulaştıktan sonra kesme davranışı hâkim olmakta ve kolonda kesme kaynaklı göçme meydana gelmektedir.
- Kategori III ($0.95V_p \leq V_n < 1.05V_p$): Kesme ve eğilme dayanımları birbirlerine yakın değerler almaktadır. Bu kategoride kesme ve eğilme davranışlarından birinin hâkim olduğunu tam olarak söylenemez. Davranışta hem kesme hem de eğilme davranışları eşzamanlı olarak etki etmektedir.
- Kategori IV ($1.05V_p \leq V_n < 1.4V_p$): Kesme dayanımı eğilme dayanımından büyüktür. Eğilme davranışının hâkim olduğu kolonlarda büyük eğilme deformasyonları meydana gelebilir. Kesmeden kaynaklı elastik olmayan deformasyonlar maksimum eğilme dayanımına kadar etki etmektedir.
- Kategori V ($1.05V_p < V_n$): Kesme dayanımı eğilme dayanımından oldukça büyük bir değer almaktadır. Kesme davranışı elastik kalırken, kolonda eğilmeden kaynaklı güç tükenmesi meydana gelmektedir.

3.2. Malzeme Modelleri

OpenSees yapısal simülasyon programında ve Python programında oluşturulan doğrusal olmayan modeller için fiber kesitler kullanılmıştır. Fiber kesitlerdeki her bir fiberin temsili için seçilen malzeme bünye fonksiyonları alt kısımda anlatılmış ve analizlerde bu malzeme modellerinden faydalanılmıştır.

3.2.1. Beton modelleri

3.2.1.1. Kent ve park modeli (Sargısız Beton Modeli)

Sargısız beton kısmının σ - ε eğrisi, Kent ve Park (1971) tarafından önerilen model ile oluşturulmuştur (Şekil 3.6.). Sargısız betonun σ - ε eğrisi iki kısımdan oluşmaktadır. Eğrinin birinci kısmı dayanımdaki artışların temsil etmektedir. Bu kısım, beton basınç dayanımının maksimum değer aldığı ε değerine kadar ikinci derece bir parabol olarak davranış göstermektedir ve şu şekilde ifade edilir:

$$\sigma_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (3.20)$$

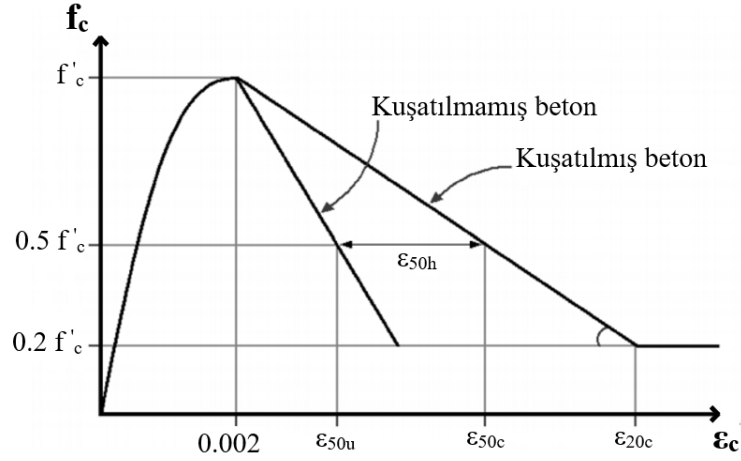
İkinci kısım ise beton basınç dayanımı $\sigma_c = 0.2f'_c$ değerine ulaşıncaya kadar lineer olarak tanımlanmaktadır. Bu kısımda gerilmedeki azalma Z_u değeri ile tanımlanmış ve bu değere bağlı gerilme şu şekildedir:

$$\sigma_c = f'_c [1 - Z_u(\varepsilon_c - \varepsilon_{co})] \quad (3.21)$$

$$Z_u = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} f'_c \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{c50} = \frac{2 + 0.285f'_c}{142f'_c - 1000} \quad (3.23)$$

Burada; f'_c : betonun karakteristik basınç dayanımını, ε_{co} : sargısız betonun maksimum basınç dayanımına karşılık gelen birim değerini ve ε_{c50} : sargısız beton maksimum dayanımının %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirme değerini ifade etmektedir.



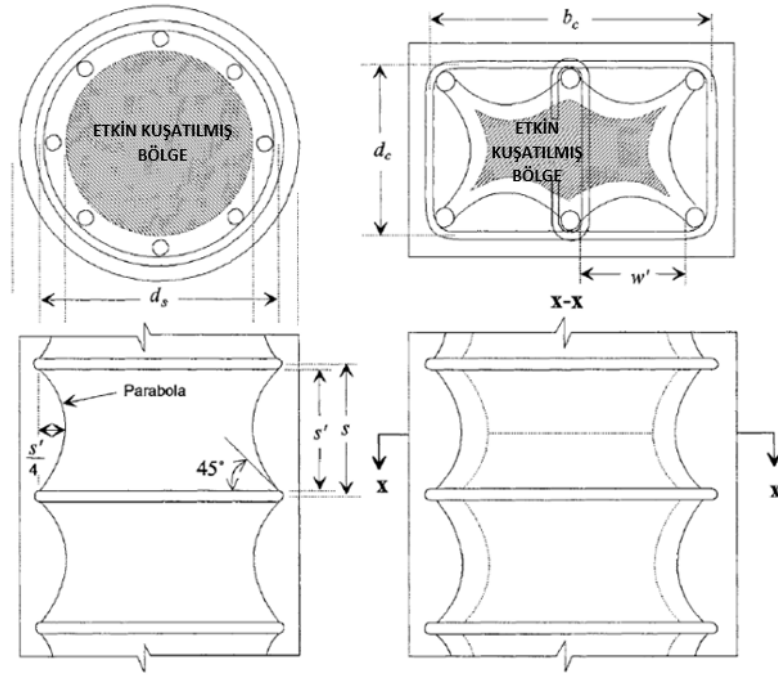
Şekil 3.6. Kent-Park Beton Modeli (Kent ve Park, 1971)

3.2.1.2. Chang ve Mander modeli (Sargılı Beton Modeli)

Sargılı beton model için Chang ve Mander (1994) tarafından önerilen beton modeli kullanılmıştır. Modelde fret, dairesel veya dikdörtgen etriyelerin meydana getirdiği sargı etkisi için Mander ve arkadaşları (1988) tarafından önerilen modelden faydalanılmıştır.

Mander ve ark. (1988) yapılan çalışmaya göre dikdörtgen kesitlerdeki etkin sargılı beton alanı, A_e şu şekilde hesaplanır:

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_i^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s'_i}{b_c} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s'_i}{d_c} \right) \quad (3.24)$$



Şekil 3.7. Dairesel ve dikdörtgen kesitlerin sargılama mekanizması (Chang and Mander, 1994)

Denklem (3.23)'de verilen değişkenler Şekil 3.7.'de gösterilmiştir. Çekirdek betonun alan hesabı ise Denklem (3.24) yardımıyla hesaplanır.

$$A_{cc} = b_c d_c - A_{st} \quad (3.25)$$

Dikdörtgen elemanın her bir doğrultusu için etkili sargılama basınçları f'_{lx} ve f'_{ly} farklı olup,

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh}; \quad f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (3.26)$$

bağıntıları ile belirlenir. Bu bağıntılardaki k_e sargılama etkinlik katsayısını, ρ_x ve ρ_y sırasıyla x ve y doğrultuları için donatıların hacimsel oranlarını ve f_l yanıl sargı basıncını ifade etmektedir ve şu bağıntılar ile hesapları yapılır:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}; \quad \rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}; \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c}; \quad f_l = \frac{f'_{lx} + f'_{ly}}{2} \quad (3.27)$$

Chang ve Mander (1994) sargılı betonun dayanımını hesaplamak için aşağıda verilen formülleri önermişlerdir:

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + Ax' \left(0.1 + \frac{0.9}{1+Bx'} \right); \quad f_{11} = \min(f'_{lx}; f'_{ly}); \quad f_{12} = \max(f'_{lx}; f'_{ly}) \quad (3.28)$$

$$x' = \frac{f_{11} + f_{12}}{2f_{co}}; \quad r = \frac{f_{11}}{f_{12}} \quad (3.29)$$

$$A = 6.886 - (0.6069 + 17.275q)e^{-4.989q} \quad (3.30)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A}[0.9849 - 0.6306e^{-3.8939q}] - 0.1} \quad (3.31)$$

K analitik sargı oranı, A ve B yanal sargılamadan dolayı dayanımdaki artışın hesaplanması için kullanılan katsayılardır. Sargılı betonun basınç dayanımı şu şekilde hesaplanır:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (3.32)$$

Sargı donatısı miktarı betonun şekil değiştirmesinde önemli etken olduğundan dolayı betonun maksimum gerilmesiyle doğrudan ilişkilidir. Bu ilişkiye göre k_1 katsayısı ve bu katsayı kullanılarak betonun maksimum dayanımdaki birim şekil değiştirme hesabı için k_2 katsayısı şu şekildedir:

$$k_1 = A * \left(0.1 + \frac{0.9}{1+Bx'} \right) \quad (3.33)$$

$$k_2 = 5k_1 \quad \text{Normal dayanımlı enine donatı için } f_{yh} \leq 413.68 \text{ MPa} \quad (3.34)$$

$$k_2 = 3k_1 \quad \text{Yüksek dayanımlı enine donatı için } f_{yh} > 413.68 \text{ MPa} \quad (3.35)$$

Sargılı betonun maksimum dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirmesi, ϵ_{cc} şu şekilde hesaplanır:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}(1 + k_2 x') \quad (3.36)$$

Betonun elastisite modülü ise şu şekildedir:

$$E_c = 8200 f_c'^{3/8} \quad (3.37)$$

3.2.1.3. Belarbi ve Hsu modeli (Betonun Çekme Davranış Modeli)

Betonun çekme davranışı Belarbi ve Hsu (1994) tarafından önerilen model ile yansıtılmıştır. Bu modelde betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışı, betonun çatlamasına kadar doğrusal kabul edilir. Çatlamadan sonra Şekil 3.8.'de görüldüğü üzere azalan bir eğri şeklini almaktadır. Belarbi ve Hsu (1994) tarafından önerilen model:

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t,cr} \quad (3.38)$$

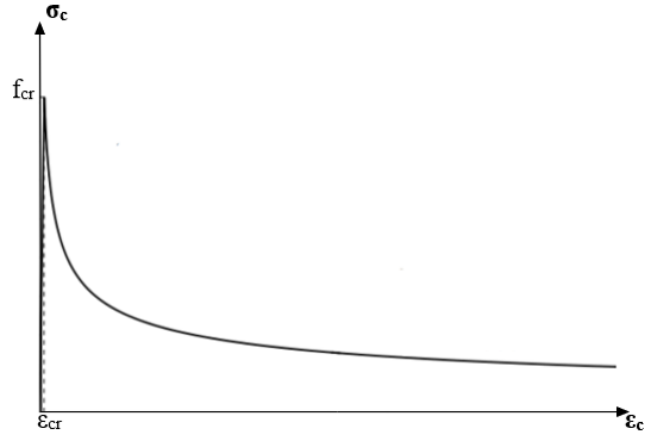
$$\sigma_t = f_{t,cr} \left(\frac{\varepsilon_{t,cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.4} \quad \varepsilon_{t,cr} \leq \varepsilon_t \quad (3.39)$$

$$E_{c,t} = 3875 \sqrt{f_c'} \quad (3.40)$$

$$f_{t,cr} = 0.31 \sqrt{f_c'} \quad (3.41)$$

$$\varepsilon_{t,cr} = 0.00008 \quad (3.42)$$

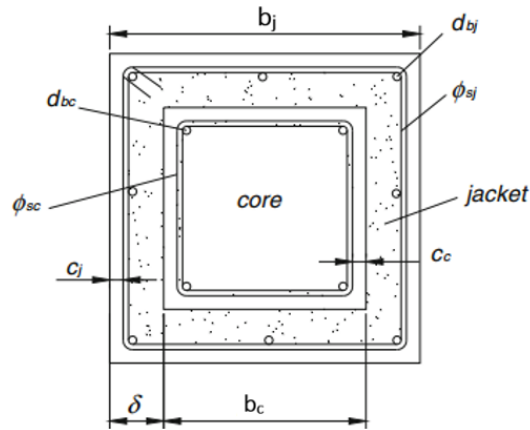
Bu denklemlerde; ε_t : betonun çekme birim şekil değiştirmesi, σ_t : betonun çekme gerilmesi, $f_{t,cr}$: betonun çatlama dayanımı ve ε_{cr} : betonun çatlama birim şekil değiştirmesidir.



Şekil 3.8. Betonun çekme gerilme-birim şekildeğiştirmesi (Belarbi ve Hsu,1994)

3.2.1.4. Campione, Fossetti, Giacchino ve Minafo modeli (Betonarme Mantolu Beton Modeli)

Betonarme mantolama işlemi uygulandığı betonarme kesit, betonarme mantonun kabuk kısmını oluşturduğu sargısız beton, manto enine donatısı ile mevcut kesit arasında kalan kısmi sargılı beton ve betonarme manto ile çevresinin kuşatıldığı tamamı sargılı beton olmak üzere üç farklı kısımdan oluşmaktadır.



Şekil 3.9. Betonun mantolanmış kolonun enkesit görünümü (Campione ve ark., 2014)

Tamamı sargılı betonun davranışı için Campione ve ark. (2014) tarafından önerilen beton modeli kullanılmıştır. Bu beton modelinin gerilme-birim şekil yaygın olarak kullanılmakta olan Mander ve arkadaşlarının (1988) önerdikleri beton modeli ile sağlanmıştır.

İç kısımda mevcut olan enine donatıların düzleme paralel ve düzleme dik doğrultularda meydana getirdiği etkileri niteleyen katsayılar sırasıyla k_{pc} ve k_{vc} değişkenleridir ve aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$k_{pc} = \left(1 - \frac{4}{6} \frac{(b_c - 2c_c - 2d_{bc})^2}{(b_c - 2c_c)^2}\right) \quad (3.47)$$

$$k_{vc} = \left(1 - \frac{s_c}{2(b_c - c_c)}\right)^2 \quad (3.48)$$

Dış kısımda mevcut kesiti de çevreleyen enine donatıların düzleme paralel ve düzleme dik doğrultularda oluşturduğu etkiler sırasıyla k_{ej} ve k_{vj} katsayıları ile şu şekilde tanımlanır:

$$k_{ej} = 1 - \frac{2}{3b_c^2} \sqrt{(b_c + 2c_j - 2\delta)^3} \sqrt{b_c - 2c_j + 2\delta} \quad (3.49)$$

$$k_{vj} = \left(1 - \frac{s_j}{2(b_c + 2\delta - 2c_j)}\right)^2 \quad (3.50)$$

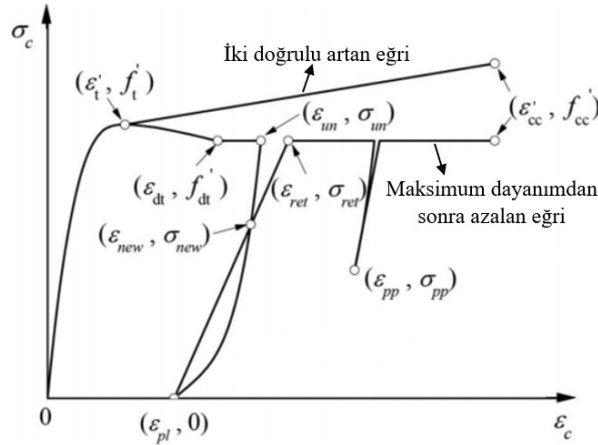
İç ve dış kısımdaki etriyelerin sargı etkisi göz önüne alınarak tamamı sargılı betonun nihai birim şekil değiştirmesi aşağıdaki bağıntıdaki gibidir: (Penelis ve Kappos [18])

$$\varepsilon_{cu,t} = 0.004 + \frac{2.8}{f_{cc}} \left[\frac{f_{ysj} \varepsilon_{su} A_{sj}}{s_j (b_j - \delta_j)} + \frac{f_{ysc} \varepsilon_{suc} A_{sc}}{s_c (b_c - c_c)} \right] \quad (3.51)$$

f_{ysc} , ε_{suc} , A_{sc} sırasıyla mevcut kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımını, mevcut kesitteki boyuna donatı çeliğinin nihai birim uzamasını ve mevcut kesit alanını ifade ederken, f_{ysj} , ε_{su} , A_{sj} ise sırasıyla manto kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımını, manto kesitteki boyuna donatı çeliğinin akma dayanımını nihai birim uzamasını ve manto kesit alanını temsil etmektedir.

3.2.1.5. Z.Wang, D.Wang, Smith ve Lu modeli (CFRP Sargılı Beton Modeli)

CFRP sargılı beton davranışı için Wang ve arkadaşları (2012b) modeli tercih edilmiştir. Modelin oluşturulmasında Wang ve arkadaşlarını (2012a) yaptıkları çalışma da dikkate alınmıştır. Bu modeldeki σ - ε ilişkisi artan ve maksimum dayanımdan sonra azalan eğriler olmak üzere iki şekilde tanımlanmaktadır. CFRP ile sargılı betonun davranışı, eğer modifiye sargı oranı, $MC_R = f_{lm}/f'_c$ 0.17'den küçük ise maksimum dayanımdan sonra azalan eğriyle, değilse iki doğrusu artan eğri ile temsil edilir (Şekil 3.11.). Wang ve arkadaşlarının (2012) çalışmalarındaki deney numunelerinin iki doğrusu artan eğri olarak modellendiğinde analiz sonuçları deney sonuçlarıyla yakın değerler aldığı görülmüştür. Bu nedenle bu çalışma kapsamında CFRP ile sargılı beton modeli için iki doğrusu artan eğri kullanılmıştır.



Şekil 3.11. CFRP sargılanmış beton model (Wang ve ark., 2012b)

CFRP sargısının oluşturduğu efektif kuşatma basıncı, f_{lf} aşağıda verilmiştir:

$$f_{lf} = k_a \frac{2E_f n_f t_f \varepsilon_{fe}}{D} = 0.5 k_{ef} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} \quad (3.52)$$

Denklem 3.52'de verilen E_f , n_f , t_f , ε_{fe} ve ε_{fu} değişkenleri sırasıyla CFRP malzemesinin çekme elastisite modülünü, CFRP katman sayısını, bir katman CFRP sargısının kalınlığını, CFRP sargısının efektif kopma birim şekil değiştirmesini ve CFRP malzemesinin üreticiler tarafından önerilen nihai kopma birim şekil

değiştirmesini ve dikdörtgen kesitler için eşdeğer daire çapını temsil etmektedir. CFRP sargısının efektif kopma birim şekil değiştirmesi, ε_{fe} şu şekilde hesaplanır:

$$\varepsilon_{fe} = k_{\varepsilon} \varepsilon_{fu} \quad (3.53)$$

Şekil etkinlik faktörü κ_a , dört köşesinden 45° 'lik açılar ile yayılan paraboller arasında kalan alanı temsil eden efektif kuşatılmış alanın, en kesit alanına oranıdır. Dikdörtgen kesitler için κ_a 'nın hesabı için Lam ve Teng (2003) tarafından önerilmiş şu formül kullanılmaktadır:

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1 - \frac{(b-2r_c)^2 + (h-2r_c)^2}{A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (3.54)$$

Kare kesitler için ise şekil etkinlik faktörü, κ_a Wang ve arkadaşları (2012a) tarafından önerilen şu formül ile hesaplanır:

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{1 - \frac{2(b-2r_c)^2}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (3.55)$$

r_c köşe yuvarlama yarıçapını ve ρ_g boyuna donatı oranını temsil etmektedir. Köşesi yuvarlatılmış olan kare ve dikdörtgen kesitli elemanların brüt enkesit alanı şu şekildedir:

$$A_g = bh - (4 - \pi)r_c^2 \quad (3.56)$$

Enine donatı etkisiyle meydana gelen etkin kuşatma basıncı, f_{ls} şu şekilde formülize edilir:

$$f_{ls} = k_{es} k_v \rho_{eff} f_{yh} \quad (3.57)$$

Burada k_{es} :enine donatının yatay doğrultudaki kuşatma basıncı, k_v :enine donatının dikey doğrultudaki kuşatma basıncı, ρ_{eff} : efektif donatı oranı ve f_{yh} :enine donatının akma dayanımıdır. k_{es} , k_v ve ρ_{eff} şu şekilde hesaplanır:

$$k_{es} = \frac{1 - \Sigma(w_{xi}^2 + w_{yi}^2) / 6b_c d_c}{1 - \rho_{cc}}; k_v = \left(1 - \frac{s}{2d_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right); \rho_{eff} = \frac{\rho_x b_c + \rho_y d_c}{b_c + d_c} \quad (3.58)$$

CFRP sargı, enine donatı ve boyuna donatı için tanımlanan boyutsuz parametreler sırasıyla λ_f , λ_h ve λ_l şu şekilde formülize edilir:

$$\lambda_f = \frac{\kappa_a \rho_{eff} f_f}{f'_c}; \quad \lambda_h = \frac{\rho_{st} f_{yh}}{f'_c}; \quad \lambda_l = \frac{\rho_g f_y}{f'_c} \quad (3.59)$$

ρ_{st} , enine donatı oranını ifade etmektedir. CFRP beton modelinin σ - ε ilişkisi aşağıda verilen denklemler ile tanımlanır:

$$\sigma_f = f'_{t,f} \left(\frac{E_c}{E_p} \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon'_{t,f}} + \left(3 - 2 \frac{E_c}{E_p}\right) \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon'_{t,f}}\right)^2 + \left(\frac{E_c}{E_p} - 2\right) \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon'_{t,f}}\right)^3 \right) \quad \varepsilon_f \leq \varepsilon'_{t,f} \quad (3.60)$$

$$\sigma_f = f'_{t,f} \left(1 + \frac{(f'_{cc,f} - f'_{t,f})}{(\varepsilon'_{cc,f} - \varepsilon'_{t,f}) E_p} \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon'_{t,f}} - 1\right) \right) \varepsilon'_{t,f} \leq \varepsilon_f \quad (3.61)$$

Burada $E_c = 4733\sqrt{f'_c}$ sargısız betonun elastisite modülüdür. f'_t ve ε'_t CFRP sargılı betonun maksimum gerilmesi ve bu dayanıma karşılık gelen birim şekil değiştirmesini ifade etmektedir. $f'_{cc,f}$ ve $\varepsilon'_{cc,f}$ ise CFRP sargılı betonun nihai gerilme ve birim şekil değiştirme değerleridir. Bu değişkenler, altta verilen formüller yardımıyla hesaplanır:

$$f'_{t,f} = f'_c (1 + 0.35\lambda_f + 0.5\lambda_h + 0.85\lambda_l) \quad (3.62)$$

$$\varepsilon'_{t,f} = \varepsilon_{co} (1 + 2.0\lambda_f + 2.5\lambda_h) \quad (3.63)$$

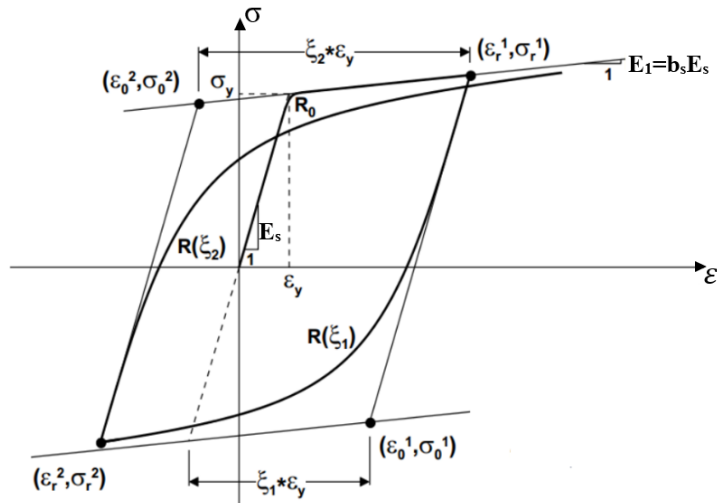
$$f'_{cc,f} = f'_c \left(0.2 + 3.47 \left(\frac{f_{lf}}{f'_c}\right)^{0.64} + 0.59 \left(\frac{f_{ls}}{f'_c}\right)^{0.2} \right) \quad (3.64)$$

$$\varepsilon'_{cc,f} = \varepsilon_{co} \left(2 + 73.31 \left(\frac{f_{lf}}{f'_c} \right)^{1.07} + 5.06 \left(\frac{f_{ls}}{f'_c} \right)^{0.03} \right) \quad (3.65)$$

3.2.2. Donatı modeli (Donatılar için Malzeme Modeli)

3.2.2.1. Menegotto ve Pinto Donatı modeli

Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen bu model, Filippou ve arkadaşları (1983) tarafından izotropik pekleşme etkisi tanımlanarak geliştirilmiştir. Ayrıca çevrimsel yükleme durumunda donatı gerilme-şekil değiştirme eğrisindeki yükleme ve boşaltma kısımlarının elastisite modülündeki azalmayı temsil etmek için Bauschinger etkisi tanımlanmıştır (Şekil 3.12.).



Şekil 3.12. Menegotto ve Pinto (1973) donatı modelinin gerilme-birim şekil değiştirme bağıntısı (Kolozvari ve ark., 2015)

Menegotto ve Pinto (1973) donatı modelinin çevrimsel gerilme-şekil değiştirme ilişkisi şu şekildedir:

$$\sigma^* = b_s \varepsilon^* + \frac{(1-b_s)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*R)^{1/R}} \quad (3.66)$$

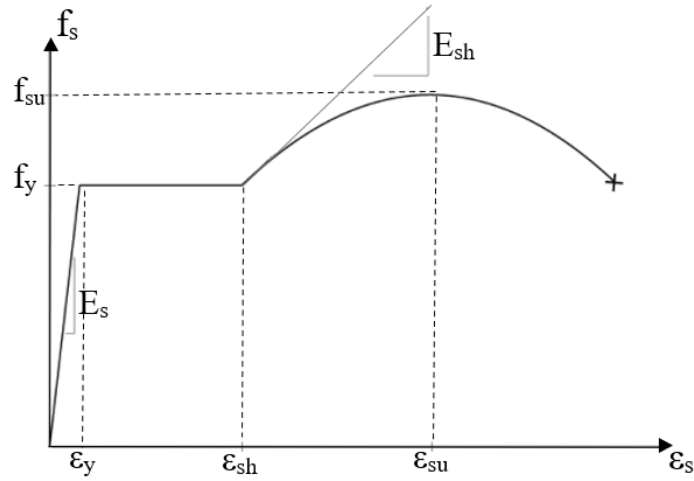
Çelik donatısının normalize edilmiş gerilme (σ^*) ve birim şekil değiştirme (ε^*) değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\varepsilon^* = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_r)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_r)} ; \quad \sigma^* = \frac{(\sigma - \sigma_r)}{(\sigma_0 - \sigma_r)} \quad (3.67)$$

E_s ve E_1 sırasıyla çelik donatısının elastisite modülü ve çelik donatısının pekleşme rijitliğidir. σ_r ve ε_r , eğrinin dönüm noktasındaki gerilme ve şekil değiştirme değerleridir. R , iki asimptot arasındaki geçiş eğrisinin şeklini tanımlayan Bauschinger etki katsayısıdır. σ_0 ve ε_0 , iki asimptotun birleştiği noktadaki gerilme-şekil değiştirme değerleridir. b_s parametresi donatı pekleşme oranını temsil etmektedir.

3.2.2.2. Chang ve Mander Donatı modeli

Boyuna donatıların modellenmesinde yaygın olarak kullanılan diğer bir model Chang ve Mander (1994) donatı modelidir. Bu modelde elastik davranış gösterdiği elastik kısımdan, akma dayanımına ulaştığı andan itibaren sabit gerilme altında şekil değiştirdiği akma sahanlığından ve gerilmenin tekrardan artış gösterdiği pekleşme bölgesinden oluşmaktadır. (Şekil 3.13.).



Şekil 3.13. Chang ve Mander (1994) donatı modelinin gerilme-birim şekildeğiştirme bağıntısı (Kolozvare ve ark., 2015)

Donatı modeline ait denklemler aşağıda verilmiştir:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (3.68)$$

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})\alpha E_s \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (3.69)$$

$$f_s = f_{su} - (f_u - f_{sh})\left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^P \quad \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (3.70)$$

Burada; $P = E_{sh} \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})}{(f_{su} - f_{sh})}$ pekleşme bölgesi derecesini; donatı gerilmesi, ε_s ; çelik donatısının birim şekildeğiştirmesi, ε_y , çelik donatısının akma birim şekildeğiştirmesi; ε_{sh} , çelik donatısının pekleşmeye başladığı birim şekildeğiştirme değeri; ε_{su} , çelik donatısının nihai birim şekildeğiştirme değeri; f_y , çelik donatısının akma dayanımı; f_{su} , çelik donatısının nihai dayanımı; E_s , çelik donatısının elastisite modülü; E_{sh} , çelik donatısının pekleşme modülüdür.

Donatının basınç ve çekme altındaki davranış farklılığı Dodi ve Restrepo-Posada (1995) tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi bu model ile ilişkilendirilmiştir. Ayrıca bu donatı modelinde basınç donatısının artan gerilme durumunda meydana gelebilecek donatı burkulma etkisi için Gomes ve Appleton (1997) ve Dhakal ve Maekawa (2002) önermiş oldukları yöntemler de dikkate alınabilmektedir [OpenSees Kütüphanesi]. Bu çalışma kapsamında donatı burkulması için Dhakal ve Maekawa (2002) modeli dikkate alınmıştır.

BÖLÜM 4. DENEYSEL ÇALIŞMALARIN TANITILMASI VE DOĞRUSAL OLMAYAN SE MODELLERİNİN OLUŞTURULMASI

4.1. Giriş

Bu bölümde kesme veya kesme-eğilme davranışı gösteren kolonların, betonarme mantolu kolonların ve CFRP kompozit ile sargılanan kolonların sismik davranışlarını incelemek amacıyla doğrusal olmayan SE modelleri oluşturulmuştur. Bu modellerin oluşturulmasında yığılı davranış modelinden ve elastik olmayan şekildeğiştirmelerin eleman boyunca yayıldığını temsil edebilen yayılı plastik davranış modelinden faydalanılmıştır. Doğrusal olmayan SE modelleri, yığılı plastik modeli kullanılarak Python programında ve yayılı plastik modeli kullanılarak OpenSees programında oluşturulmuştur.

OpenSees programında yayılı plastik davranış modeli için kuvvet tabanlı yaklaşım tercih edilmiştir. Bu yaklaşım için forceBeamColumn elemanı kullanılmıştır. Bu eleman boyunca tanımlanan her integrasyon noktası için fiber kesit tanımlanmıştır. Fiber kesit içerisindeki her bir fiber hücresi ise doğrusal olmayan malzeme modelleri ile oluşturulmuştur. Python programında yığılı plastik davranış modeli için ise lifli plastik mafsalsal modeli olarak adlandırılan yöntemden faydalanılmıştır. Lifli plastik mafsalsal modelinde de eleman kesiti beton ve donatı fiberlerine ayrılmış ve her bir fibere doğrusal olmayan malzeme modelleri tanımlanmıştır. Böylelikle klasik plastik mafsalsal modelinden farklı olarak eleman davranışı idealize edilmeden ve kesit özelliklerinden meydana gelebilecek birtakım karmaşıklıklar oluşmadan modellenebilmektedir. OpenSees programında statik itme ve çevrimsel analizler yapılırken, Python programında sadece statik itme analizleri gerçekleştirilmiştir.

Tüm analizlerde donatı sıyrılmasından kaynaklanan ek deformasyonlar dikkate alınmıştır. Donatı sıyrılmasının doğru bir şekilde modellere yansıtılması için fiber kesit geometrisinin oluşturulması ve doğrusal olmayan malzeme modellerinin seçiminin doğru yapılması gerekir. Bu sebep ile Python ve OpenSees' te yapılan kesit analizleri, XTRACT (2004) programından yapılan kesit analizleri ile kıyaslanarak güvenilirliği kanıtlanmış ve kesit analizleri Python veya OpenSees programından hesaplanarak donatı sıyrılma modeli doğrusal olmayan modellere entegre edilmiştir. Ayrıca sadece kesme hasarı ile güç tükenmesi gösteren kolonlar için kesme davranışı yansıtan sıfır uzunlukta elemanlar tanımlanmıştır.

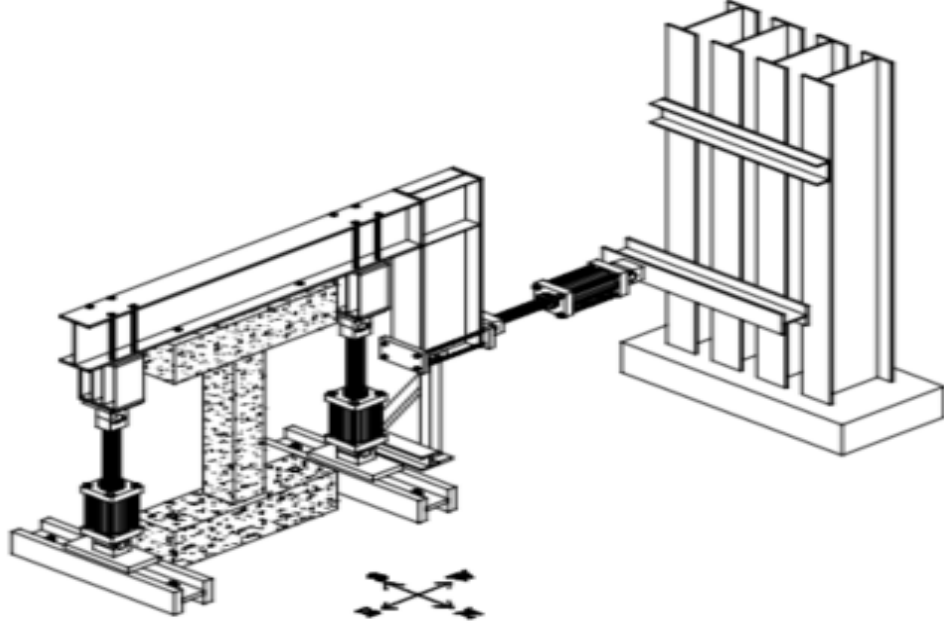
Doğrusal olmayan modellerin güvenilirliğini test etmek amacıyla literatürden kesme davranışı gösteren kolonlar, BM ile güçlendirilen kolonlar ve CFRP ile güçlendirilmiş kolonlar için sırasıyla Sezen (2002), Júlio ve Branco (2008) ve Ghatte ve arkadaşları (2016) tarafından yapılan deneysel çalışmalar seçilmiştir. Bu bölümde hem Python hem de OpenSees programında oluşturulan modeller adım adım anlatılsa da deneysel çalışmalar sadece statik çevrimsel yükler altında OpenSees modelleri ile gerçekleştirilen analizlerle kıyaslanmıştır. Python ve OpenSees programlarında gerçekleştirilen statik itme analiz sonuçları ise Ek-3,4,5'te verilmiştir.

4.2. Literatürden Alınan Deneysel Çalışmalar

4.2.1. Kesme ve kesme-eğilme güç tükenmesi davranışı gösteren betonarme kolon numuneleri (Sezen (2002))

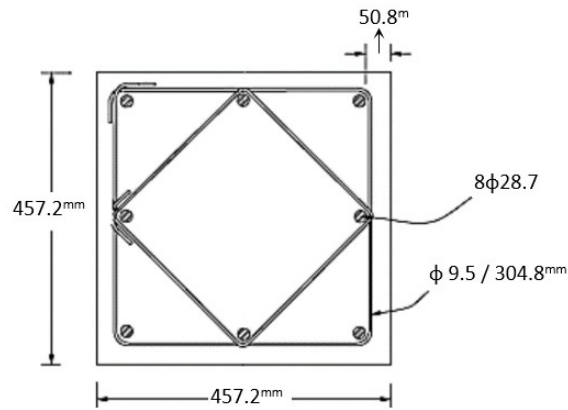
Sezen (2002), farklı eksenel yükler ve yatay yerdeğiştirme protokolleri uygulanan yetersiz enine donatıya sahip betonarme kolonların, kesme ve kesme-eğilme güç tükenmesi durumunu inceleyen deneysel bir çalışma yapmıştır. Deneysel çalışmada dört adet tam ölçekli kolon numunesi test edilmiştir. Bu kolonların üçü sabit eksenel yük altında tersinir tekrarlı yüklere maruz bırakılmıştır. Diğer kolonun eksenel yük durumu ise yükleme protokolü boyunca değişkenlik göstermektedir. Bu sebep ile çalışma kapsamında sadece sabit eksenel yük altındaki üç adet deney numunesi

incelenmiştir. Tüm deneyler, elemanların uygulanan aksenal yükü taşıyamayacak duruma gelmesine kadar devam edilmiştir.



Şekil 4.1. Deney düzeneği (Sezen ,2002)

Yükleme iki adet düşey aktüatör ve bir adet yatay aktüatör yardımıyla yapılmıştır. Deney düzeneğinde kolonun üst kısmında bulunan kiriş rijit kat davranışını ve kolonun alt kısmında bulunan kiriş ise rijit temel davranışı temsil etmektedir. Deney düzeneği çift konsol deney düzeneği olarak adlandırılmaktadır ve Şekil 4.1.'de gösterilmektedir.



Şekil 4.2. Deney elemanların kesit özellikleri (Sezen ,2002)

Enkesiti boyutları 457.2 mm x 457.2 mm olan kare kolonların net yüksekliği 2946.4 mm'dir (Şekil 4.2.). Numunelerde 28.7 mm çapında 8 adet boyuna donatı bulunmaktadır ve bu donatıların akma ve maksimum dayanımları sırasıyla 434.4 MPa ve 645 MPa olarak belirlenmiştir. 90° derece kancalı olarak bağlanmış 6d_b kenetlenme boyuna sahip kapalı etriyenin donatı çapı 9.5 mm ve 476 MPa gerilmesinde akmakta ve 724 MPa gerilmesinde maksimum dayanımına ulaşmaktadır. Tablo 4.1.'de deney numunelerin geometrik özellikleri ve eksenel yük seviyeleri özetlenmiştir. Elemanın donatı mekanik özellikleri Tablo 4.2.'de gösterilmiştir.

Tablo 4.1. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve eksenel yük seviyesi (Sezen ,2002)

Numune Adı	f _c ' (MPa)	Genişlik (mm)	Derinlik (mm)	Kesme Açıklığı (mm)	Paspayı (mm)	Eksenel Yük (kN)
Numune 1	21.1	457.2	457.2	1473.2	65.1	667
Numune 2	21.1	457.2	457.2	1473.2	65.1	2669
Numune 4	21.8	457.2	457.2	1473.2	65.1	667

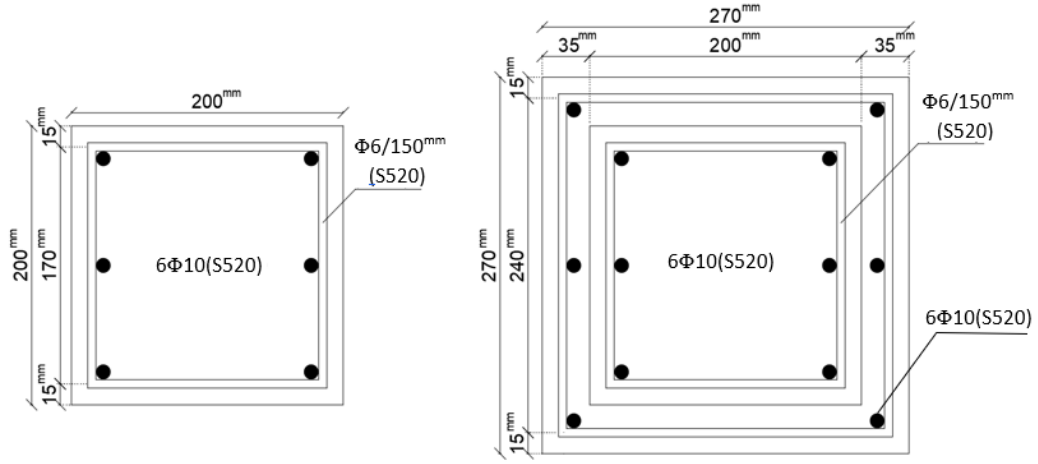
Tablo 4.2. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri (Sezen ,2002)

Numune Adı	Boyuna Donatı			Enine Donatı		
	Çapı	Oranı	Akma Dayanımı	Çapı	Oranı	Akma Dayanımı
	(mm)	(%)	(MPa)	(mm)	(%)	(MPa)
Numune 1	28.7	2.47	434.4	9.5	0.17	476
Numune 2	28.7	2.47	434.4	9.5	0.17	476
Numune 4	28.7	2.47	434.4	9.5	0.17	476

4.2.2. BM ile güçlendirilmiş numuneler (Júlio ve Branco, 2008)

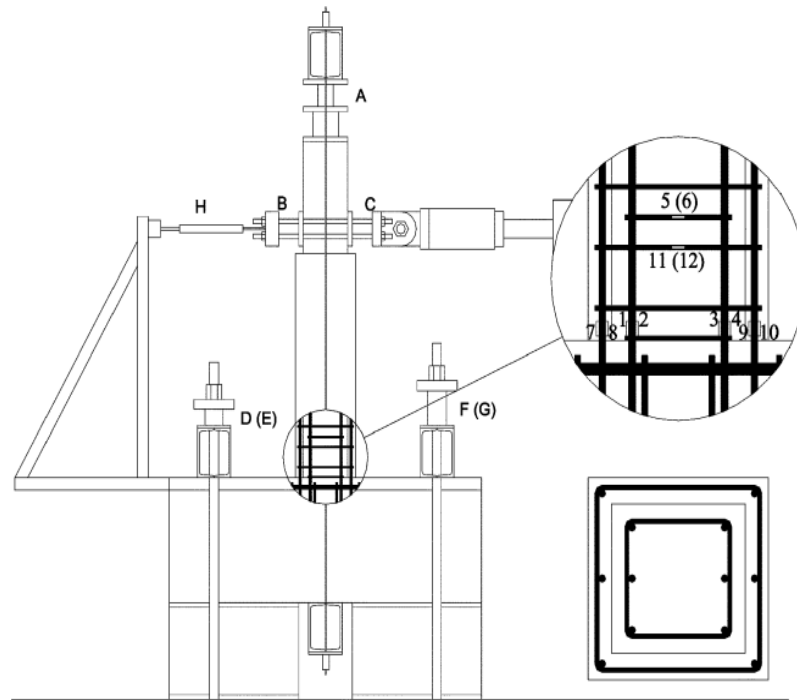
Júlio ve Branco (2008), BM ile güçlendirilen kolonların sabit eksenel yük ve çevrimsel yatay yükler altındaki davranışlarını incelemişlerdir. Bu çalışmadan tam ölçekli beş adet kolon numuneleri, yapısal davranışlarının incelenmesi amacıyla seçilmiştir. Bu kolonlar güçlendirilme işlemi uygulanmayan yalın halde bulunan M1 numunesinden, bir bütün halinde üretilen M3 numunesinden ve güçlendirme işlemi uygulanarak oluşturulan M4, M5, M6 numunelerinden meydana gelmektedir.

Bu deneysel çalışmada güçlendirilmemiş mevcut kolon ve güçlendirilmiş kolon olmak üzere iki farklı numune çeşidi bulunmaktadır. Bunların kesit özellikleri Şekil 4.3.'te ayrıntılı olarak gösterilmiştir.



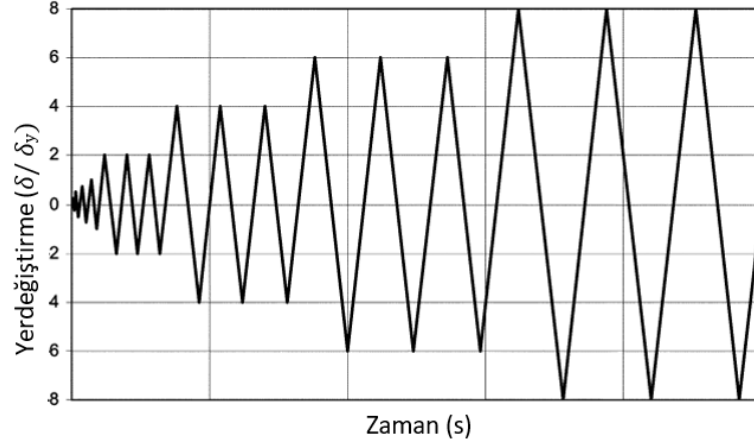
Şekil 4.3. Deney elemanların kesit özellikleri (Júlio ve Branco, 2008)

Kolonlara tepe noktasından 170 kN sabit aksenal yük ve 1000 mm yüksekliğindeki kesme açıklığından hidrolik aktüatörler yardımıyla yatay tersinir tekrarlı yükler uygulanmıştır. Deney düzeneği ve elemanın donatı konfigürasyonu Şekil 4.4.'te gösterilmiştir.



Şekil 4.4. Deney düzeneği ve donatı konfigürasyonu (Júlio ve Branco, 2008)

Kolonlar Şekil 4.5.'te de görüldüğü üzere yerdeğiştirme kontrollü bir yükleme geçmişine tabi tutulmuştur. Yükleme, kolonun akma durumundaki yerdeğiştirmesinin katı olarak ifade edecek şekilde, her deplasman seviyesinde üç defa tekrarlanmak üzere uygulanmıştır.



Şekil 4.5. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü (Júlio ve Branco, 2008)

Orijinal kolonun en kesit ve yüksekliği sırasıyla 200x200 mm ve 1350 mm olarak verilmiştir. Orijinal ve manto kolonda 520 MPa akma dayanımlarına sahip $\Phi 10$ boyuna ve $\Phi 6$ enine donatılar kullanılmıştır. M4, M5 ve M6 numuneleri 900 mm yüksekliklerine kadar 35 mm kalınlıkta BM ile güçlendirilmiştir. Aynı zamanda M3 numunesinin de manto kalınlığı 35 mm olacak şekilde üretilmiştir. Üst kısımda belirtilen numunelerin geometrik özellikleri Tablo 4.3.'de gösterilmiştir.

Tablo 4.3. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve donatı oranı (Júlio ve Branco, 2008)

Numune Adı	Mevcut Kolon					Manto Kolon				
	f_{co} (MPa)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	ρ_o (%)	f_{co} (MPa)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	ρ_j (%)
M1	34.89	200	200	180	0.59	-	-	-	-	-
M3	35.02	200	200	180	0.59	35.02	270	270	250	0.32
M4	34.95	200	200	180	0.59	78.25	270	270	250	0.32
M5	35.06	200	200	180	0.59	76.01	270	270	250	0.32
M6	35.17	200	200	180	0.59	79.96	270	270	250	0.32

Orijinal ve manto kısmında kullanılan donatıların geometrik ve mekanik özellikleri Tablo 4.4. de verilmiştir.

Tablo 4.4. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri ve eksenel yük düzeyi (Júlio ve Branco, 2008)

Numune Adı	Mevcut Kolon					Manto Kolon					Eksenel Yük (kN)
	f_{ylo} (MPa)	d_{bc} (mm)	f_{yho} (MPa)	d_{cc} (mm)	s_c (mm)	f_{ylj} (MPa)	d_{bj} (mm)	f_{yhj} (MPa)	d_{ej} (mm)	s_j (mm)	
M1	520	10	520	6	150	-	-	-	-	-	170
M3	520	10	520	6	150	520	10	520	6	75	170
M4	520	10	520	6	150	520	10	520	6	75	170
M5	520	10	520	6	150	520	10	520	6	75	170
M6	520	10	520	6	150	520	10	520	6	75	170

4.2.3. CFRP ile güçlendirilmiş numuneler (Ghatte ve ark., 2016)

Bu deneysel çalışma kapsamında 600x300 mm kesite sahip olan beş adet tam ölçekli dikdörtgen betonarme kolonlar, eksenel ve histeretik yatay yükler altında test edilmiştir. Bu numunelerin temel ve kolon bölümlerinin oluşturulmasında sırasıyla 180 günlük ortalama silindir basınç dayanımı 30 MPa ve 16 MPa yerinde dökme beton kullanılmıştır. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve eksenel yük seviyeleri Tablo 4.5.'te gösterilmiştir.

Tablo 4.5. Deney elemanlarının kesit özellikleri ve eksenel yük seviyesi (Ghatte ve ark., 2016)

Numune Adı	f_{co} (MPa)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	ρ (%)	Eksenel Yük Düzeyi (N)
REF-35	16	300	600	558	0.86	$0.35x f_{co} x b x h$
RET-35-N1	16	300	600	558	0.86	$0.35x f_{co} x b x h$
RET-35-N2	16	300	600	558	0.86	$0.35x f_{co} x b x h$
REF-W-35	16	600	300	258	0.86	$0.35x f_{co} x b x h$
RET-W-35-N2	16	600	300	258	0.86	$0.35x f_{co} x b x h$

Kolon numunelerinde ortalama 14 mm çapında boyuna ve 10 mm çapında enine donatılar kullanılmış ve bunların ortalama akma dayanımları sırasıyla 310 ve 330 MPa olarak belirlenmiştir. Donatıların ortalama mekanik özellikleri Tablo 4.6.'da verilmiştir.

Tablo 4.6. Deney elemanlarının donatı mekanik özellikleri (Ghatte ve ark., 2016)

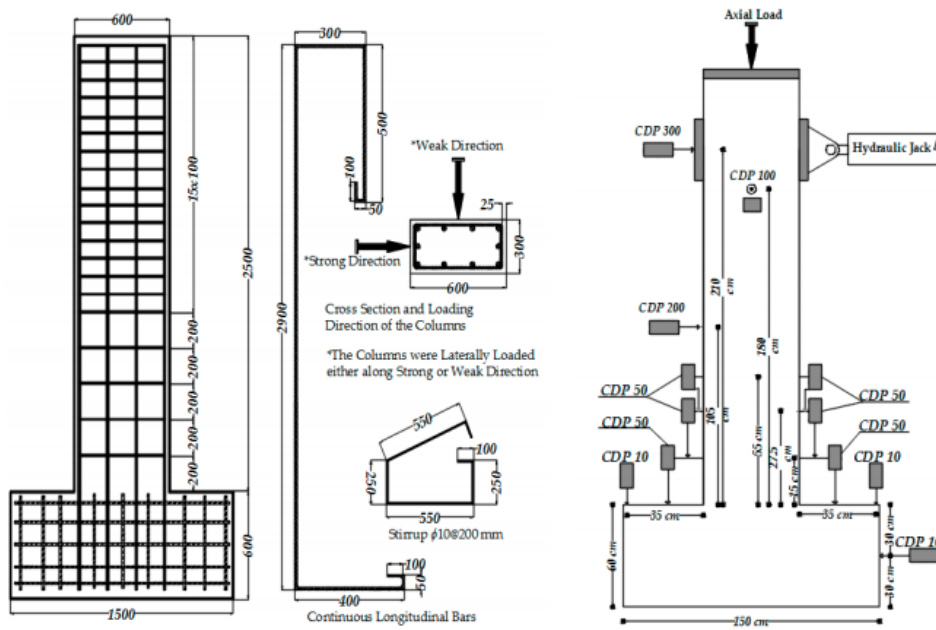
Donatı Çubukları	f_y (MPa)	ϵ_y	f_{max} (Mpa)	ϵ_{max}	f_u (Mpa)	ϵ_{su}
Φ14	310	0.0014	452	0.19	284	0.22
Φ10	330	0.0015	458	0.20	285	0.23

Enine donatılar doğrultusunda sismik güçlendirilmesi için kullanılan karbon fiber takviyeli polimerin (CFRP) mekanik ve geometrik özellikleri Tablo 4.7.'de verilmiştir.

Tablo 4.7. Deney elemanlarının CFRP mekanik özellikleri (Ghatte ve ark., 2016)

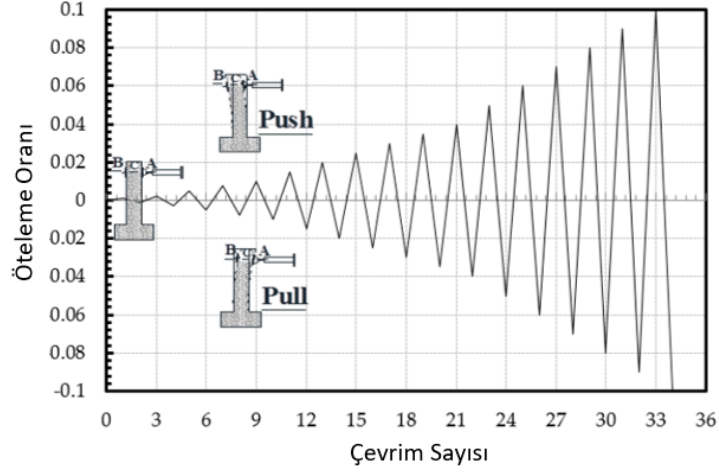
Çeşit	Kalınlığı (mm)	Yoğunluk (g/cm ³)	Birim Ağırlık (g/cm ²)	Maksimum Çekme Dayanımı (MPa)	Elastisite Modülü (GPa)	Kopma Birim Şekil Değiştirmesi (%)
FRP	0.166	1.76	300±10	4200	240	1.8

Numuneler iki gruba ayrılmıştır. Birinci grup güçlü doğrultusunda test edilen REF-35 (referans), RET-35-N1 (bir katman karbon fiber ile güçlendirilmiş) ve RET-35-N2 (iki katman karbon fiber ile güçlendirilmiş) numunelerden ve ikinci grup ise zayıf doğrultusunda test edilen REF-W-35 (referans) ve RET-W-35-N2 (iki katman karbon fiber ile güçlendirilmiş) numunelerden oluşmaktadır. Deneyde kolonun aksenal taşıma kapasitesinin %35'ine karşılık gelmekte olan 1000 kN sabit aksenal yük uygulanmıştır. Aksenal yük taşıma kapasitesi hesabında boyuna donatıların katkısı ihmal edilmiştir. Deney düzeneği ve donatı konfigürasyonu Şekil 4.6.'da verilmiştir.



Şekil 4.6. Donatı konfigürasyonu ve deney düzeneği (Ghatte ve ark., 2016)

Temel üstü hizasından 2100 mm yüksekliğinden hidrolik aktüatör yardımıyla tekrarlı yüklemeler yapılmıştır. Bu yüklemeler ötelenme oranlarınca uygulanmış ve yüklemeye geçişi Şekil 4.7.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.7. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü (Ghatte ve ark., 2016)

4.3. Doğrusal Olmayan SE Modellerinin Oluşturulması

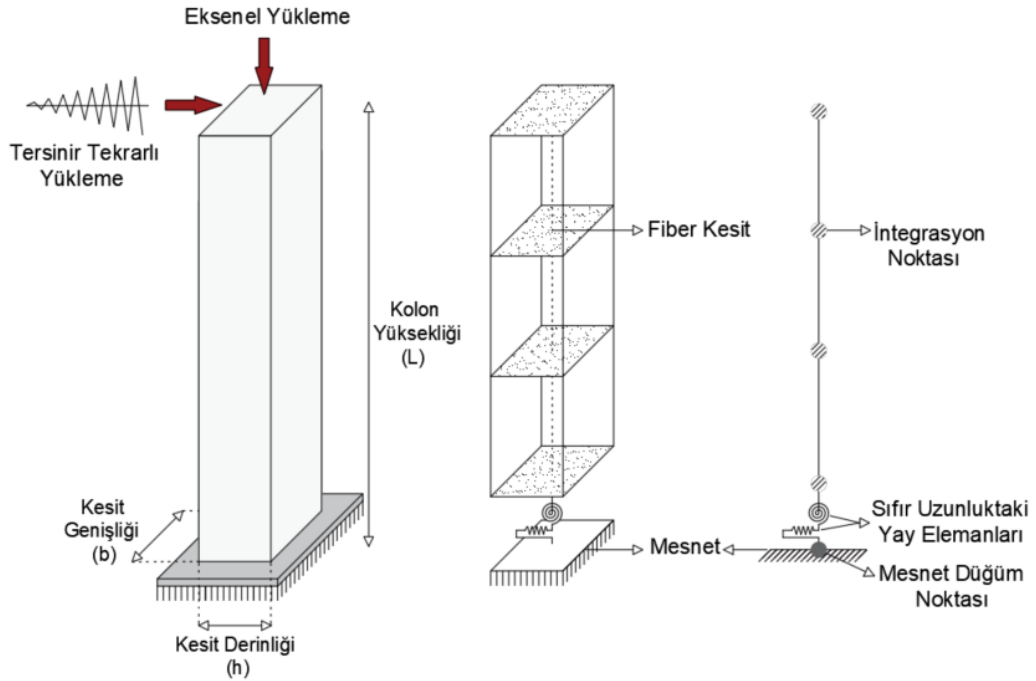
Bu kısımda Sezen (2002)'nin, Júlio ve Branco (2008)'nun ve Ghatte ve arkadaşlarının (2016) deney elemanları için kurulan modeller sırasıyla birinci model grup, ikinci model grup ve üçüncü model grup olarak ifade edilecektir.

4.3.1. Model geometrisi

Sezen (2002) tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmada deney düzeneği kolon elemanların çift eğrilikli kolon davranışı sergileyecek şekilde düzenlenmişken, diğer deneysel çalışmalar ise konsol kolon davranışı sergileyecek şekilde deney düzeneğine kurulmuştur. Modeller, 2 ötelenme ve 1 dönme olmak üzere 3 serbestlik dereceli bir sistemden oluşmaktadır. Böylelikle elemanın her düğüm ve integrasyon noktası 3 serbestlik derecesine sahiptir. Elemanın zemin ile etkileşim gösterdiği bölgeyi niteleyen düğüm noktasında ötelenmelerin ve dönmenin tamamen engellendiği gözönüne alınmıştır. Diğer bir deyişle dönme ve ötelenmelerin bu düğüm noktasında sıfır değerini alacak şekilde ankastre bir mesnet tanımlanmıştır. Birinci model grubunda yükün uygulandığı kısımda sadece yanal ötelenmeye karşı serbest bırakılmışken, diğer model gruplarında yükün uygulandığı düğüm noktaları ötelenmelere ve dönmeye karşı serbest bırakılmıştır. Böylelikle elemanın mesnet özellikleri ve yükleme noktasındaki serbestlikleri tanımlanmıştır. Konsol eleman

modellerine uygulanan dış yükler, elemana tanımlanan mesnet koşulları, eleman boyunca tanımlanan fiber kesitler ve sıfır uzunluktaki elemanlar Şekil 4.8.'de gösterilmiştir. Çift eğrilikli kolonlardaki farklılık ise yükün uygulandığı kısımdaki mesnet koşuludur.

Deney elemanlarında ikinci mertebeden etkilerinin çok sınırlı seviyelerinde kaldığından dolayı ikinci mertebe etkileri ($P-\Delta$) ihmal edilmiştir ve elemanlara etkileyen eksenel yükün eleman boyunca aynı büyüklüğe sahip olduğu göz önüne alınmıştır. Bu kabuller dikkate alındığında elemana etkileyen eksenel yük, yatay yük noktasında uygulanması analizler için doğru bir varsayımdır. Python ve OpenSees programında analizler bu varsayımlara göre gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalar sonucu elde edilen yerdeğiştirme değerleri, kuvvetin uygulandığı noktada ölçülen değerlerdir. Analizlerde, statik itme ve çevrimsel yüklemeler deplasman kontrollü olarak uygulanmıştır.

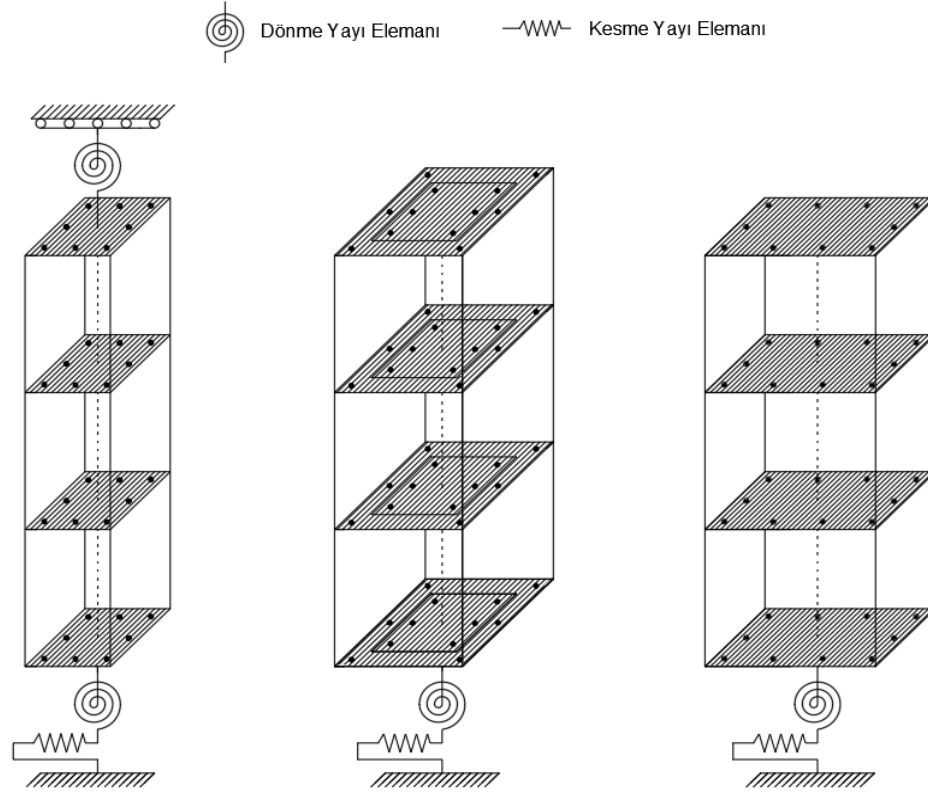


Şekil 4.8. Doğrusal olmayan modelleme

4.3.2. Eleman tanımlanması

Bu çalışma kapsamında elemanların doğrusal olmayan davranışları için yayılı ve yığılı plastisite modellerinden faydalanılmıştır. Python programında yığılı plastisite davranışını temsil eden plastik mafsal modelinden faydalanılmıştır. Tüm modellerde plastik mafsal uzunluğu, kesit derinliğinin yarısı olarak alınmıştır ($L_p = 0.5h$). Ayrıca eğilme, sıyrıma ve kesme deformasyonları için Bölüm 3'te verilen yaklaşım ve modeller tercih edilmiştir.

Yayılı plastisik davranışında ise OpenSees kütüphanesinde hali hazırda bulunan kiriş-kolon elemanlarından forceBeamColumn elemanı kullanılarak temsil edilmiştir. Elemanların doğrusal olmayan davranışının, gerçek davranışa en uygun olacak şekilde eleman boyunca integrasyon noktaları seçilmiş ve bu noktalara fiber kesitler atanmıştır. Güçlendirilmiş kolonların güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş kesitler yardımıyla ayrı ayrı tanımlanması ile sadece güçlendirilmiş kesitler ile tanımlanması davranışsal olarak yaklaşık sonuçlar vermiştir. Çünkü güçlendirilmiş kolonlarda meydana gelen gerilme yığılımaları, kolonun yeterince uzun güçlendirilen kısımlarda toplanmaktadır. Yani etkin olarak çalışan kolon kesiti güçlendirilmiş kesitlerdir. Güçlendirilmiş elemanlarda sadece güçlendirilmiş kesit özellikleri elemana entegre edilmiştir. Bu çalışma kapsamında analizlerde kullanılan elemanların tümü, 4 adet integrasyon noktasına sahip olacak şekilde modellenmiştir. Yanal deformasyon bileşenleri de fiber modellerde Şekil 4.9.'daki gibi modellere entegre edilmiştir.



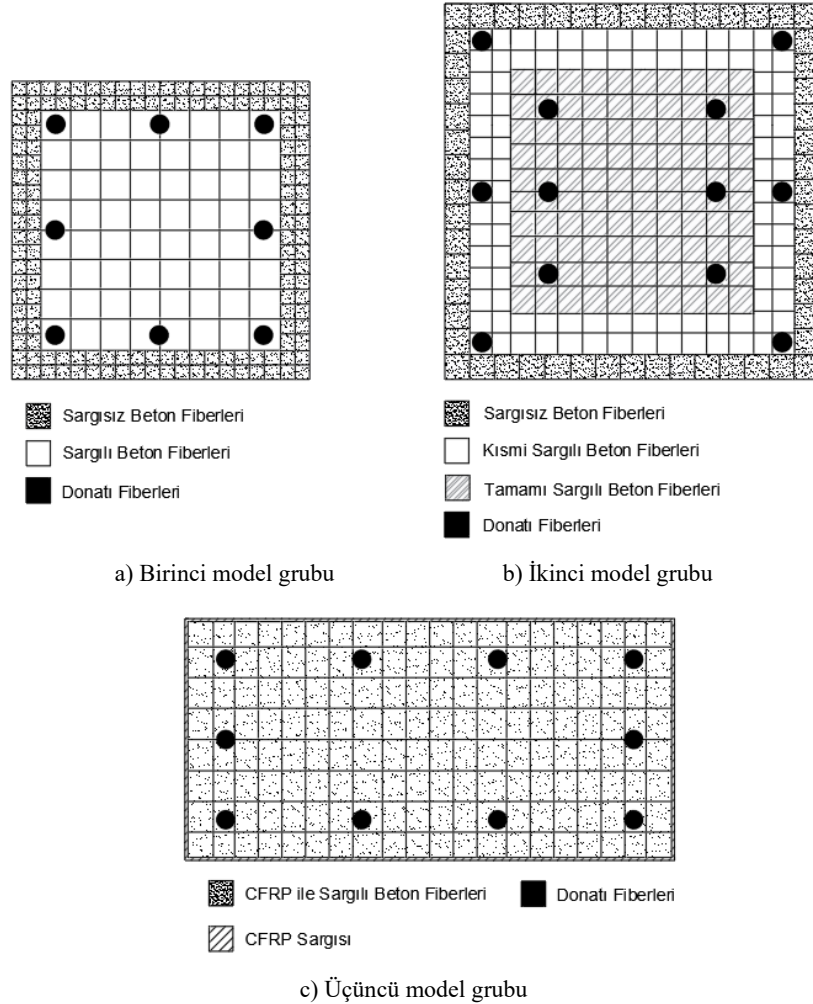
Şekil 4.9. Doğrusal olmayan modellemelerde yanıl deformasyon bileşenlerinin fiber modellere entegre edilmesi

4.3.3. Kesit modeli

Yığılı plastik davranış modelinde plastik mafsal boyunun orta kısmında ve yayılı plastik davranış modelinde ise eleman integrasyon noktalarında tanımlanan kesitlerin geometrik özelliklerinin tanımlanması ve malzeme özelliklerinin seçimi doğrusal olmayan davranış için çok önemlidir.

Yayılı ve yığılı davranış modellerinde kesitler fiber kesit olarak tanımlanmıştır. Bu kesit, dik ve yatay doğrultularınca fiber olarak adlandırılan dikdörtgen parçalara ayrılmıştır. Fiber kesit temel olarak iki bileşenden meydana gelir. Bunlar beton ve donatı malzeme modelleridir. Fakat enine donatı etkisi ve güçlendirme yöntemleri kesit içerisindeki betonun karakteristik özelliklerini geliştirmiştir. Beton fiberlerinin bulunduğu konuma göre enine donatı etkisi ve güçlendirme etkileri dikkate alınmış ve beton fiberlere malzeme özellikleri tanımlanmıştır. Birinci model grubu için yapılan analitik çalışmada, kesit sargısız beton ve sargılı beton olmak üzere iki kısma

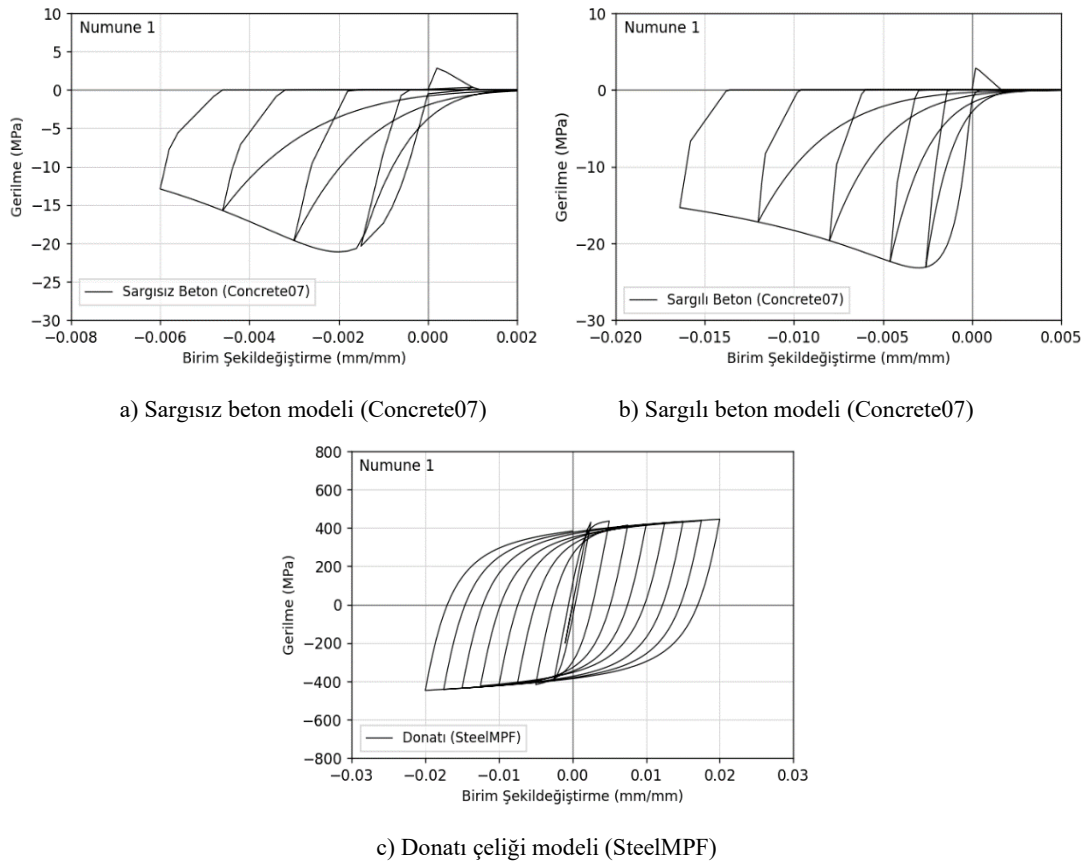
ayrılmıştır. İkinci model grubundaki güçlendirilmiş deney elemanları sargısız beton, kısmi sargılı beton ve tamamı sargılı beton olmak üzere üç kısımdan oluşmaktadır. Üçüncü model grubundaki güçlendirilmiş deney elemanları ise CFRP sargılı beton olmak üzere tek parça olarak değerlendirilmiştir. Birinci ve ikinci deney gruplarındaki yalın kolonların kesitleri ise birinci deney grubunda olduğu gibi sargısız beton ve sargılı beton olmak üzere iki kısımdan meydana gelir. Donatılar ise konumlarına tanımlanan donatı fiberleriyle modellenmiştir. Bu fiberler donatı alanları ve malzeme özellikleri atanarak tanımlanmıştır. Üç model grubu için tanımlanan fiber kesitler Şekil 4.10.'da sunulmuştur (Fiber kesitlerin boyutları ölçekli değildir.).



Şekil 4.10. Fiber kesit modelleri

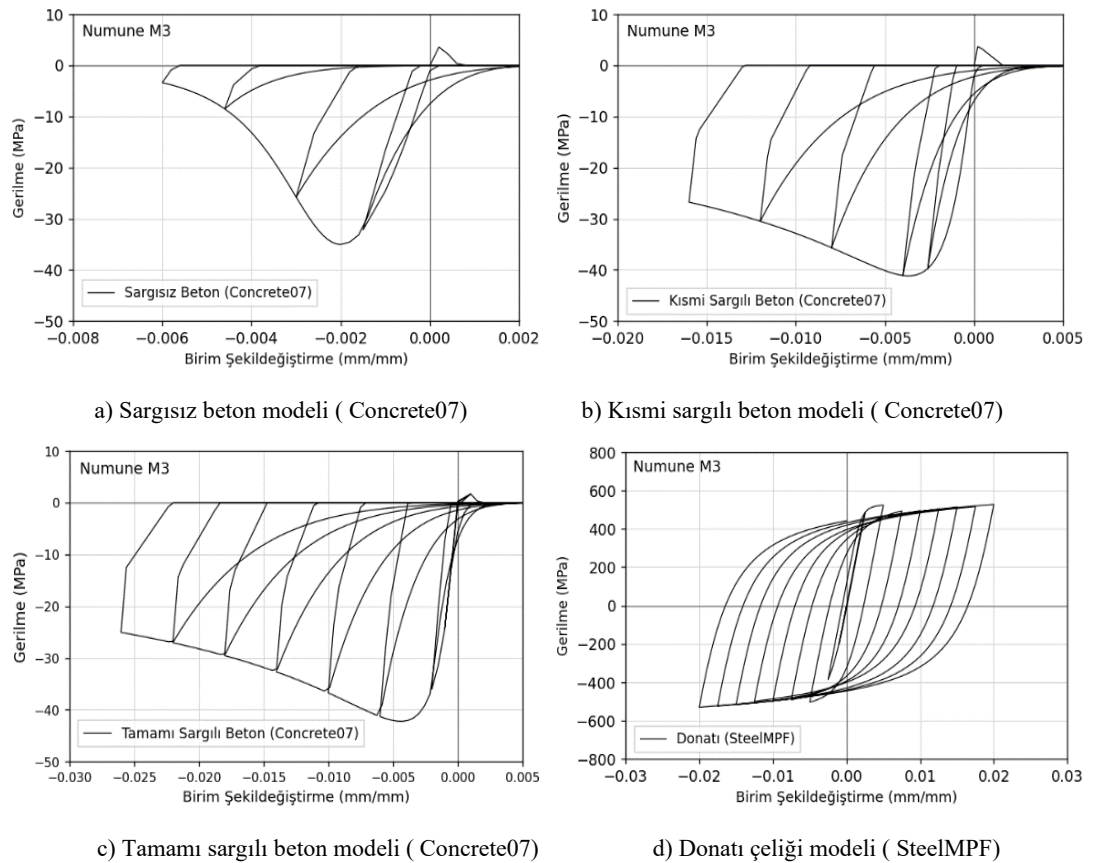
4.3.4. Malzeme modelleri

Birinci model grubunda, sargılanmamış beton fiberleri için Chang ve Mander (1994) sargısız beton modeli tercih edilmişken, sargılanmış beton fiberleri için Chang ve Mander (1994) sargılı beton modeli kullanılmıştır. Donatıları tanımlamak için ise Menegetto-Pinto donatı modelinden faydalanılmıştır. Python programından bu malzeme modellerinin davranışları monotonik σ - ϵ eğrileri ile tanımlanmıştır. OpenSees programında ise sargılanmamış beton fiberleri, sargılanmış beton fiberleri ve donatı fiberleri için sırasıyla bir takım çevrimsel kurallara sahip olan Concrete07, Concrete07 ve SteelMPF modelleri kullanılmıştır. Birinci model grubu için belirlenen beton ve donatı modellerinin davranışlarını temsili gösteri için Numune 1 referans alınmış ve Şekil 4.11.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.11. Numune 1'in modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değıştirme grafikleri

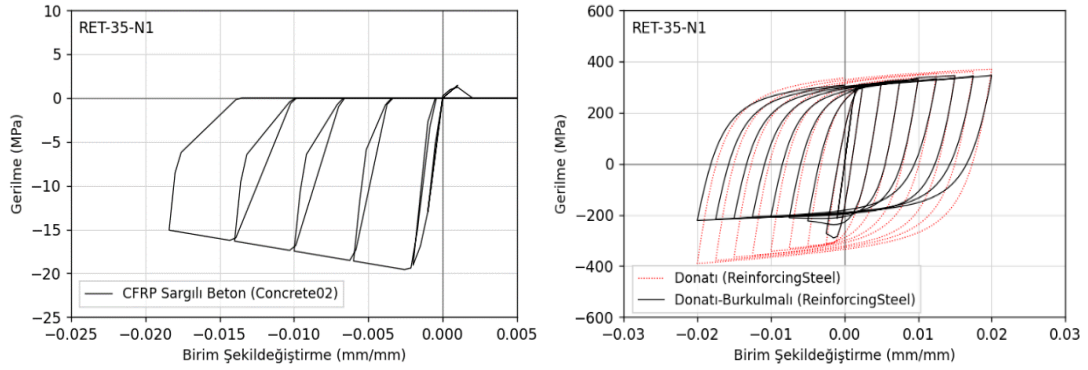
İkinci model grubunda kabuk betonun tanımlanmasında Chang ve Mander (1994) sargısız beton modeli seçilirken, kuşatılmış beton için Chang ve Mander (1994) sargılı beton modeli tercih edilmiştir. Tam kuşatılmış beton kısmında ise Campione ve ark. (2014) tarafından önerilen model dikkate alınmış ve davranışı Chang ve Mander (1994) beton modeline uyarlanmıştır. Python programında beton fiberleri monotonik σ - ϵ eğrileri modellenirken, OpenSees programında ise sargısız, sargılı, kısmi sargılı ve tamamı sargılı beton Concrete07 ile modellenmiştir. Donatı modellerini seçiminde birincil model gruplarında da tercih edilen Giuffre ve Pinto donatı modelinden faydalanılmıştır. Donatı modeli OpenSees programında SteelMPF ile tanımlanmıştır. Güçlendirilmiş kolonların malzeme modellerinin davranışlarının temsili gösterimi için Model M3 referans alınmış ve malzeme davranışları Şekil 4.12.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.12. Numune M3'ün modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri

Üçüncü model grubunda ise betonun kabuk ve çekirdek fiberleri için tanımlanan beton modelleri, birinci model grubunda kullanılan modeller ile aynı seçilmiştir. CFRP ile

sargılanmış betonun davranışı için Wang ve arkadaşları (2012) tarafından önerilen beton modeli tercih edilmiştir. Model eğrisi iki kısımdan oluşacak şekilde tekrardan düzenlenmiştir. OpenSees programında Concrete02 beton modeline entegre edilmiştir. Donatı modeli için ise Chang ve Mander (1994) tarafından önerilen donatı modeli kullanılmıştır. Donatılar OpenSees programında ReinforcingSteel donatı modeli ile donatı burkulma etkisi de göz önüne alınarak modellenmiştir. Burkulma etkisi için Dhakal ve Maekawa (2002) modeli tercih edilmiştir. Python programında beton ve donatı modelleri (burkulma etkisi dahil) monolitik σ - ϵ eğrileri ile tanımlanmıştır. CFRP ile sargılanmış beton modeli ve donatı modeli için RET-35-N1 numunesi referans alınarak davranışları temsili gösterimi Şekil 4.13.'te verilmiştir. Malzeme modelleri hakkında detaylı bilgiler Bölüm 3'te bulunmaktadır.



a) CFRP sargılı beton modeli (Concrete02)

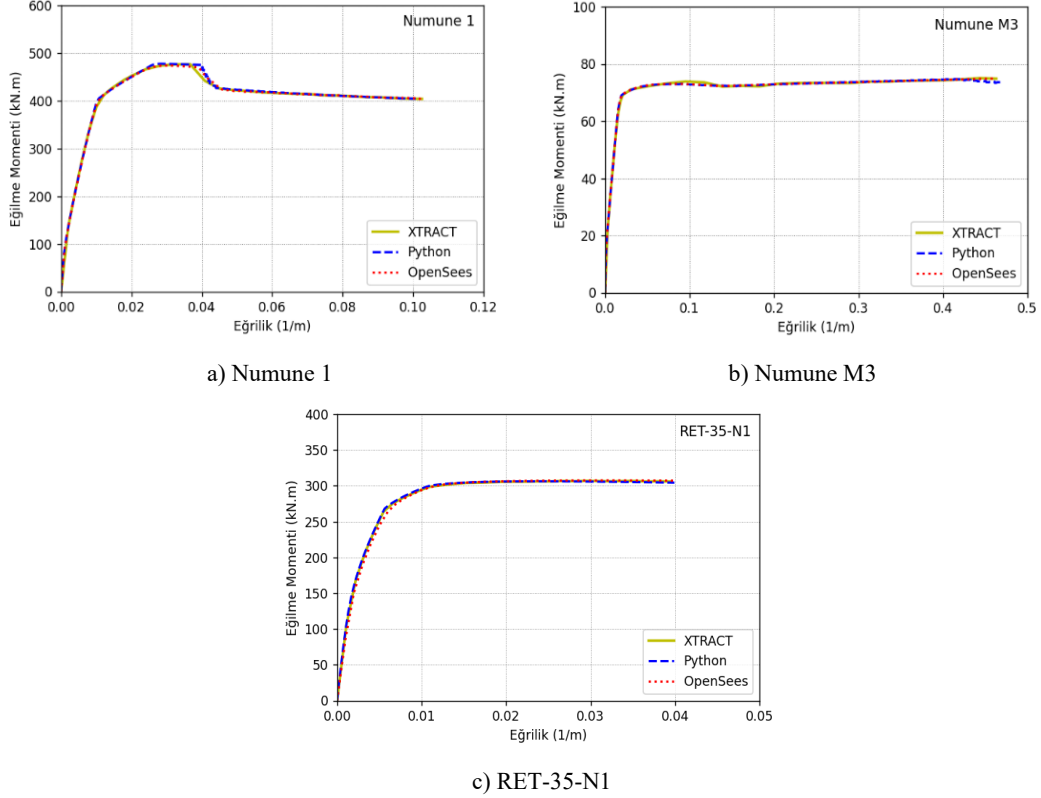
b) Donatı çeliği modeli (ReinforcingSteel)

Şekil 4.13. RET-35-N1'in modellenmesinde kullanılan malzeme modellerinin gerilme-birim şekil değıştirme grafikleri

4.3.5. Kesit analizi

Elemanın eğilme davranışı kesit analizlerine bağılı olarak elde edilmektedir. Ayrıca donatı sıyrılmamasından ve kesmeden kaynaklanan deformasyonlar için de kesit analizlerinin yapılması gerekir. Python programında kesit analizleri gerçekleştirilerek moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Bu kesit analizlerinin doğruluğunu kanıtlamak için XTRACT (2004) ve OpenSees (2008) programlarında gerçekleştirilen kesit analizleri ile kıyaslanmıştır. Şekil 4.14.'te birinci model grubundan Numune 1, ikinci model grubundan BM ile güçlendirilen M3 ve üçüncü model grubunda CFRP sargı ile güçlendirilen RET-35-N1 numuneleri için gerçekleştirilen kesit analizleri

gösterilmektedir. Alt kısımda örnek gösterilen numunelerin kesit analizleri XTRACT programınının dikkate aldığı göçme mekanizma durumuna göre gerçekleştirilmiştir.



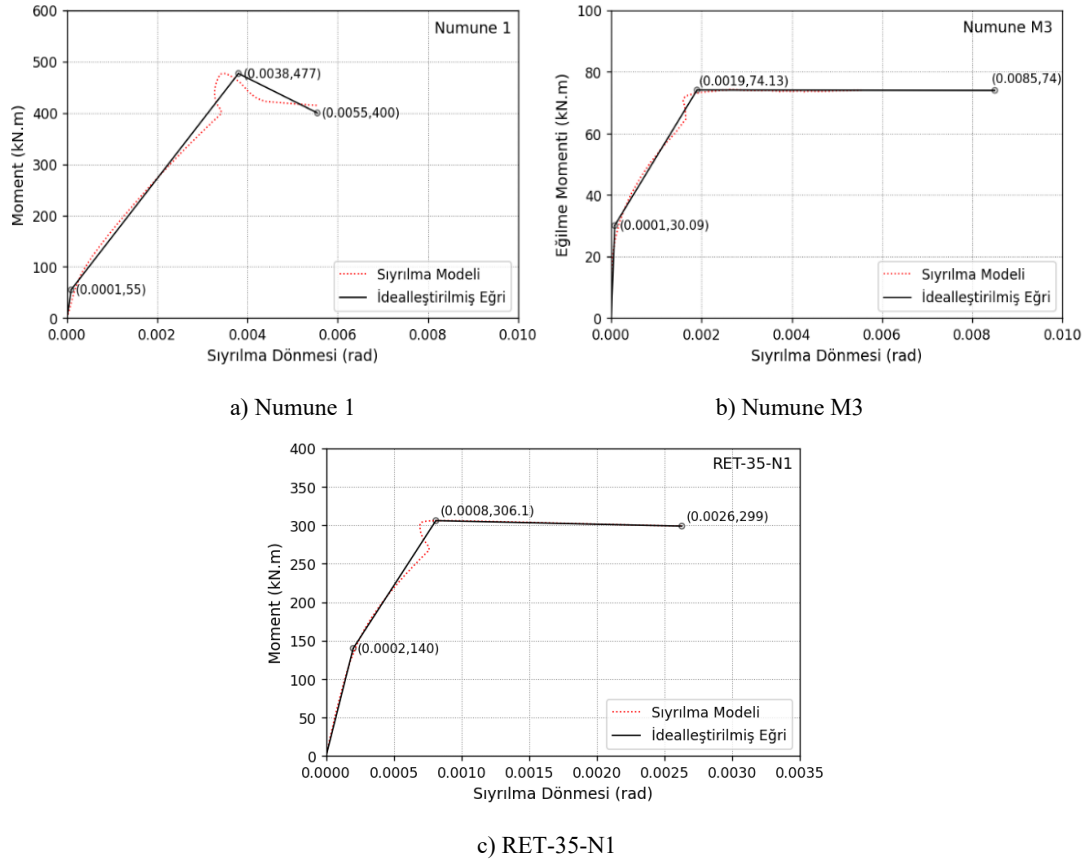
Şekil 4.14. XTRACT, Python ve OpenSees programlarından elde edilen moment-eğrilik ilişkileri

4.3.6. Donatı sıyrılma deformasyonu

Donatı sıyrılmasından eleman ucunda meydana gelen dönme, eleman üzerinde yatay yönde ek bir deplasmana sebep olacaktır. Donatı sıyrılmasından kaynaklanan bu deformasyon, Sezen ve Setzler (2008) tarafından önerilen model kullanılarak dikkate alınmıştır. Bu model hakkında detaylı bilgi Bölüm 3'te sunulmuştur. Donatı sıyrılma modeli, Python programında numunelerin kesit analizlerinde kullanılmış ve moment-sıyrılmadan kaynaklanan dönme eğrileri hesaplanmıştır. Bu eğrilerin davranışları üç kritik nokta seçilerek idealize edilmiştir. Tüm analizlerde bu model kullanılmıştır.

Python programında sıyrılmadan kaynaklanan deformasyon, eğrilik endeksli olarak dikkate alınmış ve model davranışlarına entegre edilmiştir. OpenSees programında ise Python programından elde edilen doğrusallaştırılmış moment-sıyrılma dönmesi eğrisi

kullanılmıştır. Bu eğri elemanların hem sıyrılma etkisini hem de histeretik yükler altında davranışlarını doğru bir şekilde yansıtması amacıyla ModIMKPeakOriented malzeme modeli kullanılmıştır. Bu malzeme modeli kolon elemanı ile temel arasına eğilme yay elemanı olarak zeroLength elemanı yardımıyla tanımlanmış ve böylelikle donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyonlar modele yansıtılmıştır. Her model grubundan birer adet idealleştirilmiş moment-sıyrılma dönmesi eğrisi Şekil 4.15.'te verilmiştir.

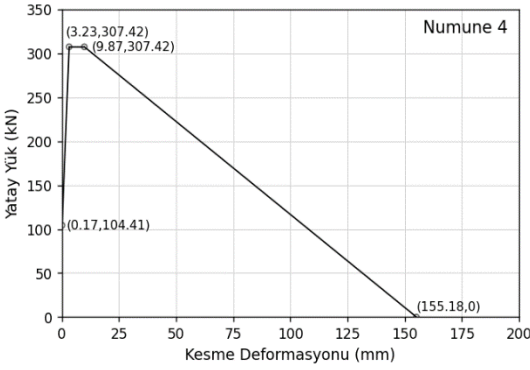
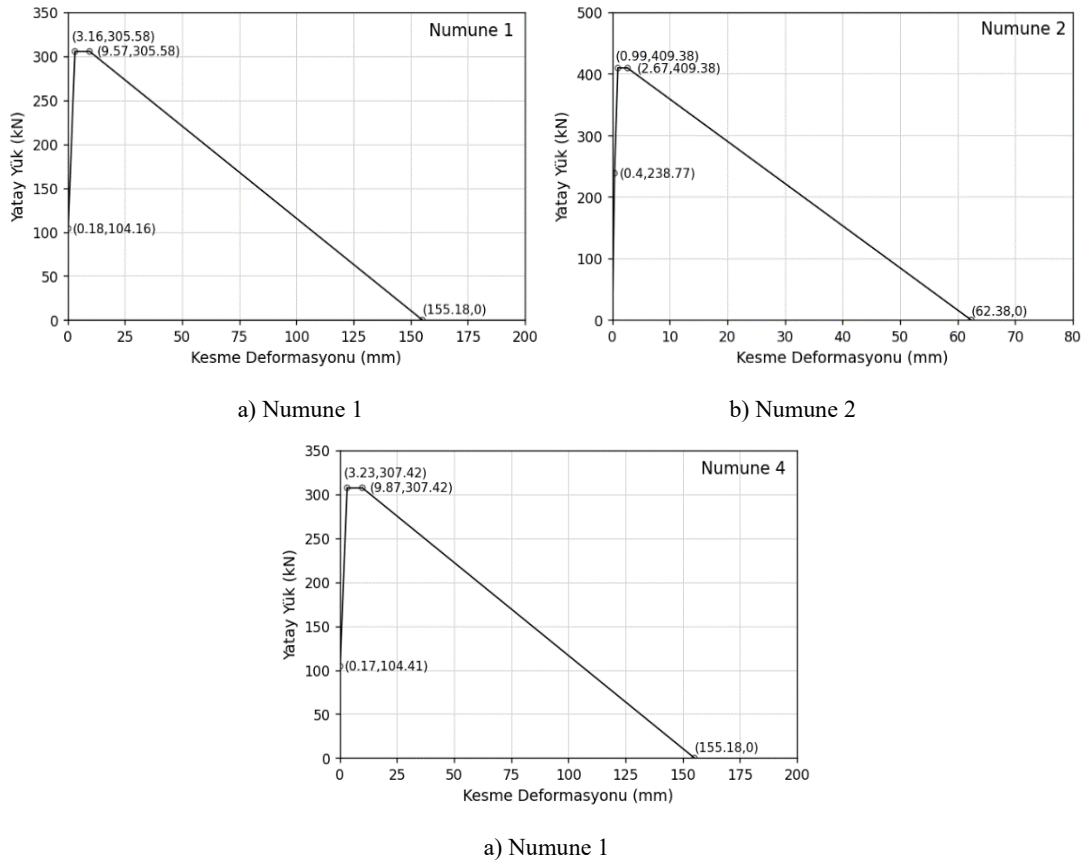


Şekil 4.15. Python programından elde edilen moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri ve doğrusallaştırmaları

4.3.7. Kesme deformasyonu

Kesme deformasyonu, sadece yalın elemanlarda dikkate alınmıştır. Çünkü güçlendirilmiş elemanların kesme dayanımları yüksektir ve eğilme davranışı göstermektedir. Her ne kadar kesme deformasyonları oluşsa da bu çok küçüktür ve ihmal edilmiştir. Kesmeden kaynaklı deformasyonların dikkate alınmasında Sezen

(2008) tarafından önerilen model dikkate alınmıştır. Bu model hakkında detaylı bilgi Bölüm 3’te verilmiştir. Bu model, OpenSees programında eleman ile temel arasında sıfır uzunluktaki zeroLength elemanı kullanılarak tanımlanmıştır. Numunelerin kesme çatlama noktasındaki deformasyonları çok küçük seviyede kaldığından dolayı bu noktaki katkı gözardı edilmiş ve döngüsel davranışı diğer üç kritik nokta dikkate alınarak ModIMKPinching malzeme modeli ile modellenmiştir. Kesme davranışlarının hâkim olduğu birinci model grubundaki elemanların yatay yük-kesme deformasyon ilişkileri Şekil 4.16.’da gösterilmiştir.



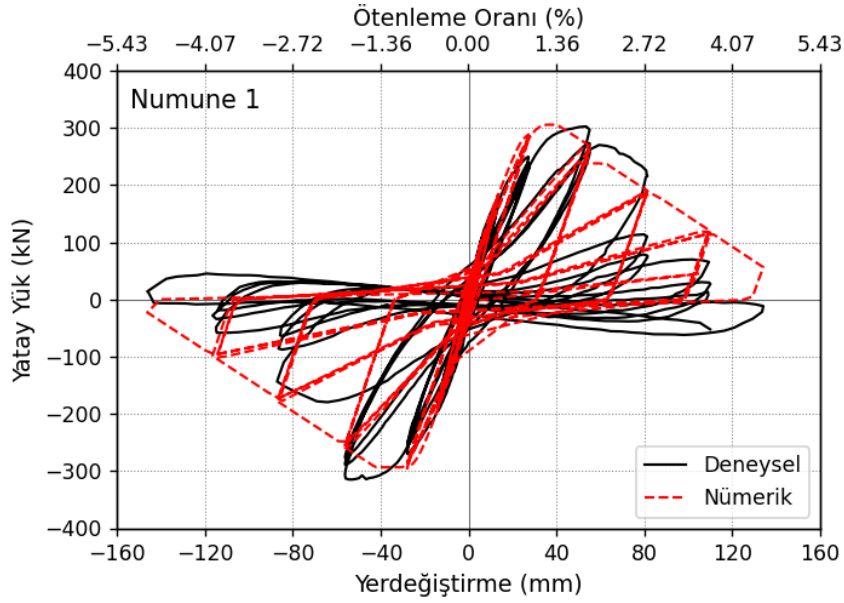
Şekil 4.16. Yatay yük-kesme deformasyon bileşenleri

4.4. Doğrusal Olmayan SE Analizi

4.4.1. Kesme ve kesme-eğilme güç tükenmesi davranışı gösteren betonarme kolon numunelerin analizi (Sezen, 2002)

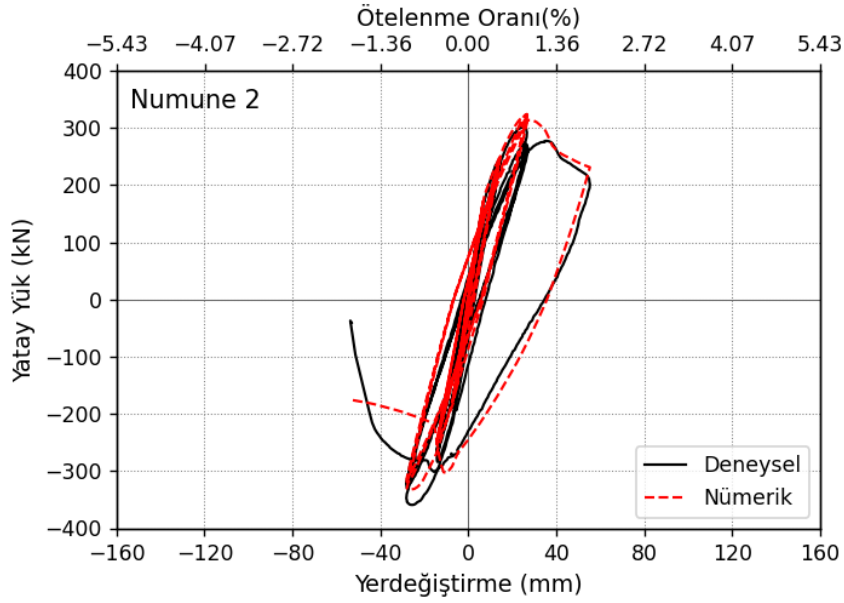
Sezen (2002), orta veya şiddetli sismik yükler altındaki yetersiz kesme dayanımına sahip betonarme kolonların davranışlarını incelemek amacıyla 4 adet tam ölçekli betonarme elemana tekrarlı yükler uygulamışlardır. Bu çalışma kapsamında Numune 1, Numune 2 ve Numune 4'ün doğrusal olmayan modelleri oluşturulmuştur. Bu elemanların kesit özellikleri aynı olup, eksenel yük seviyeleri farklılık göstermektedir. Numune 1'e uygulanan eksenel yük seviyesi, eksenel yük kapasitesinin %15'i olan 667 kN 'dur. Numune 4 için de yaklaşık aynı eksene yük uygulanmıştır. Numune 2'de ise eksenel yük kapasitesinin yaklaşık %60 değerine eşit olan 2669 kN'luk eksenel yük dikkate alınmıştır.

Numunelerin her biri için doğrusal olmayan eleman davranışı yansıtan 4 integrasyon noktalı forceBeamColumn elemanı kullanılmıştır. Bu üç elemanın kesit geometrisi aynıdır ve elemanların kesit modellenmesi Bölüm 4.2.1.'de verilen kesit özellikleri dikkate alınmıştır. Fiber kesit olarak modellenen eleman kesitlerinin beton ve donatı fiberleri için Bölüm 4.2.1.'de açıkça belirtilen malzeme özelliklerinden faydalanılmıştır. Kolonun kabuk ve çekirdek kısımları için Chang ve Mander (1994) tarafından önerilen kuşatılmamış ve kuşatılmış beton modelleri kullanılmıştır. Donatıların çevrimsel gerilme-birim şekil değiştirmelerinde kullanılan Bauschinger malzeme sabitleri R_o , $cR1$, $cR2$ sırasıyla 18.5, 0.95, 0.15 değerleri alınmıştır. Donatı sıyrılması ve kesmeden kaynaklı deformasyonların hesabı da dikkate alınmıştır. Donatı sıyrılması için Sezen ve Setzler (2008)'de önerilen model ve kesme davranışı için ise Sezen (2008) tarafından önerilen modeller kullanılmıştır. Bu modeller hakkında detaylı bilgi Bölüm 3'te verilmiştir.



Şekil 4.17. Numune 1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

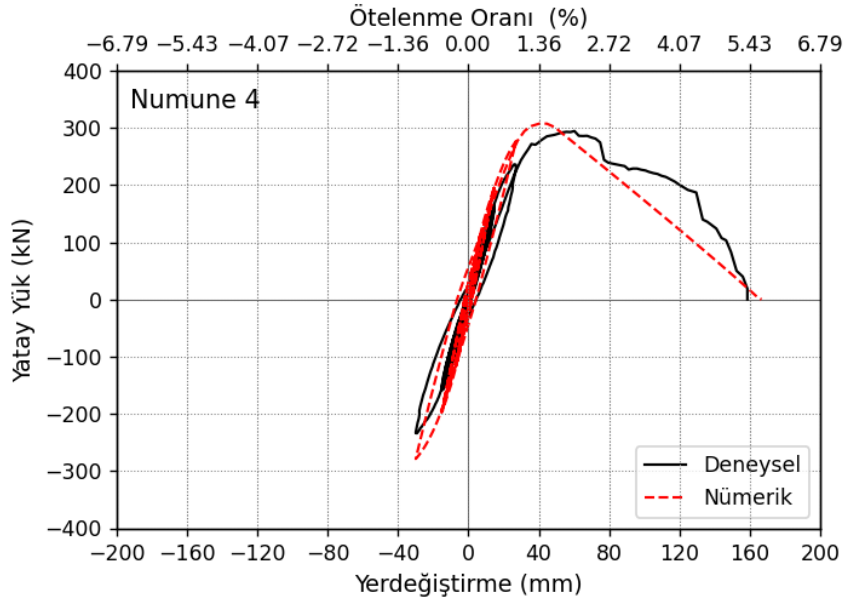
Numune 1'in deneysel sonucu ile analitik modelin yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisi kıyaslanmış ve Şekil 4.17.'de verilmiştir. Elemanın yaklaşık %2 ötelenme seviyesine ulaştıktan sonra dayanımda azalmalar meydana gelmeye başlamıştır. Ötelenme seviyesi %2,72'ye ikinci kez ulaştığında bir önceki yükleme göre dayanımı yaklaşık %50 civarında azaldığı gözlemlenmiştir. Bu yükleme düzeyinde elemenda kesme hasarı etkinliği net bir şekilde görülmektedir. Elemanın itme ve çekme yönündeki maksimum dayanımları sırasıyla 302.51 kN ve -314.75 iken, modelde elde edilen değerler ise 305.58 kN ve -305.58 kN'dur. Analitik modelden elde edilen dayanım azalmaları ise deney sonuçları ile yaklaşık olarak aynıdır. Ayrıca deney ve analitik modeldeki eleman rijitlikleri gözlemlendiğinde birbirleriyle yakın bir davranış gösterdikleri görülmüştür. Fakat analitik çalışma, deneyde ötelenmenin %2,72'ye ikinci kez ulaştığı andaki dayanımda meydana gelen ani kaybı yansıtmada eksik kalmıştır. Elemanın döngüsel davranışındaki yük boşalması durumundaki rijitlikleri ve daralma özelliği ise modeldeki diğer bir eksikliklerdir. Bunun sebebi deneysel çalışmadaki beton ve donatılarda meydana gelen hasarların tam olarak kestirilemediğinden dolayı davranışındaki değişimler modele aktarılamamasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 4.18. Numune 2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Eksenel yük etkisinin araştırılması amacıyla, eksenel yük seviyesi eksenel yük taşıma kapasitesinin %15'inden %60'ına kadar yükseltilmiştir. Bu davranışı gözlemlemek amacıyla Numune 2 deney elemanı kullanılmıştır. Numune 1'den görece fazla eksenel yüke maruz kalan Numune 2'nin sünekliliğinde ciddi bir azalma gözlemlenmiştir. Süneklilikte yaşanan bu düşüş genellikle yüksek eksenel yükten dolayı etriyelerde meydana gelen açılmalardan kaynaklanmaktadır. Böylelikle beton daha erkenden ezilip dökülmeler ve donatılarda gerçekleşen burkulmalar elemanın erkenden göçmesine neden olmaktadır.

Elemana etkiyen kuvvetin itme yönündeki dayanım eğrisinin ve elemanın genel yükleme ve boşaltma durumlardaki çevrimsel ilişkisinin deney sonuçlarıyla yakın değerler verdiği görülmüştür. Deneyden elde edilen itme ve çekme yönündeki maksimum dayanımlar sırasıyla 300.99 kN (80.3) ve -359.09 kN olarak hesaplanmışken, analitik modellerde ise bu değerler sırasıyla 324.19 kN ve -332.21 kN olarak hesaplanmıştır. Şekil 4.18.'e bakıldığında modelin enerji yutma kapasitesi ile deney sonucunun enerji yutma kapasitesinin çok yakın olduğu söylenebilir. Deney ve modelin rijitlikleri kıyaslandığında ise modelin biraz daha esnek davranış sergilediği görülmüştür.



Şekil 4.19. Numune 4 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Numune 4'e etkiyen aksel yük seviyesi, Numune 2'ye göre nispeten çok daha düşüktür ve aksel yükü 667 kN'dur. Bu numunenin yükleme protokolü diğer numunelere göre biraz farklılık göstermektedir. Ötelenme seviyesi yaklaşık %0.95'e gelene kadar döngüsel yüklemelere maruz bırakılan numune, bu yükleme seviyesinden itibaren dayanımını tamamen kaybedene kadar monotonik yüklemeye maruz bırakılmıştır. Deneyde yaklaşık %2.5 ötelenme seviyesinden önce eğilme davranışı gösteren numune, bu deplasman seviyesinden sonra davranışa kesme deformasyonları hâkim olmaya başlamıştır. %2.5 ötelenme seviyesinden sonra kolonda betonda ezilme ve dökülmeler ve donatıda burkulmalar hızla artmaktadır. Deneyde elde edilen maksimum yük 294.57 kN olarak ölçülmüştür. Maksimum dayanım için modelde hesaplanan değer ise 307.42 kN büyüklüğündedir. Bu değerler, yükün itme doğrultusunda etkimesi durumunda elde edilen değerlerdir. Yüklemin çekme doğrultusunda deneyden ve modelden okunan değerler ise sırasıyla - 234.06 kN ve - 278.65 kN'dur. Modelden elde edilen elemanın rijitliği, dayanım eğrisi ve döngüsel davranışına ait yükleme, boşaltma ve sıkışma özellikleri deney ile kıyaslandığında başarılı olduğu görülmüştür.

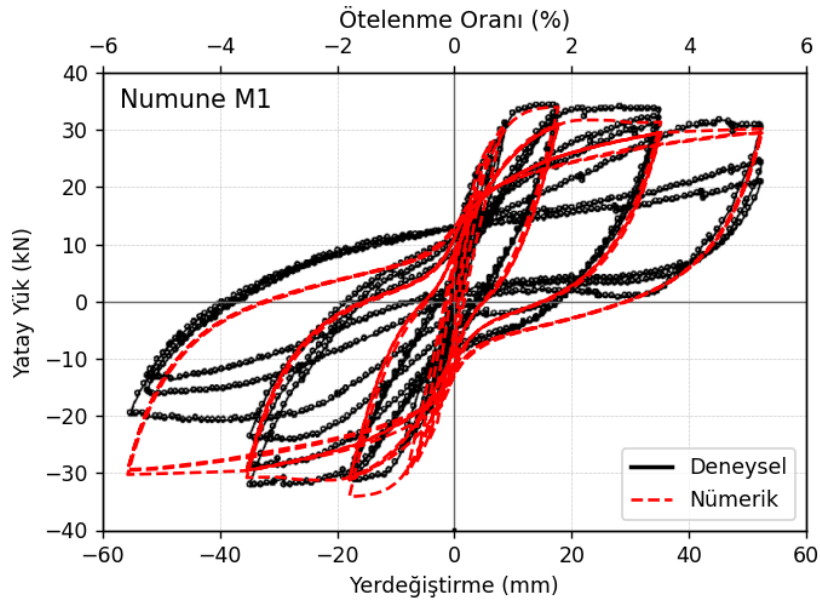
4.4.2. BM ile güçlendirilmiş numunelerin analizi (Júlio ve Branco, 2008)

Julio ve Branco (2008) yaptıkları deneysel çalışmaları, nümerik çalışmalar ile değerlendirmişlerdir. Eğilme momenti/kesme kuvveti oranının 1 ve 1'den büyük olduğu ve yerinde dökme betonarme manto genişliği mevcut eleman kesit genişliğinin %17.5'inden daha az olan hasar almamış betonarme kolonlarda, mevcut beton ve manto beton yüzeyi arasında herhangi bir güçlendirme işlemi yapılması durumunda güçlendirilmiş elemanın monolitik davranış sergilediği belirlenmiştir. Bu çalışmada Julio ve Branco (2008)'nin önerileri dikkate alınmış ve mevcut beton ile manto beton arasında ek bir önlem alınmadan bütünsel davranış doğrusal olmayan modellere tanımlanmıştır. Julio ve Branco (2008) tarafından gerçekleştirilen çalışmadan M1, M3, M4, M5 ve M6 numunelerinin doğrusal olmayan modelleri oluşturulup deneysel çalışmalar ile kıyaslanmıştır.

Numunelerin tümü aynı büyüklükte aksel yüküne maruz bırakılmıştır. Numunelerin doğrusal olmayan davranışları için 4 integrasyon noktasına sahip forceBeamColumn elemanı tercih edilmiştir. Analizlerde mevcut kolon ve güçlendirilmiş kolonları niteleyen ve fiber kesit modeli ile oluşturulan iki farklı kesit tipi kullanılmıştır. Bu kesit tiplerinin geometrik ve malzeme özellikleri Bölüm 4.2.2.'de açıklanmıştır. Etriyelerin betonda oluşturduğu sargı etkisi dikkate alınmıştır. Donatıların çevrimsel davranış parametreleri için birinci analiz grubunda kullanılan parametrelerden faydalanılmıştır. Donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyon için Sezen ve Setzler (2008) tarafından önerilen modelden yararlanılmıştır. Bu model pik hedefli model davranışını gösteren ModIMKPeakOriented elemanı ile OpenSees programına sıfır uzunlukta yay elemanı olarak entegre edilmiştir. Pik hedefli model hakkında detaylı bilgi Bölüm 3'te verilmiştir. Kesme deformasyonunun etkisi sadece güçlendirilmemiş mevcut kolonda dikkate alınmıştır. Bu etki için Sezen (2008) tarafından yapılan çalışma dikkate alınmış ve ModIMKPinching malzeme modeli kullanılarak sıfır uzunluklu yay elemanı ile OpenSees modeline tanımlanmıştır.

Numune M1, güçlendirilmemiş kolonu diğer bir deyişle referans kolonu temsil etmektedir. Referans kolon için verilen deneysel sonuca bakıldığında elemanın eğilme

davranışı sergilediği görülmektedir (Şekil 4.20.). İtme yönünde ötelenme seviyesi yaklaşık %5.2 mertebelerine ulaşana kadar elemanın dayanım eğrisinin maksimum dayanımına yakın davranış gösterdiği gözlemlenmiştir. Bu ötelenme seviyesinden sonra eleman hasar almış ve çekme yönünde dayanımında azalış meydana gelmiştir. Ayrıca maksimum dayanımından sonraki itme ve çekme çevrimlerinde, aynı yerdeğiştirme seviyelerindeki dayanımlar bir önceki çevrimdeki dayanıma göre düşük kalmıştır.

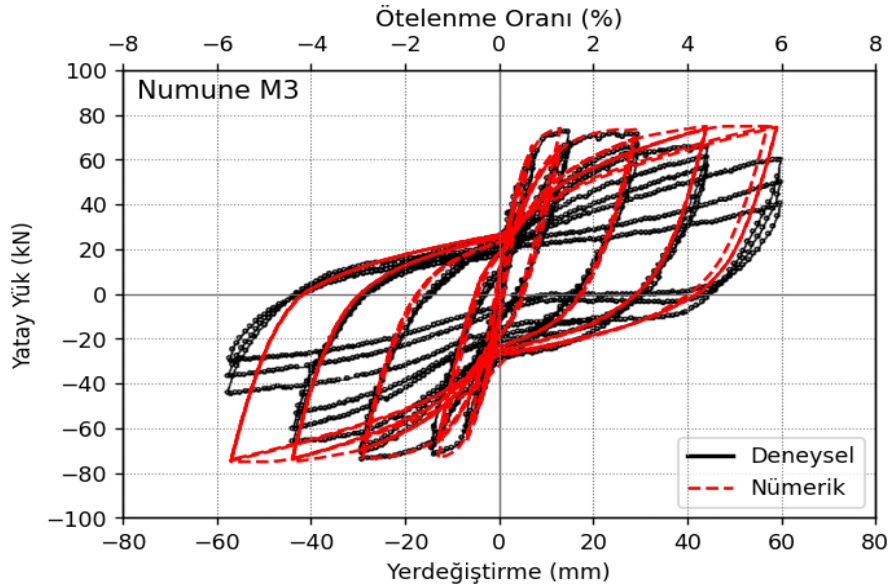


Şekil 4.20. Numune M1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Elemanın itme ve çekme yönündeki maksimum dayanımları sırasıyla 34.56 kN (34.0) ve -31.77 kN iken, modelde elde edilen değerler sırasıyla 34.25 kN ve -34.25 (33.94) kN'dur. Bu değerlere bakılarak analitik modelde kullanılan doğrusal olmayan modelin, maksimum dayanımı tespit etmede başarılı olduğu anlaşılmaktadır. Modelin çevrimsel davranışı değerlendirildiğinde, yükleme durumundaki rijitlikleri, boşaltma durumundaki rijitlikleri ve çevrimsel sıkışma özelliklerinin deney elemanı ile örtüştüğü görülmektedir. İtme yönünde deney numunesinin ve modelin rijitlikleri birbirleriyle oldukça yakın davranış gösterirken, çekme yönünde model daha rijit bir davranış sergilemiştir. Bu davranışın görülmesi, doğrusal olmayan modelin ideal şartlarda oluşturulmasından kaynaklanmaktadır. Ancak bilindiği üzere laboratuvar şartlarında gerçekleştirilen deneylerde söz konusu ideal şartların oluşturulması

mümkün değildir. Bu sebeple itme ve çekme yönünde görülen davranışsal farklılıklar oldukça normaldir. Ayrıca çekme yönünde son ötelenme seviyesindeki çevrimlere bakıldığında, eleman dayanımı -19.14 kN iken modelde -31.06 kN olduğu görülmüştür. Bu farklılık deney elemanında meydana gelen hasarın tam olarak kestirilememesi ile açıklanabilir.

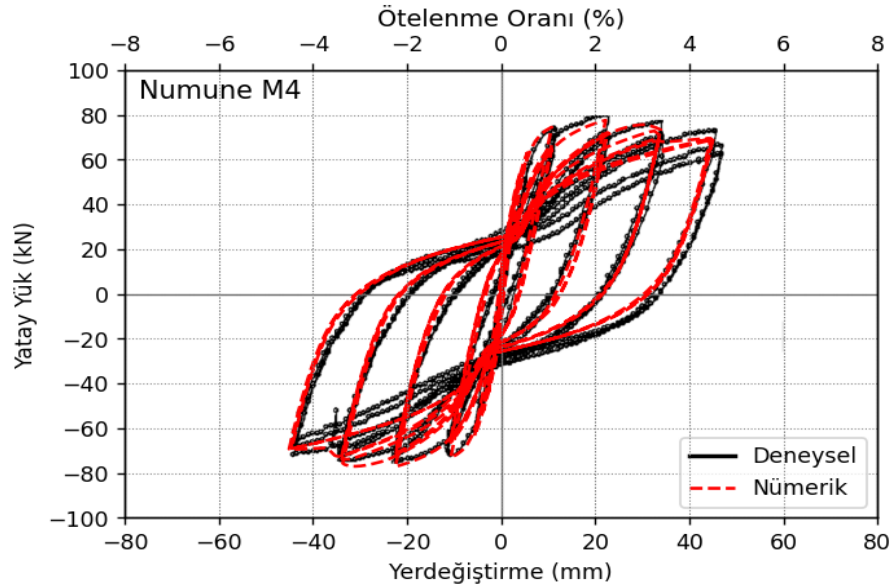
Numune M3, deney ve analitik modelin sonuçları Şekil 4.21.'de verilmiştir. Numune M3'ün davranışı, Numune M1'in davranışına benzerlik göstermektedir. Elemanın dayanım eğrisi, itme ve çekme çevrimlerinde maksimum dayanımlardan sonra ötelenme seviyesi yaklaşık %4.4 mertebelerine ulaşıncaya kadar maksimum dayanıma yakın davranış göstermiştir. Bu ötelenme seviyesinden sonra, önceki çevrimsel yüklemelere göre itme ve çekme yönünde dayanımdaki kayıplar belirginleşmiştir. Bu numune de Numune 1'de olduğu gibi çekme yönündeki son ötelenme seviyesindeki çevrimlerde meydana gelen dayanımlar itmeye göre düşük olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca Numune 1'de olduğu gibi maksimum dayanımdan sonra ötelenme seviyelerinde meydana gelen tekrarlı yüklemelerde, bir önceki tekrarlı yüke göre dayanımda azalmalar olduğu görülmüştür.



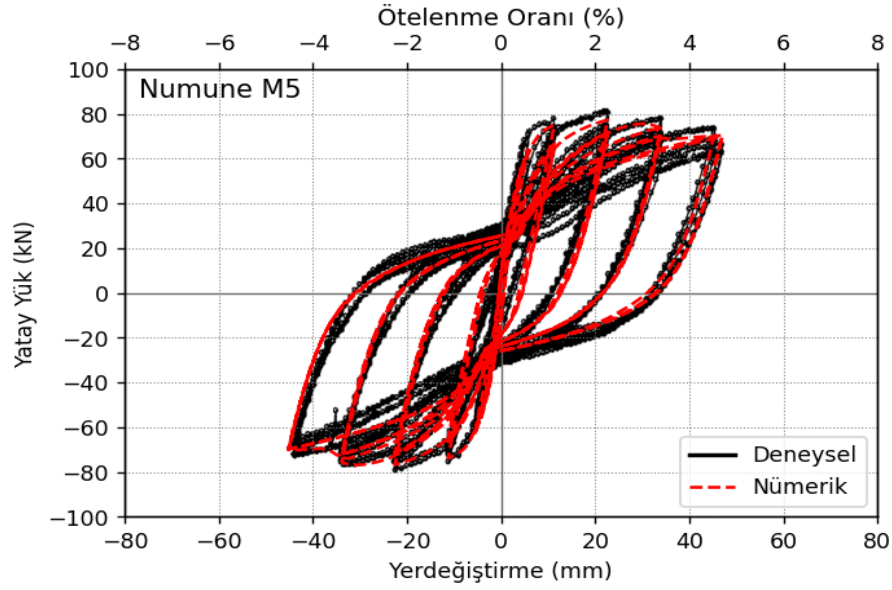
Şekil 4.21. Numune M3 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Eleman ve modelin maksimum dayanımları kıyaslandığında, itme yönündeki dayanımlar sırasıyla 73.6 kN ve 73.59 kN iken çekme yönündeki dayanımları sırasıyla -71.01 kN ve -72.33 kN olarak hesaplanmıştır. Modelin itme ve çekme yönündeki rijitlikleri, maksimum dayanımları ve çevrimsel özellikleri ise eleman davranışını başarılı bir yansıtmaktadır. Model sadece son çevrim seviyesindeki itme ve çekme yönünde eleman dayanımlarını yakalamada biraz eksik kalmıştır. İtme yönündeki son ötelenme seviyesinde elemanın dayanımı 61.24 kN iken modelde 72.96 kN ve çekme yönündeki son ötelenme seviyesi için eleman ve modeldeki dayanımlar sırasıyla -43 kN ve -71.66 kN'dur. Dayanımda meydana gelen farklılık Numune 1'de verilen nedenler ile aynı olduğu düşünülmektedir.

Numune M4 ve Numune M5'in deney ve analitik davranışları sırasıyla Şekil 4.22. ve Şekil 4.23.'te gösterilmiştir. Bu iki eleman davranışsal olarak birbirlerine yakındır. Her ikisi de itme ve çekme yük çevrimlerinde maksimum yüke ulaştıktan sonra dayanımlarında küçük düşüşler gözlemlenmiştir. Aynı zamanda her iki numunenin itme ve çekme yönündeki dayanım eğrileri ve rijitlikleri birbirleriyle benzer özellikler göstermektedir.



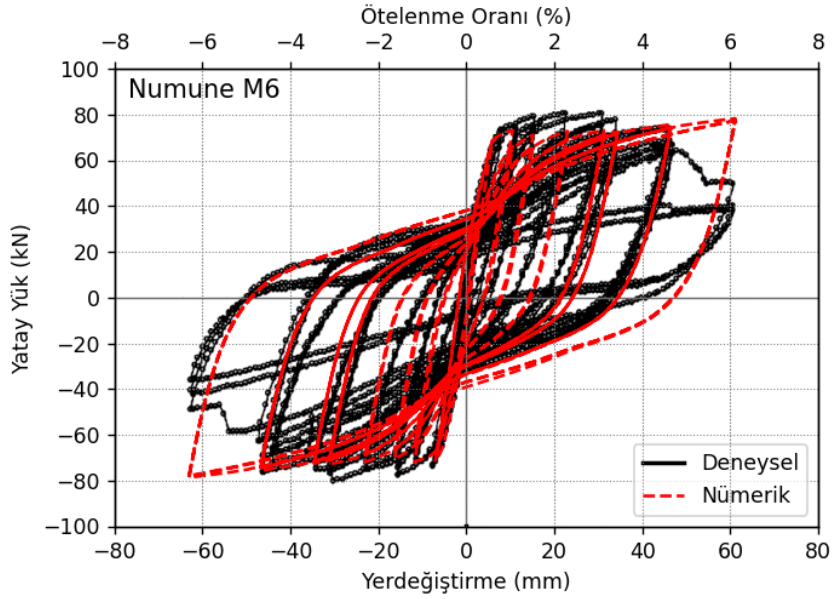
Şekil 4.22. Numune M4 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması



Şekil 4.23. Numune M5 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Numune M4 ve Numune M5'in deney ve analitik davranışları sırasıyla Şekil 4.22. ve Şekil 4.23.'te gösterilmiştir. Bu iki eleman davranışsal olarak birbirlerine yakındır. Her ikisi de itme ve çekme yük çevrimlerinde maksimum yüke ulaştıktan sonra dayanımlarında küçük düşüşler gözlemlenmiştir. Aynı zamanda her iki numunenin itme ve çekme yönündeki dayanım eğrileri ve rijitlikleri birbirleriyle benzer özellikler göstermektedir.

Numune M4 için deneylerden elde edilen itme ve çekme yönündeki maksimum dayanımlar sırasıyla 79.81 kN (80.3) ve -75.15 kN olarak hesaplanmışken, analitik modellerde ise bu değerler sırasıyla 78.25 kN ve -76.7 kN olarak hesaplanmıştır. Numune M5 ise bu değerler itme ve çekme yönünde sırasıyla 81.32 kN (80.6) ve -78.99 kN değerlerini alırken, analitik modellerde ise itme ve çekme çevrimlerindeki dayanımlar sırasıyla 77.82 kN ve -77.04 kN'dur. Şekil 4.22. ve Şekil 4.23.'e bakıldığında Numune M4 ve Numune M5 için oluşturulan analitik (doğrusal olmayan) modeller, elemanların itme ve çekme çevrimlerindeki dayanımlarını, rijitliklerini ve çevrimsel özelliklerini yansıtmada oldukça güvenilir sonuçlar verdiği görülmüştür.



Şekil 4.24. Numune M6 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

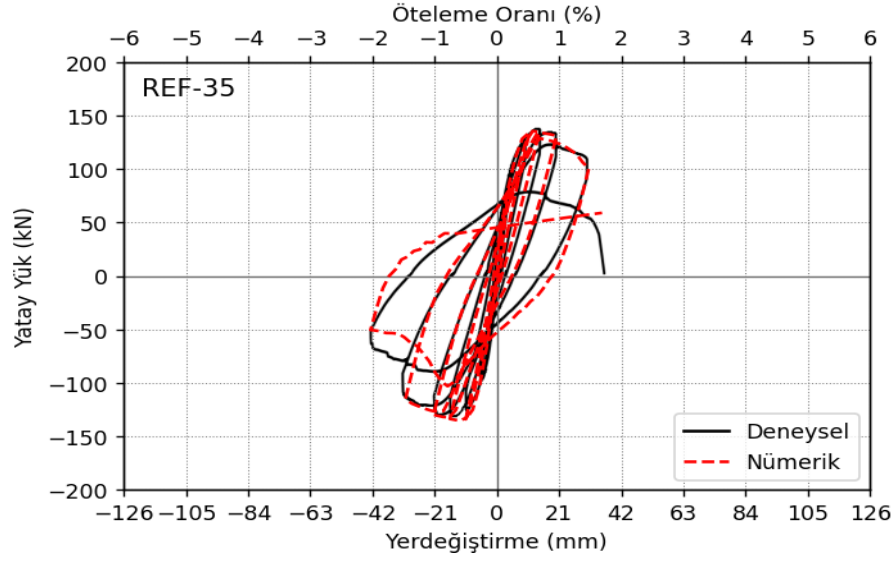
Deney ve analitik model sonuçları Şekil 4.24.'te verilen Numune M6, itme ve çekme çevrimlerinde yaklaşık simetrik bir davranış sergilemiştir. İtme ve çekme çevriminde maksimum dayanıma ulaştıktan sonra ötelenme seviyesi yaklaşık %4.5'e kadar dayanımlarında küçük değişimler olmuştur. Son ötelenme seviyesinde ise hem itmede hem de çekmede bir önceki çevrim seviyesine göre dayanımlarında ciddi bir azalma olduğu gözlemlenmiştir. Deneylerde her çevrimden elde edilen yerdeğiştirme değerleri yerdeğiştirme protokolündeki değerler ile farklılık göstermektedir. Bu nedenle deplasman kontrollü yapılan analizler deneylerden elde edilen yerdeğiştirme değerleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Numune M6 için oluşturulan analitik modelde, itme ve çekme çevriminde elemanın maksimum yük taşıma kapasitesi sırasıyla 77.13 kN ve 77.13 kN olarak hesaplanmıştır. Deneysel sonuçlara bakıldığında ise itme ve çekme için elde edilen maksimum yük taşıma kapasiteleri sırasıyla 80.23 kN ve -76.74 kN'dur. Modelde elde edilen rijitlik, dayanım ve çevrimsel özelliklerin eleman davranışına yakın bir davranış sergilemiştir. Eleman son çevrim seviyesinde, model sonuçları ile biraz farklılık bulunmaktadır. Bunun nedeni Numune 1 için verilen sebepler ile aynı olduğu düşünülmektedir. M6 numunesi ve diğer tüm güçlendirilen numunelerin güç tükenmesi eğilme davranışı ile gerçekleşmiştir.

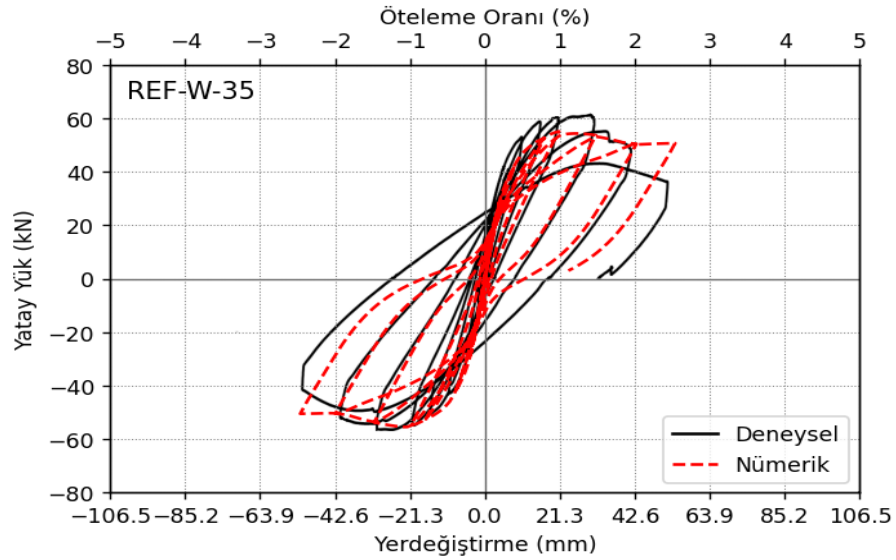
4.4.3. CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin analizi (Ghatte ve ark., 2016)

Ghatte ve arkadaşları (2016), güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş kolonların sabit eksenel yük altındaki döngüsel davranışlarını incelemek amacıyla gerçekleştirdikleri çalışmada, numuneleri birinci ve ikinci grup olmak üzere iki gruba ayırmışlardır. Birinci gruptaki elemanlara etkiyen yatay yükler elemanın güçlü doğrultuları boyunca uygulanırken, ikinci gruptaki elemanlara ise yatay kuvvetler zayıf doğrultularınca uygulanmıştır. Her iki grupta güçlendirilmemiş (referans) ve güçlendirilmiş numuneler bulunmaktadır. Birinci grup REF-35, RET-35-N1 ile RET-35-N2 numunelerinden ve ikinci grup ise REF-W-35 ile RET-W-35-N2 numunelerinden oluşmaktadır. Bu deneylerin geometrik özellikleri ve malzeme özellikleri (beton, donatı, CFRP) hakkında detaylı bilgi Bölüm 4.2.3.'te verilmiştir.

OpenSees programındaki doğrusal olmayan modellerde kullanılan eleman tipi, kesit modeli ve donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyon katkısı ikinci analiz grubunda kullanılanlar ile aynıdır. Kesitlerdeki fiberlere tanımlanan malzeme özellikleri hakkındaki detaylı bilgi ise Bölüm 4.3.4.'te verilmiştir. CFRP sargılı kolonlarda kesme dayanımları yüksek olduğundan dolayı, kesme hasarına uğramamaktadır. Ghatte ve arkadaşları (2016) tarafından yapılan çalışmada beton ve donatıların mekanik özellikleri hakkında detaylı bilgi verildiğinden dolayı donatılarda meydana gelen burkulma etkisi analitik modellere tanımlanmıştır. Burkulma etkisi, Dhakal and Maekawa (2002) tarafından önerilen model, OpenSees programında ReinforcingSteel malzeme modelini bünyesi dahilinde kullanılmıştır.



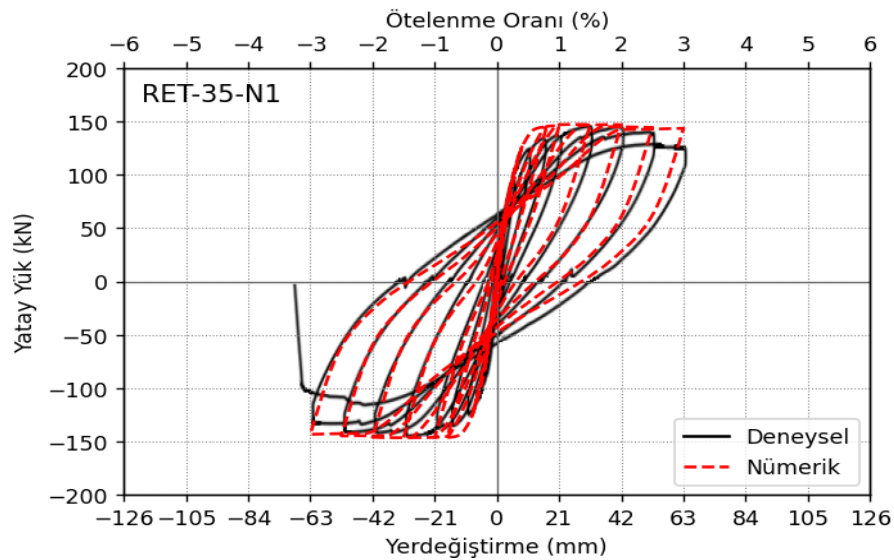
Şekil 4.25. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması



Şekil 4.26. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

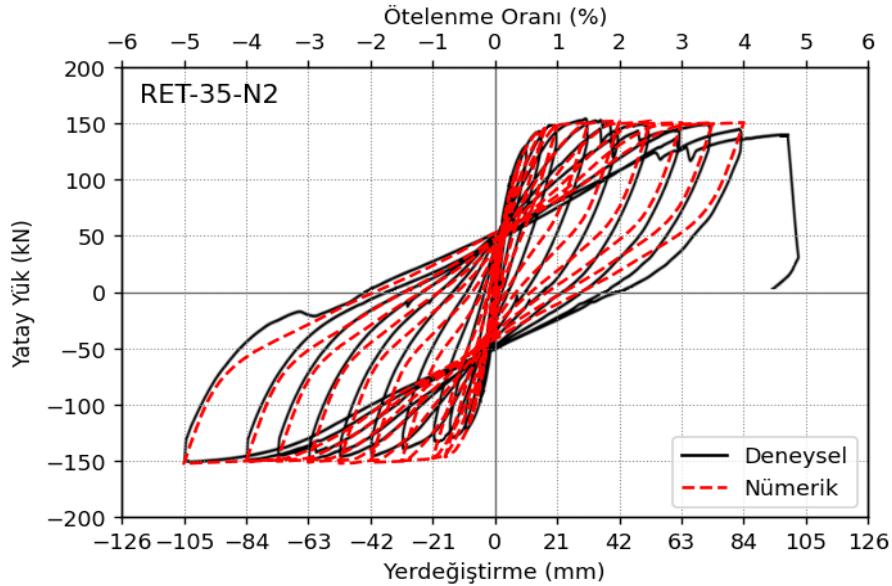
Birinci gruptaki referans numunesinin (REF-35) ve ikinci gruptaki referans numunesinin (REF-W-35) doğrusal olmayan davranışları sırasıyla Şekil 4.25. ve Şekil 4.26.'da sunulan yatay yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile gösterilmektedir. REF-35 numunesinin deney sonuçları incelendiğinde, maksimum dayanıma çekme doğrultusunda %0.7 ötelenme seviyesinde ulaşılmış ve maksimum dayanımı 136.9 kN olarak ölçülmüştür. Güç tükenmesine ulaştığı nihai deplasman değeri ise yatay yük taşıma kapasitesinin %15 azaldığı 30.2 mm'dir. Elemanın %2 ötelenme seviyesinde

basınç bölgesindeki donatılarının burkulmasından ve betonun dökülmesinden dolayı dayanımındaki azalmalar ani ve gevrek olduğu görülmektedir. Doğrusal olmayan modellerde donatının burkulmasından ve betonun nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşip dökülmelerinden kaynaklanan dayanım azalmaları modellere atanması, modelin deney sonucuyla yakın davranış göstermesini sağlamıştır. Doğrusal olmayan modelde maksimum dayanımı çekme doğrultusunda 134.2 kN iken, maksimum dayanımın %15 azaldığı sınırı gösteren nihai dayanım değeri 120.1 kN olarak elde edilmiştir. REF-35 numunesinin çevrimsel yükler altında dayanım, rijitlik ve enerji tüketme kapasiteleri gibi karakteristik özellikler hem itme doğrultusunda hem de çekme doğrultusunda başarılı bir şekilde temsil edilmiştir. REF-W-35 numunesinin deney sonuçları incelendiğinde ise maksimum dayanıma %1.5 ötelenme seviyesinde ulaşmış ve büyüklüğü 60.7 kN olarak ölçülmüştür. Ayrıca güç tükenme durumuna yaklaşık %3 ötelenme seviyesinde ulaşılmıştır. Doğrusal olmayan analizlerle, elemanın maksimum dayanımı 54.44 kN hesaplanmışken, nihai dayanım değeri ise 53.49 kN'dur. REF-W-35 numunesinin doğrusal olmayan analizlerinden elde edilen dayanım, rijitlik ve enerji tüketme kapasiteleri gibi karakteristik özellikler itme doğrultusunda deney sonuçları ile yakın davranış göstermişken, çekme doğrultusunda maksimum dayanımı yakalamada biraz eksik kalmıştır.



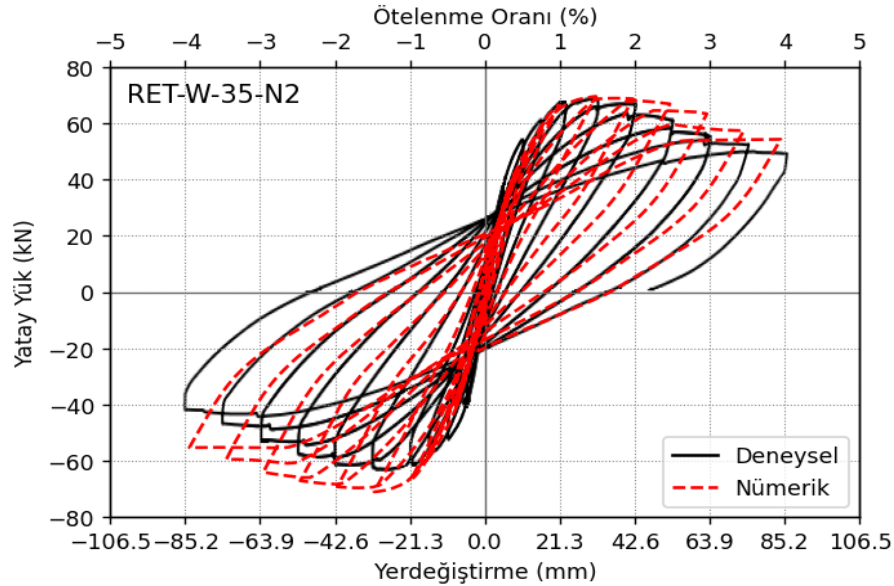
Şekil 4.27. RET-35-N1 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Bir katman CFRP sargı ile güçlendirilen RET-35-N1 numunesinin deneysel ve analitik sonuçları Şekil 4.27.'de verilmiştir. Bu numune, maksimum yüke 31.1 mm deplasmana karşılık gelen %1.5 ötelenme seviyesine ulaşmıştır. Deneyde elde edilen maksimum yük 145.5 kN olarak ölçülmüştür. Maksimum dayanım için modelde hesaplanan değer ise 145.6 kN büyüklüğündedir. Bu değerler, yükün çekme doğrultusunda etkimesi durumunda elde edilen değerlerdir. Yüklemin itme doğrultusunda deneyden ve modelden okunan değerler ise sırasıyla -144.9 kN ve -145.6 kN'dur. Yüklemler plastik mafsallardaki CFRP sargısının koptuğu ve boyuna donatıların burkulduğu yaklaşık %3.2 ötelenme seviyesine kadar uygulanmıştır. Analitik modelin rijitlikleri, dayanım eğrileri ve çevrimsel özellikleri deney elemanı ile yakın bir ilişki göstermiştir. Ayrıca CFRP sargısı kendi grubunda bulunan referans numune ile kıyaslandığında dayanım ve sünekliliğinde artışlar meydana geldiği görülmüştür. Referans numunenin göçme durumuna ulaştığı esnada ötelenme seviyesi %2 (42 mm) civarlarındayken, RET-35-N1 numunesi göçme mekanizmasına yaklaşık %3.15 (66.74) ötelenme seviyesinde ulaşmıştır. Buna ek olarak referans numunenin maksimum dayanımı 138 kN iken RET-35-N1 numunesindeki dayanım 145.5 kN'a yükselmiştir.



Şekil 4.28. RET-35-N2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

Şekil 4.28.'da iki sıra CFRP sargı ile güçlendirilen RET-35-N2 numunesinin deneysel ve analitik sonuçları verilmiştir. Eleman, maksimum dayanımına yüklemenin çekme doğrultusu boyunca etkidiği %1.5 (30.8) ötelenme seviyesinde ulaşmıştır. Modelde maksimum dayanım 151.2 kN olarak hesaplanmıştır. Yüklemenin itme doğrultusunda olduğu durumda ise deney ve modelin maksimum dayanım değerleri sırasıyla -150.1 kN ve -151.7 kN olarak ölçülmüştür. Yüklemeler CFRP sargısının koştığı ve donatı burkulmasının gerçekleştiği yaklaşık %5 (102.4) ötelenme seviyesine kadar devam etmiştir. Yükleme çekme doğrultusunda iken numune maksimum dayanımına ulaştıktan sonra dayanım eğrisi maksimum dayanım mertebelerinde davranış göstermiştir. İtme doğrultusunda ise yatay yüklemeler arttıkça eleman dayanımının da arttığı gözlemlenmiştir. Model rijitlik, dayanım ve çevrimsel özellikleri yansıtmada oldukça başarılı olmuştur. RET-35-N2, grubundaki referans numune ile kıyaslanmıştır. Güçlendirilmiş elemanda referans elemana göre kıyaslandığında dayanımında ve sünekliğinde artışlar gözlemlenmiştir. Bu elemanın göçme mekanizmasına ulaştığı durumdaki nihai deplasman değeri, referans numuneninkine göre %143.8 daha fazladır. Buna ek olarak maksimum dayanımı referans numunesine göre yaklaşık %10 artış göstermiştir. (138-152.6)



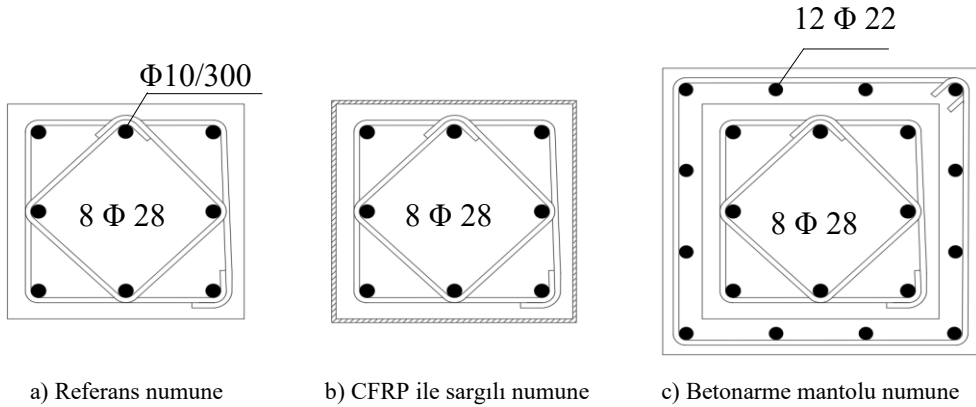
Şekil 4.29. RET-W35-N2 için gerçekleştirilen analitik yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sonucu ile karşılaştırılması

İki sıra CFRP sargı ile güçlendirilen RET-W35-N2 numunesinin, deneyden ve analitik modelden elde edilen sonuçlar Şekil 4.29.'da gösterilmiştir. Eleman itme ve çekme çevrimleri boyunca gösterdikleri dayanım eğrisi benzerlik göstermektedir. Fakat çekme çevrimlerinden elde edilen dayanım değerleri itme çevrimlerine göre daha fazla olduğu görülmüştür. Eleman maksimum dayanıma ulaştıktan sonra nihai deplasman değerine ulaşana kadar dayanımda kademeli düşüşler yaşamıştır. RET-W35-N2 numunesinin dayanım ve nihai deplasman değerleri referans numunesi ile karşılaştırılmıştır. Elemanın dayanımı ve nihai deplasmanı referans numuneye göre sırasıyla %12 ve %146.5 oranlarında artmıştır.

Elemanın itme ve çekme çevrimleri boyunca ulaştıkları maksimum dayanımlar grafiklerden sırasıyla 68.9 kN ve -62.32 kN olarak okunmuştur. Analitik modellerde itme ve çekme çevrimleri boyunca elde edilen maksimum dayanım değerleri ise sırasıyla 69.8 kN ve -69.51 kN olarak hesaplanmıştır. Analitik modelde elde edilen rijitlik, deneye göre daha fazla olduğu görülmüştür. Fakat bu deney numunesi için yapılan analitik çalışmalarda da model rijitliğinin daha fazla olduğu görülmüştür (Ghatte ve ark., 2016). Elemanda dayanım eğrisinde meydana gelen kademeli azalış davranışı modelde başarılı bir şekilde yansıtılmıştır. Fakat itme ve çekme çevrimlerinde hesaplanan dayanımlarda biraz farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir.

BÖLÜM 5. PARAMETRİK ÇALIŞMA

Bu bölümde, kesme hasarı ile güç tükenme durumuna erişmesi beklenen iki adet kolon numunesi CFRP sargılama ve betonarme mantoma yöntemleri ile güçlendirilmiştir. Bu güçlendirme yöntemlerinin yatay kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri üzerindeki etkileri, bir önceki bölümde doğruluğu ve davranışsal performansı yeterli görülmüş doğrusal olmayan modellerle gerçekleştirilen parametrik bir çalışma ile irdelenmiştir. Bu çalışma kapsamında güçlendirme işlemi uygulanan referans numuneler, bir önceki bölümde kesme etkisi altındaki Numune 1 ve Numune 2'nin geometrik ve malzeme özelliklerine benzerlik göstermektedirler. Referans olarak alınan iki numune eksenel yük seviyelerine göre Model 1 ($P=667$ kN) ve Model 2 ($P=2669$ kN) olarak isimlendirilmiştir. Numuneler, enkesit boyutları 450 mm x 450 mm, yüksekliği 3000 mm, boyuna donatı çapı 28 mm ve enine donatı çapı 10 mm olan çift eğrilikli kolonlardır. Fakat işlemlerin daha basit ve kolay hale dönüştürülmesi amacıyla bu numuneler kesme açıklığı 1500 mm olan konsol kolonlara indirgenmiştir. Çift eğrilik ile konsol kolon arasındaki davranışsal fark, çift eğrilikli kolonların yerdeğiştirmesinin konsol kolonların yerdeğiştirmelerinin 2 katı olmasıdır. Donatıların mekanik özellikleri ve kabuk beton kalınlıkları ise Numune 1 ve Numune 2'deki değerler ile aynıdır.



Şekil 5.1. Analizlerde kullanılan kolon numunelerinin kesitleri

Numunelerin CFRP ile güçlendirmede kullanılan malzemenin mekanik özellikleri Ghatte ve arkadaşları (2016) taraflarından yapılan çalışmadan seçilmiş ve bir önceki bölümde Tablo 4.7.'de verilmiştir. Ayrıca CFRP ile sarılmış numunelerin köşe yarıçapları 30 mm seçilmiştir. BM ile güçlendirmede ince mantolama işlemi yapılmış ve manto kalınlığı 75 mm olarak seçilmiştir. Boyuna donatı olarak minimum donatı oranını ($\rho_{\min} = 0.01$) sağlayacak şekilde $10\Phi 22$ boyuna donatı, $\Phi 10$ enine donatı ve net beton örtüsü ise 20 mm olarak tercih edilmiştir. Donatıların mekanik özellikleri ise Numune 1 ve Numune 2'den alınmıştır. Referans ve güçlendirilen kolon numunelerinin kesitleri Şekil 5.1.'de verilmiştir.

CFRP sargılama yöntemiyle güçlendirilen numunelerin parametrik çalışmasında değişkenler olarak CFRP sargılarının maksimum çekme dayanımları ($f_f = 3600$ MPa, $f_f = 4200$ MPa ve $f_f = 4800$ MPa) ve sargı kalınlıkları ($t_f = 0.166$ mm, $t_f = 0.332$ mm ve $t_f = 0.498$) dikkate alınmıştır. CFRP ile güçlendirilen numunelerin analizlerinde Tablo 5.1.'de verilen parametreler dikkate alınmıştır.

Tablo 5.1. CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin analizlerinde kullanılan parametre değerleri

Numune Adı	f_r (MPa)	t_r (mm)	Eksenel Yük (N)
GF-R1-FF1-T1	3600	0.166	667000
GF-R1-FF1-T2		0.332	
GF-R1-FF1-T3		0.498	
GF-R1-FF2-T1	4200	0.166	667000
GF-R1-FF2-T2		0.332	
GF-R1-FF2-T3		0.498	
GF-R1-FF3-T1	4800	0.166	667000
GF-R1-FF3-T2		0.332	
GF-R1-FF3-T3		0.498	
GF-R2-FF1-T1	3600	0.166	2669000
GF-R2-FF1-T2		0.332	
GF-R2-FF1-T3		0.498	
GF-R2-FF2-T1	4200	0.166	2669000
GF-R2-FF2-T2		0.332	
GF-R2-FF2-T3		0.498	
GF-R2-FF3-T1	4800	0.166	2669000
GF-R2-FF3-T2		0.332	
GF-R2-FF3-T3		0.498	

Betonarme manto ile güçlendirilen kolonlarda parametrik çalışmalar için seçilen değişkenler ise manto beton basınç dayanımları ($f_j = 20$ MPa, $f_j = 30$ MPa, $f_j = 40$ MPa, $f_j = 50$ MPa) ve manto etriye adım mesafeleri ($s_j = 50$ mm, $s_j = 50$ mm, $s_j = 50$ mm)

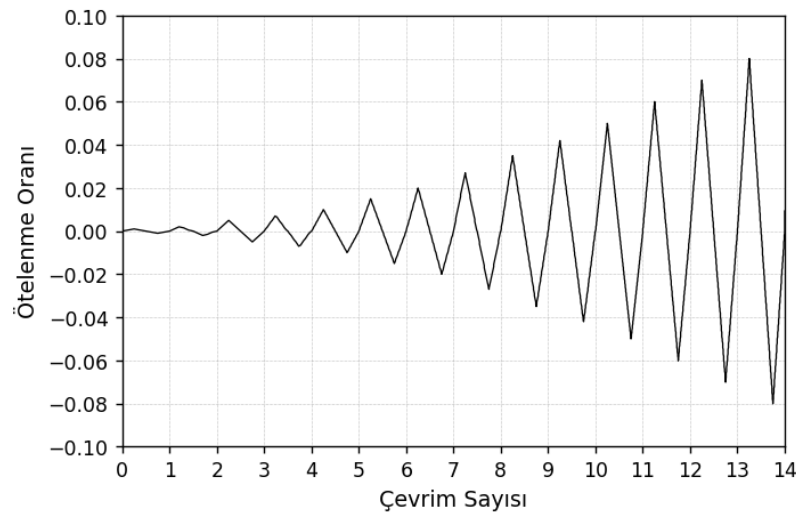
mm, $s_j = 50$ mm) olmuştur. Tüm doğrusal olmayan analizlerde referans numunelerin malzeme ve geometrik özellikleri sabit tutulmuştur. BM ile güçlendirilen numunelerin analizlerinde kullanılan parametreler Tablo 5.2.'de sunulmuştur.

Tablo 5.2. BM ile güçlendirilmiş numunelerin analizlerinde kullanılan parametre değerleri

Numune Adı	f_j (MPa)	s_j (mm)	Eksenel Yük (N)
GJ-R1-FC1-S1		50	
GJ-R1-FC1-S2	20	75	667000
GJ-R1-FC1-S3		100	
GJ-R1-FC1-S4		150	
GJ-R1-FC2-S1		50	
GJ-R1-FC2-S2	30	75	667000
GJ-R1-FC2-S3		100	
GJ-R1-FC2-S4		150	
GJ-R1-FC3-S1		50	
GJ-R1-FC3-S2	40	75	667000
GJ-R1-FC3-S3		100	
GJ-R1-FC3-S4		150	
GJ-R1-FC4-S1		50	
GJ-R1-FC4-S2	50	75	667000
GJ-R1-FC4-S3		100	
GJ-R1-FC4-S4		150	
GJ-R1-FC1-S1		50	
GJ-R1-FC1-S2	20	75	2669000
GJ-R1-FC1-S3		100	
GJ-R1-FC1-S4		150	
GJ-R1-FC2-S1		50	
GJ-R1-FC2-S2	30	75	2669000
GJ-R1-FC2-S3		100	
GJ-R1-FC2-S4		150	
GJ-R1-FC3-S1		50	
GJ-R1-FC3-S2	40	75	2669000
GJ-R1-FC3-S3		100	
GJ-R1-FC3-S4		150	
GJ-R1-FC4-S1		50	
GJ-R1-FC4-S2	50	75	2669000
GJ-R1-FC4-S3		100	
GJ-R1-FC4-S4		150	

Gerçekleştirilen analizlerde elemanlara tepe noktalarından ± 0.001 , ± 0.0025 , ± 0.005 , ± 0.0075 , ± 0.01 , ± 0.015 , ± 0.02 , ± 0.0275 , ± 0.035 , ± 0.0425 , ± 0.05 , ± 0.07 ve ± 0.08 ötelenme seviyelerinde yerdeğiştirme kontrollü çevrimsel yüklemeler uygulanmıştır (Şekil 5.2.). Ancak bu yükleme protokolü elemanların göçme mekanizmasına eriştiği kabul edilen sınır durumlarına kadar devam edilmiştir. Referans ve mantolanmış elemanlar için elemanların maksimum dayanımlarına ulaştıktan sonra dayanımlarının %80'ine düşmesi durumu, çekirdek bölgesindeki betonun nihai birim

şekildeğiştirmesine ulaşmaları durumu ve çekme bölgesindeki donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme üst sınır değerine ulaşması durumları dikkate alınmış ve ilk ulaşılan sınır durumunda analizler sonlandırılmıştır. Çekirdek bölgesindeki betonun nihai birim şekildeğiştirme değerleri sargı etkisiyle değişiklik gösterirken, donatı çeliğinin üst sınır limit durumu olarak 0.08 değeri göz önüne alınmıştır. CFRP ile güçlendirilen numunelerde ise dayanım sınırlaması ve donatı çeliğin üst sınır limit durumlarına ek olarak CFRP sargısının kopma birim şekildeğiştirmesine ulaştığı durum da dikkate alınmıştır. Donatı çeliğinin üst sınır limit durumu diğer numunelerdeki gibi 0.08'dir.

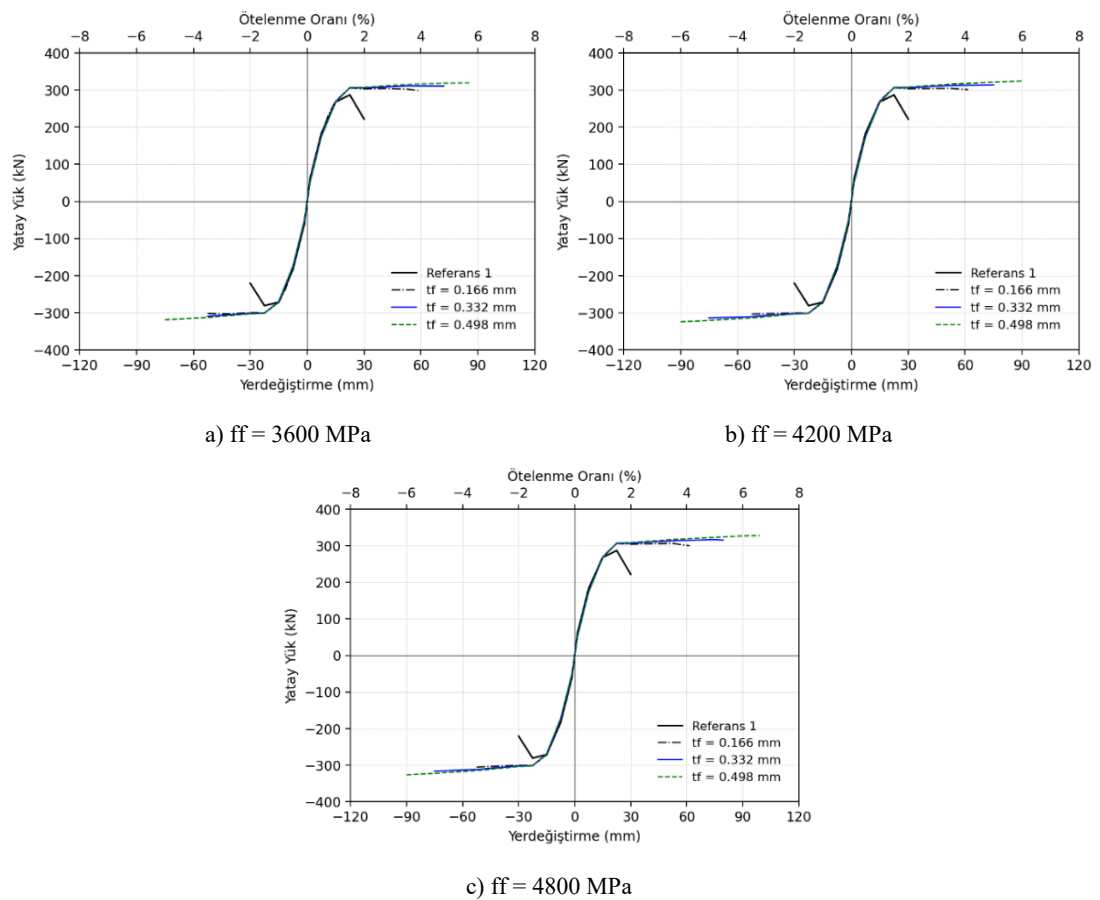


Şekil 5.2. Çevrimsel yerdeğiştirme protokolü

İtme ve çekme doğrultularındaki numune davranışları incelendiğinde, güçlendirilmiş elemanlar ile referans numune arasındaki davranış farklılıkları yaklaşık aynıdır. Bu nedenle analizlerde yatay yük taşıma kapasitesi, rijitlik ve deplasman sürekliliği gibi değişkenlerin incelenmesinde sadece itme doğrultusundaki davranış göz önüne alınmıştır. Bunlara ek olarak numune göçme durumuna ulaşana kadar tüketilen enerji miktarları da hesaplanarak, karşılaştırılmıştır. Bu bölümde numunelerin davranışlarının daha belirgin izlenimi için statik çevrimsel analizlerin dayanım zarf eğrileri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Statik çevrimsel davranışları ve tüketilen enerji miktarları ise Ek-6,7,8,9'da verilmiştir.

5.1. CFRP ile Güçlendirilmiş Numunelerin Parametrik Çalışması

CFRP sargı kalınlığının yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisine katkısını incelemek amacıyla maksimum çekme dayanım değeri sabit tutulmuş ve 0.166 mm, 0.332 mm ve 0.498 mm olmak üzere üç farklı sargı kalınlık değeri kullanılmıştır. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkileri gerçekleştirilen statik çevrimsel analizler ile belirlenmiş ve bu analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.3.'de sunulmuştur.

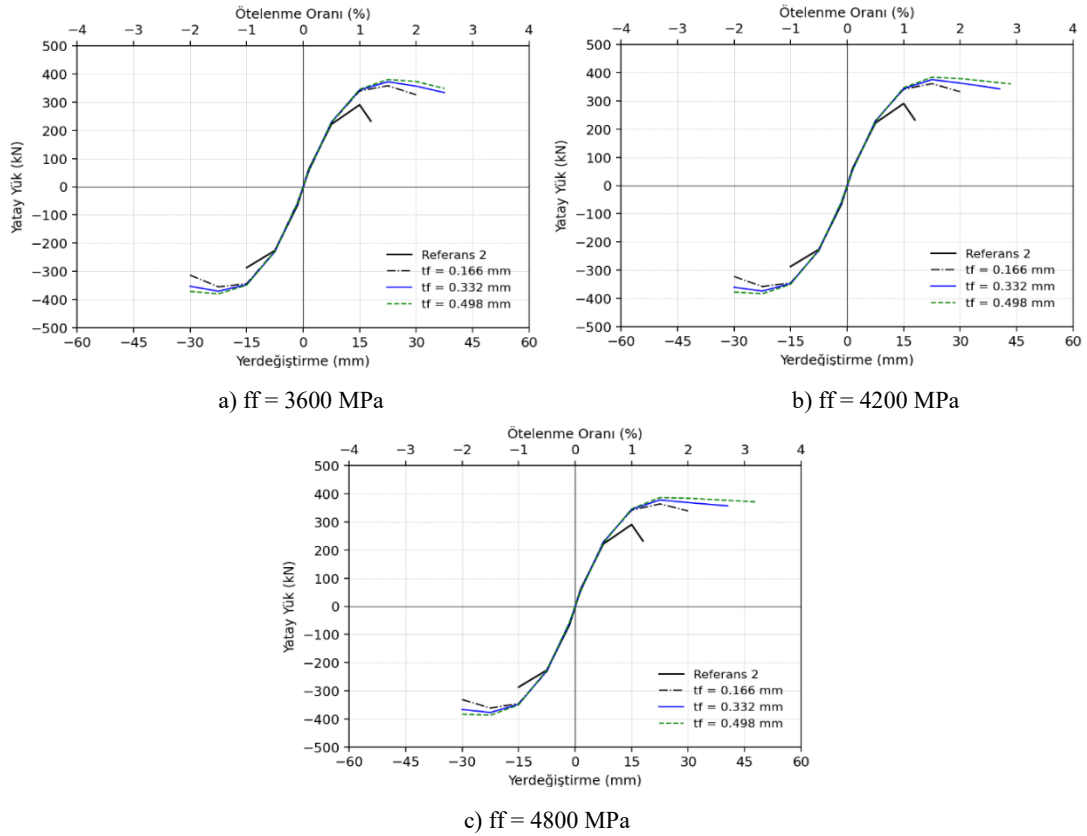


Şekil 5.3. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi

GR1 numuneleri CFRP çekme dayanım değerleri 3600 MPa, 4200 MPa ve 4800 MPa numuneler olarak gruplara ayrılmış ve her bir grup 0.166 mm, 0.332 mm, ve 0.498 mm sargı kalınlıklarına sahip numunelerden oluşmaktadır. CFRP çekme dayanımı 3600 MPa olduğu numunelerde, sargı kalınlığındaki artışı ile beraber eleman dayanımlarında %6.55 ile %11.42 civarlarında artışlar meydana gelmiştir. Dayanım

değerlerinin 4200 MPa ve 4800 MPa olduğu durumlarda ise bu artışlar sırasıyla %6.66 ile %13.07 ve %6.76 ile %14.27 civarlarındadır. Sargı kalınlığındaki artış deplasman sünekliliklerinde de önemli katkılar sunmaktadır. Sargı kalınlığının artışı, çekme dayanım değerinin 3600 MPa olması durumunda %150.52- %266.27 civarlarında, 4200 MPa için %163.37- %285.51 civarlarında ve 4800 MPa için %163.46- %324.11 civarlarında deplasman sünekliliklerinde artışlara neden olmuştur. Enerji tüketme miktarlarına bakıldığında ise 3600 MPa maksimum çekme dayanımına sahip CFRP ile güçlendirilen numunelerin kalınlıkları $t_j = 0.166$ mm, $t_j = 0.332$ mm ve $t_j = 0.498$ mm olmaları durumunda enerji tüketme miktarları sırasıyla 70.67 kNm, 104.44 kNm ve 148.15 kNm olarak hesaplanmıştır. CFRP sargısının çekme dayanım değeri 4200 MPa olması durumunda tüketilen toplam enerji miktarları sırasıyla 70.65 kNm, 145.26 kNm ve 201.29 kNm iken, 4800 MPa olması durumunda ise 102.8 kNm, 146.73 kNm ve 203.86 kNm değerlerini almıştır. CFRP sargıların elemanlara kazandırdığı dayanım oldukça düşük seviyelerde kaldığı görülmektedir. Ayrıca CFRP sargılar eleman rijitliklerinde de belirgin bir katkı sunmamaktadır. CFRP sargıların kullanımlarının asıl amacı elemanların dayanımlarında ciddi azalmalar olmadan yerdeğiştirmelerine ve böylelikle daha fazla enerji tüketmelerine olanak sağlamaktadır. Bu katkılar sargı kalınlıklarının artışıyla doğru orantılı olarak değişmektedir.

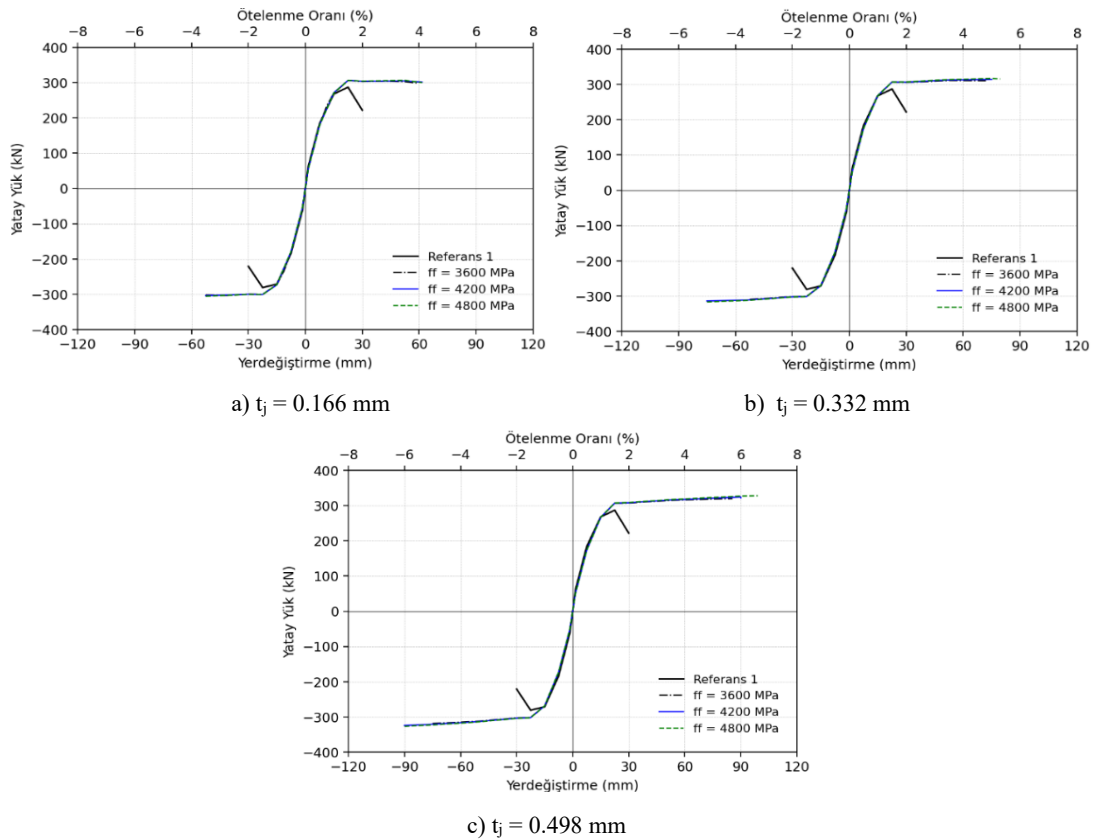
CFRP ile GR2 numunesinde sargı kalınlıkları değişimleri, Şekil 5.4.'de verilen çevrimsel analizlerin dayanım zarf eğrileri ile kıyaslanmıştır.



Şekil 5.4. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi

Güçlendirilmiş numunelerin CFRP sargısının çekme dayanımı 3600 MPa olduğu durumda, numunelerin sargı kalınlığının 0.166 mm, 0.332 mm ve 0.498 mm olarak değişiklik gösterirken dayanımlarda sırasıyla %23.23, %27.56 ve 30.45 artışlar meydana gelmiştir. CFRP sargısının çekme dayanım değerleri 4200 MPa ve 4800 MPa olmaları durumlarında ise bu artışların sırasıyla %24.04, %28.64, %31.56 ve %24.81, %29.58, %32.48 düzeyindedir. Bunlara ek olarak maksimum çekme dayanım değeri 3600 MPa olan CFRP ile güçlendirilmiş numunelerin sargı kalınlıklarındaki artışlarla doğru orantılı olarak Referans 2 numunesine göre deplasman sünekliklerinde %10.24 ile %62.12 oranlarında artışlar olduğu görülmüştür. Maksimum çekme dayanım değeri 4200 MPa ve 4800 MPa olmaları durumlarında ise bu artışlar %23.21 ile 88.06 ve %29.65 ile %107.48 civarlarındadır. Enerji tüketme miktarları göz önünde bulundurulduğunda ise 3600 MPa maksimum çekme dayanımına sahip güçlendirilmiş numuneler $t_j = 0.166$ mm kalınlığında 28.33 kNm, $t_j = 0.332$ mm kalınlığında 32.54 kNm ve $t_j = 0.498$ mm kalınlığında ise 52.85 kNm büyüklüklerindedir. Maksimum çekme dayanımlarının 4200 MPa olması durumunda tüketilen enerji miktarları sargı

kalınlıkları büyüklükleri ile doğru orantılı olarak 29.7 kNm, 33.32 kNm ve 52.85 kNm büyüklüklerine ulaşırken, maksimum çekme dayanımının 4800 MPa olması durumunda ise bu büyüklükler 30.25 kNm, 51.49 kNm ve 53.58 kNm olarak hesaplanmıştır. GR2 numunelerine etkiyen eksenel yük GR1 numunelerine etkiyenden daha büyüktür. Artan eksenel yükten dolayı CFRP sargılar GR2 numunelerinin dayanımlarına GR1 numunelerine göre daha belirgin katkı sağlamıştır. Fakat eksenel yükün büyük oluşu CFRP sargıların kopma birim şekildeğiştirmelerine daha erken ulaşmasına ve böylelikle göçme mekanizmasına erişmesine neden olmuştur. GR2 numuneleri maksimum dayanımlarına eriştikten sonra artan yerdeğiştirmelerle dayanımlarda bir miktar azalmalar meydana gelmektedir. Sargı kalınlığının artışı dayanımda meydana gelen kayıpları azaltarak, daha fazla yerdeğiştirme yapmalarına katkı sağladığı saptanmıştır.

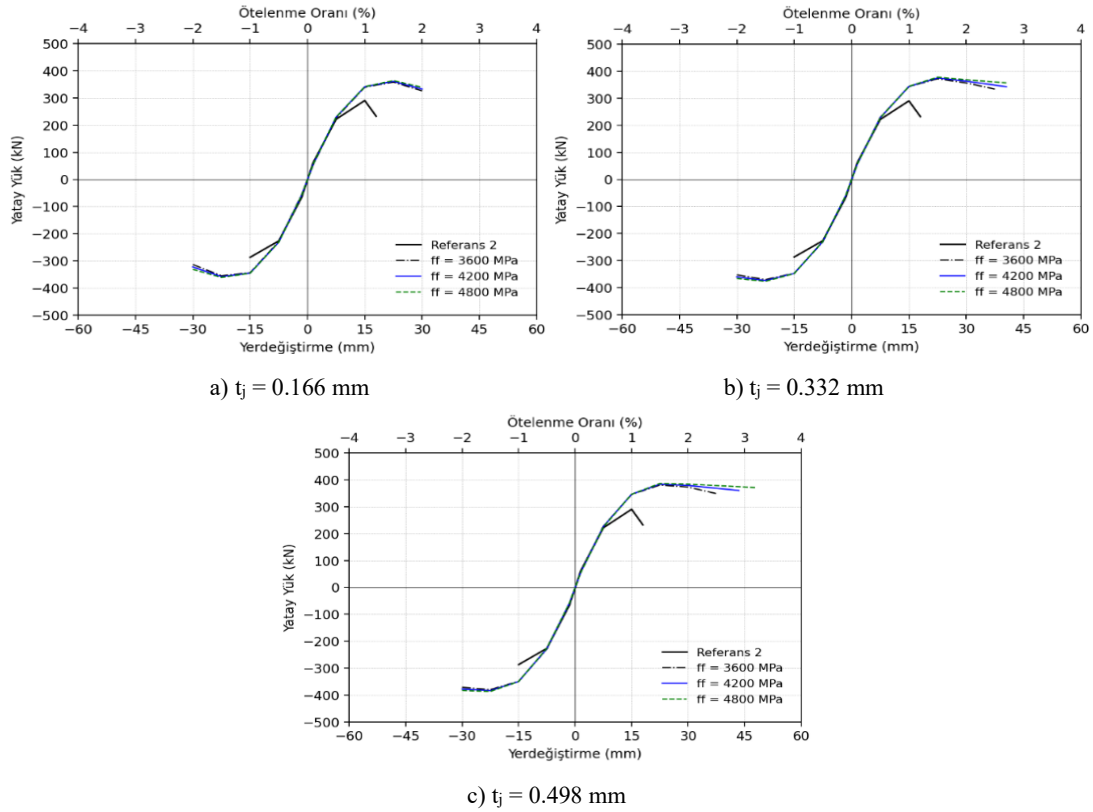


Şekil 5.5. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi

CFRP ile GR1 numunelerinin, CFRP sargısının maksimum çekme dayanımındaki değişimlerinin davranışa olan etkilerini incelemek amacıyla statik çevrimsel analizler

gerçekleştirilmiş ve bu analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.5.'te verilmiştir. GR1 numuneleri referans numuneye göre kıyaslandıklarında rijitliklerinde gözle görülür bir değişim oluşmazken, sünekliliklerinde ve enerji yutma kapasitelerinde ise belirgin artışlar olduğu saptanmıştır. Güçlendirilen bu elemanlar kendi içlerinde kıyaslanırsa, çekme dayanımının artması ile rijitlik ve dayanımlarında neredeyse aynı kalmışken, süneklilik kapasitelerinde ve tüketilen enerji miktarlarında artışlar ise sınırlı kalmıştır. CFRP ile GR1 numunesinin CFRP sargısının maksimum çekme dayanımındaki değişimleri için gerçekleştirilen statik çevrimsel analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.4.'de verilmiştir. CFRP sargısının kalınlığı 0.166 mm olması durumunda, güçlendirilmiş numunelerin referans numuneye göre dayanımdaki artışı maksimum çekme dayanımı 3600 MPa olması durumunda %6.55, 4200 MPa olması durumunda %6.65 ve 4800 MPa olması durumunda ise %6.76 oranlarındadır. Sargı kalınlığının 0.332 mm ve 0.498 mm olmaları durumlarında ise bu artış miktarları sırasıyla %8.44, %9.44, %10.38 ve %11.42, %13.07, %14.27 oranlarında oldukları görülmüştür. Bunlara ek olarak sargı kalınlığı 0.166 mm olan güçlendirilmiş numunelerin maksimum çekme dayanımları 3600 MPa, 4200 MPa ve 4800 MPa olarak değişkenlik gösterirken süneklilik oranları Referans 1 numunesine göre %150.61 ile %163.46 oranları arasında artış göstermektedir. Deplasman sünekliliğindeki bu artışlar 0.332 mm ve 0.498 mm sargı kalınlıkları için sırasıyla %208.4 ile 214.87 ve %266.27 ile %324 civarlarındadır. Enerji tüketme miktarları incelendiğinde ise $t_j = 0.166$ mm sargı kalınlığına sahip güçlendirilmiş numunelerin $f_f = 3600$ MPa, $f_f = 4200$ MPa ve $f_f = 4800$ MPa olmaları durumlarında enerji tüketme miktarları sırasıyla 70.67 kNm, 84.72 kNm ve 102.08 kNm olarak hesaplanmıştır. CFRP sargısının kalınlığı $t_j = 0.332$ olması durumlarında tüketilen toplam enerji miktarları sırasıyla 104.4 kNm, 145.26 kNm ve 146.73 kNm iken, $t_j = 0.498$ olması durumlarında ise 148.15 kNm, 201.29 kNm ve 203.86 kNm değerlerini almıştır.

CFRP ile GR2 numunelerinde ise CFRP sargısının maksimum çekme dayanımlarının eleman davranışındaki etkilerinin araştırılmasında statik çevrimsel analizlerden faydalanılmış ve bu analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.6.'da verilmiştir.



Şekil 5.6. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi

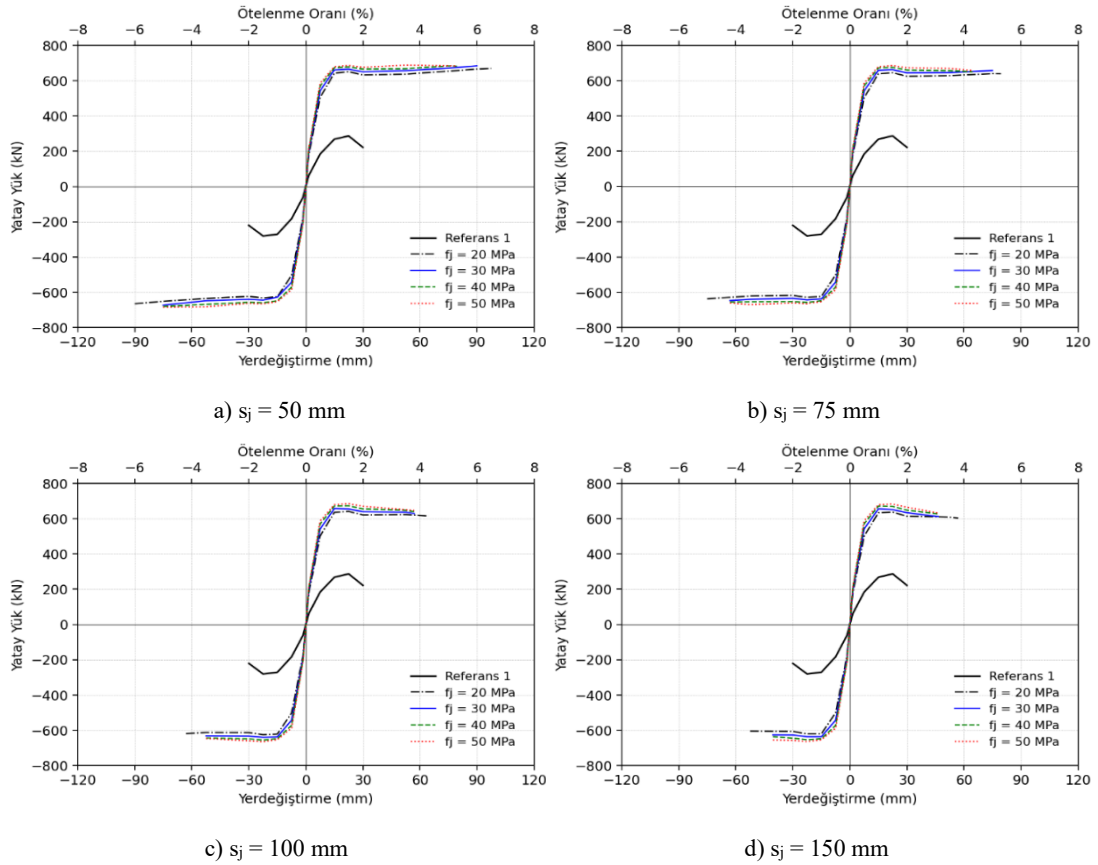
GR2 numuneleri referans numuneye göre karşılaştırıldıklarında, GR1 numunelerinde olduğu gibi rijitlikte bir artış olmadığı fakat dayanımdaki artış oranının daha yüksek seviyelerde olduğu görülmektedir. Süneklik ve enerji yutma özellikleri gibi temel davranış değişkenlerinde ise GR1 numunelerine oranla daha düşük seviyelerde iyileşmelerin olduğu görülmüştür. Güçlendirilen bu elemanlar kendi içlerinde kıyaslanırsa, CFRP sargısının maksimum çekme dayanımının katkısı artan sargı kalınlığıyla birlikte daha az dayanım kaybı ve daha fazla yerdeğiştirme özelliği sağlamaktadır. Fakat bu katkılar oldukça düşük seviyelerde kalmıştır. CFRP sargı kalınlığı 0.166 mm olan güçlendirilmiş numunelerin referans numuneye göre dayanımdaki artışı maksimum çekme dayanımları arttıkça %23.23 ile %24.81 civarında olduğu hesaplanmıştır. Sargı kalınlığı 0.332 mm ve 0.498 mm olmaları durumlarında ise bu artışlar sırasıyla %27.57 ile %29.57 ve %30.45 ile %32.48 oranları arasında değerler almaktadır. Maksimum çekme dayanımları 3600 MPa, 4200 MPa ve 4800 MPa değişkenlik gösteren sabit 0.166 mm sargı kalınlığına sahip güçlendirilmiş numuneler, referans numuneye göre deplasman süneklikleri %10.24 ile %23.21 oranlarında daha fazladır. Sargı kalınlıklarının 0.332 mm ve 0.498 mm olmaları

durumlarında ise bu artış oranları sırasıyla %62.12 ile %67.8 oranları arasında ve 62.12 ile 107.48 oranları arasında değişkenlik göstermektedir. Enerji tüketme miktarları incelendiğinde ise $t_j = 0.166$ mm sargı kalınlığına sahip güçlendirilmiş numunelerin $f_f = 3600$ MPa, $f_f = 4200$ MPa ve $f_f = 4800$ MPa olmaları durumlarında enerji tüketme miktarları sırasıyla 28.33 kNm, 29.7 kNm ve 30.25 kNm olarak hesaplanmıştır. CFRP sargısının kalınlığı $t_j = 0.332$ olması durumlarında tüketilen toplam enerji miktarları sırasıyla 32.54 kNm, 33.32 kNm ve 51.49 kNm iken, $t_j = 0.498$ olması durumlarında ise 51.63 kNm, 52.85 kNm ve 53.58 kNm değerlerini almıştır.

5.2. BM ile Güçlendirilmiş Numunelerin Parametrik Çalışması

Bu kısımda Referans 1 ve Referans 2 numunelerinin betonarme mantolama yöntemiyle güçlendirilmesinde, manto beton basınç dayanımının ve manto etriye aralığının etkileri ayrı ayrı incelenmiştir. Güçlendirilmiş numunenin yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisinde 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa olan manto beton basınç dayanımlarının etkisi incelenirken manto etriye aralıkları sabit tutulmuşken, 50 mm, 100 mm, 150 mm ve 200 mm manto etriye aralıklarının etkisinin araştırılmasında ise manto beton basınç dayanımları sabit tutulmuştur.

BM ile GR1 numunesinde, manto basınç dayanımlarındaki değişimler statik çevrimsel analizler ile hesaplanmış ve Şekil 5.7.'de dayanım zarf eğrileri kullanılarak sunulmuştur.

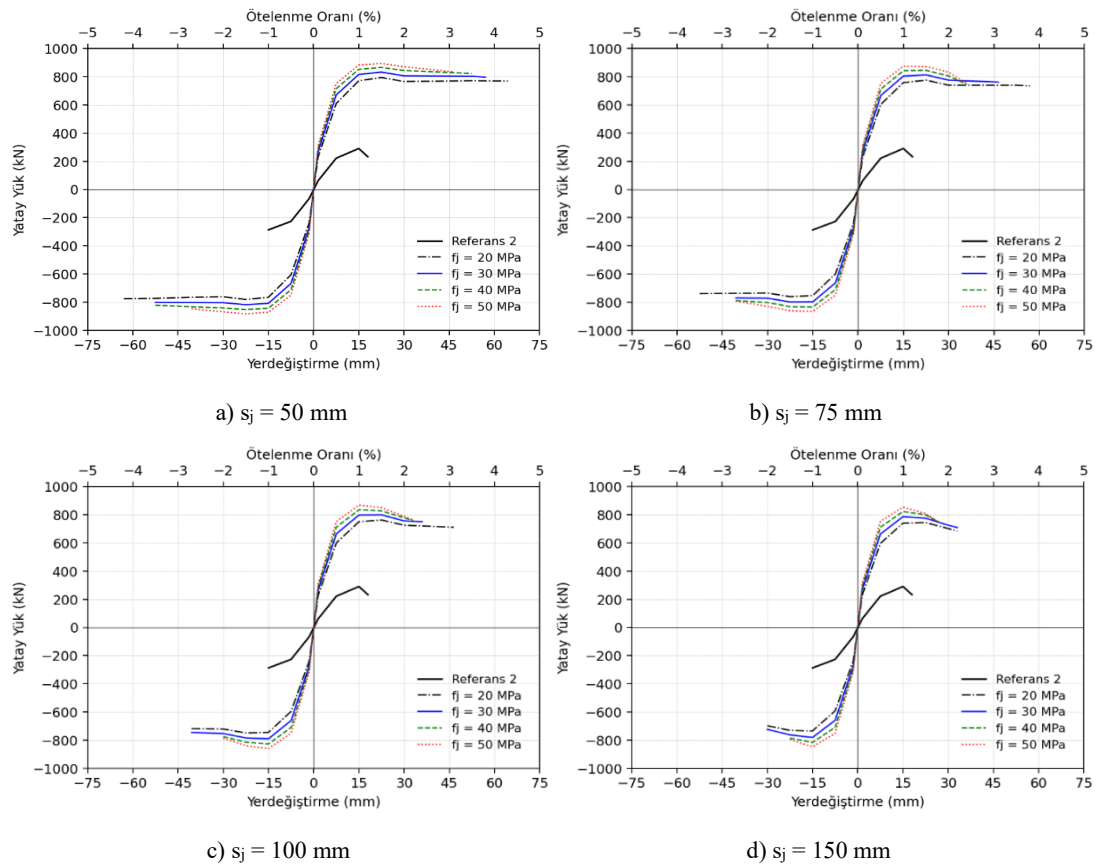


Şekil 5.7. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımının etkisi

Manto etriye aralığının 50 mm olduğu güçlendirilmiş numunelerin manto dayanımları artmasıyla birlikte dayanımda yaklaşık %140.03 oranında artış göstermiştir. Manto etriye aralığı 75 mm, 100 mm ve 150 mm olmaları durumlarında ise dayanımlardaki artışlar sırasıyla %136.76, 133.76 ve %132.58 civarlarındadır. Manto etriye aralığı 50 mm olan numunelerde beton basınç dayanımı artışıyla referans numuneye göre deplasman süneklilikleri incelendiğinde %574.72, %509.30, %423.42 ve %266.75 oranlarında iyileşmeler görülmektedir. Manto etriye aralıklarının 75 mm, 100 mm ve 150 mm olmaları durumlarında ise bu iyileşmeler %423.42 ile %324.26, %351.86 ile %257.81 ve %255.76 ile %202.60 oranlarında seyretmektedir. Her ne kadar betonarme manto ile güçlendirmiş numuneler referans numuneye göre deplasman sünekliliklerinde önemli miktarlarda artışlar gözlemlense de güçlendirilmiş numunelerin kendi aralarında değerlendirilecek olunursa manto beton basınç dayanımlarındaki artışlar elemanların yerdeğiştirme yapabilme özelliklerini azalmakta ve daha gevrek bir davranış sergilemelerine neden olmaktadır. Manto etriye aralığı 50

mm BM ile güçlendirilen numunelerin manto beton dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa olmaları durumlarında enerji tüketme miktarları 464.48 kNm ile 363.14 kNm arasında iken, manto etriye aralıkları 75 mm, 100 mm ve 150 mm olmaları durumlarında ise enerji tüketme miktarları sırasıyla 338.15 kNm ile 261.31 kNm, 245.72 kNm ile 182.61 kNm ve 115.96 kNm ile 121.87 kNm civarlarındadır. Manto beton dayanımı azaldıkça elemanlar daha fazla deformasyon yapabilmekte ve böylelikle daha fazla enerji tüketmektedirler.

BM ile GR2 numunesinde manto basınç dayanımları değişimleri, Şekil 5.8.'de verilen çevrimsel analizlerin dayanım zarf eğrileri ile kıyaslanmıştır.

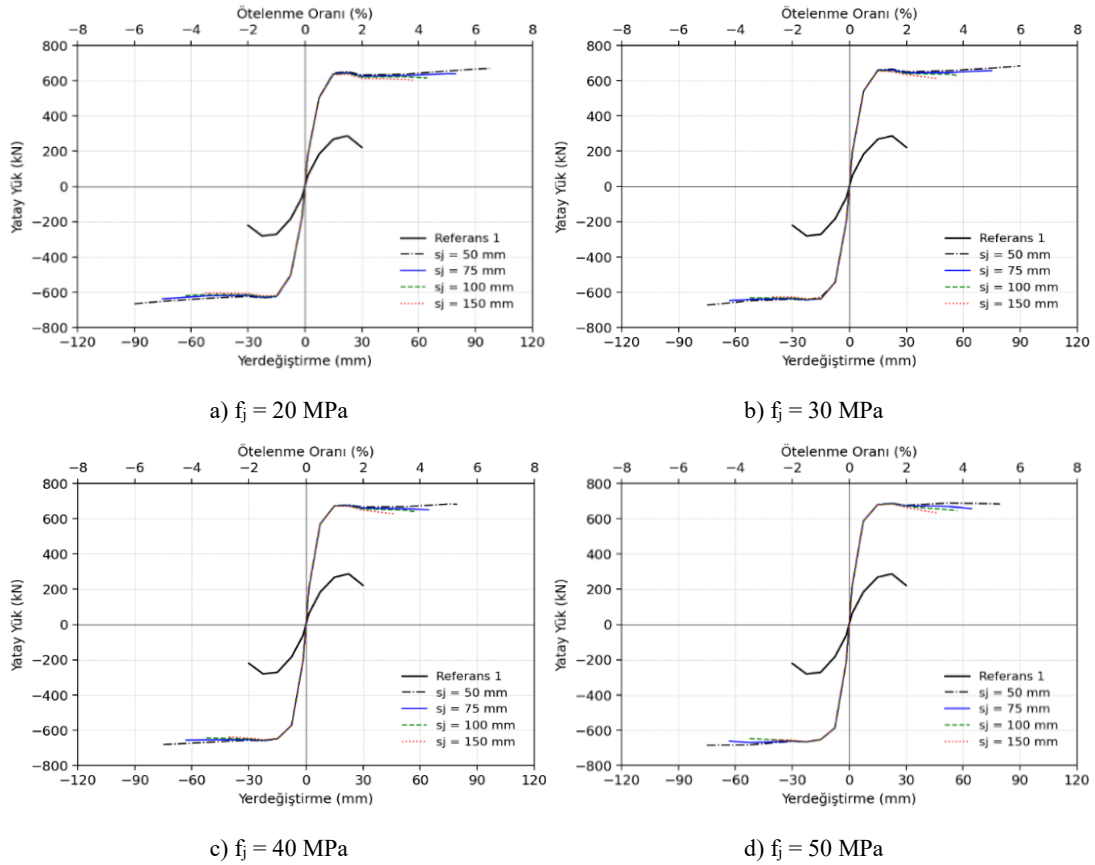


Şekil 5.8. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımının etkisi

Manto etriye aralığının 50 mm olduğu güçlendirilmiş numunelerin manto dayanımları artmasıyla birlikte eleman dayanımları %169.05, %182.46, %193.77 ve %203.39 oranlarında artış göstermişlerdir. Manto etriye aralığı 75 mm, 100 mm ve 150 mm

olmaları durumlarında ise dayanımlardaki artışlar sırasıyla %163.47 ile %197.70, %159.44 ile 192.12 ve %153.95 ile %187.51 oranları civarında değişmektedir. Eksenel yük düzeyinin yüksek oluşundan ötürü hem Referans 2 numunesine göre hem de güçlendirilen numuneler arasında manto beton dayanımının artması eleman dayanımlarında ciddi artışları beraberinde getirmiştir. Manto etriye aralığı 50 mm olan numunelerde beton basınç dayanımı artışıyla referans numuneye göre deplasman sünekliliklerinde %396.11, %324.27, %361.62 ve %329.75 oranlarında iyileşmeler görülmektedir. Manto etriye aralıklarının 75 mm, 100 mm ve 150 mm olmaları durumunda ise bu iyileşmeler %290.60 ile %262.13, %232.24 ile %154.69 ve %146.93 ile %154.69 civarlarında seyretmektedir. Manto etriye aralığı 50 mm BM ile güçlendirilen numunelerin manto beton dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa olmaları durumlarında enerji tüketme miktarları 259.38 kNm ile 140.48 kNm arasında iken, manto etriye aralıkları 75 mm, 100 mm ve 150 mm olmaları durumlarında ise enerji tüketme miktarları sırasıyla 127.78 kNm ile 126.39 kNm, 121.89 kNm ile 82.04 kNm ve 75.94 kNm ile 76.31 kNm civarlarındadır. GR2 numunesine etkiyen eksenel yük düzeyi GR1 numunesinden daha yüksektir. Bu nedenle dayanımdaki artış GR1 numunesine göre daha fazla olmaktadır. Fakat eksenel yük seviyesindeki bu artış elemanları daha gevrek hale getirmekte ve bu nedenle daha az yerdeğiştirme yapmalarına neden olmaktadır. Her ne kadar dayanımlarındaki artışlar daha fazla olsa da eksenel yük seviyesinden dolayı daha fazla yerdeğiştiren GR1 numunelerinin tükettikleri enerji miktarları daha yüksektir.

BM ile GR1 numunelerinin, manto etriyelerindeki sıklaştırmanın davranışa olan etkilerini incelemek amacıyla statik çevrimsel analizler gerçekleştirilmiş ve bu analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.9.'da verilmiştir.

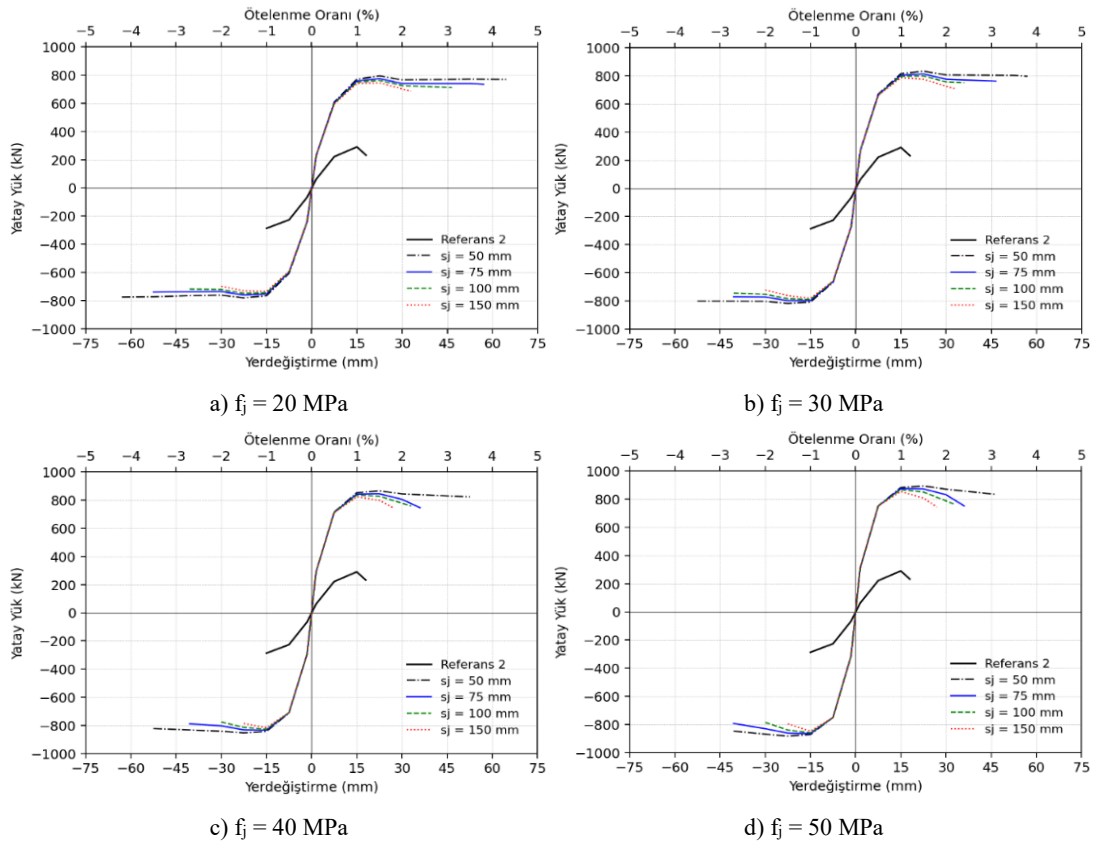


Şekil 5.9. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının etkisi

Referans numuneye göre kıyaslandıklarında dayanımlarında, rijitliklerinde, sünekliliklerinde ve enerji yutma kapasitelerinde belirgin artışlar olduğu açıkça görülmektedir. Güçlendirilen bu elemanlar kendi içlerinde kıyaslanırsa, etriye aralıklarındaki mesafe kıaldıkça süneklilik kapasitelerinde ve tüketilen enerji miktarlarında gözle görülür seviyelerde iyileşmeler gözlemlenirken rijitlikler ise neredeyse aynı seviyelerde kalmıştır. Numunelerin dayanımlarında tepe noktasından sonra hafif azalmalar meydana gelmiştir. Fakat artan deformasyonlarla etriyeler davranışlarda etkinliğini göstermiş ve etriye sıklaştırılması ile doğru orantılı olarak numunelerin dayanımlarında yükselmeler görülmüştür. GR1 numuneleri manto beton basınç dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa numuneler olarak gruplara ayrılmış ve her bir grup 50 mm, 75 mm, 100 mm ve 150 mm etriye aralıklarına sahip numunelerden oluşmaktadır. Manto basınç dayanımları 20 MPa olan numunelerde etriyeler arası mesafe kıaldıkça referans numuneye göre dayanımlarda %118.94 ile %134.18 civarlarında artışlar olduğu saptanmıştır. Manto basınç dayanımları 30 MPa,

40 MPa ve 50 MPa olmaları durumlarında dayanımlardaki bu artışlar sırasıyla %124.25 ile %138.22, %128.95 ile %139.09 ve %132.58 ile %140.03 civarlarındadır. Etriye adım mesafelerinin kısılmasıyla birlikte güçlendirilmiş numunelerin deplasman sünekliliklerindeki artışlar manto beton basınç dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa olmaları durumlarında sırasıyla %255.76 ile %574.72, %202.6 ile %509.3, %202.6 ile %423.42 ve %202.6 ile %452.05 civarlarındadır. Güçlendirilen numunelerin tükettikleri enerji miktarlarına bakıldığında, etriye adım mesafesi kısaldıkça beton basınç dayanımı 20 MPa için 115.96 kNm ile 464.48 kNm, 30MPa için 116.29 kNm ile 358.95 kNm, 40 MPa için 120.38 kNm ile 358.78 kNm ve 50 MPa için 121.87 kNm ile 363.14 kNm seviyelerinde olduğu saptanmıştır.

BM ile GR2 numunelerinde ise manto etriye aralıklarındaki değişimlerin eleman davranışındaki etkilerinin araştırılmasında statik çevrimsel analizlerden faydalanılmış ve bu analizlerin dayanım zarf eğrileri Şekil 5.10.'da sunulmuştur.



Şekil 5.10. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının etkisi

GR2 numuneleri referans numuneye göre karşılaştırıldıklarında, GR1 numunelerinde olduğu gibi dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji yutma özellikleri gibi temel davranış değişkenlerinde iyileşmeler olduğu görülmüştür. Güçlendirilen bu elemanlar kendi içlerinde kıyaslanırsa, GR1 numunelerinde olduğu gibi etriye sıklaştırması elemanların deformasyon yapabilme özelliklerini ve tükettiği enerji miktarlarını arttırdığı saptanmışken rijitlikler ise neredeyse aynı seviyelerde kaldığı belirlenmiştir. Eksenel yük seviyesinin yüksek oluşundan ötürü numunelerin dayanımlarında tepe noktasından sonra azalmalar meydana geldiği görülmüştür. Etriye aralıklarının artmasıyla dayanımda daha keskin bir düşüş meydana gelmiştir. GR2 numuneleri manto beton basınç dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa numuneler olarak gruplara ayrılmış ve her bir grup 50 mm, 75 mm, 100 mm ve 150 mm etriye aralıklarına sahip numunelerden oluşmaktadır. Manto basınç dayanımları 20 MPa, 30 MPa, 40 MPa ve 50 MPa olarak gruplara ayrılan numuneler, etriyeleri arasındaki mesafe kısaldıkça referans numuneye göre dayanımlarında sırasıyla %153.95 ile %169.05, %165.74 ile %182.46, %175.85 ile %193.77 ve %187.51 ile %203.39 civarlarında artışlar meydana gelmiştir. Etriyeler arası mesafenin azalmasıyla birlikte güçlendirilmiş numunelerin referans numuneye göre deplasman sünekliliklerindeki artışlar beton basınç dayanımı 20MPa değeri için %146.93 ile %396.11, 30 MPa değeri için %115.5 ile %324.27, 40 MPa değeri için %154.69 ile %361.62 ve 50 MPa değeri için %154.69 ile %329.78 civarlarındadır. Güçlendirilen numunelerin tükettikleri enerji miktarları hesaplandıklarında ise etriye adım mesafesi kısaldıkça beton basınç dayanımı 20 MPa için 75.94 kNm ile 127.78 kNm, 30MPa için 76.9 kNm ile 192.83 kNm, 40 MPa için 76.99 kNm ile 139.86 kNm ve 50 MPa için 76.31 kNm ile 126.39 kNm seviyelerinde olduğu belirlenmiştir.

BÖLÜM 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

6.1. Sonuçlar

Bu tez çalışmasında, hasar almamış yetersiz kesme dayanımına sahip yalın kolonların, BM ile güçlendirilmiş kolonların ve CFRP ile güçlendirilmiş kolonların tersinir tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan davranışları incelenmiştir. Modellerin oluşturulmasında OpenSees yapısal simülasyon programından yararlanılmıştır. Yalın ve güçlendirilmiş elemanlarda kullanılan malzemelerin bünye bağıntıları ve uygulanışı ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Modellerde eğilmeden, kesmeden ve donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyon bileşenleri literatürden alınan modeller yardımıyla göz önüne alınmış ve modellere sıfır uzunluktaki (zeroLength element) yaylarla tanımlanmıştır. Elemanların davranış modeli olarak yayılı plastik davranış modeli seçilmiş ve kuvvet tabanlı yaklaşıma dayanan forceBeamColumn elemanı kullanılmıştır. Literatürden seçilmiş kesme dayanımına sahip kolonların, BM ile güçlendirilmiş kolonların ve CFRP ile güçlendirilmiş kolonların statik çevrimsel analizleri gerçekleştirilmiş ve modellerin doğrusal olmayan davranışlarını gerçeğe yakın bir şekilde yansıttığı gösterilmiştir.

Deneysel çalışmalar ile doğruluğu ve davranışsal performansı yeterli görülmüş modeller, kesme dayanımı yetersiz ve eksenel yük düzeyi farklı iki yalın numune için her iki güçlendirme yöntemiyle parametrik çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Parametrik çalışmalar sonucunda elemanların çevrimsel doğrusal olmayan davranışlarının “yatay yük-yerdeğiştirme” ilişkileri dayanım zarf eğri grafikleri kullanılarak karşılaştırılmıştır. Çevrimsel davranış grafikleri ise Ek 2’de verilmiştir. BM ile güçlendirilmiş numunelerde manto beton dayanımının ve manto etriye aralıklarının etkileri ile CFRP sargılama ile güçlendirilmiş numunelerin FRP sargısının maksimum çekme dayanımının ve sargı kalınlığının etkileri dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji

tüketme miktarları bakımından irdelenmiştir. Ayrıca elemanları kapasite eğrileri OpenSees programında yayılı plastik davranış modeli ve Python programında yığılı plastik davranış modeli kullanılarak statik itme analizleri ile elde edilmiş ve Ek 1’de sunulmuştur.

Sonuçlar özetlenirse;

- Yetersiz kesme dayanımına sahip kolonların kesmeden kaynaklı güç tükenme davranışı, literatürden alınan kesme deformasyon modeli kullanılarak gerçekleştirilen analizlerle eleman dayanımını ve rijitliğini başarılı bir şekilde yakaladığı görülmüştür. Modelin doğrusal olmayan davranışında donatı sıyrılmasından kaynaklanan deformasyon bileşeninin göz ardı edilemez olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca çevrimsel sıkışma ve dayanım azalmalarını yansıtmada seçilen malzeme modellerinin ve yay elemanlarının uyumlu olduğu görülmüştür.
- BM ile güçlendirilmiş ve CFRP sargılama ile güçlendirilmiş numunelerin modellenmesinde bazı kabuller yapılsa da elemanların doğrusal olmayan davranışlarını gerçeğe yakın bir şekilde simüle ettiği gözlemlenmiştir. Güçlendirilmiş elemanlarda donatı sıyrılmasından kaynaklanan ek deformasyonlar, elemanların davranışlarında dikkate alınması gereken önemli bir değişken olduğu anlaşılmıştır. Güçlendirilmiş elemanlarda kesme dayanımlarının yüksek oluşundan dolayı beklendiği gibi kesmeden kaynaklı güç tükenmeleri görülmemiştir.
- CFRP sargısının elemanlara kazandırdığı dayanım miktarının düşük seviyelerde kaldığı görülmüştür. Ayrıca CFRP sargıları eleman rijitliklerinde beklendiği gibi belirgin bir katkı sunmamaktadır. Lifli polimerlerin kullanımında asıl amaç, elemanların dayanımlarında ciddi azalmalar olmadan yerdeğiştirme kapasitelerine ve böylelikle de daha fazla enerji tüketmelerine olanak sağlanması olduğu anlaşılmıştır.
- CFRP sargısı ile güçlendirilen elemanlarda, sargı kalınlığı arttıkça süneklik kapasitelerinde ciddi artışların olduğu görülmüştür. Böylelikle elemanların enerji tüketme kapasitelerini de arttırmıştır. Eksenel yük seviyesi düşük olan

referans numunesi için gerçekleştirilen güçlendirmede, sargı kalınlığındaki artış eleman deformasyon yaptıkça eleman dayanımında artı katkılar sunmuştur. Eksenel yük seviyesi yüksek olan referans numunesindeki güçlendirmede ise sargı kalınlığının artışı, elemanda maksimum dayanımdan sonra meydana gelen dayanım kayıplarını azaltmıştır.

- CFRP sargısının maksimum çekme dayanımının artması, eksenel yük seviyesi yüksek ve sargı kalınlığının fazla olan numunelerde nihai dayanımı ve süneklik kapasitesinde gözle görülür artışlar sağlamaktadır. Eksenel yük seviyesi düşük veya sargı kalınlığı az olan elemanlarda sadece süneklik kapasitelerine küçük miktarlarda bir katkı sunmaktadır. Sargı kalınlığındaki artışların elemana kazandırdığı dayanım, süneklik ve enerji yutma miktarları göz önünde bulundurulursa, elemanların güçlendirilmesinde CFRP sargısının maksimum çekme dayanımını arttırmaktansa sargı kalınlıklarını arttırmak daha makul bir seçenek olduğu anlaşılmaktadır.
- Bilindiği üzere BM ile güçlendirme işlemi, mevcut eleman üzerine boyuna ve enine donatılara sahip yeni bir betonarme kesit eklenerek gerçekleştirilmektedir. Mevcut kesitin büyütülmesi, referans elemanların dayanım ve rijitliklerinde belirgin artışları beraberinde getirdiği net bir şekilde görülmüştür. Ayrıca yeni bir enine donatısı ile sarılan referans kolonların süneklik ve dolayısıyla enerji tüketme kapasitelerinde önemli artışlar meydana gelmiştir. Güçlendirilmiş elemanların dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji yutma kapasitelerindeki ciddi artışlar dikkate alındığında sadece elemanda değil yapıya sistem bazında da önemli katkılar vereceği açıktır.
- BM ile güçlendirilen elemanlarda, manto beton dayanımındaki artışlarla birlikte elemanların dayanımlarında ve rijitliklerinde belirli miktarlarda katkı sağlamıştır. Bu katkılar eksenel yük seviyesi yüksek olan referans numunesinde daha belirgindir. Manto dayanımındaki artış elemanların daha gevrek davranış göstermesine ve güç tükenme durumundaki yerdeğiştirmesinin azalmasına neden olmaktadır.
- BM ile güçlendirmede etriye aralıklarındaki mesafe kısaldıkça süneklik kapasitelerinde ve tüketilen enerji miktarlarında gözle görülür seviyelerde iyileşmeler gözlemlenirken rijitlikler ise beklendiği gibi aynı seviyelerde

kalmıştır. Numunelerin dayanımlarında tepe noktasından sonra hafif azalmalar meydana gelmiştir. Fakat artan deformasyonlarla etriyeler davranışlarda etkinliğini göstermiş ve etriye sıklaştırılması ile doğru orantılı olarak numunelerin dayanımlarında artışlar görülmüştür. Eksenel yük seviyesi yüksek elemanlarda etriye aralıklarındaki mesafe kısaldıkça, etriyelerin daha etkin çalışarak elemanların dayanımlarında daha belirgin artışlar sağlamıştır. Fakat eksenel yük seviyesinin yüksek oluşu elemanların daha gevrek davranış sağlamasına neden olmuştur.

Bir betonarme kolon elemanın kendi ve/veya yapı sistemindeki durumları dikkate alınarak makul güçlendirme yöntemlerinin tercih edilmesi gerekmektedir. Bu çalışmada her iki güçlendirme yönteminin elemana sağlamış olduğu katkılar gösterilmiştir. Kesme dayanımı yetersiz ve gevrek bir betonarme elemanda sadece süneklilikte bir artış isteniyorsa her iki yöntemin de etkin olarak katkı sağladığı anlaşılmaktadır. Ancak CFRP sargısının elemanın kesit boyutlarında artış sağlamaması, yapının kullanımına devam edilirken uygulanabilmesi, kolay işçiliği ve daha uygun maliyetiyle çözüm önerisi sunduğu dikkate alındığında güçlendirme için daha uygun bir tercih olduğu söylenilebilir. Eğer elemandan süneklilik dışında dayanım, rijitlik ve enerji yutma kapasitelerinde ciddi katkılar isteniyorsa BM ile güçlendirme yöntemi daha doğru bir tercih olacaktır.

6.2. Öneriler

İleride yapılacak çalışmalarda; modellerde kullanılan kesme ve sıyrılma modellerine ek olarak mevcut yönetmeliklerde önerilen kesme ve sıyrılma modelleri de dikkate alınarak doğrusal olmayan davranışa katkılarının karşılaştırmaları yapılabilir. Betonarme manto ile mevcut kolon arasında gerekli yüzey iyileştirilmesi yapılmamasının çevrimsel yüklemeler altındaki eleman davranışına etkileri araştırılabilir. Parametrik çalışmalarda manto boyuna donatılarının, manto kalınlıklarının, uygulanan eksenel yük seviyelerinin, mevcut kolondaki boyuna donatılarının vb. değişken sayısı artırılarak daha kapsamlı bir parametrik çalışması yapılabilir. Tek, iki ve üç yüzü mantolanmış kolonların çevrimsel yüklemeler altındaki

mevcut eleman davranışına katkıları deneysel ve analitik olarak da irdelenebilir. Her iki güçlendirme yöntemi kullanılarak yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizleri yapıp, performansları yönetmeliklere uyumlu bir şekilde irdelenebilir.

KAYNAKLAR

- Acun, B., Sucuoğlu, H. 2011. Betonarme kolonların ŐekildeđiŐirme performans sınırlarının deneysel gözlemlerle değerlendirilmesi. İMO Teknik Dergi, 5523(5541), 356.
- Adebar, P., Gerin, M. 2004. Accounting for shear in seismic analysis of concrete structures. In 13 th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 1747 August 2004).
- AFAD. 2018. Türkiye’de afet yönetimi ve doğa kaynaklı afet istatistikleri. EriŐim adresi:https://www.afad.gov.tr/kurumlar/afad.gov.tr/35429/xfiles/Turkiye_de_Afetler.pdf (10.11.2019).
- Alsawat, J. M., Saatcioglu, M. 1992. Reinforcement anchorage slip under monotonic loading. Journal of Structural Engineering, 118(9), 2421-2438.
- Altun, F. 2018. Afetlerin ekonomik ve sosyal etkileri: Türkiye rneği zerinden bir değerlendirme.
- Bae, S., Bayrak, O. 2008. Plastic hinge length of reinforced concrete columns. ACI Structural Journal, 105(3), 290.
- Baker, A. L. L. 1956. The ultimate load theory applied to the design of reinforced & prestressed concrete frames. Concrete Publ. Lmd.
- Belarbi, A., Hsu, T. T. 1994. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. Structural Journal, 91(4), 465-474.
- Bicici, E. 2018. Development of computational models for cyclic response of reinforced concrete columns. The Ohio State University, Phd Thesis
- Bousias, S. N., Triantafillou, T., Fardis, M. N., Spathis, L., O’Regan, B. A. 2004b. Fiber-reinforced polymer retrofitting of rectangular reinforced concrete columns with or without corrosion. ACI Structural Journal, 101(4), 512-520.
- Bousias, S., Spathis, A. L., Fardis, M. N. 2004a. Seismic retrofitting of columns with lap-splices through CFRP jackets. In 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper (No. 765).

- Caglar, N., Sezen, H., Olabi, M. N. 2019. Numerical evaluation of core concrete quality on the response of concrete jacketed columns. *Revista de la Construcción. Journal of Construction*, 18(2), 301-310.
- Calabrese, A., Almeida, J. P., Pinho, R. 2010. Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1), 38-68.
- Campione, G., Fossetti, M., Giacchino, C., Minafò, G. 2014. RC columns externally strengthened with RC jackets. *Materials and structures*, 47(10), 1715-1728.
- Celep, Z. 2013. *Betonarme yapılar (7. Baskı)*. İstanbul: İhlas Matbaacılık.
- Chang, G. A., Mander, J. B. 1994. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I-Evaluation of seismic capacity (p. 222). Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Chang, S. Y., Chen, T. W., Tran, N. C., Liao, W. I. 2014. Seismic retrofitting of RC columns with RC jackets and wing walls with different structural details. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(2), 279-292.
- Chopra, A. K. 2015. *Yapı dinamiği teorileri ve deprem mühendisliği uygulamaları. (4. Baskıdan Çeviri)*. Ankara: Palme Yayıncılık.
- Clough, R.W., Johnston, S.B. 1966. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan.
- Coleman, J., Spacone, E. 2001. Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257-1265.
- Darılmaz, K. 2019. *Depreme dayanıklı betonarme binaların tasarımına giriş (3.Baskı)*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., Willford, M. R. 2010. Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, 4, 1-36.
- Demir, A. 2018. *Betonarme Yüksek Kirişlerde Kesme Çatlağının Artık Yük Taşıma Kapasitesine Etkisinin İncelenmesi*. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Doktora Tezi.
- Dhakal, R. P., Maekawa, K. 2002. Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of structural engineering*, 128(9), 1139-1147.
- Elwood, K. J., Moehle, J. P. 2005. Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), 578. The Ohio State University,
- Ergül, Ş.C. 2018. *OpenSees ve SeismoStruct programlarının doğrusal olmayan deprem analizleri için karşılaştırılması*. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.

- Ersoy, U., Özcebe, G. 2008a. Tasarım ve yapım sürecinde yapılan hatalardan kaynaklanan sorunlar. İçinde Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., & Wasti, S. T. (Eds.), *Binalar için deprem mühendisliği temel ilkeler* (ss. 121-141). Ankara: Bizim Büro Basımevi.
- Ersoy, U., Özcebe, G. 2008b. Betonarme yapı ve yapı elemanlarının deprem davranışı. İçinde Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., & Wasti, S. T. (Eds.), *Binalar için deprem mühendisliği temel ilkeler* (ss. 57-102). Ankara: Bizim Büro Basımevi.
- Ersoy, U., Özcebe, G. 2008b. Betonarme yapı ve yapı elemanlarının deprem davranışı. İçinde Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., Wasti, S. T. (Eds.), *Binalar için deprem mühendisliği temel ilkeler* (ss. 57-102). Ankara: Bizim Büro Basımevi.
- Ersoy, U., Tankut, A. T., Suleiman, R. 1993. Behavior of jacketed columns. *Structural Journal*, 90(3), 288-293.
- Farrokh Ghatte, H., Comert, M., Demir, C., Ilki, A. 2016. Evaluation of FRP confinement models for substandard rectangular RC columns based on full-scale reversed cyclic lateral loading tests in strong and weak directions. *Polymers*, 8(9), 323.
- Fedak, L. K. 2012. Evaluation of plastic hinge models and inelastic analysis tools for performance-based seismic design of RC bridge columns. Michigan State University, M.S. Thesis
- Filippou, F. C., Bertero, V. V., Popov, E. P. 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints.
- Ghatte, H.F., Comert, M., Demir, C., Akbaba, M., Ilki, A. 2019. Seismic retrofit of full-scale substandard extended rectangular RC columns through CFRP jacketing: Test results and design recommendations. *Journal of Composites for Construction*, 23(1), 04018071.
- Gomes, A., Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*, 19(10), 822-826.
- Harries, K. A., Ricles, J. R., Pessiki, S., Sause, R. 2006. Seismic retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets. *ACI Structural Journal*, 103(6), 874.
- Hüsnü, C. 1995. İki, üç ve dört yüzünden mantolanmış betonarme kolonların aksel yük altında davranışı. *Teknik Dergi*, 6(29).
- Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A., Bayrak, O. 2003. Retrofit of square concrete columns with carbon fiber-reinforced polymer for seismic resistance. *Structural Journal*, 100(6), 785-794.

- Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- Ilki, A., Demir, C., Bedirhanoglu, I., Kumbasar, N. 2005. Flexural behavior of FRP jacketed reinforced concrete columns.
- Ilki, A., Tore, E., Demir, C., Comert, M. 2018. Seismic performance of a full-scale FRP retrofitted sub-standard RC building. In *European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece* (pp. 519-544). Springer, Cham.
- Júlio, E. N. B. S., Branco, F. A. 2008. Reinforced concrete jacketing-interface influence on cyclic loading response. *ACI Structural Journal*, 105(4), 471.
- Kasapoğlu, B. 2017. Python ve Julia programlarının doğrusal olmayan deprem analizleri ve paralel programlamaya uygunluklarının araştırılması. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Kashani, M. M., Salami, M. R., Goda, K., Alexander, N. A. 2018. Non-linear flexural behaviour of RC columns including bar buckling and fatigue degradation. *Magazine of Concrete Research*, 70(5), 231-247.
- Kazaz, İ. 2012. Betonarme perde duvarların sonlu eleman analizinde aderans kaymasının uygulanması. *Pamukkale University Journal of Engineering Sciences*, 18(3).
- Kent, D. C., Park, R. 1971. Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., Wallace, J. W. 2015. Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report*, (12).
- Lam, L., Teng, J. G. 2003. Design-oriented stress-strain model for FRP confined concrete. *Construction and building materials*, 17(6-7), 471-489.
- Lehman, D. E., Moehle, J. P. 2000. Seismic performance of well-confined concrete columns. University of California, Berkeley, CA, USA, PEER Research Report.
- Lodhi, M. S., Sezen, H. 2012. Estimation of monotonic behavior of reinforced concrete columns considering shear-flexure-axial load interaction. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 41(15), 2159-2175.
- Mahin, S. A., Bertero, V. V. 1976. Nonlinear seismic response of a coupled wall system. *Journal of the Structural Division*, 102(9), 1759-1780.

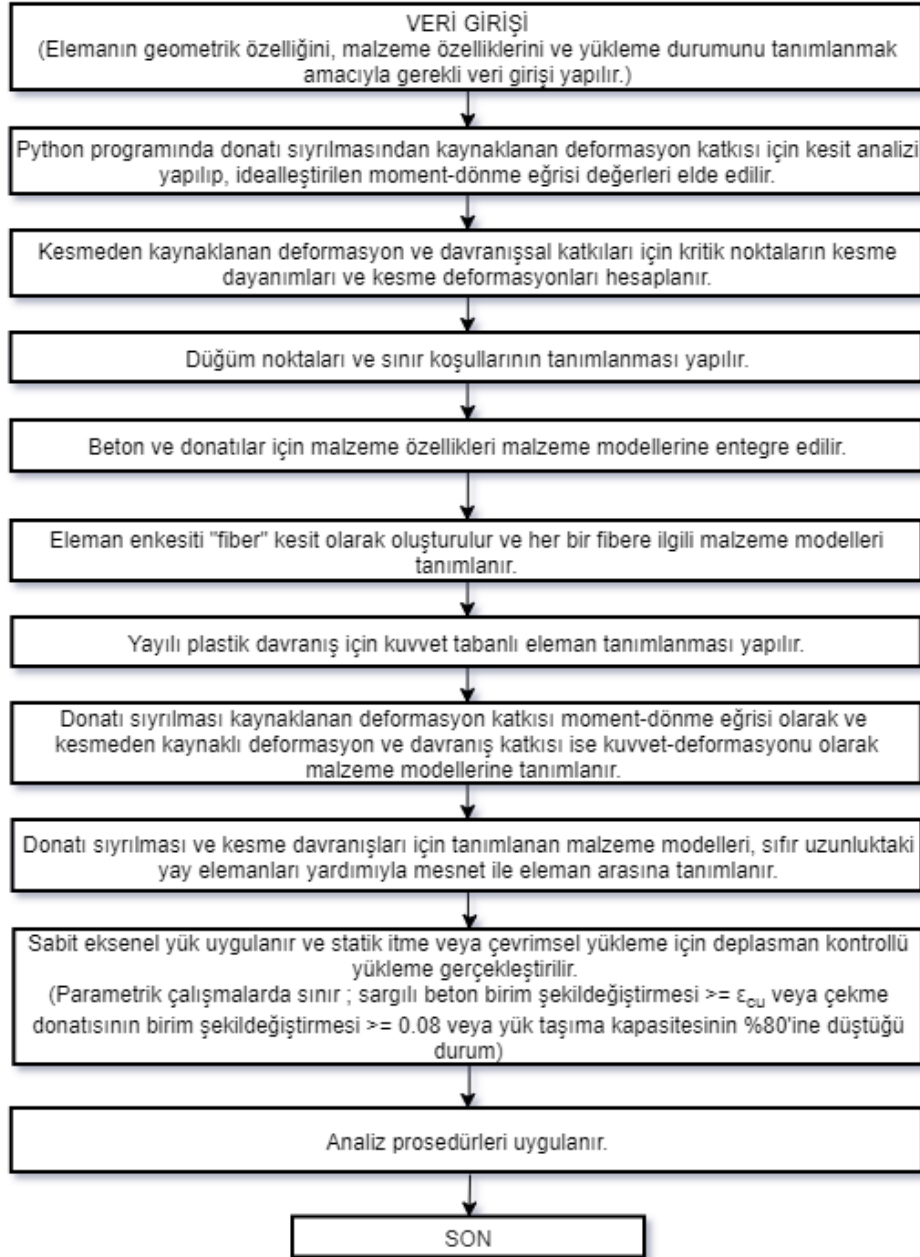
- Malley, J. O., Dierlein, G., Krawinkler, H., Maffei, J. R., Pourzanjani, M., Wallace, J., Heintz, J. A. 2010. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Applied Technology Council.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. 2006. OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. 2008. Nonlinear structural analysis using software design patterns. In *Structures Congress 2008: 18th Analysis and Computation Specialty Conference* (pp. 1-15).
- Menegotto, M., Pinto, P. 1973. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *International Association of Bridge and Structural Engineering*, 13, 15–22.
- Minafò, G., Di Trapani, F., Amato, G. 2016. Strength and ductility of RC jacketed columns: A simplified analytical method. *Engineering Structures*, 122, 184-195.
- Neuenhofer, A., Filippou, F. C. 1997. Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of structural engineering*, 123(7), 958-966.
- Odası, T. M. M. 2010. Türkiye'de deprem gerçeği ve TMMOB Makina Mühendisleri Odası'nın önerileri: oda raporu. TMMOB Makina Mühendisleri Odası.
- OpenSees. 2008. Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Otani, S., Sozen, M. A. 1972. Behavior of multistory reinforced concrete frames during earthquake, *Structural Research Series No. 392*, University of Illinois. Urbana.
- Ouyang, L. J., Gao, W. Y., Zhen, B., Lu, Z. D. 2017. Seismic retrofit of square reinforced concrete columns using basalt and carbon fiber-reinforced polymer sheets: A comparative study. *Composite Structures*, 162, 294-307.
- Ozcan, O., Binici, B., Ozcebe, G. 2008. Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers. *Engineering Structures*, 30(6), 1632-1646.
- Özer, E. 2007. Yapı sistemlerinin lineer olmayan analizi ders notları.
- Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N. 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *Structural Journal*, 98(2), 135-148.

- Park, R., Pauley, T. 1975. Design of concrete structures.
- Paulay, T., Priestley, M. N. 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- Priestley, M. J. N., Park, R. 1987. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *Structural Journal*, 84(1), 61-76.
- Setzler E. 2005. Modeling the behavior of lightly reinforced concrete columns subjected to lateral loads. The Ohio State University, M.S. Thesis
- Sezen, H. 2002. Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns. The University of California, Berkeley, Phd. Thesis
- Sezen, H. 2008. Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 28(1), 39-52.
- Sezen, H., Lodhi, M. S. 2012. Seismic response of reinforced concrete columns. *Earthquake-Resistant Structures: Design, Assessment and Rehabilitation*, 227.
- Sezen, H., Moehle, J. P. 2004. Strength and deformation capacity of reinforced concrete columns with limited ductility. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-15). Canada: Vancouver.
- Sezen, H., Moehle, J. P. 2006. Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement. *ACI structural journal*, 103(6), 842.
- Sezen, H., Setzler, E. J. 2008. Reinforcement slip in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 280.
- Sheikh, S.A., Khoury, S.S. 1993. Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 4, July-Aug. pp.414-431.
- Soydan, C., Özkaynak, H. 2019. Betonarme manto uygulamasının prefabrike yapıların deprem performansına etkisi. *Journal of Natural & Applied Sciences*, 23(2).
- Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- Tankut, T., Ersoy, E., Özcebe, G., Canbay, E. 2008. Betonarme yapıların onarımı ve güçlendirilmesi için kullanılan yöntemler. İçinde Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H., Wasti, S. T. (Eds.), *Binalar için deprem mühendisliği temel ilkeler* (ss. 159-196). Ankara: Bizim Büro Basımevi.
- Taucer, F., Spacone, E., Filippou, F. C. 1991. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures (Vol. 91, No. 17). Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.

- Thermou, G. E., Papanikolaou, V. K., Kappos, A. J. 2014. Flexural behaviour of reinforced concrete jacketed columns under reversed cyclic loading. *Engineering Structures*, 76, 270-282.
- Wang, Z., Wang, D., Smith, S. T., Lu, D. 2012. CFRP-confined square RC columns. II: Cyclic axial compression stress-strain model. *Journal of composites for construction*, 16(2), 161-170.
- Wang, Z., Wang, D., Smith, S. T., Lu, D. 2012a. CFRP-confined square RC columns. I: Experimental investigation. *Journal of Composites for Construction*, 16(2), 150-160.
- XTRACT (2004). Cross section analysis program of structural engineers, Imbsen Software Systems.
- Zhao, X., Wu, Y. F., Leung, A. Y., & Lam, H. F. 2011. Plastic hinge length in reinforced concrete flexural members. *Procedia Engineering*, 14, 1266-1274.

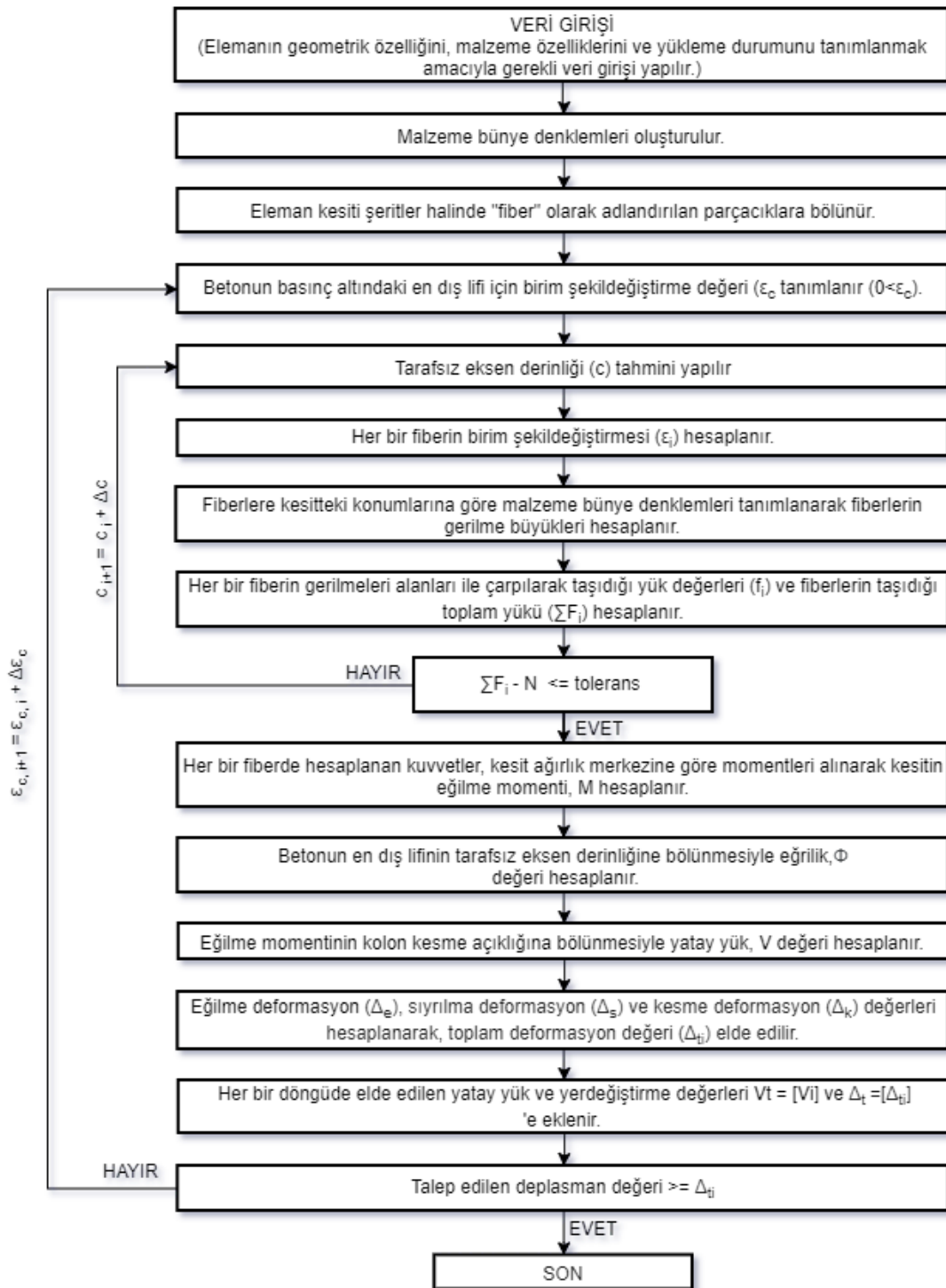
EKLER

EK 1: OpenSees Programında Gerçekleştirilen Kodlamanın Akış Diyagramı



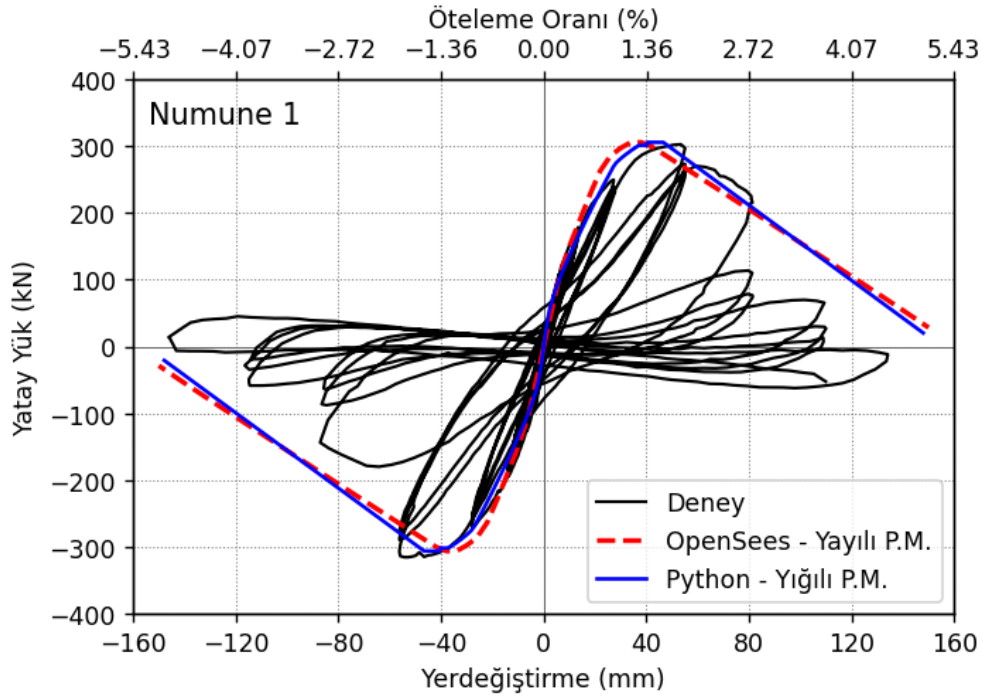
Şekil Ek 1. OpenSees programında gerçekleştirilen kodlama akışı

EK 2: Python Programında Gerçekleştirilen Kodlamanın Akış Diyagramı

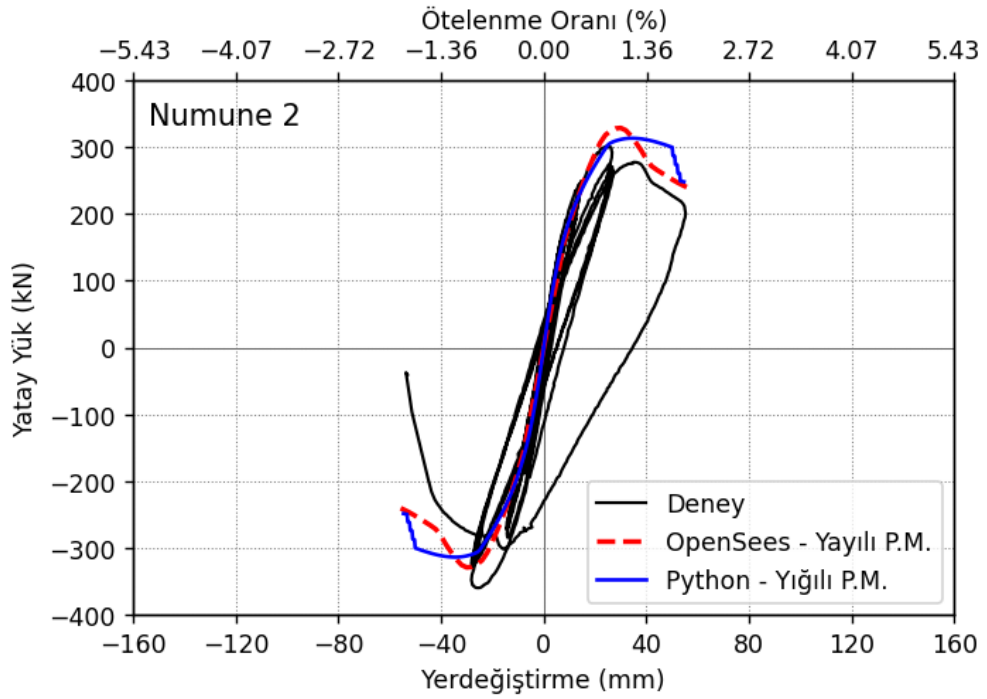


Şekil Ek 2. Python programında gerçekleştirilen kodlama akışı

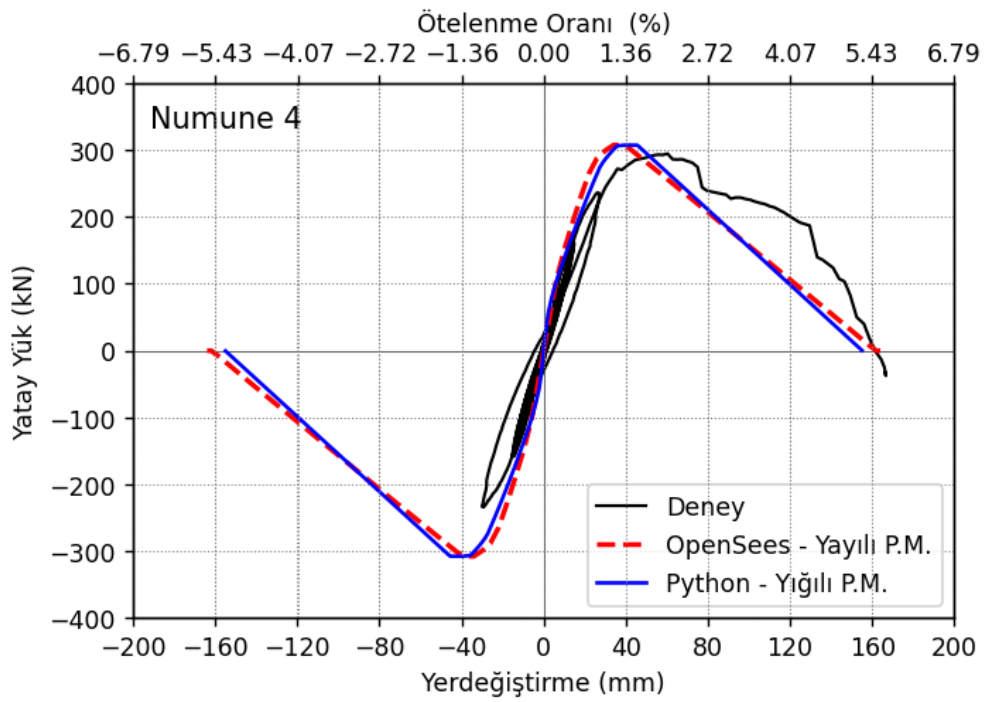
EK 3: Kesme ve/veya Kesme-Eğilme Güç Tükenmesi Davranışı Gösteren Betonarme Kolonların Yayılı ve Yığılı Plastik Mafsal Modelleri ile Statik İtme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması (Sezen, 2002)



a) Numune 1



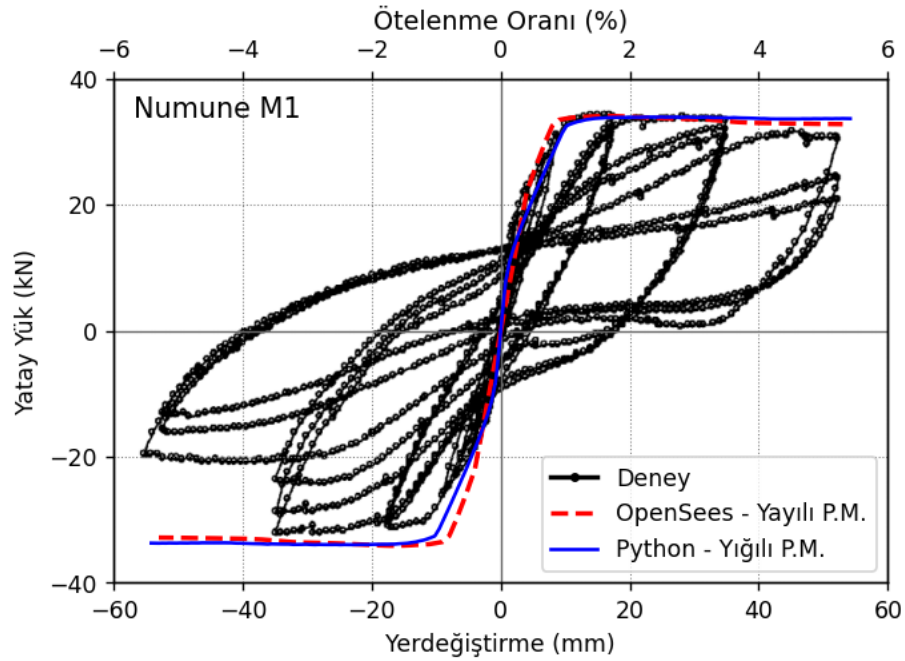
b) Numune 2



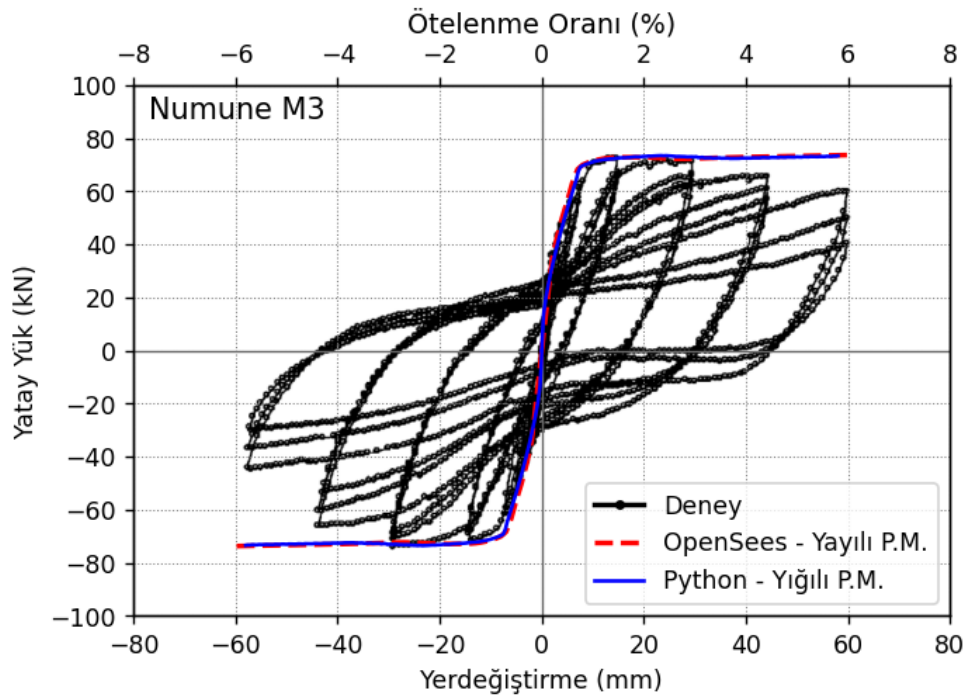
c) Numune 3

Şekil Ek 3. Yığılı ve yayılı plastisite modelleri ile statik itme analizleri gerçekleştirilen numunelerin yatay yük-yerdeğiştirme grafikleri (Sezen, 2002)

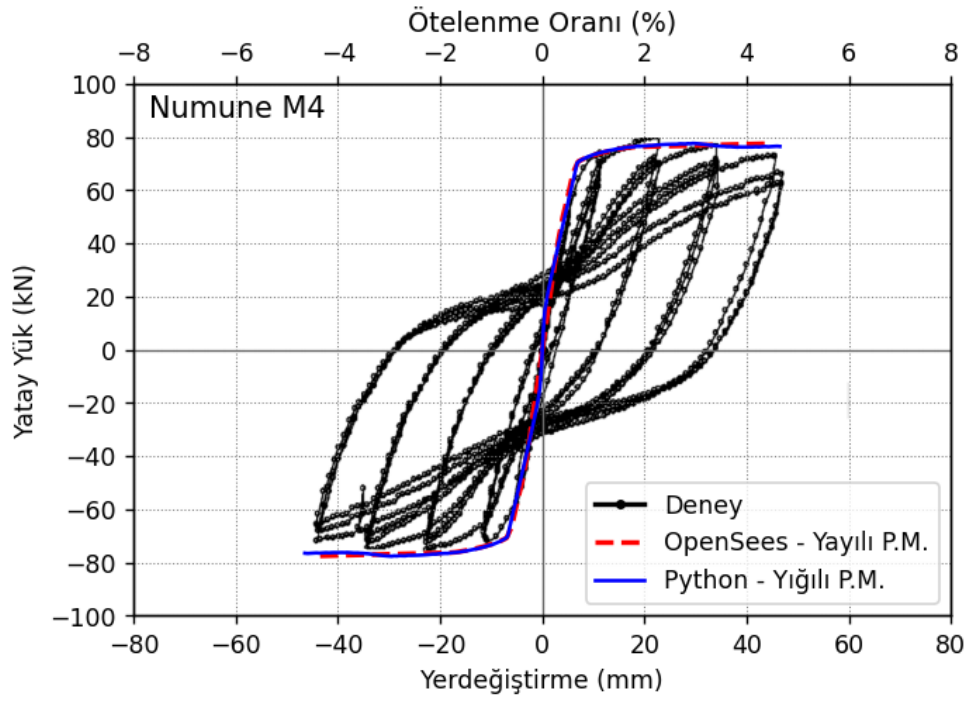
EK 4: BM ile Güçlendirilmiş Numunelerin Yayılı ve Yığılı Plastik Mafsal Modelleri ile Statik İtme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması (Júlio ve Branco, 2008)



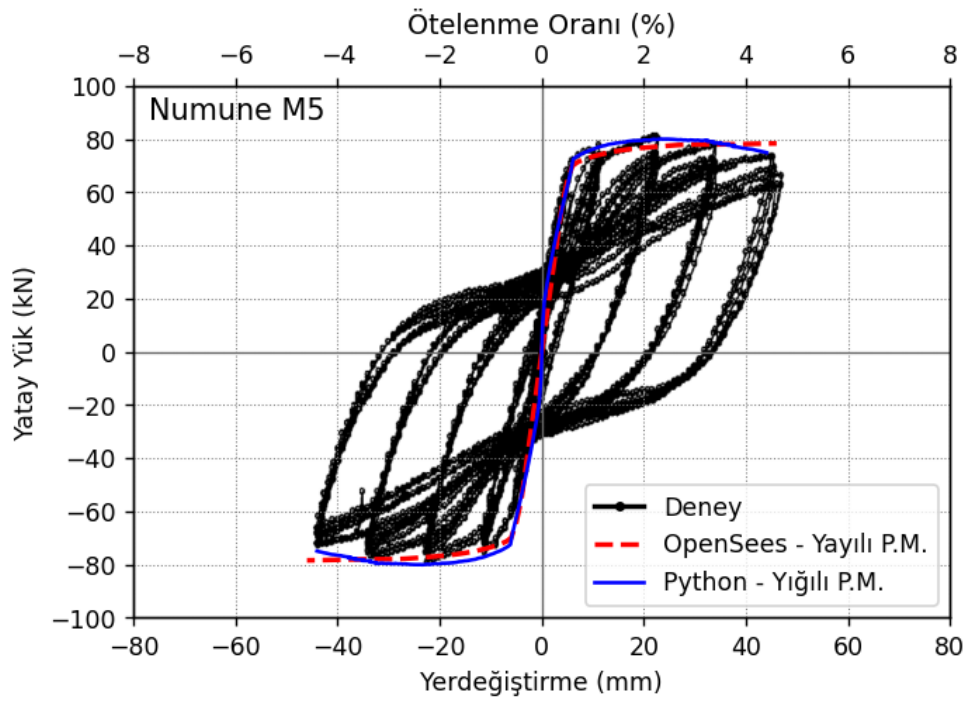
a) Numune M1



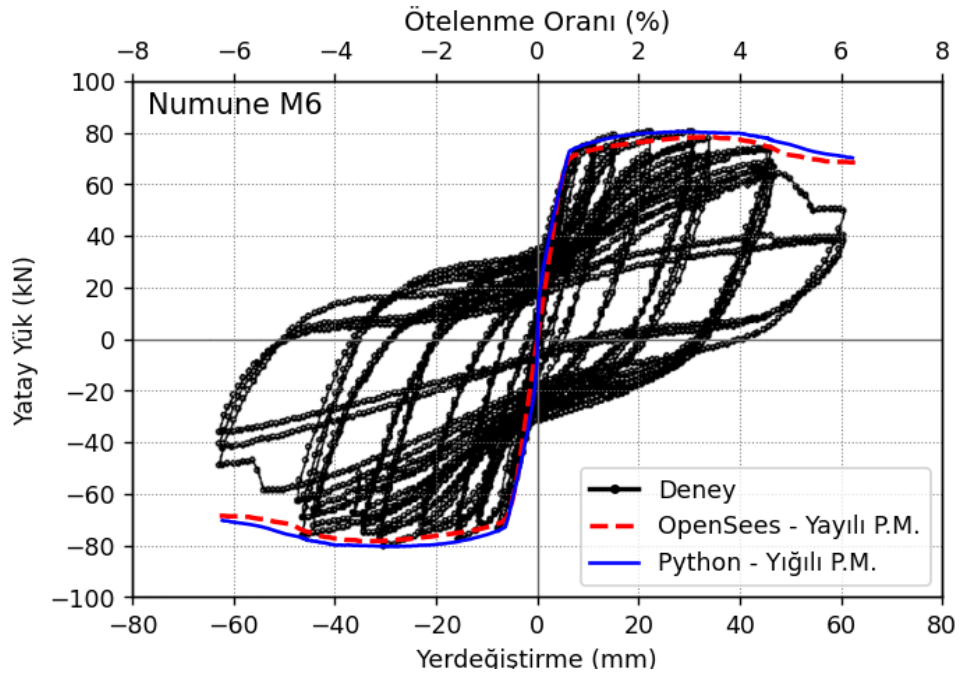
b) Numune M3



c) Numune M4



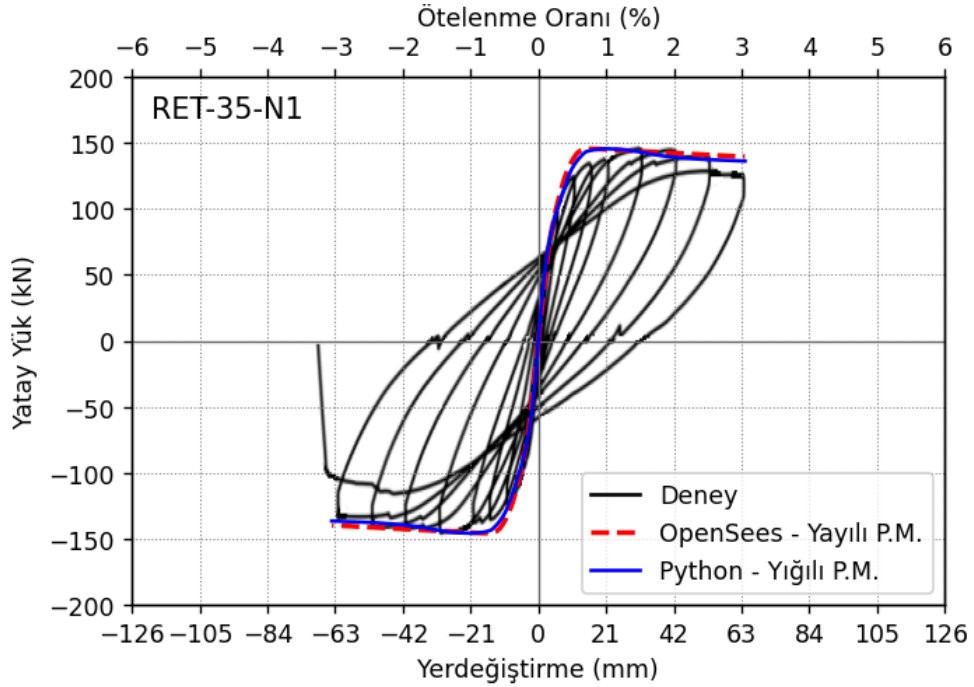
c) Numune M5



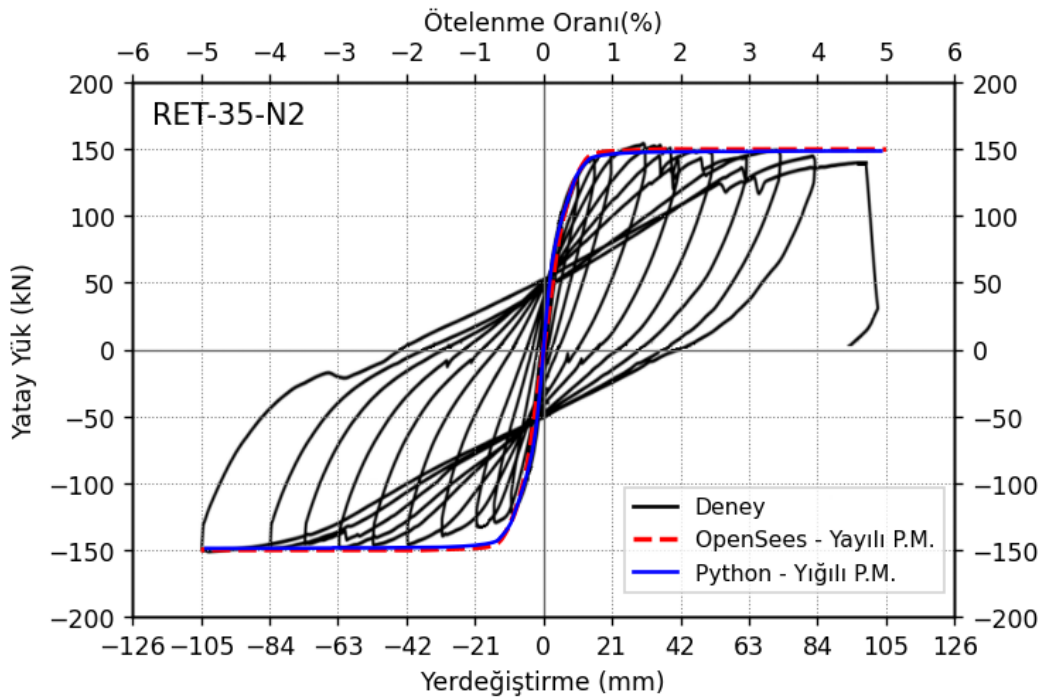
c) Numune M6

Şekil Ek 4. Yığılı ve yayılı plastisite modelleri ile statik itme analizleri gerçekleştirilen numunelerin yatay yük-yerdeğiştirme grafikleri (Júlio ve Branco, 2008)

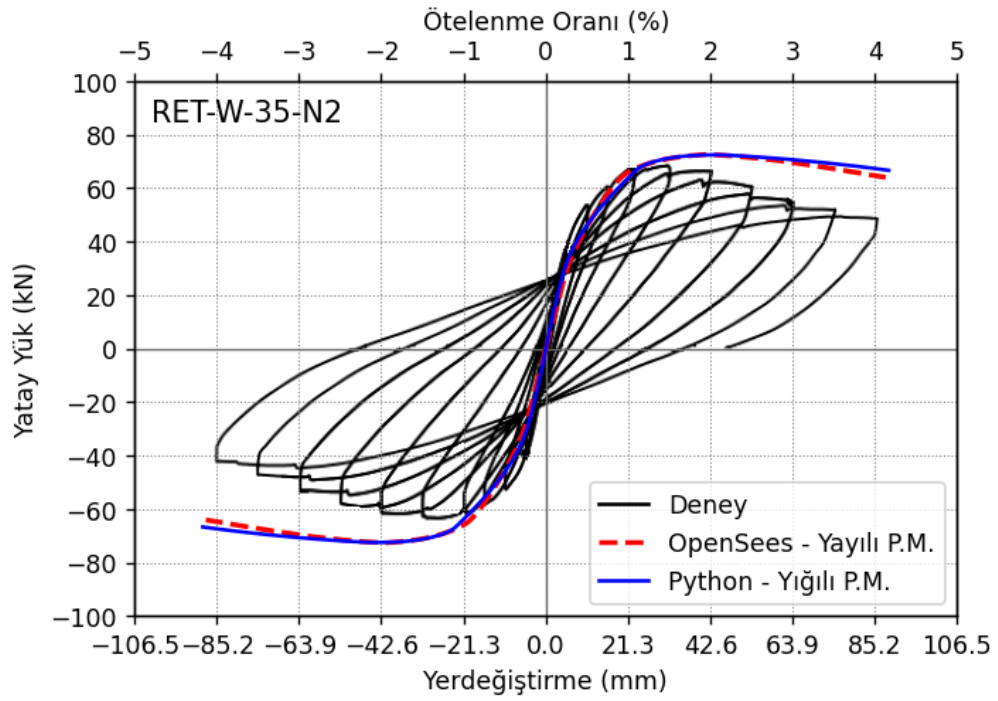
EK 5: CFRP ile Güçlendirilmiş Numunelerin Yayılı ve Yığılı Plastik Mafsal Modelleri ile Statik İtme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması (Ghatte ve ark., 2016)



a) RET-35-N1



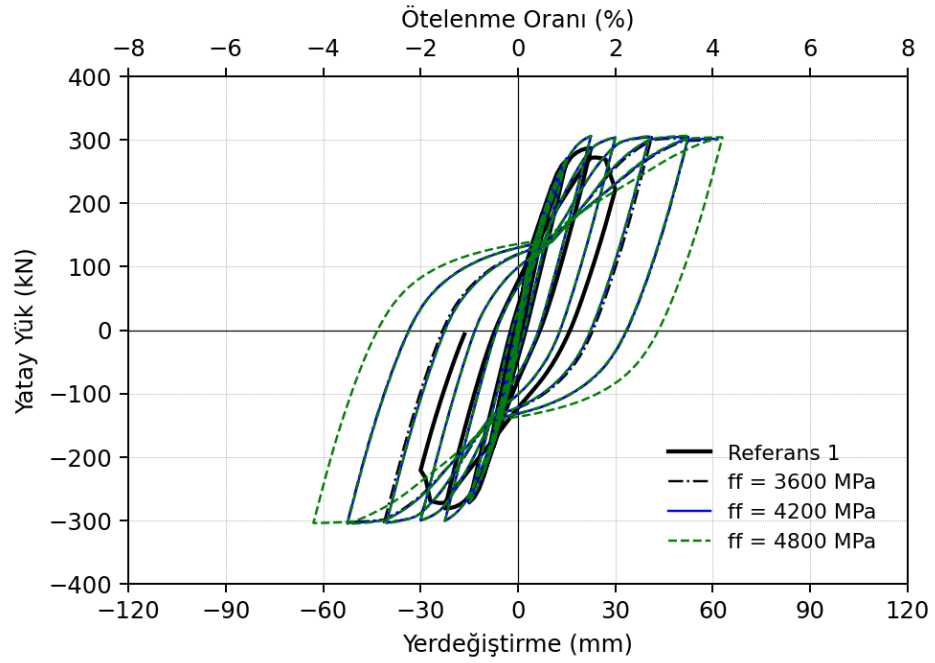
b) RET-35-N1



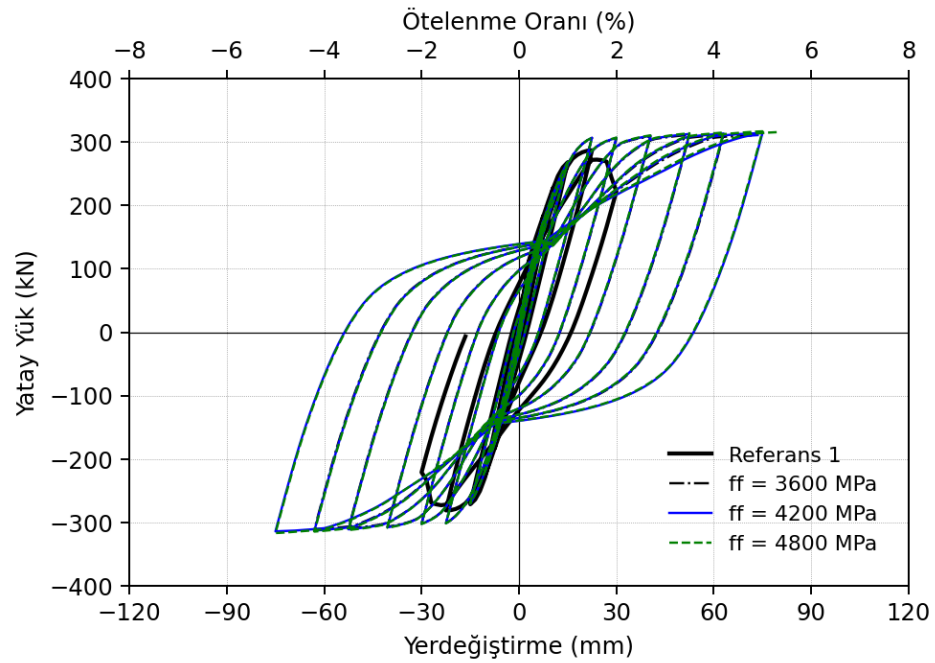
c) RET-W-35-N2

Şekil Ek 5. Yığılı ve yayılı plastisite modelleri ile statik itme analizleri gerçekleştirilen numunelerin yatay yük-yerdeğiştirme grafikleri (Ghatte ve ark., 2016)

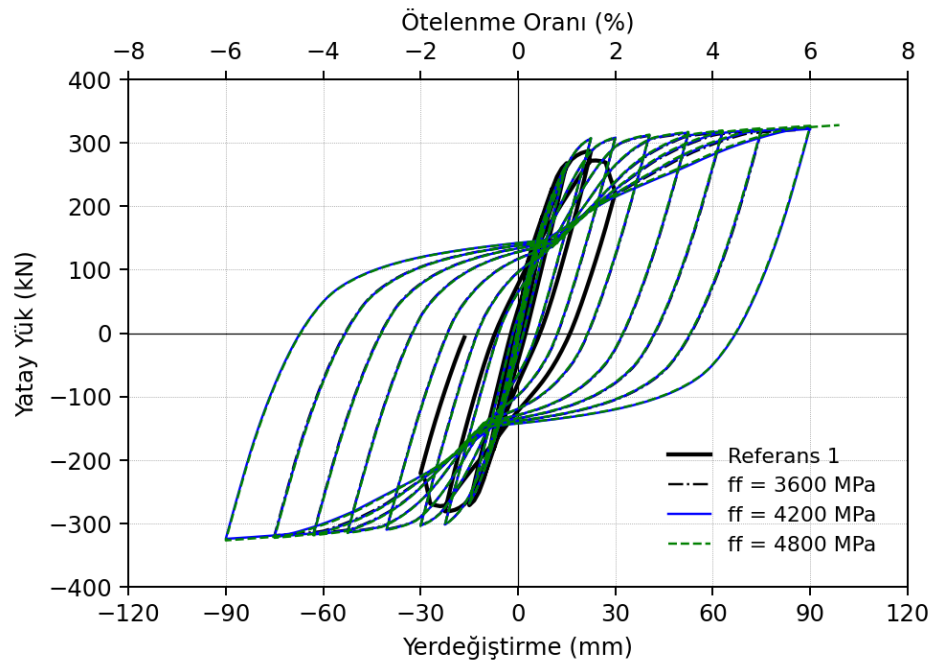
EK 6: CFRP ile Güçlendirilmiş Numunelerin Statik Çevrimsel Yüklemeler Altındaki Parametrik Çalışma Sonuçları



a) $t_j = 0.166$ mm

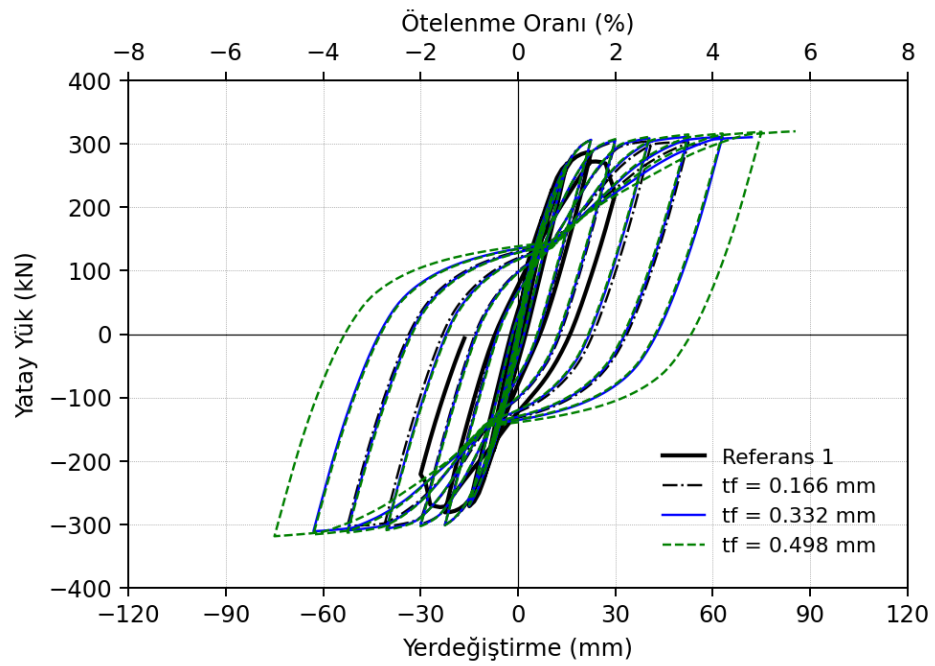


b) $t_j = 0.332$ mm

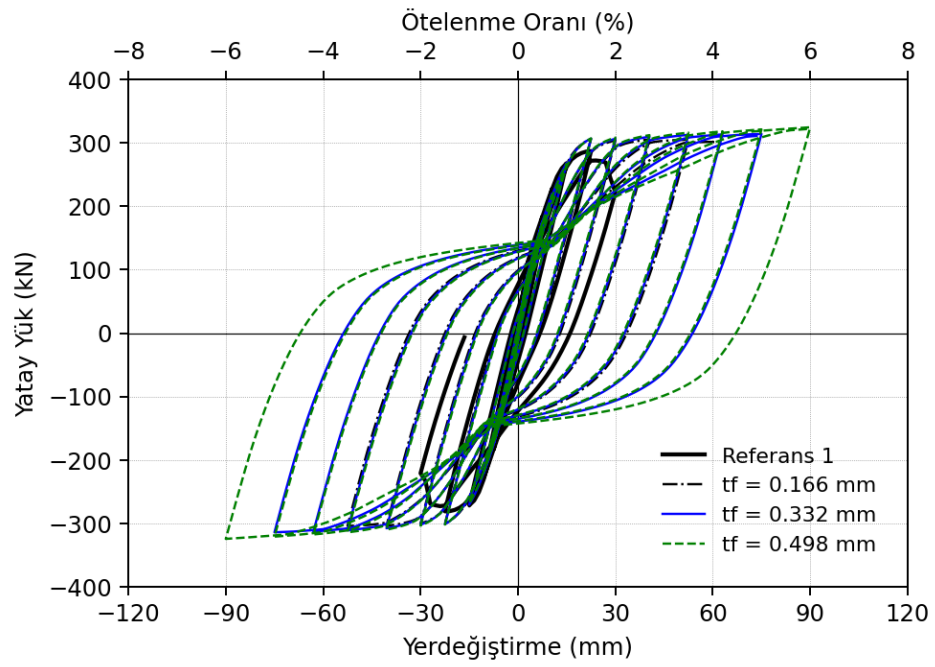
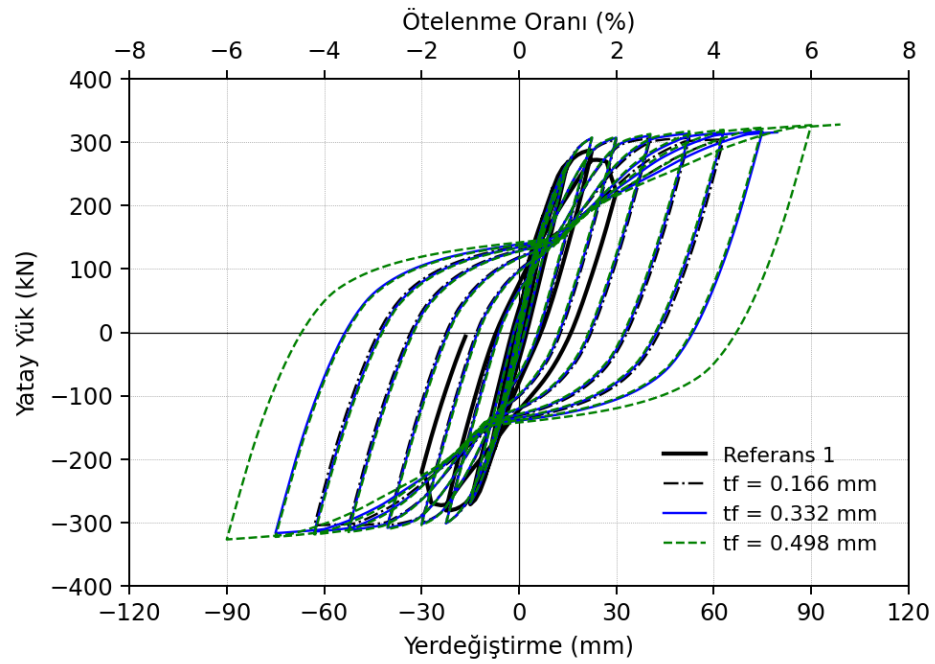


c) $t_j = 0.498 \text{ mm}$

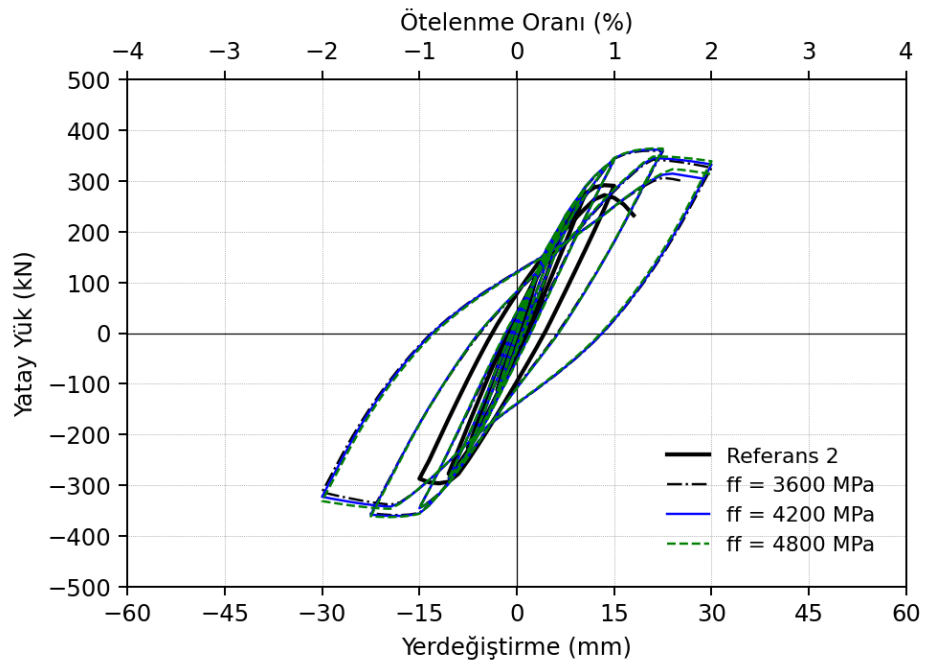
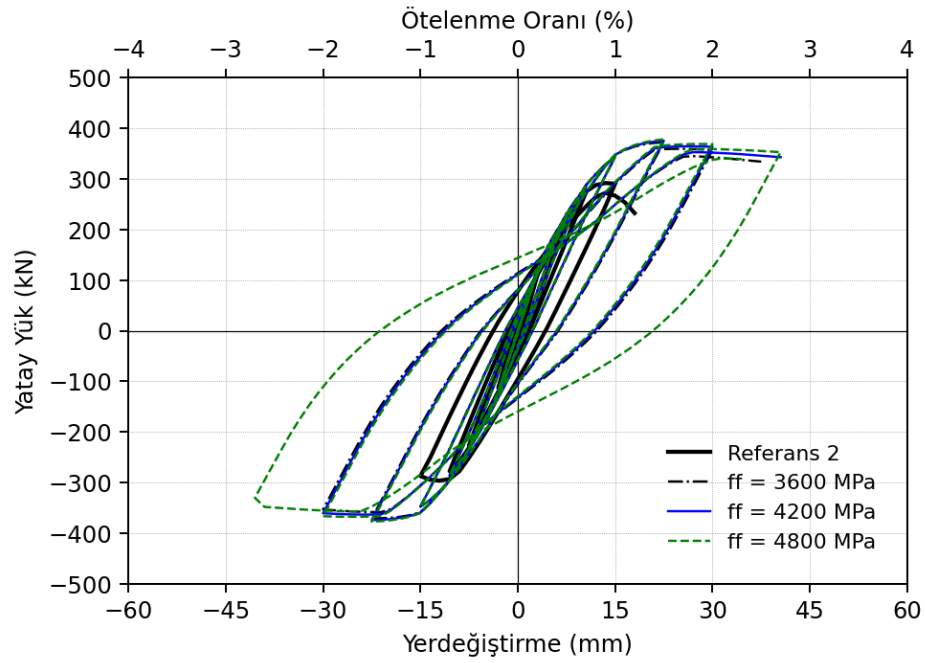
Şekil Ek 6. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi

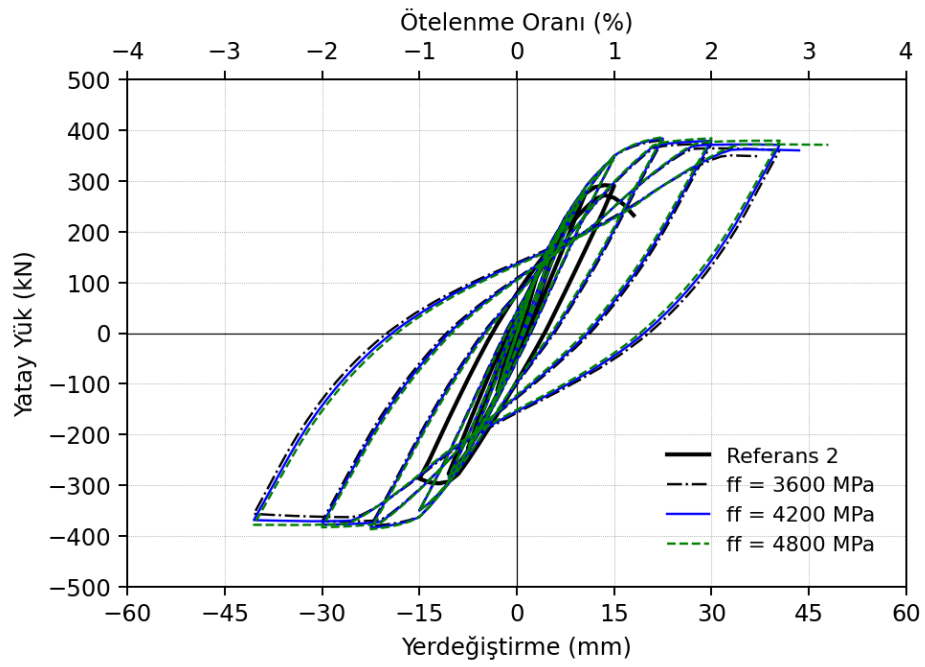


a) $f_f = 3600 \text{ MPa}$

b) $f_f = 4200$ MPac) $f_f = 4800$ MPa

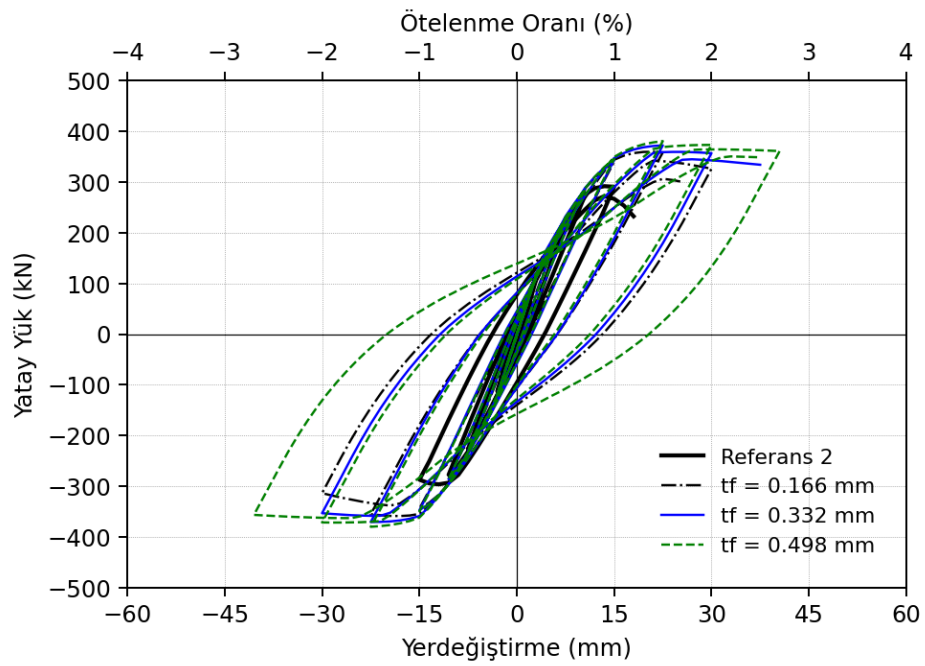
Şekil Ek 7. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi

a) $t_j = 0.166$ mmb) $t_j = 0.332$ mm

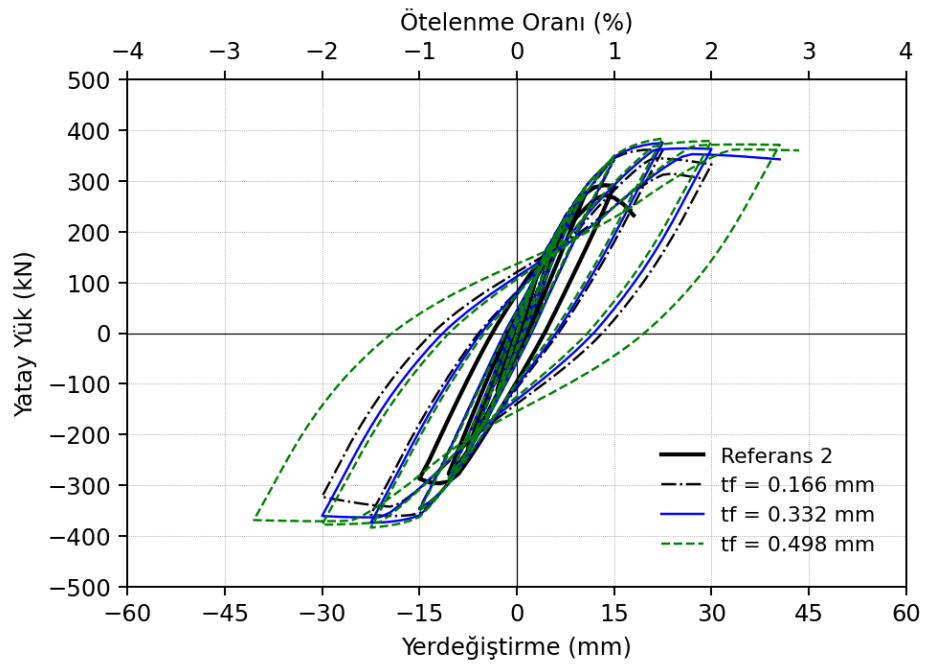
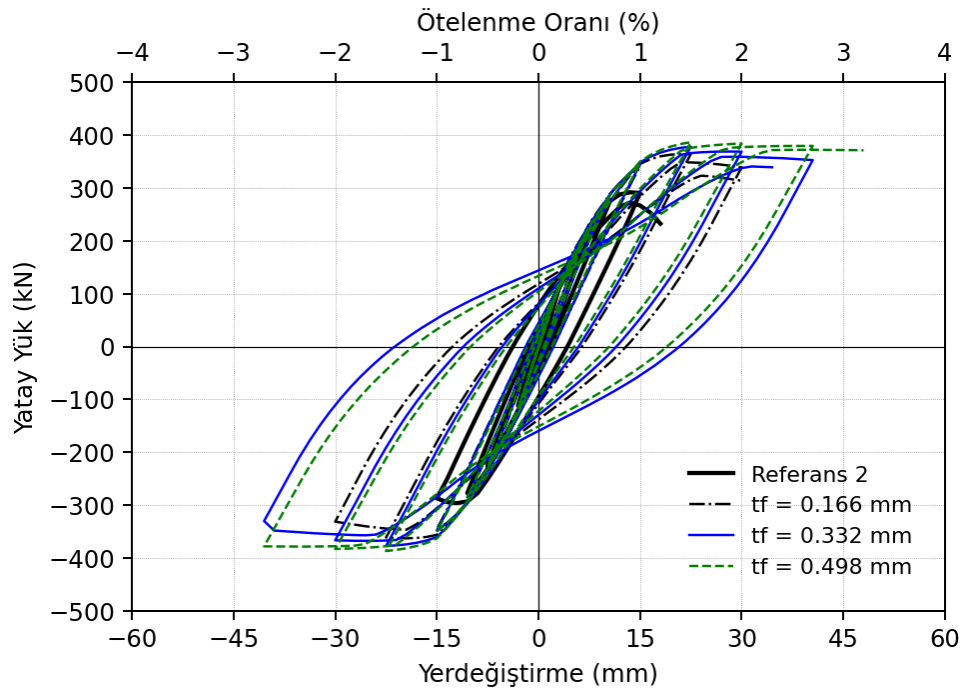


c) $t_j = 0.498 \text{ mm}$

Şekil Ek 8. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının etkisi

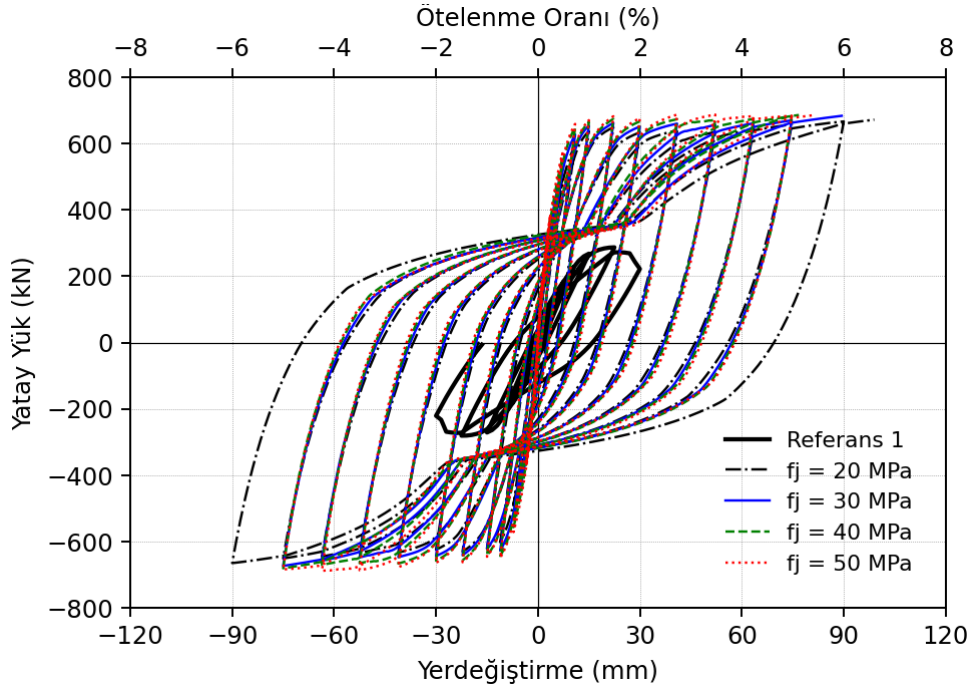


a) $f_f = 3600 \text{ MPa}$

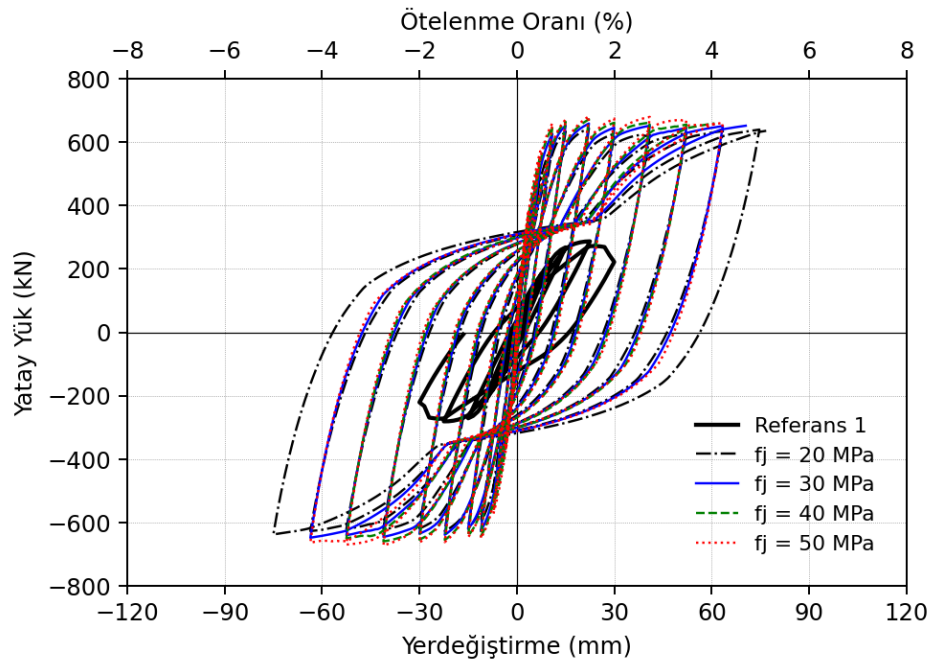
b) $f_f = 4200$ MPad) $f_f = 4800$ MPa

Şekil Ek 9. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının etkisi

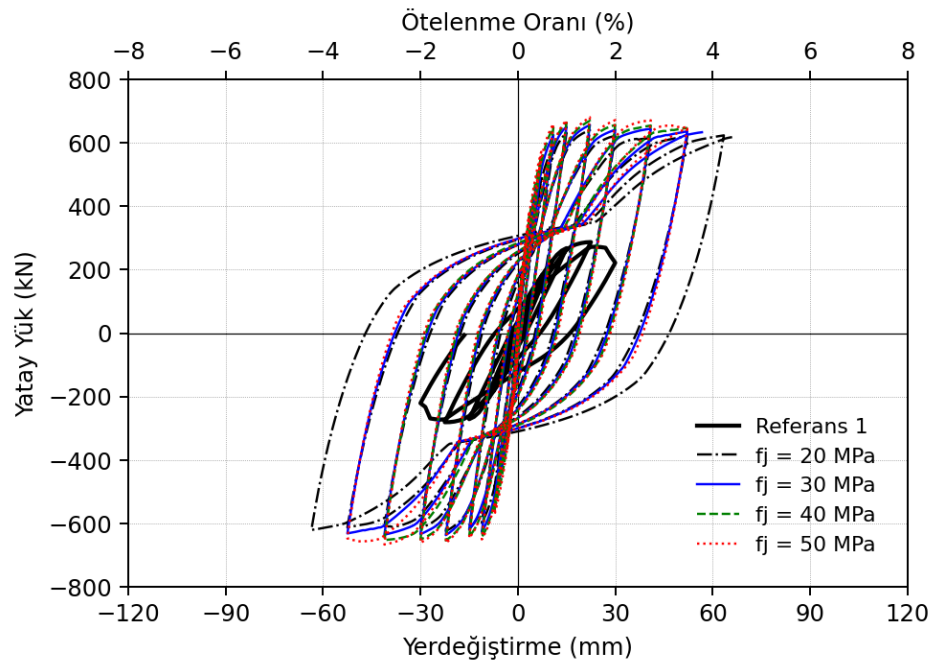
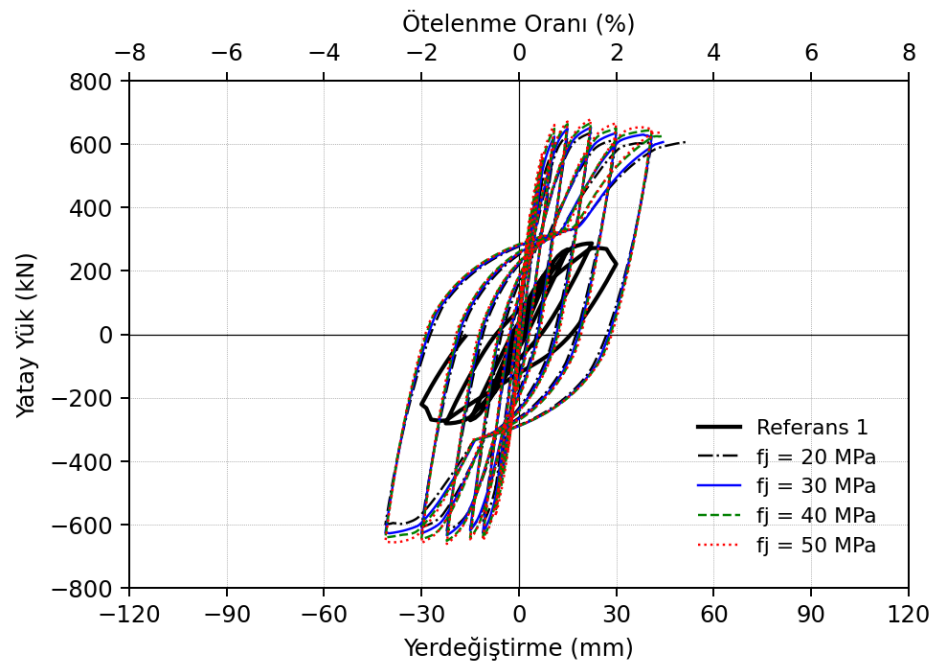
EK 7: BM ile Güçlendirilmiş Numunelerin Statik Çevrimsel Yüklemeler Altındaki Parametrik Çalışma Sonuçları



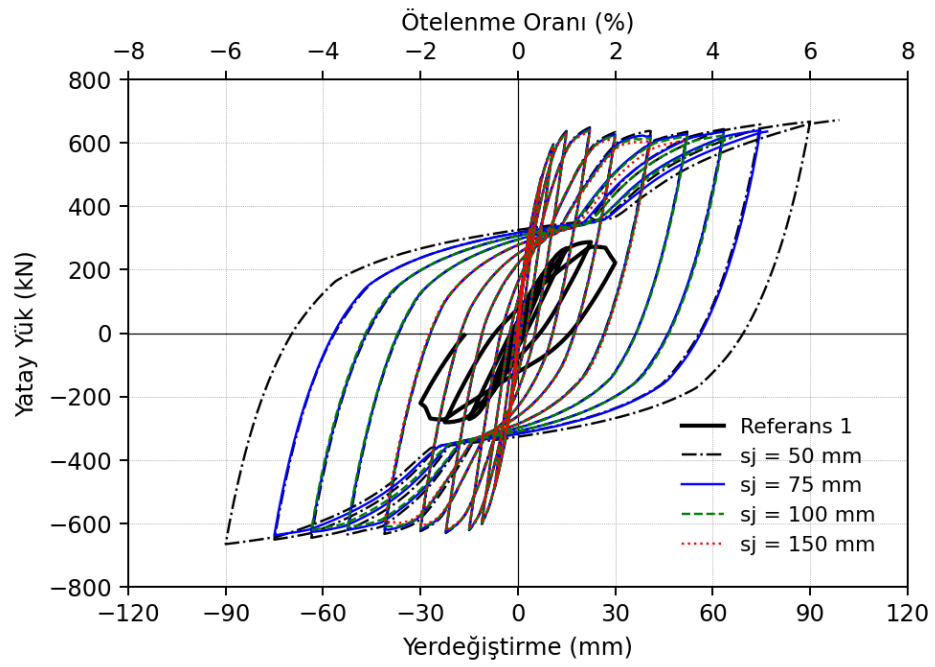
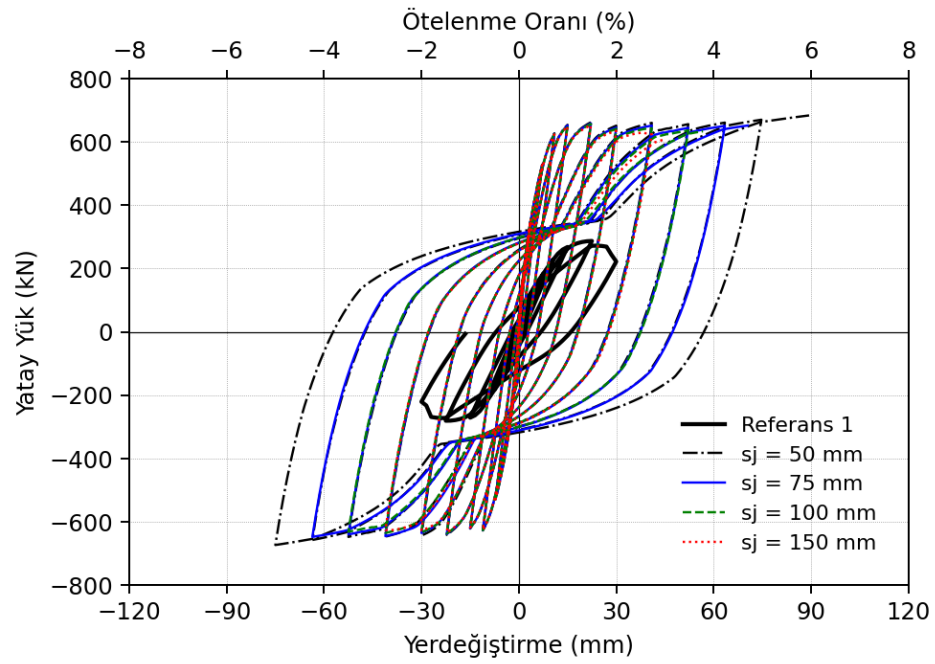
a) $s_j = 50$ mm

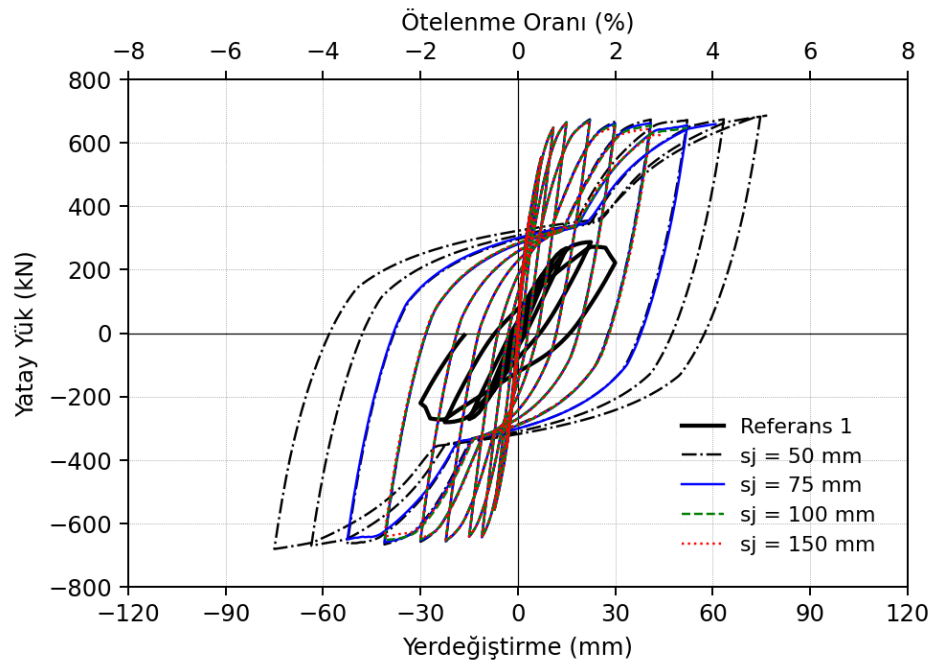
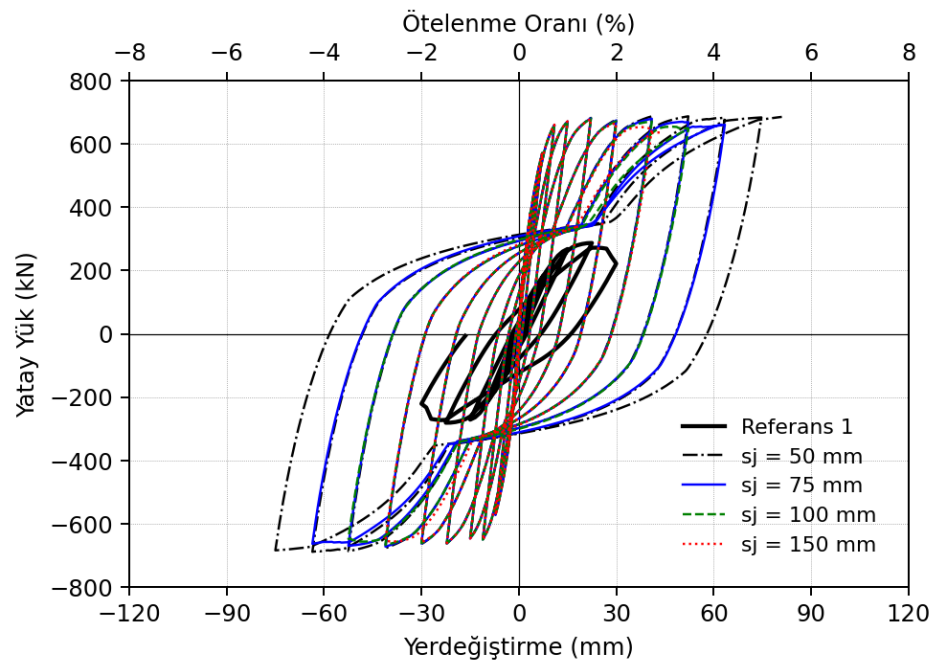


b) $s_j = 75$ mm

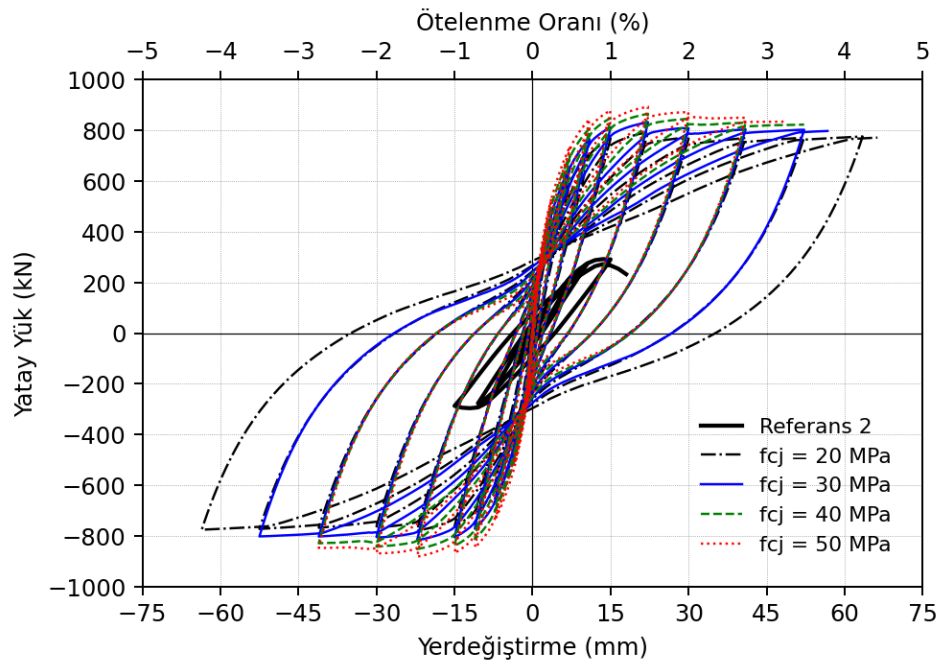
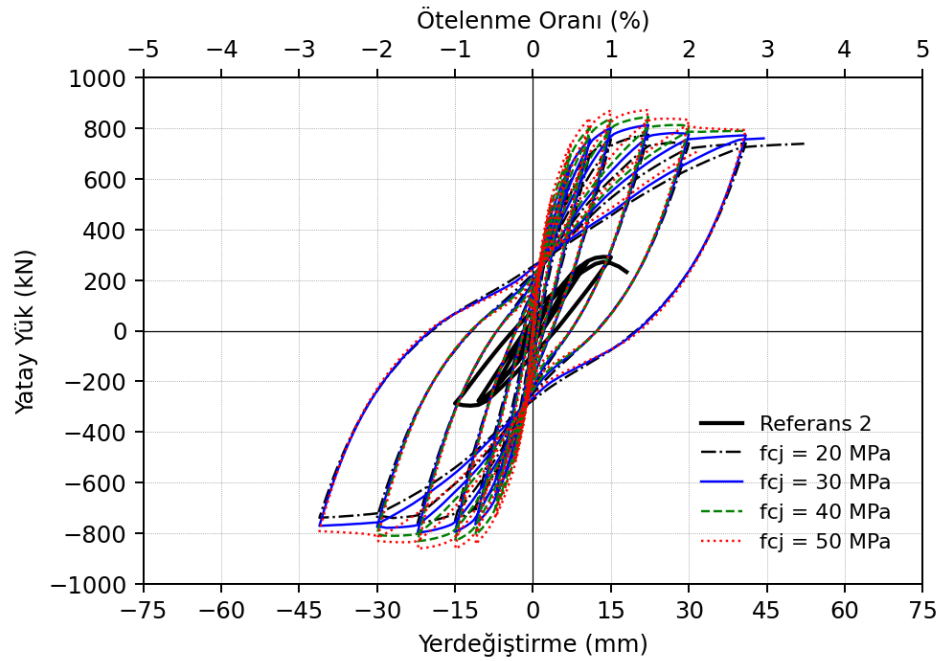
c) $s_j = 100$ mmd) $s_j = 150$ mm

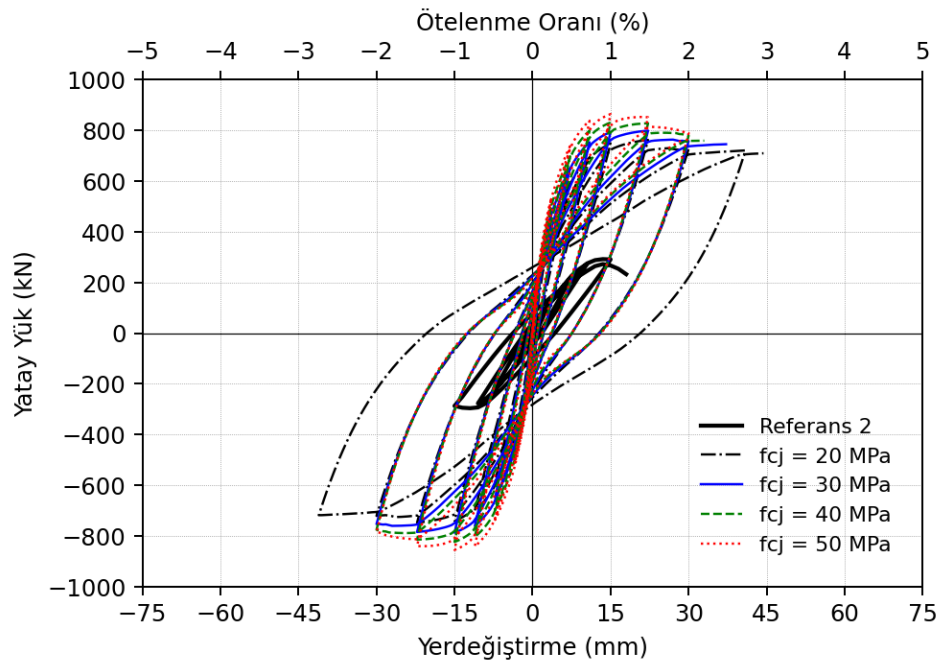
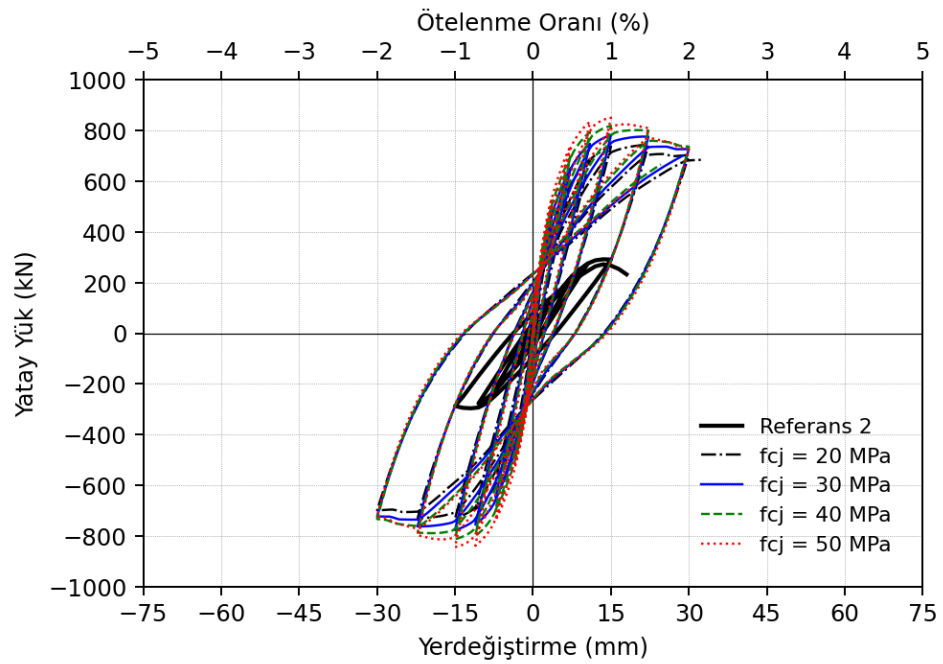
Şekil Ek 10. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton basınç dayanımı değişiminin etkisi

a) $f_{cj} = 20$ MPab) $f_{cj} = 30$ MPa

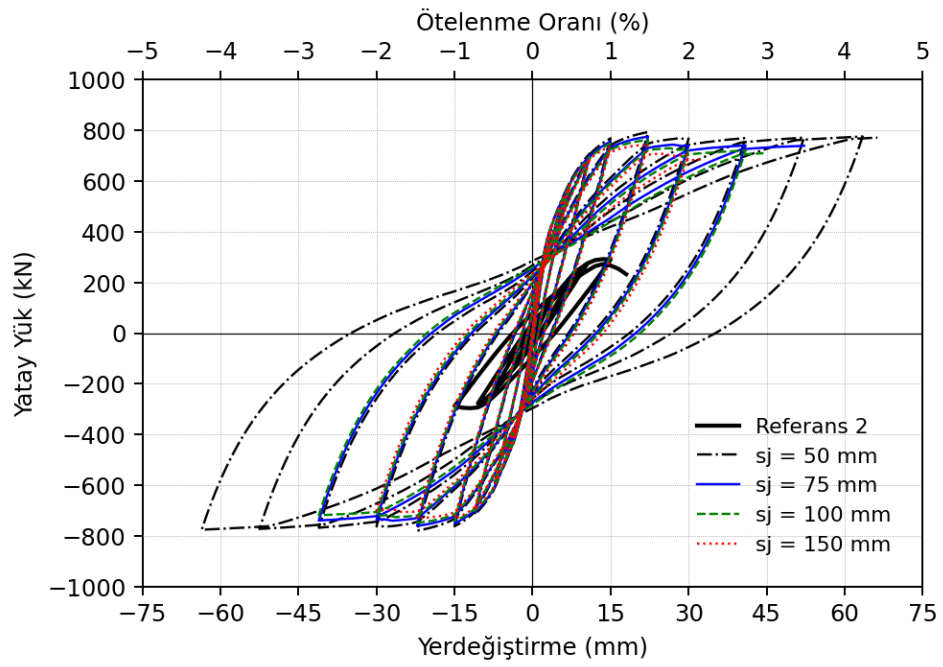
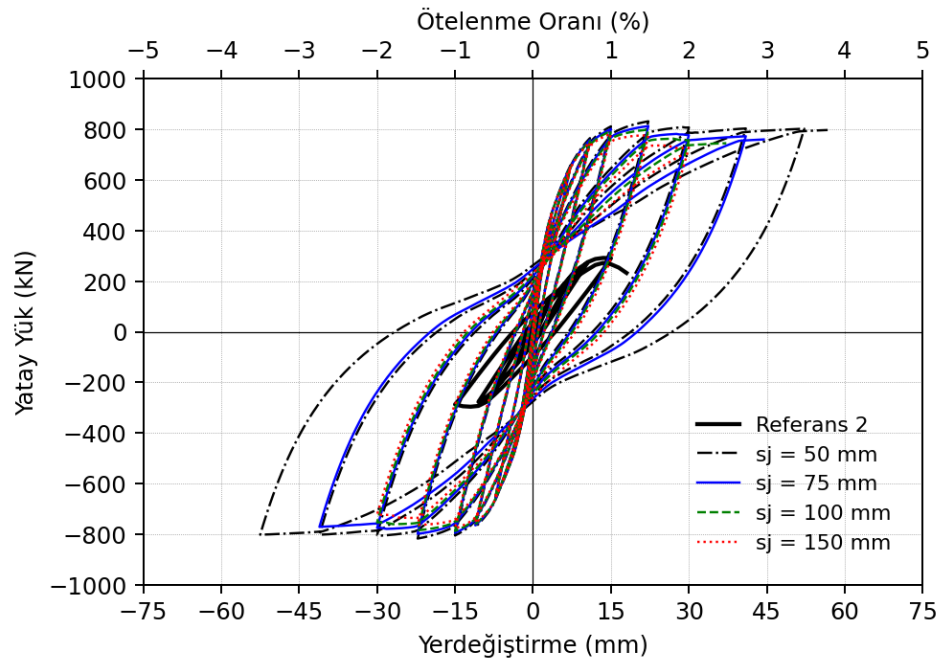
c) $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ d) $f_{cj} = 50 \text{ MPa}$

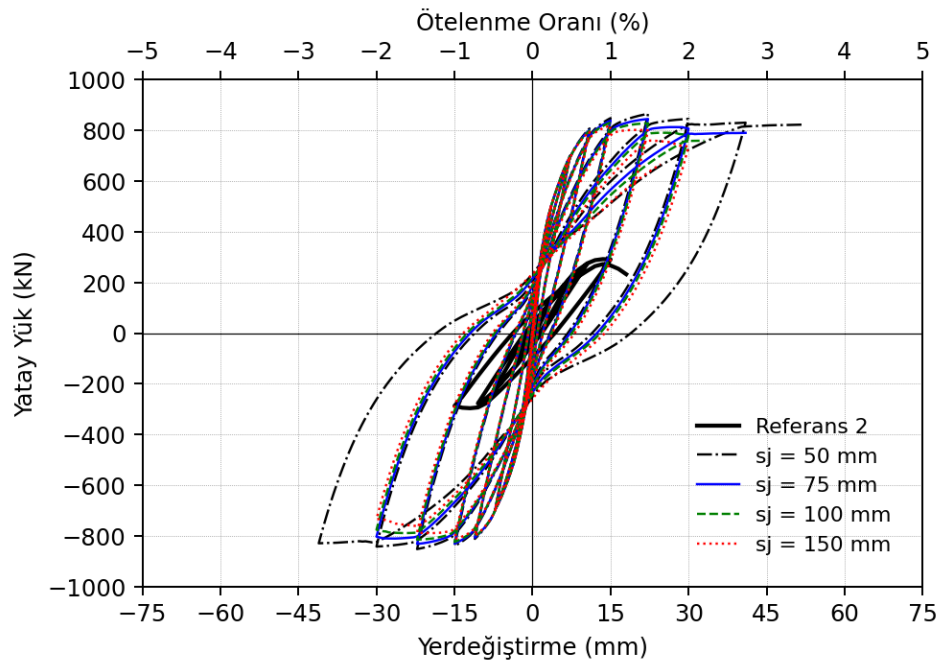
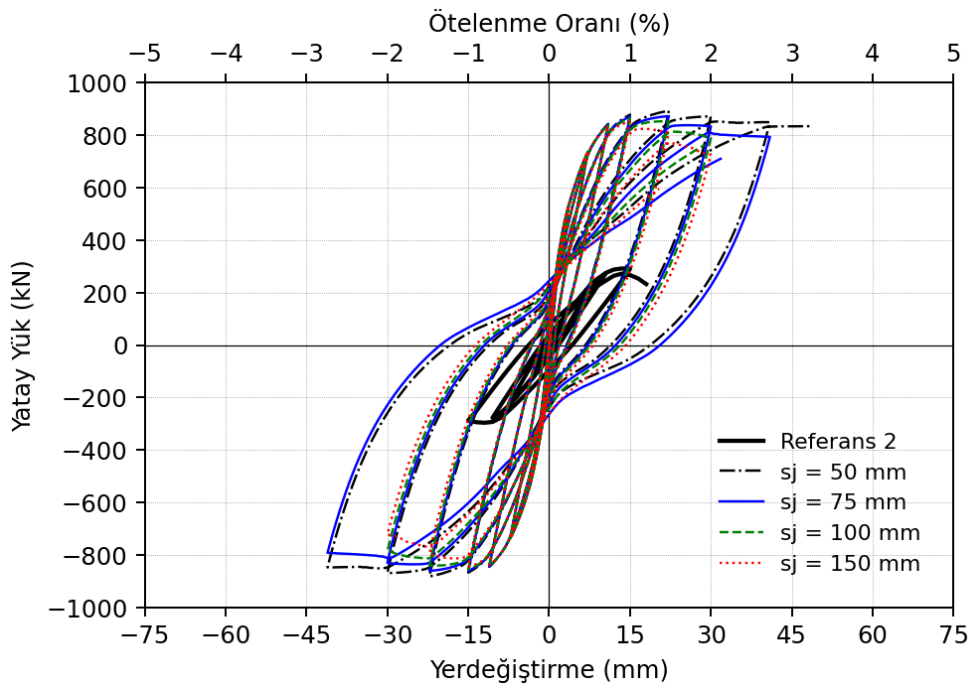
Şekil Ek 11. Referans 1 numunesinin 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının değişiminin etkisi

a) $s_j = 50$ mmb) $s_j = 75$ mm

c) $s_j = 100 \text{ mm}$ d) $s_j = 150 \text{ mm}$

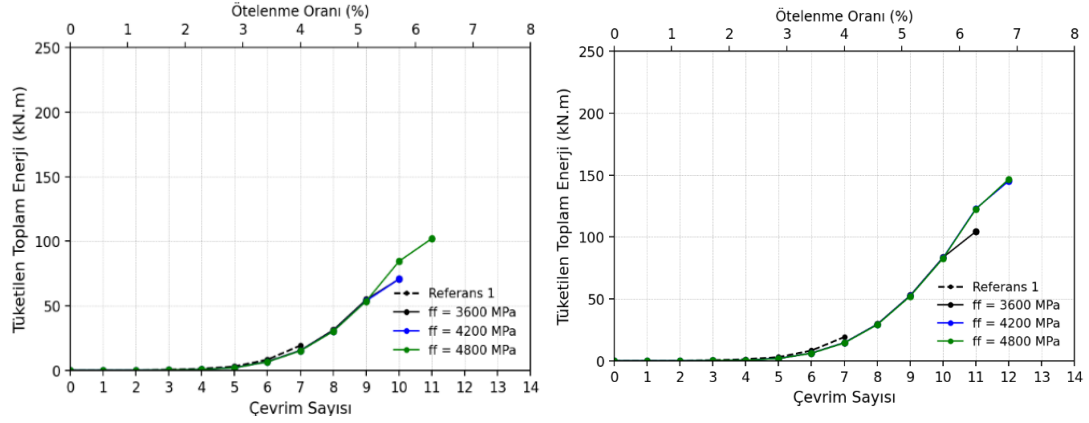
Şekil Ek 12. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton basınç dayanımı değişiminin etkisi

a) $f_{cj} = 20$ MPab) $f_{cj} = 30$ MPa

c) $f_{cj} = 40$ MPad) $f_{cj} = 50$ MPa

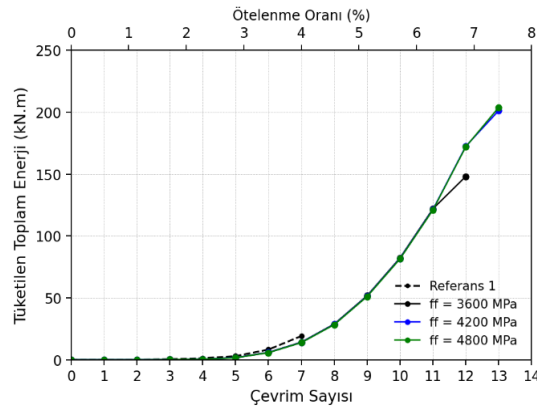
Şekil Ek 13. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığının değişiminin etkisi

EK 8: CFRP ile Güçlendirilmiş Numunelerin Statik Çevrimsel Yüklemeler Altındaki Tüketilen Toplam Enerjileri



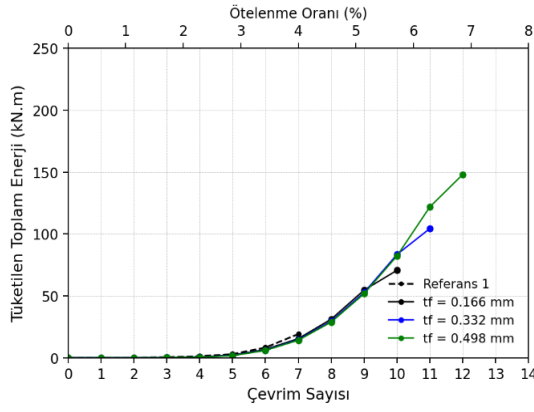
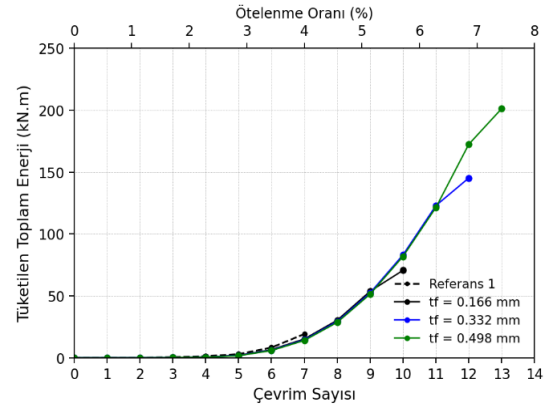
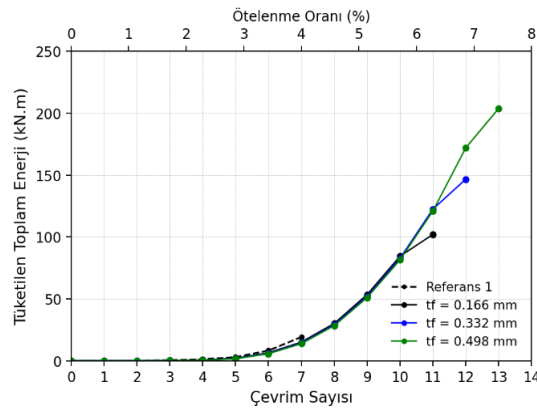
a) $t_j = 0.166 \text{ mm}$

b) $t_j = 0.332 \text{ mm}$

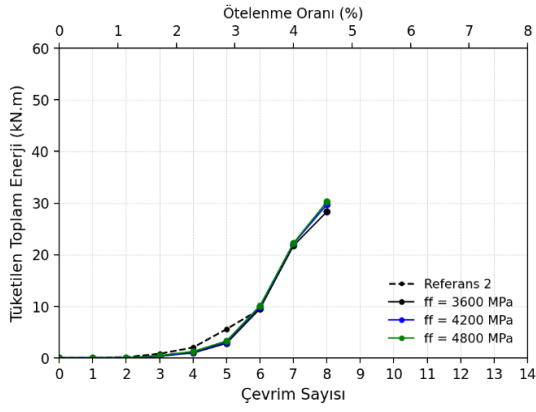
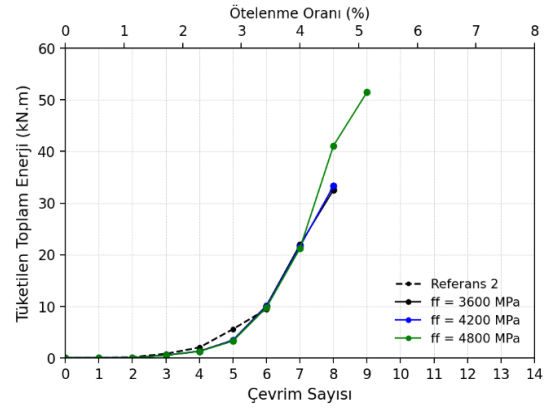
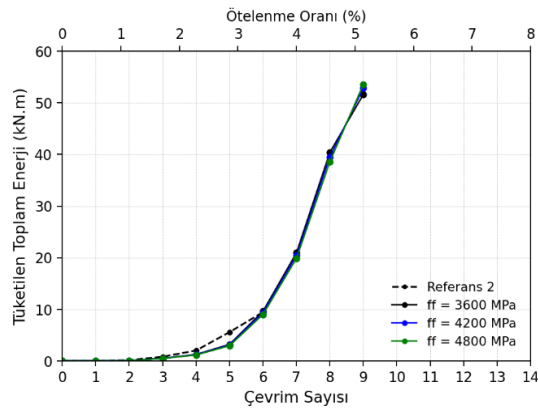


c) $t_j = 0.498 \text{ mm}$

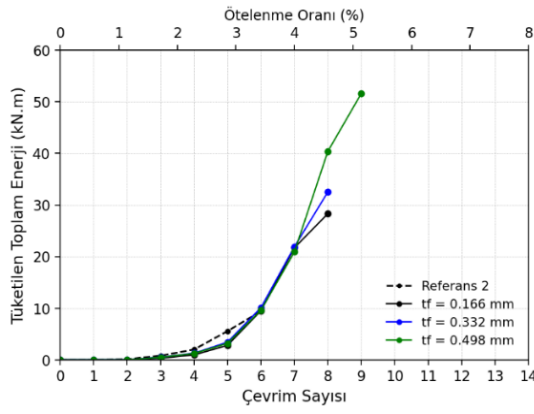
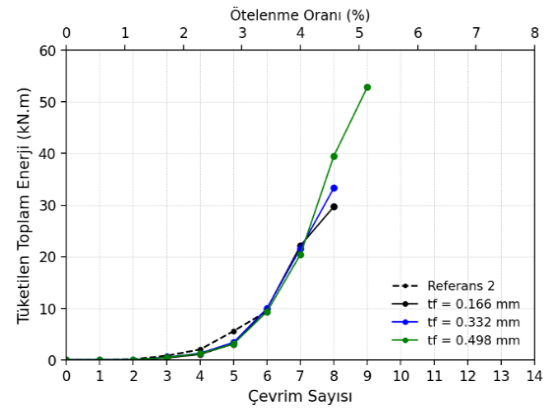
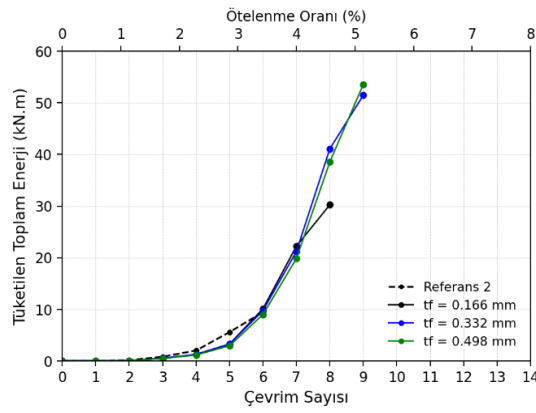
Şekil Ek 14. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının enerji tüketme miktarlarına etkisi

a) $ff = 3600$ MPab) $ff = 4200$ MPac) $ff = 4800$ MPa

Şekil Ek 15. Referans 1 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının enerji tüketme miktarlarına etkisi

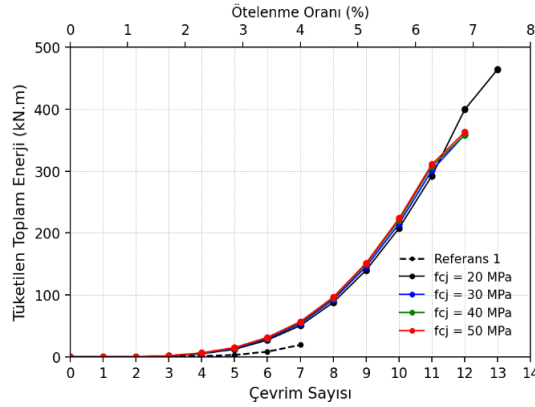
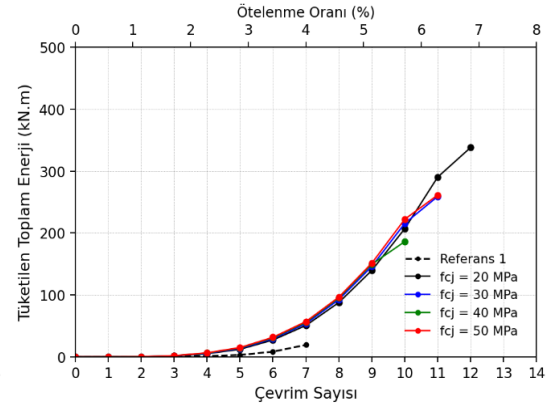
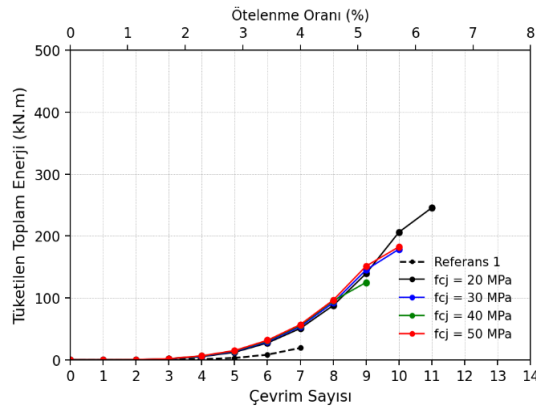
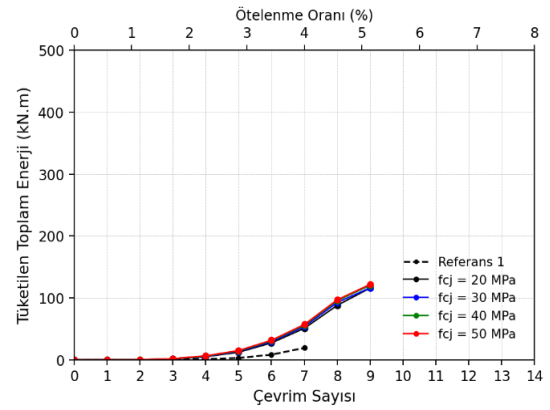
a) $t_j = 0.166$ mmb) $t_j = 0.332$ mmc) $t_j = 0.498$ mm

Şekil Ek 16. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde maksimum çekme dayanımının enerji tüketme miktarlarına etkisi

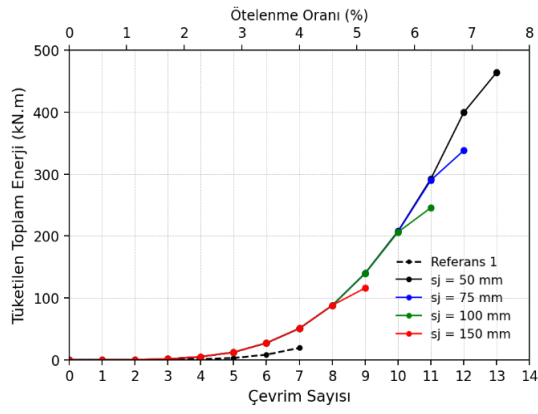
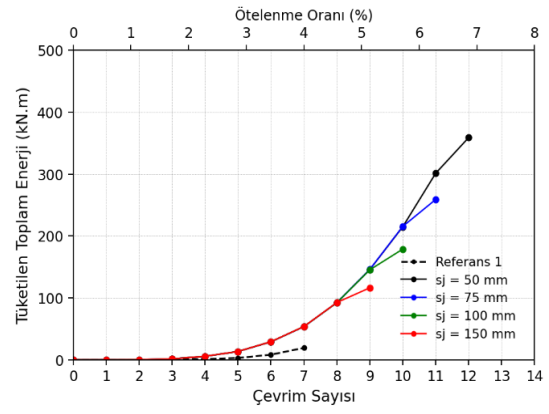
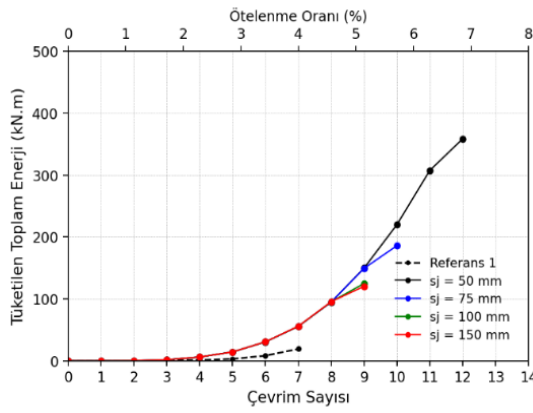
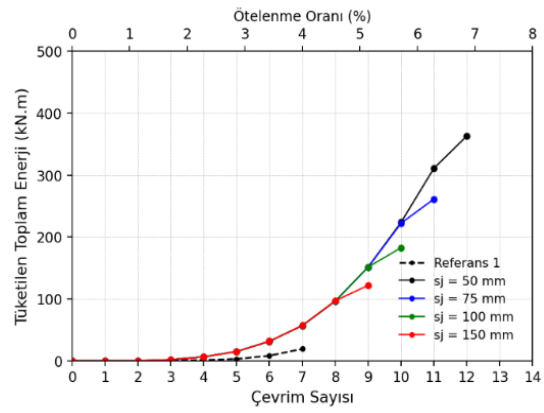
a) $ff = 3600$ MPab) $ff = 4200$ MPac) $ff = 4800$ MPa

Şekil Ek 17. Referans 2 numunesinin CFRP ile güçlendirilmesinde sargı kalınlıklarının enerji tüketme miktarlarına etkisi

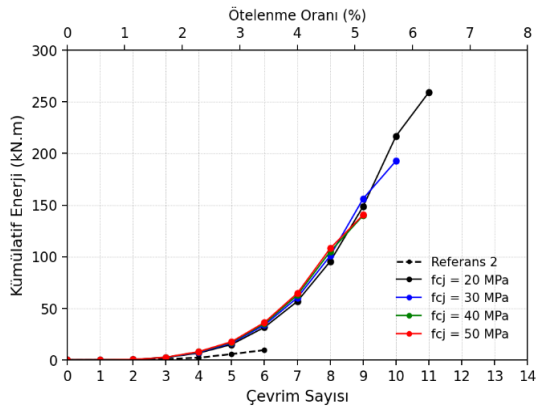
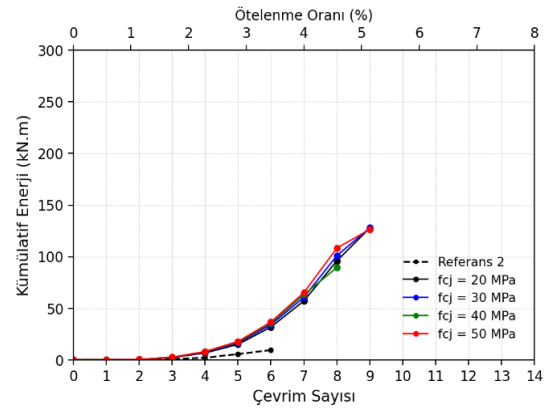
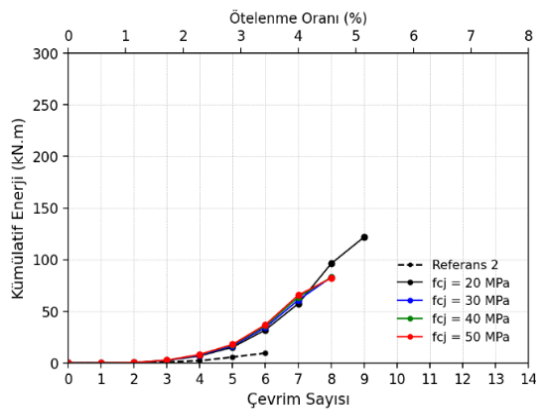
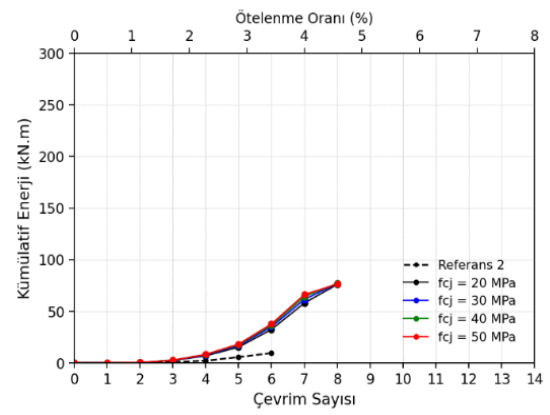
EK 9: BM ile Güçlendirilmiş Numunelerin Statik Çevrimsel Yüklemeler Altındaki Tüketilen Toplam Enerjileri

a) $s_j = 50$ mmb) $s_j = 75$ mmc) $s_j = 100$ mmd) $s_j = 150$ mm

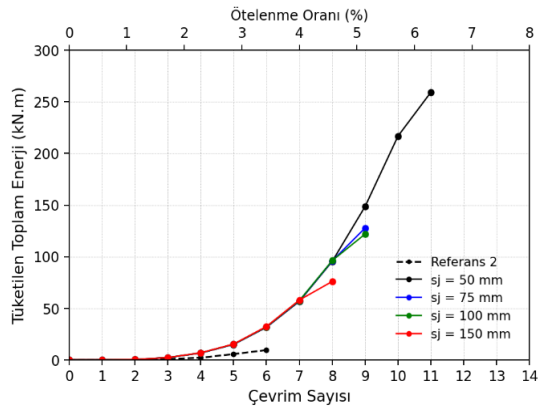
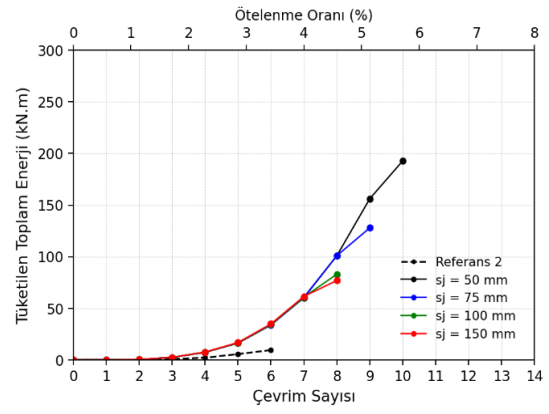
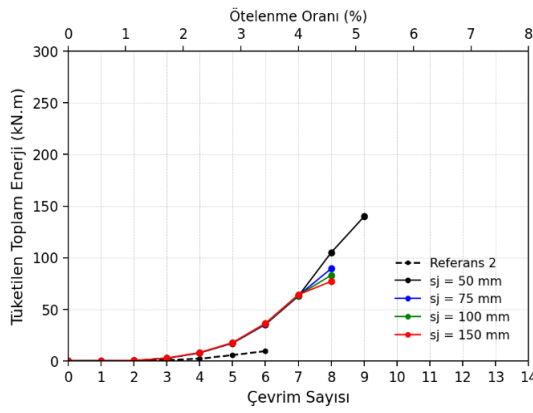
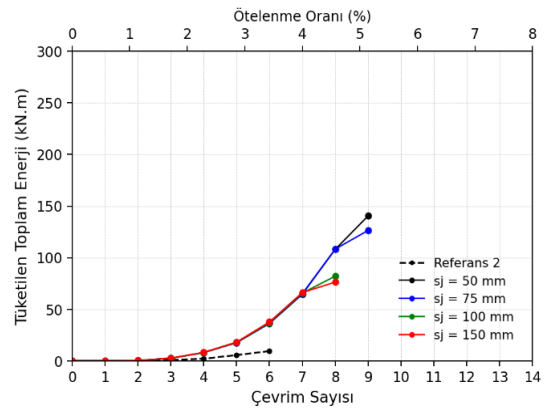
Şekil Ek 18. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımı değişiminin enerji tüketme miktarlarına etkisi

a) $f_j = 20$ MPab) $f_j = 30$ MPac) $f_j = 40$ MPad) $f_j = 50$ MPa

Şekil Ek 19. Referans 1 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığı değişiminin enerji tüketme miktarlarına etkisi

a) $s_j = 50 \text{ mm}$ b) $s_j = 75 \text{ mm}$ c) $s_j = 100 \text{ mm}$ d) $s_j = 150 \text{ mm}$

Şekil Ek 20. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto beton dayanımı değişiminin enerji tüketme miktarlarına etkisi

a) $f_j = 20$ MPab) $f_j = 30$ MPac) $f_j = 40$ MPad) $f_j = 50$ MPa

Şekil Ek 21. Referans 2 numunesinin BM ile güçlendirilmesinde manto etriye aralığı değişiminin enerji tüketme miktarlarına etkisi

ÖZGEÇMİŞ

Muhammet Burhan Navdar, 8 Mayıs 1993'te Rize'de doğdu. İlk ve orta eğitimini Alparslan İlköğretim Okulu'nda tamamlayıp, 2011 yılında Rize Anadolu Öğretmen Lisesi'nden mezun oldu. 2011 yılında başladığı Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 2016 yılında bitirdi. Aynı yıl akabinde, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Mühendisliği yüksek lisans programlarına kabul edildi. Bir yıllık hazırlık döneminin ardından eğitime başlayacağı 2017 yılında Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde Araştırma Görevlisi olarak atandı ve yüksek lisans eğitimine Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde devam etti. Halen Sakarya Üniversitesi'nde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaktadır.