



**YÜKSEK PERFORMANSLI BETONARME ELEMANLARIN TEMEL
TASARIM İLKELERİNİN ANALİTİK VE DENEYSEL YÖNTEMLERLE
BELİRLENMESİ**

Muhammed GÜMÜŞ

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

HAZİRAN 2021

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim

Muhammed GÜMÜŞ

03/06/2021

YÜKSEK PERFORMANSLI BETONARME ELEMANLARIN TEMEL TASARIM İLKELERİNİN ANALİTİK VE DENEYSEL YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

(Doktora Tezi)

Muhammed GÜMÜŞ

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Haziran 2021

ÖZET

Bu çalışmada tek donatılı betonarme kirişlerin eğilme yükü altında kapasite hesabı için yeni bir yöntem önerisi yapılmıştır. Mevcut modellerden farklı olarak önerilen yöntem kırılma mekaniği prensipleri kullanılarak geliştirilmiştir. İlk olarak, kırılma mekaniğinde sıklıkla kullanılan şekil fonksiyonları nümerik olarak sadeleştirilmiş ve normalize çatlak boyuna bağlı olarak değişen üç adet tasarım katsayısı formüle edilmiştir. Daha sonra, boyutsuz davranış parametrelerine bağlı olarak, normalize çatlak boyunu veren ampirik bir denklem deneysel olarak elde edilmiştir. Bunun için üç farklı beton dayanımının, üç farklı çekme donatısı oranının ve üç farklı çelik lif içeriğinin 27 adet betonarme kirişin davranışına etkisi deneysel olarak incelenmiştir. İncelenen parametrelerin kirişlerdeki kritik çatlak boyu üzerinde doğrudan etkide bulunduğu ve bu yolla eğilme kapasitelerini etkilediği görülmüştür. Literatürdeki çeşitli çalışmalardan derlenen toplam 68 adet tek donatılı betonarme kirişin deneysel kapasiteleri kullanılarak, önerilen yöntem ve sıklıkla kullanılan ACI taşıma gücü yöntemi arasında karşılaştırma yapılmıştır. Önerilen yöntemle ve ACI modeli ile elde edilen mutlak hatalar sırasıyla %8,7 ve %9,5 olarak elde edilmiştir. Toplam 49 adet betonarme kirişin önerilen yöntemle elde edilen teorik sonucu deneysel sonuca daha yakın çıkmıştır. Test edilen deney elemanlarının iki boyutlu sonlu eleman analizleri yapılarak deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Bu nedenle tez çalışması kapsamında sonlu eleman programı (LDA) geliştirilmiştir. Düzlem gerilme ve izotropik sürekli hasar modeli kabulü ile geliştirilen sonlu eleman modeli, malzeme modelinin orijinininden başlayan sekant eğimini kullanarak her analiz adımında doğrusal denklem takımı hesabı yapmaktadır. Bu sayede sıklıkla karşılaşılan yakınsama sorunları geliştirilen bu programla ortadan kaldırılmıştır. Deneysel olarak elde edilen yük-düşey deformasyon davranışı ile geliştirilen sonlu eleman programıyla elde edilen davranış arasında önemli benzerlik görülmüştür.

Bilim Kodu : 91102

Anahtar Kelimeler : Yüksek dayanımlı betonlar, kırılma enerjisi, betonarme kirişler, sayısal modelleme, taşıma kapasitesi

Sayfa Adedi : 311

Danışman : Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN

DETERMINATION OF THE DESIGN PRINCIPLES OF HIGH PERFORMANCE
REINFORCED CONCRETE MEMBERS BY ANALYTICAL AND EXPERIMENTAL
APPROACH

(Ph. D. Thesis)

Muhammed GÜMÜŞ

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

June 2021

ABSTRACT

In this study, a new method has been proposed for the capacity calculation of single reinforced concrete beams under bending load. Unlike the existing models, the proposed method was developed using fracture mechanics principles. First, the shape functions frequently used in fracture mechanics were simplified numerically and three design coefficients varying depending on the normalized crack length were formulated. Then, depending on the dimensionless behavior parameters, an empirical equation giving a normalized crack size was experimentally obtained. For this purpose, the effect of three different concrete strengths, three different tensile reinforcement ratios and three different steel fiber contents on the behavior of 27 reinforced concrete beams was investigated experimentally. It has been observed that the parameters examined have a direct effect on the critical crack length of the beams and in this way affect their bending capacities. Using the experimental capacities of a total of 68 single reinforced concrete beams compiled from various studies in the literature, a comparison was made between the proposed method and the frequently used ACI bearing strength method. The absolute errors obtained with the proposed method and the ACI model were found to be 8.7% and 9.5%, respectively. The theoretical result obtained with the proposed method of a total of 49 reinforced concrete beams came closer to the experimental result. Two-dimensional finite element analysis of the tested experimental elements was made and compared with the experimental results. For this reason, the finite element program (LDA) was developed within the scope of the thesis study. The finite element model, developed with the acceptance of plane stress and isotropic continuous damage models, calculates a set of linear equations in each analysis step by using the secant slope starting from the origin of the material model. In this way, frequently encountered convergence problems were eliminated with this program. A significant similarity was observed between the experimentally obtained load-vertical deformation behavior and the behavior obtained with the developed finite element program.

Science Code : 91102

Key Words : High strength concrete, fracture energy, reinforced concrete beams, numerical modelling, load bearing capacity

Page Number : 311

Supervisor : Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN

TEŞEKKÜR

İlkokuldan başlayıp doktora çalışmamın sonuna kadarki eğitim hayatımda beni yönlendiren, her koşulda destekleyen, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen sevgili anne ve babama gönülden teşekkür ederim. Doktora eğitimim süresince yeterli vakti ayıramadığım, buna rağmen sevgilerini hep yanımda hissettiğim sevgili eşim ve oğluma göstermiş oldukları anlayış için teşekkür ederim. Lisansüstü çalışmalarımda beni bilgisiyle yönlendiren ve yardımını hiçbir zaman esirgemeyen tez danışmanım değerli hocam Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN'a şükranlarımı sunarım. Son olarak, tez çalışmamın deneysel kısmında fiziki desteklerinden dolayı Arş.Gör. Dr. Adem IŞIK'a ve yapı mekaniği laboratuvar sorumlusu Öğr.Gör. Hüseyin KALKAN'a teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ	xii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xiv
RESİMLERİN LİSTESİ.....	xxx
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xv
1. GİRİŞ	1
2. GEÇMİŞTE YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	7
2.1. Betonarme Kirişlerin Tasarımı	7
2.2. Beton Simülasyonlarında Kafes Model Yaklaşımı	18
2.3. Dijital Görüntü Korelasyonu (DIC)	22
3. ANALİTİK ÇALIŞMA	27
3.1. Teorik Kapasite Hesabı	27
3.1.1. ACI taşıma gücü hesabı.....	27
3.1.2. Kırılma mekaniği yaklaşımı	29
3.2. Doğrusal Bozulma Analizi (LDA)	40
3.2.1. Gerilme-birim deformasyon eğrisinin idealize edilmesi	43
3.2.2. Yükleme hızı için hassasiyet analizi	44
3.2.3. Sistem rijitlik matrisinin kurulması	45
3.2.4. Akma kriteri	49
3.2.5. Doğrusal bozulma analizi (LDA) uygulamaları.....	52

	Sayfa
3.3. Dijital Görüntü Korelasyon Yöntemi	58
3.3.1. Referans görüntünün seçilmesi	59
3.3.2. Analiz edilecek görüntülerin seçilmesi.....	60
3.3.3. Referans görüntüdeki işlem bölgelerinin belirlenmesi	61
3.3.4. Dijital görüntü korelasyon parametrelerinin belirlenmesi.....	61
3.3.5. Dijital görüntü korelasyon analizi.....	63
3.3.6. Birim dönüşümü.....	64
3.3.7. Birim şekil değiştirmelerin hesabı	65
4. DENEYSEL ÇALIŞMA	67
4.1. Malzeme Özellikleri.....	67
4.1.1. Beton dayanımları	67
4.1.2. Donatı dayanımları.....	70
4.2. Deney Elemanları	71
4.2.1. Çentikli elemanlar	72
4.2.2. Betonarme kirişler.....	74
4.3. Betonarme Elemanların Deney Düzeneği.....	76
4.3.1. Yükleme düzeni	76
4.3.2. Ölçüm düzeni	78
5. DENEY SONUÇLARI.....	81
5.1. Çentikli Elemanlara Ait Deney Sonuçları.....	81
5.2. Betonarme Eleman Deney Sonuçları	87
5.2.1. C25F0R0.4	88
5.2.2. C25F0R0.9	92
5.2.3. C25F0R1.6	96

Sayfa

5.2.4. C25F0.75R0.4	100
5.2.5. C25F0.75R0.9	104
5.2.6. C25F0.75R1.6	108
5.2.7. C25F1.5R0.4	112
5.2.8. C25F1.5R0.9	116
5.2.9. C25F1.5R1.6	120
5.2.10. C50F0R0.4	124
5.2.11. C50F0R0.9	128
5.2.12. C50F0R1.6	132
5.2.13. C50F0.75R0.4	136
5.2.14. C50F0.75R0.9	140
5.2.15. C50F0.75R1.6	144
5.2.16. C50F1.5R0.4	148
5.2.17. C50F1.5R0.9	152
5.2.18. C50F1.5R1.6	156
5.2.19. C100F0R0.4	160
5.2.20. C100F0R0.9	164
5.2.21. C100F0R1.6	168
5.2.22. C100F0.75R0.4	172
5.2.23. C100F0.75R0.9	176
5.2.24. C100F0.75R1.6	180
5.2.25. C100F1.5R0.4	184
5.2.26. C100F1.5R0.9	188
5.2.27. C100F1.5R1.6	192

6. DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE KAPASİTE HESAPLARI.....	197
6.1. İncelenen Parametrelerinin Deney Sonuçlarına Etkisi.....	197
6.1.1. Beton basınç dayanımının etkisi	199
6.1.2. Çekme donatısının etkisi	200
6.1.3. Çelik lif miktarının etkisi.....	201
6.2. Enerji Esaslı Yaklaşımla Tasarım Hesabı Önerisi	201
6.3. Teorik Sonuçların Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması	204
6.4. Literatür Karşılaştırması	206
6.4.1. Bosco ve diğerleri (1990)	209
6.4.2. Ashour ve diğerleri (1999)	210
6.4.3. Mertol ve diğerleri (2015)	212
6.4.4. Hasgul ve diğerleri (2017).....	214
6.4.5. Cardoso ve diğerleri (2019).....	216
7. SONLU ELEMAN ANALİZLERİ	219
7.1. Malzeme Modelleri	219
7.1.1. Beton basınç modelleri	219
7.1.2. Beton çekme modelleri.....	221
7.1.3. Donatı basınç-çekme modelleri	222
7.1.4. Çelik plaka basınç ve çekme modeli.....	223
7.2. Hassasiyet Analizi	224
7.3. Sonlu Eleman Analiz Sonuçları.....	225
7.3.1. Yük-deplasman davranışı	226
7.3.2. Kiriş boyunca eğrilik değişimi	241
7.3.3. Çekme donatısı hizasında birim şekil değişimi.....	255

	Sayfa
7.3.4. Kesit yüksekliği boyunca birim Şekil değişimi	269
7.3.5. Çatlak Şekilleri	284
8. ÖZET VE SONUÇLAR	295
KAYNAKLAR	299
ÖZGEÇMİŐ	310



ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 3.1. Betonların mekanik özellikleri.....	52
Çizelge 3.2. Betonların çekme altındaki davranışı	53
Çizelge 4.1. Beton karışım oranları (kg/m^3).....	68
Çizelge 4.2. Beton dayanımları (MPa).....	70
Çizelge 4.3. Donatı dayanım ve uzamaları	71
Çizelge 4.4. Betonarme eleman isimleri	72
Çizelge 5.1. Çelik lif içermeyen çentikli elemanlara ait kırılma ve mekanik değerler ..	86
Çizelge 5.2. Çelik lif içeren çentikli elemanlara ait kırılma ve mekanik değerler	86
Çizelge 6.1. Deney parametreleri ve deneysel sonuçlar.....	198
Çizelge 6.2. Beton basınç dayanımının deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi	199
Çizelge 6.3. Donatı oranının deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi.....	200
Çizelge 6.4. Çelik lif içeriğinin deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi	201
Çizelge 6.5. Boyutsuz davranış parametreleri ve normalize çatlak boyu	203
Çizelge 6.6. Deneysel ve teorik yük kapasiteleri.....	205
Çizelge 6.7. Literatürdeki deney elemanlarına ait özellikler	207
Çizelge 6.8. Deneysel (Bosco ve diğerleri [89]) ve analitik yük kapasiteleri	209
Çizelge 6.9. Deneysel (Ashour ve diğerleri [18]) ve analitik yük kapasiteleri.....	211
Çizelge 6.10. Deneysel (Mertol ve diğerleri [143]) ve analitik yük kapasiteleri	213
Çizelge 6.11. Deneysel (Hasgul ve diğerleri [46]) ve analitik yük kapasiteleri	215
Çizelge 6.12. Deneysel (Cardoso ve diğerleri [144]) ve analitik yük kapasiteleri.....	216
Çizelge 7.1. Beton basınç davranışı modeli için gerekli terimler.....	220
Çizelge 7.2. Beton çekme davranışı modeli için gerekli terimler.....	222

Çizelge	Sayfa
Çizelge 7.3. Deneysel ve sonlu elemanlar ile elde edilen akma yüklerinin karşılaştırılması	240
Çizelge 7.4. Deneysel ve sonlu elemanlar ile elde edilen çatlak boylarının karşılaştırılması	270



ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 1.1. Gerçek ve dönüştürülmüş gerilme dağılımı	1
Şekil 1.2. Basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı için çeşitli öneriler	1
Şekil 1.3. Farklı yönetmeliklere göre a) k_1 ve b) k_3 tasarım katsayılarının değişimi	2
Şekil 1.4. Tek donatılı lifli betonların taşıma gücü hesabı	5
Şekil 3.1. Çatlak mekanizması ve gerilme dağılımı.....	30
Şekil 3.2. β_1 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi	36
Şekil 3.3. β_2 ve β_3 katsayıları hesabında r^2 ile normalize çatlak boyu değişimi	38
Şekil 3.4. β_2 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi	38
Şekil 3.5. β_3 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi	39
Şekil 3.6. a) Sekant rijitliği azaltılması ve b) karşılık gelen eleman davranışı.....	41
Şekil 3.7. a) Sekant rijitliğinin idealize edilmesi ve b) yük deplasman eğrisi	44
Şekil 3.8. a) Dört noktalı eleman ve b) kafes eleman.....	46
Şekil 3.9. LDA’da izlenen pseudocode	48
Şekil 3.10. a) Akma eğrisi ve b) karşılık gelen asal birim şekil değiştirme.....	51
Şekil 3.11. M11.15 betonarme kirişine ait sonlu eleman modeli.....	54
Şekil 3.12. a) Hassasiyet analizi, b) yük-deplasman davranışı	54
Şekil 3.13. M11.15 elemanı a) Maksimum yük, b) simülasyon sonundaki çatlak deseni	55
Şekil 3.14. R1 elemanına ait LDA modeli	56
Şekil 3.15. a) Hassasiyet analizi, b) yük-deplasman davranışı	57
Şekil 3.16. R1 elemanı hasar bölgesi	58
Şekil 3.17. Referans görüntünün yükleme durumu.....	60
Şekil 3.18. Analizi yapılacak görüntülerin yükleme durumu	61

Şekil	Sayfa
Şekil 3.19. İşlem bölgesi (ROI) çizimi.....	61
Şekil 3.20. DIC parametrelerinin girilmesi	62
Şekil 3.21. Alt kümelerin görünümü.....	64
Şekil 3.22. Deformasyon formatı.....	64
Şekil 3.23. Aralarındaki mesafenin bilindiği iki nokta seçimi	65
Şekil 3.24. Birim şekil değiştirme yarıçapı	66
Şekil 4.1. Donatıların tek eksenli çekme davranışları.....	70
Şekil 4.2. Çentikli numune boyutları	73
Şekil 4.3. Betonarme eleman boyutları ve donatı planı	75
Şekil 4.4. Betonarme kiriş test düzeni.....	77
Şekil 5.1. C25 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları.....	82
Şekil 5.2. C50 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları.....	83
Şekil 5.3. C100 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları.....	84
Şekil 5.4. C25F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi.....	88
Şekil 5.5. C25F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	89
Şekil 5.6. C25F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	89
Şekil 5.7. C25F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	90
Şekil 5.8. C25F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	91
Şekil 5.9. C25F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi.....	92
Şekil 5.10. C25F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	93
Şekil 5.11. C25F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	93
Şekil 5.12. C25F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	94

Şekil	Sayfa
Şekil 5.13. C25F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	95
Şekil 5.14. C25F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	96
Şekil 5.15. C25F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	97
Şekil 5.16. C25F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	97
Şekil 5.17. C25F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	98
Şekil 5.18. C25F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	99
Şekil 5.19. C25F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	100
Şekil 5.20. C25F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	101
Şekil 5.21. C25F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	101
Şekil 5.22. C25F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	102
Şekil 5.23. C25F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	103
Şekil 5.24. C25F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	104
Şekil 5.25. C25F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	105
Şekil 5.26. C25F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	105
Şekil 5.27. C25F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	106
Şekil 5.28. C25F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	107
Şekil 5.29. C25F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	108
Şekil 5.30. C25F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	109
Şekil 5.31. C25F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	109

Şekil	Sayfa
Şekil 5.32. C25F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	110
Şekil 5.33. C25F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	111
Şekil 5.34. C25F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	112
Şekil 5.35. C25F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	113
Şekil 5.36. C25F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	113
Şekil 5.37. C25F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	114
Şekil 5.38. C25F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	115
Şekil 5.39. C25F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	116
Şekil 5.40. C25F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	117
Şekil 5.41. C25F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	117
Şekil 5.42. C25F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	118
Şekil 5.43. C25F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	119
Şekil 5.44. C25F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	120
Şekil 5.45. C25F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	121
Şekil 5.46. C25F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	121
Şekil 5.47. C25F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	122
Şekil 5.48. C25F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	123
Şekil 5.49. C50F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	124
Şekil 5.50. C50F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	125

Şekil	Sayfa
Şekil 5.51. C50F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	125
Şekil 5.52. C50F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	126
Şekil 5.53. C50F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	127
Şekil 5.54. C50F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	128
Şekil 5.55. C50F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	129
Şekil 5.56. C50F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	129
Şekil 5.57. C50F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	130
Şekil 5.58. C50F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	131
Şekil 5.59. C50F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	132
Şekil 5.60. C50F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	133
Şekil 5.61. C50F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	133
Şekil 5.62. C50F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	134
Şekil 5.63. C50F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	135
Şekil 5.64. C50F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	136
Şekil 5.65. C50F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	137
Şekil 5.66. C50F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	137
Şekil 5.67. C50F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	138
Şekil 5.68. C50F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	139

Şekil	Sayfa
Şekil 5.69. C50F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	140
Şekil 5.70. C50F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	141
Şekil 5.71. C50F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	141
Şekil 5.72. C50F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	142
Şekil 5.73. C50F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	143
Şekil 5.74. C50F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	144
Şekil 5.75. C50F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	145
Şekil 5.76. C50F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	145
Şekil 5.77. C50F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	146
Şekil 5.78. C50F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	147
Şekil 5.79. C50F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	148
Şekil 5.80. C50F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	149
Şekil 5.81. C50F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	149
Şekil 5.82. C50F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	150
Şekil 5.83. C50F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	151
Şekil 5.84. C50F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	152
Şekil 5.85. C50F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	153
Şekil 5.86. C50F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	153
Şekil 5.87. C50F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	154

Şekil	Sayfa
Şekil 5.88. C50F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	155
Şekil 5.89. C50F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	156
Şekil 5.90. C50F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	157
Şekil 5.91. C50F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	157
Şekil 5.92. C50F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	158
Şekil 5.93. C50F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	159
Şekil 5.94. C100F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	160
Şekil 5.95. C100F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	161
Şekil 5.96. C100F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	161
Şekil 5.97. C100F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	162
Şekil 5.98. C100F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	163
Şekil 5.99. C100F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	164
Şekil 5.100. C100F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	165
Şekil 5.101. C100F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	165
Şekil 5.102. C100F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	166
Şekil 5.103. C100F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	167
Şekil 5.104. C100F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	168
Şekil 5.105. C100F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	169
Şekil 5.106. C100F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	169

Şekil	Sayfa
Şekil 5.107. C100F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	170
Şekil 5.108. C100F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	171
Şekil 5.109. C100F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	172
Şekil 5.110. C100F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	173
Şekil 5.111. C100F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	173
Şekil 5.112. C100F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	174
Şekil 5.113. C100F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	175
Şekil 5.114. C100F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	176
Şekil 5.115. C100F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	177
Şekil 5.116. C100F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	177
Şekil 5.117. C100F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	178
Şekil 5.118. C100F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	179
Şekil 5.119. C100F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	180
Şekil 5.120. C100F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	181
Şekil 5.121. C100F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	181
Şekil 5.122. C100F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	182
Şekil 5.123. C100F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	183
Şekil 5.124. C100F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi	184

Şekil	Sayfa
Şekil 5.125. C100F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	185
Şekil 5.126. C100F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	185
Şekil 5.127. C100F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	186
Şekil 5.128. C100F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	187
Şekil 5.129. C100F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi	188
Şekil 5.130. C100F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	189
Şekil 5.131. C100F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	189
Şekil 5.132. C100F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	190
Şekil 5.133. C100F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	191
Şekil 5.134. C100F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi	192
Şekil 5.135. C100F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi	193
Şekil 5.136. C100F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi	193
Şekil 5.137. C100F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi	194
Şekil 5.138. C100F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m	195
Şekil 6.1. Deneylerden elde edilen akma ve maksimum yüklerin karşılaştırılması	199
Şekil 6.2. Normalize çatlak boyunun boyutsuz davranış parametreleri ile değişimi	204
Şekil 6.3. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar	206
Şekil 6.4. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Bosco ve diğerleri [89])	210
Şekil 6.5. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Ashour ve diğerleri [18])	212

Şekil	Sayfa
Şekil 6.6. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Mertol ve diğerleri [143]).....	214
Şekil 6.7. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Hasgul ve diğerleri [46])	215
Şekil 6.8. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Cardoso ve diğerleri [144]).....	217
Şekil 7.1. Parabol-dikdörtgen gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi	220
Şekil 7.2. Betonun a) yalın haldeki, b) lifli haldeki çekme birim şekil değiştirme eğrileri	221
Şekil 7.3. Donatıya ait çekme ve basınç yükleri altındaki idealleştirilmiş davranış eğrisi.....	223
Şekil 7.4. Hassasiyet analizleri: a) yükleme hızı, b) eleman sayısı	224
Şekil 7.5. Betonarme kirişlerin sonlu eleman modeli	225
Şekil 7.6. C25F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği	226
Şekil 7.7. C25F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği	227
Şekil 7.8. C25F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği	227
Şekil 7.9. C25F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	228
Şekil 7.10. C25F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	228
Şekil 7.11. C25F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	229
Şekil 7.12. C25F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	229
Şekil 7.13. C25F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	230
Şekil 7.14. C25F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	230
Şekil 7.15. C50F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği	231
Şekil 7.16. C50F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği	231
Şekil 7.17. C50F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği	232
Şekil 7.18. C50F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	232
Şekil 7.19. C50F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	233

Şekil	Sayfa
Şekil 7.20. C50F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	233
Şekil 7.21. C50F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	234
Şekil 7.22. C50F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	234
Şekil 7.23. C50F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	235
Şekil 7.24. C100F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği	235
Şekil 7.25. C100F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği	236
Şekil 7.26. C100F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği	236
Şekil 7.27. C100F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	237
Şekil 7.28. C100F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	237
Şekil 7.29. C100F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	238
Şekil 7.30. C100F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği.....	238
Şekil 7.31. C100F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği.....	239
Şekil 7.32. C100F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği.....	239
Şekil 7.33. C25F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi.....	242
Şekil 7.34. C25F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi.....	242
Şekil 7.35. C25F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi.....	243
Şekil 7.36. C25F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi.....	243
Şekil 7.37. C25F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi.....	244
Şekil 7.38. C25F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi.....	244
Şekil 7.39. C25F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi.....	245
Şekil 7.40. C25F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi.....	245
Şekil 7.41. C25F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi.....	246
Şekil 7.42. C50F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi.....	246
Şekil 7.43. C50F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi.....	247

Şekil	Sayfa
Şekil 7.44. C50F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi	247
Şekil 7.45. C50F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi	248
Şekil 7.46. C50F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi	248
Şekil 7.47. C50F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi	249
Şekil 7.48. C50F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi	249
Şekil 7.49. C50F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi	250
Şekil 7.50. C50F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi	250
Şekil 7.51. C100F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi	251
Şekil 7.52. C100F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi	251
Şekil 7.53. C100F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi	252
Şekil 7.54. C100F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi	252
Şekil 7.55. C100F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi	253
Şekil 7.56. C100F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi	253
Şekil 7.57. C100F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi	254
Şekil 7.58. C100F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi	254
Şekil 7.59. C100F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi	255
Şekil 7.60. C25F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	256
Şekil 7.61. C25F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	256
Şekil 7.62. C25F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	257
Şekil 7.63. C25F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	257
Şekil 7.64. C25F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	258
Şekil 7.65. C25F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	258
Şekil 7.66. C25F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	259
Şekil 7.67. C25F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	259

Şekil	Sayfa
Şekil 7.68. C25F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	260
Şekil 7.69. C50F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	260
Şekil 7.70. C50F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	261
Şekil 7.71. C50F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	261
Şekil 7.72. C50F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	262
Şekil 7.73. C50F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	262
Şekil 7.74. C50F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	263
Şekil 7.75. C50F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	263
Şekil 7.76. C50F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	264
Şekil 7.77. C50F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	264
Şekil 7.78. C100F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	265
Şekil 7.79. C100F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	265
Şekil 7.80. C100F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi	266
Şekil 7.81. C100F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	266
Şekil 7.82. C100F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	267
Şekil 7.83. C100F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	267
Şekil 7.84. C100F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	268
Şekil 7.85. C100F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	268
Şekil 7.86. C100F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi.....	269
Şekil 7.87. C25F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	271
Şekil 7.88. C25F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	271
Şekil 7.89. C25F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	272
Şekil 7.90. C25F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	272
Şekil 7.91. C25F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	273

Şekil	Sayfa
Şekil 7.92. C25F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	273
Şekil 7.93. C25F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	274
Şekil 7.94. C25F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	274
Şekil 7.95. C25F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	275
Şekil 7.96. C50F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	275
Şekil 7.97. C50F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	276
Şekil 7.98. C50F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi	276
Şekil 7.99. C50F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	277
Şekil 7.100. C50F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	277
Şekil 7.101. C50F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	278
Şekil 7.102. C50F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	278
Şekil 7.103. C50F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	279
Şekil 7.104. C50F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	279
Şekil 7.105. C100F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	280
Şekil 7.106. C100F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	280
Şekil 7.107. C100F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	281
Şekil 7.108. C100F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	281
Şekil 7.109. C100F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	282
Şekil 7.110. C100F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	282
Şekil 7.111. C100F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	283
Şekil 7.112. C100F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	283
Şekil 7.113. C100F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi.....	284
Şekil 7.114. C25F0R0.4 elemanı çatlak deseni	285
Şekil 7.115. C25F0R0.9 elemanı çatlak deseni	285

Şekil	Sayfa
Şekil 7.116. C25F0R1.6 elemanı çatlak deseni	285
Şekil 7.117. C25F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni	286
Şekil 7.118. C25F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni	286
Şekil 7.119. C25F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni	286
Şekil 7.120. C25F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni	287
Şekil 7.121. C25F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni	287
Şekil 7.122. C25F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni	287
Şekil 7.123. C50F0R0.4 elemanı çatlak deseni	288
Şekil 7.124. C50F0R0.9 elemanı çatlak deseni	288
Şekil 7.125. C50F0R1.6 elemanı çatlak deseni	288
Şekil 7.126. C50F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni	289
Şekil 7.127. C50F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni	289
Şekil 7.128. C50F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni	289
Şekil 7.129. C50F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni	290
Şekil 7.130. C50F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni	290
Şekil 7.131. C50F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni	290
Şekil 7.132. C100F0R0.4 elemanı çatlak deseni	291
Şekil 7.133. C100F0R0.9 elemanı çatlak deseni	291
Şekil 7.134. C100F0R1.6 elemanı çatlak deseni	291
Şekil 7.135. C100F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni	292
Şekil 7.136. C100F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni	292
Şekil 7.137. C100F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni	292
Şekil 7.138. C100F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni	293
Şekil 7.139. C100F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni	293

Şekil**Sayfa**

Şekil 7.140. C100F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni	293
---	-----



RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 4.1. Çentikli numune test düzeni	73
Resim 4.2. Kür havuzu	75
Resim 4.3. Betonarme kirişlerde ölçüm düzeni	80



SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
a	Basınç bölgesindeki gerilme bloğu yüksekliği
A_s	Donatı alanı
B	Donatı dayanım azaltma katsayısı
b	Kesit genişliği
c	Tarafsız eksen derinliği
C_i	Yük-deplasman eğrisinin başlangıç eğimi
d	Faydalı yükseklik
d'	Tekil kuvvetin en dış beton çekme lifine mesafesi
d_f	Lif Çapı
e	Çekme ve basınç bloğunun üst noktaları arası mesafe
E_c	Betonun elastisite modülü
E_f	Lifin elastisite modülü
E_s	Donatının elastisite modülü
f_c	Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{cm}	Ortalama basınç dayanımı
$f_{R,1}$	0,46 mm düşey deplasmandaki beton çekme dayanımı
$f_{R,4}$	3 mm düşey deplasmandaki beton çekme dayanımı
f_t	Beton çekme dayanımı
$f_{t,ax}$	Beton eksenel çekme dayanımı
f_{yk}	Donatı karakteristik akma dayanımı
$f_{1,2,3}$	Rilem'e göre lifli beton çekme dayanımları
F_f	Lif aderans faktörü
g	Yer çekimi ivmesi
G_c	Kritik çatlak yayılma hızı
G_F	Kırılma enerjisi
h	Kesit yüksekliği
k_h	Boyut faktörü

Simgeler**Açıklamalar**

k_1	Gerilme bloğu yüksekliği için katsayı
k_2	Gerilme bloğu ağırlık merkezi için katsayı
k_3	Gerilme bloğu genişliği için katsayı
K_I	Gerilme şiddet faktörü
K_{IC}	Kritik gerilme şiddet faktörü
K_{IM}	Eğilmeden kaynaklı matrisin gerilme şiddet faktörü
K_{IP}	Donatıdan kaynaklı gerilme şiddet faktörü
$K_{I\sigma}$	Artık gerilmeden kaynaklı gerilme şiddet faktörü
l_a	Çatlak boyu
l_{ai}	Başlangıç çatlak boyu
l_{ch}	Karakteristik boy
l_f	Lif boyu
L_x	x doğrultusundaki levha eleman boyutunun yarısı
L_y	y doğrultusundaki levha eleman boyutunun yarısı
L	Kafes eleman uzunluğu
m	Çentikli eleman ağırlığı
n	Beton basınç eğrisine ait parabol denkleminin üssü
P	Uygulanan yük
P_{cr}	Kritik çatlama yükü
P_y	Akma yükü
P_u	Maksimum yük
S	Kiriş yükleme noktası ile mesnet arası mesafe
W_o	Yük-deplasman eğrisi altında kalan alan
w_{cr}	Kritik yükteki CMOD
ρ	Donatı oranı ($A_s/(bh)$)
ρ_f	Hacimsel lif oranı
σ_{eq}	von Mises eşdeğer gerilmesi
σ_{fy}	Lifin akma gerilmesi
σ_t	Lifli betonun ortalama çekme gerilmesi
σ_1	Maksimum asal gerilme
σ_2	Minimum asal gerilme
ϵ_{c2}	Maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme

Simgeler**Açıklamalar**

ϵ_{cu2}	Basınç altındaki limit birim şekil değiştirme
ϵ_{eq}	Eşdeğer birim şekil değiştirme
ϵ_f	Lif birim şekil değiştirmesi
ϵ_x	x yönündeki birim şekil değiştirme
ϵ_y	y yönündeki birim şekil değiştirme
ϵ_1	Maksimum asal birim şekil değiştirme
ϵ_2	Minimum asal birim şekil değiştirme
τ_f	Lifin sıyrılma direnci
λ_p, λ_f	Boyutsuz davranış parametreleri
ξ	Çatlak boyunun kesit yüksekliğine oranı
ψ	Tekil yük merkezinin çatlak boyuna oranı (d'/l_a)
$\beta_1, \beta_2, \beta_3$	Tasarım katsayıları
ν	Betonun poisson oranı
γ_{xy}	Kayma açısı
δ_o	Maksimum deformasyon değeri
δ_{cr}	Kritik yükteki düşey deplasman
Δ_1	Kafes elemanın x doğrultusundaki uzunluğu
Δ_2	Kafes elemanın y doğrultusundaki uzunluğu

Kısaltmalar**Açıklamalar**

ACI	Amerikan Beton Enstitüsü
CMOD	Çatlak ağzı açılma deplasmanı
CMOS	Bütünleyici metal oksit yarı iletken
DIC	Dijital görüntü korelasyonu
Eurocode-2	Avrupa Standardı (Betonarme yapıların tasarımı)
FPZ	Çatlak gelişim bölgesi
GUI	Grafik kullanıcı arayüzü
HSC	Yüksek dayanımlı beton
LDA	Doğrusal bozulma analizi
LEFM	Lineer elastik kırılma mekaniği
LVDT	Doğrusal değişken diferansiyel transformatör

Kısaltmalar**Açıklamalar****ROI**

Görüntü işlem bölgesi

SLA

Ardışık doğrusal analiz

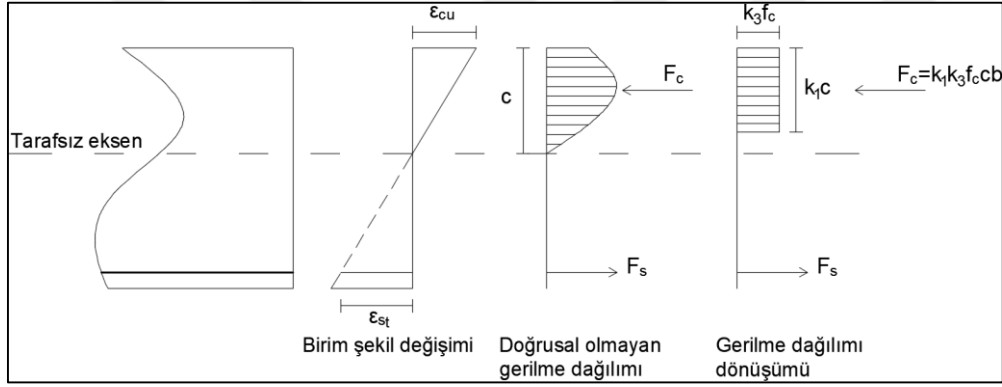
TS500

Türk Standardı (Betonarme yapıların tasarımı)



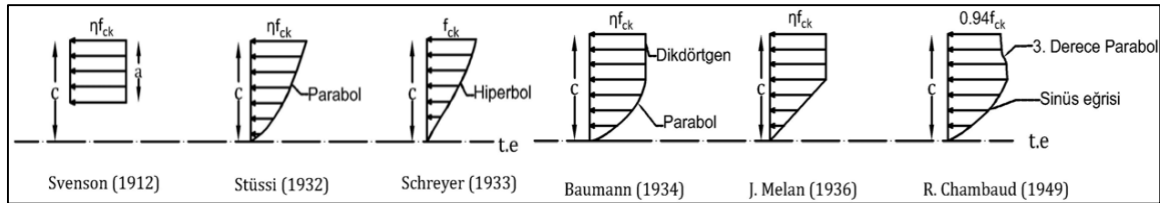
1. GİRİŞ

Betonarme eleman tasarımında kullanılan taşıma gücü yönteminin temeli oluşturan çalışmaların başlangıcı 20. yüzyılın başlarına dayanmaktadır. Basınç bölgesindeki betonun doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışı önerilen taşıma gücü yönteminde dikdörtgen gerilme bloğuna dönüştürülür. Bu gerilme dönüşümü için k_1 , k_2 ve k_3 katsayıları kullanılmaktadır (Şekil 1.1). k_1 ve k_2 katsayıları sırasıyla eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğunun yüksekliği ve bu alanın ağırlık merkezi ile ilgilidir. k_3 katsayısı ise, deney elemanında oluşan maksimum gerilmenin tek eksenli yükleme altında silindir numunede oluşan maksimum gerilmeye oranını ifade etmektedir.



Şekil 1.1. Gerçek ve dönüştürülmüş gerilme dağılımı

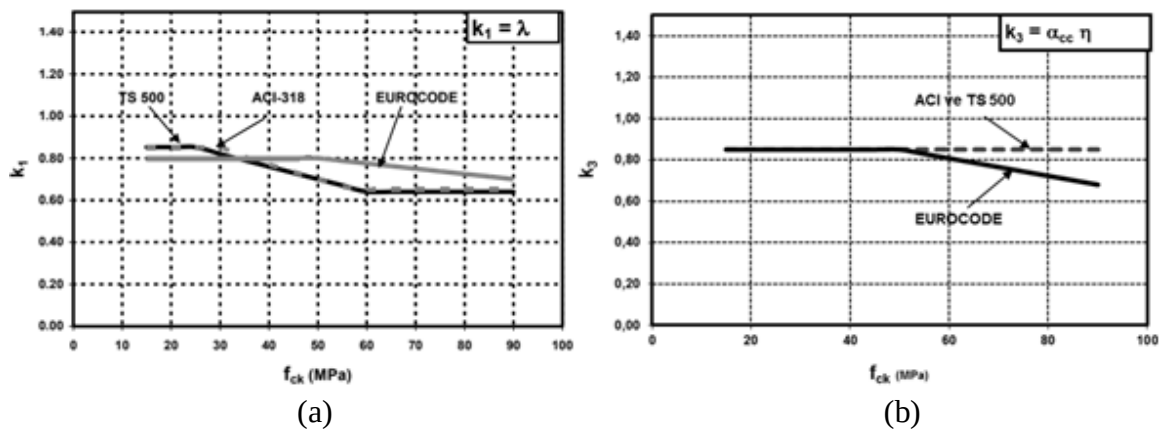
Bu tasarım katsayılarının belirlenmesi için, parabolik ve dikdörtgen gerilme bloğu alanlarının ve bu alanların geometrik merkezlerinin eşitliği ilkelerine ihtiyaç duyulmaktadır. Ayrıca Şekil 1.2’de görüldüğü üzere, günümüzde sıklıkla kullanılan dikdörtgen gerilme bloğundan farklı olarak, farklı araştırmacılar tarafından önerilen çeşitli gerilme bloğu modelleri de literatürde mevcuttur.



Şekil 1.2. Basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı için çeşitli öneriler [1]

Gerilme dağılımındaki farklı varsayımlar, betonun heterojen olan içyapısından dolayı ortaya çıkan doğal bir sonuçtur. Çünkü betonun eksenel yük altındaki gerilme-birim deformasyon davranışı, beton üretiminde kullanılan bileşenlere ve bunların oranlarına bağlı olarak farklılık göstermektedir. Agregada dağılımı, maksimum agregada çapı, ince/kaba agregada oranı ve özellikle su/çimento oranı sertleşmiş betonun dayanımını ve davranışını belirleyen değişkenlerin başında yer almaktadır. Bunlara ilave olarak yükleme hızı ve yükleme tipi de, betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu nedenle beton için sabit bir davranış eğrisinden ve dolayısıyla sabit tasarım katsayılarından bahsedilemez.

Taşıma gücü hesabında kullanılan tasarım katsayıları, çeşitli standartlarda basınç dayanımının bir fonksiyonu şeklinde ifade edilmiştir [2-4]. ACI Committee 318 ve TS 500'de dikdörtgen basınç bloğu gerilmesi $k_3 x f_c$ ve etki yüksekliği de $k_1 x c$ ile temsil edilmektedir [2, 4]. Buradaki k_3 katsayısı sabit bir değer olup (0,85) basınç dayanımındaki değişimlerden etkilenmemektedir. Ancak k_1 katsayısı, yaklaşık 27,5 MPa basınç değerine kadar sabitken daha yüksek dayanımlarda 0,65 değerine kadar azalmaktadır. Diğer taraftan Eurocode-2'de k_1 ve k_3 katsayılarının her ikisi de basınç dayanımıyla ilişkilendirilmiştir [3]. Belirtilen yönetmeliklere göre tasarım katsayılarının basınç dayanımı ile değişimi Şekil 1.3'de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Şekil 1.3'den görüldüğü üzere, hem k_1 hem de k_3 katsayılarının değişimleri standartlara göre farklılık göstermektedir. Ayrıca Eurocode-2 tarafından önerilen katsayılar yaklaşık 90 MPa karakteristik beton basınç dayanıma kadar geçerliyken, ACI 318 ve TS 500 tarafından önerilen katsayılar 60 MPa beton dayanımına kadar geçerlidir.



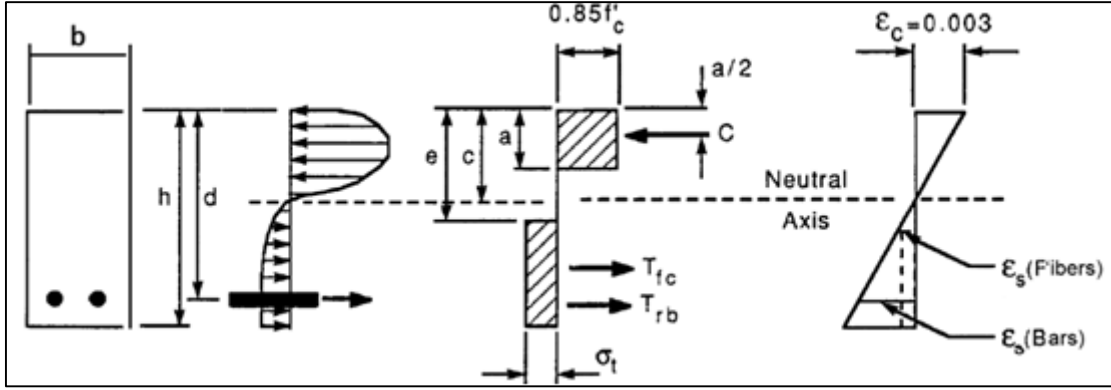
Şekil 1.3. Farklı yönetmeliklere göre a) k_1 ve b) k_3 tasarım katsayılarının değişimi [1]

Ancak, gelişen beton teknolojisiyle birlikte yüksek dayanımlı betonların üretimi kolaylaşmakta ve kullanım alanları da genişlemektedir. Yüksek dayanımlı betonlar, yapısal eleman boyutlarının küçültülmesinde ve böylece toplam yapı ağırlığının azaltılmasında önemli rol oynamaktadırlar. Ayrıca normal betona göre daha kompakt bir içyapıya sahip olduğundan, üstün dayanıklılık özellikleri de göstermektedirler. Bu nedenle yüksek katlı yapılar, nükleer santraller, askeri sığınaklar ve uzun açıklıklı köprüler gibi modern yapılarda tasarımcılar tarafından sıklıkla kullanılmaktadırlar. Kullanım alanlarındaki genişlemeye rağmen, yüksek ve ultra yüksek dayanımlı betonların tasarımı mevcut yönetmeliklerin kapsamı dışında kalmaktadır [2-4]. Bu ihtiyacı karşılamak adına, geçmiş yıllarda yüksek dayanımlı betonlarda tasarım parametrelerinin belirlenmesi üzerine çeşitli deneysel ve analitik çalışmalar yapılmıştır [5-10]. Yönetmelikler ve literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, hem normal hem de yüksek dayanımlı betonların taşıma gücü hesabı için önerilen modellerde dikdörtgen gerilme bloğu parametrelerinin birbirlerinden oldukça farklı olduğu ortaya çıkmaktadır. Ho ve Peng, tasarım parametrelerindeki farklılıkların sadece beton basınç dayanımından kaynaklanmadığı, farklı faktörlerin de tasarımda etkili olduğunu ifade etmişlerdir [11]. Yaptıkları deneysel çalışmada, normal dayanımlı kolonlar üzerinde eksenel ve eksantrik yük uygulayarak eleman eğriliğinin tasarım katsayıları üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Deney sonuçlarına göre eleman eğriliğinin özellikle k_3 tasarım katsayısı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu belirtilmiştir. Diğer taraftan Yi ve diğerleri, boyut etkisi ile tasarım parametreleri arasındaki ilişkiyi belirlemek için C tipi elemanlar üzerinde deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir [12]. Araştırmacılar k_3 tasarım katsayısının eleman boyutuna bağımlı olduğunu, ancak k_1 katsayısının boyut etkisinden bağımsız olduğunu ifade etmişlerdir. Dolayısıyla basınç dayanımına ek olarak eleman eğriliği ve boyut etkisi gibi faktörlerin de tasarım katsayıları üzerinde etkili olduğu söylenebilir. Buna göre betonun heterojen yapısından kaynaklanan basınç gölgesindeki farklı gerilme dönüşümleri, eleman eğriliği ve boyut etkisinin de dikkate alınmasıyla oldukça karmaşık hale dönüşecektir.

Mevcut taşıma gücü yöntemlerinde betonun çekme gerilmesi dikkate alınmamaktadır. Ancak lifli betonlarda oluşan artık çekme gerilmesi ihmal edilemeyecek boyutlarda olduğunda, tasarımda dikkate alınması gerekir. Yüksek dayanımlı betonlar normal dayanımlı betonlara göre daha iyi dayanım ve dayanıklılık özelliklerine sahiptir. Ancak daha gevrek bir yapıya sahip olduklarından dolayı yüksek dayanımlı betonların enerji tüketme kapasiteleri düşüktür. Dış yükler altında gelişen çatların açılmasını yavaşlatmak ve böylece

yüksek dayanımlı betonun enerji tüketme kapasitesini artırmak için başvurulan yöntemlerden en yaygın olanı, beton karışımı içerisine çelik lif eklenmesidir. Köksal ve diğerleri, karışımdaki çelik lif miktarı ve liflerin narinlik oranlarının yüksek dayanımlı betonlar üzerindeki etkisini deneysel olarak araştırmışlardır [13]. Deney sonuçlarına göre, çelik lif kullanımıyla birlikte yüksek dayanımlı betonda tokluğun önemli oranda arttığını belirtmişlerdir. Wafa ve Ashour, çelik lif içeriğinin yüksek dayanımlı betonların mekanik özelliklerine etkisini deneysel olarak incelemişlerdir [14]. Beton karışımında kullanılan çelik liflerin sertleşmiş betonun silindirik yarma ve eğilmede çatlama dayanımını sırasıyla %159,8 ve %67 oranında artırdığı, ancak basınç dayanımında önemli artışa neden olmadığı ifade edilmiştir.

Diğer taraftan, çelik lifler betonarme elemanların mekanik özelliklerini geliştirmek amacıyla boyuna donatıyla birlikte sıklıkla kullanılmaktadır. Yapılan deneysel çalışmalarda kullanılan çelik liflerin, normal ve yüksek dayanımlı betonarme elemanların hem taşıma yükünü hem de ilk çatlak sonrasındaki eleman rijitliğini artırdığı ifade edilmektedir [15-19]. Taşıma gücündeki bu artış, çatlak yüzeyindeki liflerden kaynaklı artık gerilme ile sağlanmaktadır. Lifli betonların taşıma gücü hesabında liflerin etkisini dikkate almadığımızda, aynı yükün taşınabilmesi için gereğinden fazla boyuna donatı kullanılması veya daha büyük kesit seçimi gerekmektedir. Bu durum tasarım açısından ekonomik olamamaktadır. Henager ve Doherty, çelik lif içeren normal dayanımlı betonarme elemanların taşıma gücü için basit bir yöntem geliştirmiştir [19]. Daha sonra ACI Committee 544 [20] tarafından da kullanılan model Bernoulli-Navier hipotezine dayanmaktadır. Şekil 1.4’de görüldüğü gibi, doğrusal olmayan basınç ve çekme gerilmeleri eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğuna dönüştürülerek çözüm yapılmaktadır. Basınç bölgesindeki doğrusal olmayan gerilme dağılımının dikdörtgen gerilme bloğuna dönüşümü ACI, TS 500 ve Eurocode-2’de belirtildiği gibi yapılabilir. Buna ek olarak çekme bölgesindeki dikdörtgen gerilme bloğu düşümü için gerekli olan yükseklik (h-e) ve betonun artık çekme gerilmesi (σ_t) değerleri, Henager ve Doherty [19] tarafından açıklanmıştır. Buna göre lif katkılı normal dayanımlı betonlar için artık çekme gerilmesi $0,00772 \times l_f / d_f \times \rho_f \times F_f$ denklemiyle belirlenmektedir. Buradaki l_f / d_f , ρ_f ve F_f ifadeleri sırasıyla lifin narinlik oranını, yüzde hacimsel lif oranını ve lif aderans faktörünü temsil etmektedir.



Şekil 1.4. Tek donatılı lifli betonların taşıma gücü hesabı [19]

Artık çekme gerilmenin değerini veren eşitlikler hem normal dayanımlı betonlar [21-23] hem de yüksek dayanımlı betonlar [24-27] için literatürde mevcuttur. Ancak literatürde belirtilen eşitlikler arasında, lifin sıyrılma dayanımı ve ampirik katsayılardan kaynaklı farklılıklar bulunmaktadır. Çünkü çelik liflerin beton ortamından sıyrılma dayanımı, hem sertleşmiş betonun hem de lifin özelliklerine bağlı olarak değişmektedir. Naaman ve Najm, çelik liflerin betondan sıyrılma dayanımını incelemek için kapsamlı deneysel bir çalışma yapmış, sıyrılma dayanımının lif geometrisine ve beton dayanımına bağlı olarak 1 MPa ile 9,8 MPa arasında değerler alabileceğini ifade etmiştir [28]. Yoo ve diğerleri, ultra yüksek dayanımlı lifli betonların mekanik özellikleri üzerine deneysel bir çalışma yapmışlardır [29]. Buna göre, beton karışımındaki lif miktarının lifin sıyrılma dayanımını etkilediği ve hacimce %2 lif oranında en iyi sıyrılma dayanımının elde edildiği ifade edilmiştir. Sonuç olarak, artık çekme dayanımının lif miktarına, lif geometrisine, lifin beton içerisindeki yönelmesine, lif ile beton arasındaki etkileşime ve beton dayanımına bağlı olarak değiştiğinin söylemek mümkündür [30, 31].

Özetlemek gerekirse, belirtilen deneysel ve analitik çalışmalar dikkate alındığında, basınç ve çekme bölgesindeki gerilme bloğu parametreleri için uygunluk ve denge denklemleri yardımıyla birbirinden farklı modellerin geliştirildiği görülmektedir. Beton dayanımının dikdörtgen basınç bloğu parametreleri üzerindeki etkisi yaygın bir şekilde bilinmesine rağmen, literatürdeki çalışma ve standartlardaki tasarım parametrelerinin birbirlerinden çok farklı olduğu görülmektedir. Ayrıca elemanların boyut etkisinin ve yükleme tipinden kaynaklı eleman eğriliğinin de tasarım katsayıları üzerinde etkili olduğu ifade edilmesine rağmen, geliştirilen modellerde bu faktörleri temsil eden ifadeler mevcut değildir. Diğer taraftan, lifli betonlar için geliştirilen taşıma gücü hesabında çekme bölgesindeki artık

gerilmeyi veren eşitlikler, mevcut modellerde birbirinden oldukça farklıdır. Bunun yanında, artık çekme dayanımının bağlı olduğu parametre sayısının fazlalığı da dikkate alındığında, elemanların taşıma gücü hesabı oldukça karmaşık hale gelmektedir. Bu nedenle daha basit ve daha doğru bir kapasite hesabı için yeni bir yöntemle ihtiyaç duyulmaktadır.

Yapılacak doktora tez çalışmasında betonarme kiriş tasarımı için yeni ve basit bir model önerisi yapılacaktır. Ancak bu yeni model diğer modeller gibi uygunluk ve denge denklemlerine bağlı olarak değil, enerji denklemlerine bağlı olarak geliştirilecektir. Çünkü enerji denklemleriyle oluşturulacak bir model, betonun heterojen yapısını bütüncül olarak temsil edecek ve boyut eksisini ortadan kaldıracak, dolayısıyla gerçeğe daha yakın sonuçlar elde etmemizi sağlayacaktır. Lineer elastik kırılma mekaniği (LEFM) esaslarını temel alarak geliştirilen model, basınç bölgesindeki gerilme dağılımından bağımsız olarak betonarme elemanın çekme bölgesindeki çatlak oluşumları üzerinde yoğunlaşmaktadır. Bu sayede basınç bölgesindeki gerilme dönüşümü katsayılarındaki karmaşadan sıyrılan; normal dayanımlı betonlar, yüksek dayanımlı betonlar ve lifli betonalar için geçerli basit ve bütüncül bir denklem önermesi yapılacaktır. Son olarak, tez çalışması kapsamında geliştirilen iki boyutlu sonlu eleman analizi yöntemiyle betonarme deney elemanlarının analizi yapılacaktır.

2. GEÇMİŞTE YAPILAN ÇALIŞMALAR

Önceki bölümde ifade edildiği üzere bu çalışmanın amacı, eğilmeye maruz elemanların taşıma gücü hesabında yaygın olarak kullanılan gerilme bloğu dönüşümüne bağımlı modellerden farklı olarak enerji esaslı bir model geliştirmektir. Bunun için beton dayanımı, çelik lif miktarı ve donatı oranının taşıma gücüne etkisi deneysel ve sonlu eleman modelleri ile incelenecektir. Deneysel çalışma aşamasında kiriş üzerinde oluşan deformasyon ölçümleri, klasik ölçüm metotlarına göre daha yeni olan dijital görüntü korelasyonu (DIC) yöntemiyle elde edilecektir. Ayrıca, tez çalışması kapsamında deneysel verileri nümerik model sonuçları ile karşılaştırmak amacıyla, iki boyutlu sonlu eleman yazılımı geliştirilmiştir. Buna bağlı olarak yapılan literatür çalışması; (i) betonarme kirişlerin tasarımı, (ii) beton simülasyonlarında kafes model yaklaşımı ve (iii) dijital görüntü korelasyonu yöntemi olarak aşağıda sırasıyla sunulmuştur.

2.1. Betonarme Kirişlerin Tasarımı

Hognestad ve diğerleri [32], beton elemanların eksantrik yükleme altındaki davranışlarını deneysel olarak incelemişlerdir. Yaptıkları çalışmada; (i) gerilme bloğu üzerine yapılan deneysel çalışmaların yöntem ve sonuçlarını değerlendirmek ve (ii) gerilme dağılımını daha iyi tanımlamak amacıyla yeni bir deney yöntemi geliştirmeyi hedeflemişlerdir. C tipi elemanlar üzerinde yaptıkları testlerle, eğilme yükleri altında betonun basınç bölgesinde oluşan gerilme dağılımını doğrudan elde etmeyi başarmışlardır. Ayrıca çeşitli su/çimento oranları ve eleman yaşları için gerilme-birim deformasyon eğrileri rapor edilmiştir. Çalışma sonunda, eğilme yükleri altında doğrudan elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri ile silindirik numunelerin aksel deneylerinden elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri arasında dikkate değer bir benzerliğin olduğu ifade edilmiştir.

Mattock ve diğerleri [33], genel ve basit bir taşıma gücü yöntemi geliştirmişlerdir. Geliştirdikleri taşıma gücü yöntemi, basınç bölgesindeki doğrusal olmayan gerilme dağılımının dikdörtgen gerilme dağılımına dönüştürülmesi esasına dayanmaktadır. Önerilen yöntemin geçerliliği, çeşitli eleman ve yükleme tipleri için yapılan test sonuçlarıyla doğrulanmıştır. Çalışmanın sonunda, önerilen yöntemle hesaplanan taşıma

yükleri deneysel verilerden elde edilen taşıma yükleriyle karşılaştırılmış ve aralarındaki benzerliğin çok yakın olduğu ifade edilmiştir.

İbrahim ve MacGregor [5], literatürden elde ettiği deneysel taşıma kapasiteleri ile ACI dikdörtgen gerilme dağılımına bağlı olarak hesaplanan taşıma kapasitelerini karşılaştırmıştır. Buna göre ACI gerilme dağılımının, yüksek dayanımlı betonarme kolon kesitleri için güvenli olmadığını ifade etmişlerdir. Betonun silindir dayanımı arttıkça, elemanın basınç bölgesindeki maksimum basınç gerilmesinin azaldığı belirtilmiştir. Araştırmacılar ACI dikdörtgen gerilme dağılımının şeklini belirleyen katsayılar için yeni denklem önerisi yapmışlardır. Buna göre 100 MPa ve üzeri silindir dayanımına sahip betonlar için maksimum gerilme azaltma katsayısı 0,85'den 0,725'e düşürülmüştür.

Attard ve Stewart [6], mevcut ACI standardının 20 ve 50 MPa silindir dayanımına sahip betonlar için geçerli olduğunu vurgulamış ve ACI dikdörtgen eşdeğer gerilme dağılımının yüksek dayanımlı betonlara uygulanması üzerinde çalışmışlardır. Yapılan çalışmada, yüksek dayanımlı betonlarda gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılarak olasılık analizleri yapılmış ve yeni dikdörtgen gerilme dağılımı parametreleri önerilmiştir.

Kim ve diğerleri [34], betonarme elemanlarda eğilme altında basınç bölgesindeki dayanım ve deformasyonların boyut etkisiyle ilişkisini deneysel olarak incelemişlerdir. Bu amaçla, 52 MPa eksenel basınç dayanımına sahip 3 farklı boyuttaki C-tipi betonarme elemanlar eksenel ve eğilme yükleri altında test edilmiştir. Deneyde kullanılan elemanlarda kalınlık sabit tutulmuş ancak eleman boyu ve genişliği 1:2:4 olarak artırılmıştır. Boyut etkisi deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak eğilmede basınç dayanımı ve maksimum birim şekil değişimlerini veren eşitlikler türetilmiştir. Eğilmede basınç dayanımı için önerilen eşitlik, Kim ve diğerleri [35] tarafından silindir numunelerden türetilen eşitlikler ile karşılaştırılmıştır. Buna göre, boyut etkisinin C-tipi elemanlarda silindir numunelere göre daha belirgin olduğu ifade edilmiştir.

Kim ve diğerleri [36], C-tipi elemanlarda boy ve genişliğin eğilmede basınç dayanımı ve birim şekil değişimi ile olan ilişkisini deneysel olarak araştırmışlardır. Deneylerde

eleman boyu ve genişliği incelendiğinden diğer yöndeki boyut etkisi dikkate alınmamış ve dolayısıyla eleman kalınlığı sabit tutulmuştur. İncelenen parametreler dört farklı boy uzunluğu (10, 20, 30 ve 40 cm) ve üç farklı genişlikten (5, 10 ve 20 cm) oluşmaktadır. Elde edilen deney sonuçları eleman boyu ve genişliğinin eğilme elemanlarında basınç bölgesindeki dayanım üzerinde belirgin bir etkisinin olduğunu ortaya çıkarmıştır. Boyut ve dayanım arasındaki ilişkiyi ifade etmek amacıyla, yeni boyut etkisi parametreleri önerilmiştir. Deneysel sonuçlara göre, mevcut gerilme esaslı tasarımların boyut etkisini dikkate alacak şekilde güncellenmesi önerilmektedir.

Yi ve diğerleri [12] ve Kim ve diğerleri [34, 36] tarafından elde edilen deneysel çalışma sonuçlarını kullanarak eleman boyutunun ACI dikdörtgen gerilme bloğu parametreleri üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Analiz sonuçlarına göre, eleman boyutlarının ACI gerilme bloğu parametrelerine olan etkisi belirgin olarak ortaya çıkmıştır. Eleman boyutu küçüldükçe dayanım katsayısı olan k_3 artmakta, eleman boyutu büyüdükçe dayanım katsayısı küçülerek ACI tarafından önerilen değerlere yaklaşmaktadır. Araştırmacılar elde ettikleri sonuçlara dayanarak, mevcut gerilme kriterini dikkate alan tasarımların boyut etkisini dikkate alacak şekilde güncellenmesi gerektiğini ifade etmişlerdir.

Bae ve Bayrak [7], yüksek dayanımlı betonarme elemanlarda gerilme bloğu parametreleriyle ilgili deneysel bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, önceki çalışmalarda ifade edilen erken kabuk atma ve buna bağlı olarak gerçekleşen dayanım kaybı sorunu incelenmiştir. ACI tarafından önerilen gerilme bloğu parametrelerinin doğruluğu, çalışmadaki deneysel sonuçlar ve literatürden elde edilen deneysel sonuçlar kullanarak araştırılmıştır. Buna göre ACI tarafından önerilen maksimum birim deformasyon değeri, elde edilen deneysel sonuçlarla uyumlu olacak şekilde 0,0025 olarak belirlenmiştir. Bu çalışmada ayrıca, yüksek dayanımlı betonlar için de geçerli olacak şekilde gerilme bloğu parametreleri analitik olarak hesaplanmış ve deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Öztekin ve diğerleri [8], yüksek dayanımlı betonlarda dikdörtgen gerilme bloğu parametrelerini belirlemeye yönelik deneysel bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada farklı içerik ve dayanımlara sahip 8 adet beton karışımı kullanılmıştır. Beton dayanımları 60 MPa ile 94 MPa arasında değişmektedir. Her karışımdan 12 adet

standart silindir numune (150x300 mm) üretilerek eksenel basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonunda elde edilen gerilme-birim şekil değişimi eğrileri kullanılarak yüksek dayanımlı betonlarla üretilen eğilme elemanlarının tasarımında kullanılmak üzere eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğu parametreleri türetilmiştir. Elde edilen tasarım parametreleri literatürdeki farklı çalışmalardan elde edilen değerlerle karşılaştırılmıştır. Buna göre ACI modelinde yüksek dayanımlı betonlar için önerilen tasarım katsayılarının aksine, 60 MPa ve üzeri betonlarda k_1 ve k_3 tasarım katsayılarının sabit olmadığı görülmüştür. Çalışma sonunda elde edilen k_1 tasarım katsayısı ACI modelinde önerilen değerden büyükken, k_3 tasarım katsayısı ACI modelinde önerilen değerden küçük çıkmıştır. Bu bilgiler ışığında, yazarlar normal dayanımlı betonlar için geçerli olan gerilme bloğu parametrelerinin yüksek dayanımlı betonlar için güvenli sonuçlar vermediğini ifade etmişlerdir.

Özbakkaloğlu ve Saatçioğlu [9], yaptıkları çalışmada 20 ve 130 MPa basınç dayanımı aralığındaki betonlar için geçerli yeni bir dikdörtgen gerilme bloğu parametreleri önermişlerdir. Çalışmada kolonların eksenel yükleme altında kapasiteleri için dayanım azaltma katsayıları ($k_3 \times k_4$) önerisi yapılmıştır. Bu katsayılardan k_3 sabit ve 0.9'dur. Ancak, k_4 katsayısı sabit olmayıp kolon kesitinin çekirdek bölgesinin tüm kesite oranına ve basınç dayanımına bağlı olarak değişmektedir. Eksantrik yükleme altında kolonların basınç bölgesinde kapak atma sorunu oluşmayacağından dolayı, eksantrik yüklü kolonlarda k_4 katsayısının 1 olacağı ifade edilmiştir. Eksenel ve eğilme yükünün beraber etki ettiği kolonlar için k_3 tasarım katsayısının 30 MPa dayanıma kadar 0.85 olduğu, bu dayanımdan sonra her 10 MPa artış için k_3 katsayısının 0.014 azaltılacağı belirtilmiştir. Benzer şekilde k_1 katsayısının da 30 MPa dayanıma kadar 0.85 iken, artan her 10 MPa dayanım için 0.02 azaltılması gerektiği ifade edilmiştir. Ancak hem k_3 ve k_1 katsayılarının sırasıyla 0.72 ve 0.67 değerinden küçük olamayacağı belirtilmiştir.

Tan ve Nguyen [37] eğilme deneyi sonuçları üzerinde regresyon analizine dayalı bir çalışma yapmışlar ve betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi için yeni bir öneri sunmuşlardır. Bu çalışmada (i) deformasyondan önce düzlem olan kesitler deformasyondan sonra düzlem kalır, (ii) beton gerilmesi sadece birim şekil değişimine bağlıdır ve zamanla oluşan sünmeler ve birim şekil değişimi gradyanı dikkate alınmaz ve (iii) betonun çekme dayanımı yoktur kabulleri yapılmıştır. Önerilen yöntemin geçerliliği yapılan deneysel çalışmayla ortaya konmuştur. Deneysel çalışmada iki farklı

eksantrik yükleme tipi kullanılmıştır. Bunlardan ilki tarafsız eksenin kesitin bir yüzünde tutulduğu özel yükleme tipi, ikincisi ise sabit eksantrik yüklemedir. Ayrıca eksantrik yüklemelerden elde edilen beton davranışlarını karşılaştırmak amacıyla aynı özelliklere sahip numuneler üzerinde eksenel yükleme deneyleri de yapılmıştır. Eksantrik ve eksenel yükleme için dörder adet benzer boyutlarda ve dayanımda dikdörtgen prizma elemanlar üretilmiştir. Önerilen yöntem kullanılarak türetilen gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri ile deneysel verilerin uyum içinde olduğu ifade edilmiştir.

Mertol ve diğerleri [10], yüksek dayanımlı betonlarla üretilen, eş zamanlı olarak eğilme ve basınç etkisine maruz kalan elemanların basınç bölgesindeki gerilme dağılımı üzerine deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada 229x229x1016 mm boyutlarında 21 adet dikdörtgen prizma eleman kullanılmıştır. Eleman üzerine sonradan eklenen özel yükleme aparatları sayesinde elemanın orta bölgesinde bir yüzde tarafsız eksen karşı yüzde ise maksimum ezilme birim deformasyonu oluşturulmuştur. Elemanda oluşacak çekme gerilmesi hasarlarına karşı yükleme aparatı montaj bölgelerinde donatı kullanılmıştır. Deney elemanlarının basınç dayanımları 71,77 MPa ve 110,3 MPa arasında değişmektedir. Deneysel sonuçlara göre, k_3 tasarım katsayısının 69 MPa dayanıma kadar 0.85 olduğu, bu dayanımdan sonra her 10 MPa artış için k_3 katsayısının 0.029 azaltılacağı belirtilmiştir. Benzer şekilde k_1 katsayısının da 69 MPa dayanıma kadar 0.85 iken, artan her 10 MPa dayanım için 0.072 azaltılması gerektiği ifade edilmiştir. Ancak hem k_3 ve k_1 katsayılarının sırasıyla 0.75 ve 0.65 değerinden küçük olamayacağı belirtilmiştir.

Ho ve Peng [11], yaptıkları çalışmada birim şekil değişimi gradyanının normal dayanımlı betonla üretilen kolonlarda eğilme kapasitesine etkisini incelemişlerdir. Yazarlar bu çalışmada daha önce 27 MPa ile 49 MPa arasında değişen beton dayanımına sahip kolonlar üzerinde eksenel, eksantrik ve yatay yükleme etkisi altındaki kolon deneylerinden elde ettikleri verileri kullanmışlardır [38]. Elde edilen deneysel çalışma sonuçlarına göre k_3 katsayısı birim şekil değişimi gradyanının artmasıyla birlikte dikkate değer ölçüde artış göstermiştir. Ancak normal dayanımlı betonların tasarımında kullanılan k_3 gerilme bloğu parametresi çeşitli standartlarda 0,85 sabit bir değer olarak önerilmektedir. Bu nedenle Ho ve Peng [11], birim şekil değişimi gradyanı dikkate alan yeni bir eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğu önerisinde

bulunmuşlardır. Çeşitli beton basınç dayanımı ve donatı oranı parametreleri kullanılarak kolonlarda karşılıklı etkileşim diyagramları oluşturulmuştur. Bu etkileşim diyagramları, çeşitli standartlar tarafından önerilen mevcut kolon tasarım parametreleri ile türetilen etkileşim diyagramlarıyla karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, birim şekil değişimi gradyanının dikkate alınarak tasarım yapılması ile normal dayanımlı betona sahip kolonların teorik eğilme kapasitelerinde %24'e kadar artış gözlenmiştir.

Peng ve Ho [39], birim şekil değişimi gradyanının eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğu ve basınç bölgesindeki maksimum beton gerilmesi üzerindeki etkisini deneysel olarak incelemişlerdir. Bunun için 16 adet ters T şeklindeki kolonlar üzerinde eksenel, eksantrik ve yatay yükleme yapmışlardır. Deney elemanları aynı kesit geometrisine sahip olacak şekilde 6 gruba ayrılmış, her gruptan bir adet eleman eksenel yükleme diğerleri ise eksantrik veya yatay yüklemeye maruz bırakılmıştır. Birim şekil değişimi gradyanının etkisini incelemek amacıyla, eksantrik yükleme etkisindeki elemanlarda basınç bölgesinde oluşan maksimum gerilmenin, eksenel yükleme altındaki elemanlarda benzer şekilde ölçülen maksimum gerilmeye oranı belirlenmiştir. Elde edilen oran ve dikdörtgen gerilme bloğu parametreleri arasındaki ilişkiyi belirleyen eşitlikler türetilmiştir. Elde edilen deneysel sonuçlara göre, mevcut standartlar tarafından önerilen k_3 katsayısının yalnızca küçük birim şekil değişimi gradyanına sahip elemanlar için geçerli olduğu belirtilmiştir. Ayrıca artan birim şekil değişimi gradyanları için k_3 katsayısının da birim şekil değişimi gradyanıyla orantılı bir şekilde artması gerektiği ifade edilmiştir.

Yüksek dayanımlı betonlar (HSC) basınç dayanımı ve dayanıklılık özellikleri gibi üstün performans gerektiren durumlarda ince bileşenler, düşük su/bağlayıcı oranı ve bazı kimyasal katkı maddeleri kullanılarak üretilir. Yüksek dayanım özelliklerinden dolayı tasarım mühendisleri tarafından yapısal elemanların boyutlarını ve dolayısıyla kendi ağırlıklarını azaltmak için yaygın olarak kullanılmaktadır. Böylece ekonomik ve mimari zorluklar açısından daha uygun bir çözüm elde edilebilmektedir. Son yıllarda, yüksek dayanımlı betonların yüksek binalar, nükleer santraller, askeri yapılar ve geniş açıklıklı köprüler gibi modern yapılarda kullanılması giderek yaygınlaşan bir duruma gelmiştir. Ancak yüksek dayanımlı betonlar, normal dayanımlı betonlara kıyasla daha az enerji sönmeme kapasitesine sahiptir ve bu nedenle uygulanan dış yükler altında daha kırılgan bir özellik gösterirler.

Yapısal elemanların sünekliğini arttırmanın en yaygın yöntemi, beton karışımında çelik liflerin kullanılmasıdır. Çelik lif uygulamasının temel amacı, betonun birim deformasyon kapasitesi aşıldıktan hemen sonra oluşan çekme veya eğilme çatlaklarını köprülemektir. Bu nedenle, çelik lif uygulamasıyla yalın betona göre daha yüksek yük taşıma kapasitesi elde edilebilir. Çünkü kanca uçlu çelik liflerin yüksek dayanımlı betonlara katılmasıyla daha yüksek eğilme dayanımı ve dolaylı çekme dayanımı (silindir yarma dayanımı) elde edilebilmektedir [14]. Ayrıca yüksek dayanımlı betonlarda enerji sönümleme kapasitelerinin çelik lif içeriğine oldukça bağlı olduğu bilinmektedir [13]. Bu önemli etkiler dikkate alındığında farklı boy, çap ve şekillerdeki çelik liflerin betonarme elemanların üretiminde yoğun bir şekilde kullanıldığı görülmektedir [15-19, 40-53]. Yapılan çalışmalarda çelik liflerin normal ve yüksek dayanımlı betonarme elemanların taşıma kapasitelerini artırdığı görülmüştür. Bu nedenle çelik liflerin betonarme elemanların taşıma kapasitelerine katkısını, tasarım aşamasında dikkate almak gerekmektedir. Çelik liflerin betonarme taşıma gücüne katkısı konusunda yapılan çalışmalar aşağıda sunulmuştur.

Henager ve Doherty [19], rastgele dağıtılmış çelik lifli normal dayanımlı betonarme kirişlerin taşıma kapasiteleri hesabı için bir yöntem geliştirmiştir. Analitik çalışmada normal dayanımlı betonlar için lifin sıyrılma dayanımı yaklaşık 2,3 MPa olarak kabul edilmiştir. Geliştirilen analitik yöntemi doğrulamak amacıyla, betonarme kiriş deneyleri yapılmıştır. Betonarme kirişler boyuna donatının yanı sıra hacimce %1,22 ile %1,51 arasında değişen oranlarda çelik lif içermektedir. Deneysel sonuçlara göre kullanılan çelik liflerin kirişlerin eğilme kapasitelerini ve rijitliklerini artırdığı görülmüştür. Ayrıca önerilen yöntem ile hesaplanan teorik kapasitelerin deneysel sonuçlarla örtüştüğü belirtilmiştir.

Lim ve diğerleri [23], betonarme elemanlarda kesme ve eğilme kapasitesinin belirlenmesi üzerine deneysel ve teorik bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmanın amacı çelik lifli betonarme kirişlerde kesme ve eğilme kapasitelerinin belirlenmesi, çelik liflerin katkısının net olarak belirlenmesi ve sonuçta bu tür elemanlar için geçerli bir tasarım kriteri oluşturmaktır. Deneysel çalışmada iki farklı donatı oranı, iki farklı lif oranı, iki farklı kesme donatısı ve üç farklı kesme açıklığı-kesit yüksekliği oranı kullanılmıştır. Çalışma kapsamında 22 adet betonarme kiriş 4 noktalı yükleme deneyi ile test edilmiştir. Yapılan deneysel çalışmanın yanında

literatürde bulunan iki farklı çalışmadan toplam 23 adet kirişe ait deneysel sonuçlar da değerlendirilmiştir. Teorik olarak belirlenen taşıma kapasiteleri ve kırılma şekilleri ile deneysel sonuçlar arasında benzerlik olduğu ifade edilmiştir.

Oh [22], yaptığı çalışmada çelik lif katkılı betonarme kirişlerin eğilme davranışlarını deneysel olarak incelemiştir. Deneysel çalışma için 6 adet tek donatılı (yalnızca çekme donatısı) ve 3 adet çift donatılı (çekme ve basınç donatısı) betonarme kiriş deneyi gerçekleştirmiştir. Çalışmada %0 ile %2 arasında değişen 3 farklı oranda düz çelik lifler kullanılmıştır. Beton basınç dayanımları 40 MPa ile 48 MPa arasında değişen betonarme kirişlerin boyu sabit olup 4 noktalı eğilme deneyi ile test edilmişlerdir. Deney sonunda kullanılan çelik liflerin betonarme kirişlerin eğilme kapasitelerini artırdığı ve çatlak genişliklerinin azalttığı görülmüştür. Çelik liflerin etkisinin düşük donatılı betonarme kirişlerde çok daha belirgin olduğu ifade edilmiştir. Tek donatılı betonarme kirişlerin taşıma gücü hesabında kullanılan ve lif etkisini de dikkate alan Henager ve Doherty'nin [19] çalışmasında küçük bir değişiklik yapılmış ve betonarme kirişlerin teorik taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Kirişlere ait teorik taşıma kapasiteleri ile deneysel sonuçların benzeştiği ifade edilmiştir.

Imam ve diğerleri [27], yüksek dayanımlı betonla üretilen ve kesme donatısı içermeyen betonarme kirişlerde dört noktalı eğilme deneyleri yaparak çelik lif etkisini araştırmışlardır. Ayrıca çalışmada kesme-eğilme etkisi incelenmiş ve betonarme kirişlerin eğilme kapasiteleri için yeni bir model önerisi yapılmıştır. Bu modelde, normal dayanımlı betonlar için geçerli olan mevcut ACI modeli geliştirilerek yüksek dayanımlı betonlara uygulanabilir hale dönüştürülmüştür. Deneysel çalışmada 3600x350x200 mm boyutlarında 16 adet tek donatılı betonarme kiriş testi yapılmıştır. Çalışmada kullanılan beton dayanımı sabit olup yaklaşık 110 MPa dayanıma sahiptir. Çalışmada kesme dayanımı için önerilen model literatürden derlenen çok sayıdaki deney elemanı sonuçlarıyla doğrulanmış ve aralarında önemli benzerlik görülmüştür. Çelik lif kullanımının kirişlerin kesme dayanımını artırdığı ve kesme davranışını eğilme davranışına dönüştürdüğü, bu nedenle çelik liflerin kesme donatısı yerine kullanılabileceği ifade edilmiştir. Çalışmada kesme etkisindeki moment kapasitesinin yalnızca eğilme altındaki moment kapasitesine oranı da incelenmiştir. Bu orana göre çelik lif kullanımının davranışı ne denli değiştirebileceği açık bir şekilde ortaya çıkarılmıştır.

Imam ve diğerleri [54], yüksek dayanımlı çelik lif içeren kirişlerde kesme bölgesi üzerine deneysel bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada eğilme kapasitesinde kesme etkisinden dolayı maksimum azalmanın görüldüğü kesme açıklığının kesit boyuna oranının kritik değeri için bir model önerilmiştir. Kritik kesme açıklığının kesit boyuna oranı kullanılan lif içeriğine, boyuna donatı oranına ve beton basınç dayanımına bağlıdır. Önerilen model sayesinde kesme etkisinin belirgin olarak görüldüğü bölgeler elde edilebilmektedir. Bu bölgeler ve kritik kesme açıklığının kesit yüksekliğine oranı sayesinde betonarme kirişin göçme mekanizması (kesmeli eğilme, diyagonal çekme ve eğilme) kolaylıkla belirlenebilir. Ayrıca çelik lif miktarı ve boyuna donatı oranı arasındaki etkileşim incelenmiş ve çelik lif kullanımı için en uygun değerler donatı oranına bağlı olarak belirlenmiştir. Bu sayede kesme donatısı içermeyen çelik lifli betonarme kirişlerde, kesme açıklığı/kesit yüksekliği parametresinden bağımsız olacak şekilde, kesme göçmesi olmadan eğilme kapasitesine ulaşmak mümkün olmaktadır.

Campione [21], betonarme kirişlerin dört noktalı yüklem altındaki eğilme davranışının belirlenmesine yönelik analitik bir çalışma yapmıştır. Bu çalışmadaki analitik yöntem, betonarme kirişlerin lif katkılı normal dayanımlı betonlardan üretildiği ve kirişlerin hem boyuna donatı hem de etriye içerdiği kabulüne dayanmaktadır. Eğilme davranışı için geliştirilen modelde (i) donatı ile beton arasında tam aderans olduğu, (ii) eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin eğilmeden sonra da düzlem kaldığı ve (iii) lifli betonlardaki artık gerilmenin eğilme kapasitesine etki ettiği kabulü yapılır. Kesme kırılması durumunda ise, kirişlerin kesme kapasiteleri, Campione ve diğerleri [55] tarafından belirtilen analitik yönteme göre hesaplanır. Önerilen yöntem literatürdeki mevcut deney sonuçlarıyla doğrulanmıştır. İncelenen betonarme elemanlardaki kesme açıklığının kesit yüksekliğine oranı 2 ile 4 arasında değişmektedir. Ayrıca önerilen yöntem, sonlu eleman yazılımı ATENA ile modellenen bir betonarme eleman sonucu ile karşılaştırılmıştır. Betonun çekme ve basınç altındaki malzeme davranışı kırılma mekanizması prensipleri ile modellenmiştir. Çalışmada hem sonlu eleman modelinin hem de önerilen yöntemin betonarme elemanın davranışını ortaya koymada oldukça başarılı olduğu ifade edilmiştir.

de Montaignac ve diğerleri [43], donatılı ve donatısız lif katkılı kirişlerin tasarımı için geliştirilen yöntemlere katkı sunmak amacıyla deneysel bir çalışma yapmışlardır. Bu deneysel çalışma kapsamında 150 mm ile 600 mm arasında değişen kesit yüksekliğine

sahip dikdörtgen ve T-kesitli betonarme kirişler üzerinde dört noktalı eğilme deneyleri yapılmıştır. Betonarme eleman tasarımında kullanılan gerilme-birim şekil değişimi ile gerilme-çatlak ağzı açılması arasındaki ilişkiyi belirleyen parametreler yapılan deneyler sonucunda belirlenmiştir. Ayrıca, basit ve sıklıkla başvurulmuş bazı kabullerin de yardımıyla, çelik lifli betonarme elemanların eğilme yükü altında tasarımı için yeni bir model önerisi yapılmıştır. Buna göre analitik olarak elde edilen eğilme momenti-maksimum çatlak açılması davranışı ile deneylerden elde edilen davranışın benzer olduğu ifade edilmiştir.

Beshara ve diğerleri [26], yüksek dayanımlı çelik lifli betonarme elemanlarda eğilme kapasitesi için basit ve yarı ampirik eşitlikler önermiştir. Önerilen modelde yapılan kabuller; (i) deformasyondan önce düzlem olan kesitler deformasyondan sonra düzlem kalır, (ii) beton ve donatı arasında tam aderans vardır, (iii) donatının çekme ve basınç altındaki malzeme davranışı elastik ve tam plastiktir, (iv) çelik lif katkılı kirişin basınç ve çekme bölgesindeki gerçek dağılım eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımına dönüştürülür, (v) betonun basınç altındaki maksimum birim şekil değiştirmesi 0,003'tür ve (vi) betonun çekme ve basınç altındaki dayanımları için önerilen eşitlikler kullanılır. Önerilen yöntemle elde edilen teorik taşıma kapasiteleri literatürden elde edilen 39 adet betonarme kiriş deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Literatürden derlenen deney elemanları çok çeşitli basınç dayanımı, donatı oranı ve lif içeriği bulundurmasına rağmen, önerilen yöntemle hesaplanan teorik taşıma kapasiteleri ile deneysel sonuçlar arasında oldukça iyi uyum gözlenmiştir. ACI modeli ile hesaplanan teorik taşıma kapasitelerinin ise oldukça güvenli tarafta kaldığı ifade edilmiştir.

Gribniak ve diğerleri [56], betonarme elemanların gerilme-birim şekil değişimlerini kirişlerin eğilme davranışlarından türetmek için deneysel ve teorik bir çalışma yapmışlardır. Çalışmanın deneysel kısmında toplamda 8 adet çok az donatı oranına sahip (%0,3) betonarme kiriş dört noktalı yükleme altında test edilmiştir. Kirişler hacimce yaklaşık olarak %0, %0,5, %1 ve %1,5 oranında kanca uçlu çelik lif içermektedir. Betonarme kirişlerin beton dayanımları 48 MPa ile 55.6 MPa arasında değişmektedir. Deneylerden elde edilen moment eğrilik ilişkileri kullanılarak her bir kirişe ait eşdeğer çekme gerilmesi-birim şekil değişimi davranışı ters analiz yöntemiyle belirlenmiştir. Bu analizde donatı için elastik tam plastik malzeme modeli kabul edilmiştir. Hesaplanan bu gerilme-birim şekil değişimleri kullanılarak eğrilik ve çatlak

açılması analizleri yapılmıştır. Araştırma sonunda önerilen yöntemle elde edilen gerilme-birim şekil değişimi eğrisinin yayılı çatlak kabulü ile çalışan sonlu eleman analizlerinde kullanılabileceği ifade edilmiştir.

İskhakov ve Ribakov [57], yüksek dayanımlı lifli betonarme elemanların tasarımı için, maksimum limit durumu dikkate alınarak yeni bir tasarım yöntemi önermişlerdir. Mevcut taşıma gücü hesap yönteminde tarafsız eksenin konumu bilinmeyen ve hesaplanan bir değerken, önerilen yöntemde tarafsız eksenin konumu bilinen bir değerdir. Önerilen yöntemde maksimum limit durumunda, izotropik malzemelerde olduğu gibi, tarafsız eksenin kesitin ağırlık merkezinde olduğu kabul edilir. Böyle bir kabul ile bilinmeyen olarak beton dayanımını veya kesit yüksekliğini seçme imkanı doğmaktadır. Ayrıca bu yöntemin en büyük avantajı ise servis limit durumu ve maksimum limit durumunu bir araya getirmesidir. Bu sayede maksimum limit durumundaki plastik göçme mekanizması oluşurken, kirişte mümkün olan maksimum beton basınç kapasitesi elde edilmiş olur. Herhangi bir yükleme adımında tarafsız eksenin yerini kesitin geometrik ağırlık merkezi olarak kabul eden bu önerilen yöntem ile iki katmanlı betondan oluşan kesitlerin analizini yapmak mümkün olmaktadır. Çalışma sonunda, önerilen yöntemde yüksek dayanımlı betonların mekanik özelliklerinin daha etkili kullanıldığı ve çok daha ekonomik çözümler üretildiği ifade edilmiştir.

Qi ve diğerleri [24], yüksek çekme dayanımına sahip donatı içeren ultra yüksek dayanımlı lifli betonarme kirişlerin eğilme davranışını deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. Çalışma kapsamında dokuz adet lifli ve yüksek dayanımlı betonarme kirişler üzerinde dört noktalı yükleme deneyi yapılmıştır. Deneysel çalışmada lif miktarı, lif tipi, boyuna donatı oranı ve beton dayanımının eğilme davranışına etkileri araştırılmıştır. Deney sonuçları (i) çatlak deseni, (ii) yük-düşey deformasyon davranışı, (iii) süneklik ve (iv) rijitlik açısından değerlendirilmiştir. Elde edilen deneysel sonuçlara göre, boyuna çekme donatılarının betonarme kirişlerin rijitliği ve taşıma kapasitelerine etkisi çelik liflerin etkisinden çok daha fazladır. Deneysel çalışmanın yanında, betonun aksenal basınç ve çekme modelleri için öneriler yapılmıştır. Daha sonra, önerilen bu meso boyutlardaki malzeme modelleri temel alınarak, gerilme ve uygunluk denklemleri yardımıyla eğilme dayanımı için bir model türetilmiştir. Önerilen yöntemle teorik olarak elde edilen maksimum eğilme kapasitesi ve çatlak

sonrası genel eğilme davranışının, deney sonuçlarıyla büyük benzerlik gösterdiği araştırmacılar tarafından ifade edilmiştir.

2.2. Beton Simülasyonlarında Kafes Model Yaklaşımı

Bazant ve diğerleri [58] beton, kaya veya seramik gibi gevrek malzemeler için iki boyutlu bir sonlu eleman modeli geliştirmişlerdir. Bu modelde agrega, matris ve arayüz elemanları ayrı ayrı modellendiğinden bu modele rastgele dağıtılmış parçacık modeli adı verilmiştir. Bu çalışmanın amacı eleman boyunun (i) maksimum yük kapasitesine, (ii) pik yükten sonraki yumuşama davranışına ve (iii) çatlak gelişim bölgesinin (FPZ) dağılımına etkilerini incelemektir. Bu modelde komşu parçacıklar arasındaki kesme ve eğilme etkileşimi dikkate alınmamıştır. Dolayısıyla modeldeki parçacıklar tıpkı kafes elemanlarda olduğu gibi sadece eksenel yönde etkileşim içerisindedir. Matris ve parçacık arasında kalan arayüz elemanları için pik yükten sonra doğrusal yumuşama gösteren malzeme davranışı kabul edilmiştir. Çalışmada farklı boyutlardaki çentik içermeyen elemanlar geliştirilen iki boyutlu model yardımıyla doğrudan çekme yükleri altında modellenmiştir. Elde edilen simülasyon sonuçlarına göre, geliştirilen model nominal dayanım üzerindeki boyut etkisini tanımlamada başarılı olmuştur. Ayrıca maksimum yükten sonraki yumuşama bölgesi gerçekçi bir şekilde elde edilmiştir.

Schlangen ve van Mier [59], çimento esaslı kompozit malzemelerde mikro mekanik kırılma şekillerini deneysel ve nümerik olarak incelemişlerdir. Çalışmanın deneysel kısmında tek yüzünde köşe çatlağı bulunan beton elemanlar doğrudan çekme yüküne maruz bırakılmıştır. Elemanların boyutları sabit ve 100x200x50 mm, çatlak boyu 15 mm ve beton dayanımları ise yaklaşık olarak 48 MPa ile 88 MPa arasında değişmektedir. Çatlak köprülemesi olarak isimlendirilen bir mekanizma sayesinde, beton ve harcın kırılma sertliği göstermesi deneysel olarak kanıtlanmıştır. Deneysel çalışmanın ardından elde edilen davranış, geliştirilen modelleme tekniği yardımıyla nümerik olarak da incelenmiştir. Bu modelde beton eleman üçgen kafes elemanlar ile temsil edilmektedir. Kafes elemanların kırılma durumu için eksenel kuvvet ve eğilme momentinin kombinasyonundan oluşan gerilme kriteri kullanılmıştır. Geliştirilen kafes eleman modelinin geleneksel sonlu eleman modellerine göre en büyük avantajı oldukça basit ve sade olmasıdır. Geliştirilen kafes model ile deney elemanlarının üzerindeki gerçek çatlak desenine benzer çatlaklar elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre,

çatlak deseninin ve yük-deformasyon eğrisinin agrega ve beton arasındaki bağ özelliklerine büyük oranda bağımlı olduğu ifade edilmiştir.

Arslan ve diğerleri [60], kırılma kriteri ve porozitenin betonun çekme yumuşaması üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Literatürden alınan iki yüzü çentikli elemanın aksel çekme deneyi, geliştirilen kafes eleman simülasyonu ile modellenmiştir. Çalışmada incelenen parametreler çekme gerilmesi-birim şekil değişimi eğrisinin pik yükten sonraki yumuşama kuyruğunun uzunluğu, rastgele dağılan agrega taneleri ve porozite oranlarıdır. Bu nedenle 3 farklı yumuşama kuyruğu uzunlu, 3 farklı ince tanecik oranı ve 3 farklı porozite oranı seçilmiştir. Deney elemanı düzenli kafes elemanlarla nümerik olarak modellenmiştir. Kafes elemanlarının rijitliği her analiz adımında azaltılmış ancak gerilme kapasitesi sabit tutulmuştur. Bu şekilde elde edilen nümerik sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmış ve genel yumuşama eğrisinde dikkate değer bir iyileşme elde edildiği ifade edilmiştir. Ayrıca nümerik modelde kullanılan kırılma kriteri ve porozitenin simülasyon sonucu elde edilen genel yük-düşey deformasyon davranışı üzerinde önemli derecede etkili olduğu ifade edilmiştir.

Schlangen ve Garboczi [61], elastik, homojen ve rastgele geometriye sahip kafes elemanlar kullanarak kırılma modeli için yeni bir yöntem önermişlerdir. Çalışmada kullanılan kafes elemanlar düğüm noktasında üç yönde serbestliğe sahip kiriş elemanlar olarak modellenmiştir. Kiriş elemanların malzeme modellerinde pik yükten sonraki yumuşama kısmı dikkate alınmamıştır. Bu nedenle kafes elemanların kırılması oldukça gevreklerdir. Çalışmada üçgen kafes eleman modeli kullanılmıştır. Çalışmada kafes elemanın serbestlik derecesinin çatlak desenine etkisi nümerik olarak incelenmiştir. Simülasyon için iki kenarında köşe çatlağı bulunduran plaka eleman üzerindeki kesme deneyi kullanılmıştır. Nümerik olarak elde edilen sonuçlara göre serbestlik derecesi 2 ve 3 olan modellerde çatlak geometrisi deneysel sonuca benzerdir. Ancak serbestlik derecesi 3 olan kiriş elemanlar diğerine göre çok daha gerçekçi ve karmaşık çatlak yörüngesine neden olmuştur. Rastgele geometriye sahip kafes modelde elemanların kesit alanı ve atalet momentlerinin ne olması gerektiğine dair bir çalışmada yapılmıştır. Ancak bölgesel kafes eleman ağı ve bu parametreler arasında doğrusal bir ilişki bulunamamıştır.

Schlangen ve Garboczi [62], betonda çatlak modellemesi için kullanılan kafes model yaklaşımında hesaplama yöntemleri üzerine bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada hesaplamada kullanılan gerekli eşitlikler ve akış diyagramı detaylı olarak açıklanmıştır. Eleman tipleri, giriş uzunlukları eleman ağının farklı olduğu çeşitli modelleme sonuçlarında oluşan farklı çatlak desenleri incelenmiştir. Ayrıca farklı kırılma kriterlerinin çatlak desenleri üzerindeki etkisi de araştırılmıştır. Geliştirilen modelde kafes elemanlar normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti taşıyabilen elemanlardır. Modelde kuvvetin uygulama yönünden bağımsız olarak hesaplanan maksimum gerilme, kafes elemanların kırılma kriteri olarak kullanılmıştır. Beton bir elemanın kesit görüntüsü incelenmiş ve buna uygun olarak agrega tanecikleri, matris fazı ve beton içerisindeki boşluklar modellenmiştir. Buna göre agrega, matris ve arayüz elemanları farklı rijitlik özelliklerine sahip kafes eleman olarak modellenirken, boşluklar için kafes eleman kullanılmamış ve gerçeğe uygun şekilde modelde boş bırakılmıştır. Modellenen dikdörtgen eleman üzerinde aksel çekme, yarma ve aksel basınç yüklerinden oluşan farklı simülasyonlar gerçekleştirilmiştir. Çalışma sonunda numerik olarak elde edilen çatlak deseninin deneysel olarak elde edilen çatlak deseniyle benzerlik gösterdiği ifade edilmiştir.

Rots [63], betonun simülasyonu için bir ardışık doğrusal sürekli model önerisi yapmıştır. Bu çalışmada kafes modelde kullanılan çözüm yöntemi olan sekant rijitlik azaltması kullanılırken, beton ortamının sürekliliği bozulmamış ve beton eleman her noktasında iki serbestlik derecesi olan dört noktalı düzlem gerilme elemanı olarak modellenmiştir. Betonda maksimum çekme gerilmesinden sonra oluşan yumuşama geliştirilen modelde dikkate alınmıştır. Analizden önce bu çekme davranışının yumuşama kısmında istenilen sayıda orijinden geçen doğru tanımlanmış. Bu doğrulara testere dişi ismi verilmiştir. Her bir analiz iki aşamadan oluşmaktadır, (i) birim yükleme analizi ve (ii) gerçek analiz. Birim yükleme analizinde sisteme birim yük uygulanır ve sistem içerisinde mevcut testere dişinin üst noktasına en yakın eleman (kritik eleman) belirlenir. Yük katsayısı, bu testere dişi maksimum gerilmesini eleman gerilmesine oranlayarak bulunur. Sisteme uygulanan birim yük bu yük katsayısıyla çarpılarak sisteme gerçek yük uygulanır. Bu yük adımından sonraki adımda kritik elemanın bulunduğu testere dişi rijitliği daha az olan bir sonraki dişe düşürülür. Sistem tamamen göçme mekanizmasına gelinceye kadar bu aşamalar tekrarlanır. Geliştirilen bu modelin en büyük avantajı betonun sürekli ortamının bozulmaması ve sonlu eleman

analizlerinde sıklıkla karşılaşılan yakınsama sorunlarının ortadan kaldırılmasıdır. Çalışmada yığma bir yapı önerilen model yardımıyla modellenmiştir. Buna göre, önerilen modelin gevrek yapı davranışını modellemede başarılı olduğu ifade edilmiştir.

Arslan ve diğerleri [64], betonun iki boyutlu simülasyonu için gelişmiş bir kafes model tekniği sunmuşlardır. Bu modelde farklı çaplara sahip agregalar beton içerisinde rastgele dağıtılmıştır. Agregalar, matris ve arayüz için farklı özelliklere sahip kafes elemanlar kullanılmıştır. Agregalar ve arayüz elemanı için kullanılan kafes elemanlarda çekme yumuşaması dikkate alınmazken, matris için kullanılan kafes elemanlarda maksimum yükten sonra yumuşama kabulü yapılmış ve gerilme doğrusal olarak azaltılmıştır. Her üç kafes eleman tipi için de kırılma kriteri olarak izin verilen maksimum birim şekil değişimi kullanılmıştır. Bu çalışmada üçgen kafes eleman ağı yerine, düzenli dörtgen kafes eleman ağı kullanılmıştır. Önerilen modelin doğruluğunu kontrol etmek için çentikli eleman üzerinde yapılan üç nokta deneyi sonucu kullanılmıştır. Deney elemanı 4 farklı deformasyon yükleme hızı için modellenmiş ve nümerik sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Buna göre önerilen modelden elde edilen tük-çatlak ağzı açılması davranışı ile deneysel olarak elde edilen davranış oldukça benzerdir.

İnce ve diğerleri [65], çentikli beton elemanların üç noktalı eğilme dayanımlarındaki boyut etkisini araştırmak amacıyla, önceki çalışmalarında geliştirdikleri kafes model tekniğini kullanmışlardır. Çalışmada 4 farklı kiriş tipinden elde edilen nümerik sonuçlar yardımıyla iki farklı boyut etkisi kuramı karşılaştırılmıştır. Modelde kullanılan çentikli eleman kesit yükseklikleri 38,1 mm, 76,2 mm, 152,4 mm ve 304,8 mm'dir. Tüm kirişlerde kesit genişliği sabit olup 38,1 mm'dir. Eleman boyunun ve kesme açıklığının kesit yüksekliğine oranı sabit ve sırasıyla 2,7 ve 2,5'dir. Ayrıca kesit yüksekliğinin çentik boyuna oranı sabit ve 6'dır. Her bir boyuttaki eleman tipi için 3 adet farklı agregalar dağılımına sahip model kurulmuştur. Çalışma sonunda, kafes simülasyonundan elde edilen sonuçlara göre mikro çatlakların, çatlak dallanmalarının ve dolayısıyla göçme anına kadarki çatlak gelişiminin elde edilmesinin mümkün olduğu ifade edilmiştir. En küçük boyutlu numuneler hariç, nümerik olarak elde edilen eğilme dayanımlarının deneysel olarak elde edilen dayanımlarla oldukça benzer olduğu da belirtilmiştir. Ayrıca incelenen boyut etkisi modellerinin birbirine benzer sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

Rots ve diğerleri [66], betonarme yapıları ardışık doğrusal analiz yöntemiyle modelleme üzerine nümerik bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada yazar tarafından geliştirilen ardışık doğrusal analiz yöntemi hakkında kısa açıklama yapılmış ve ardından gerilme birim şekil değişimi eğrisinin yumuşama kısmında uygulanan testere dişi yaklaşımından bahsedilmiştir. Beton ve çelik için hem çekme hem de basınç altında kabul edilen malzeme davranışları ve testere dişi yaklaşımı ile doğrusal olmayan bölgelerde sekant rijitlik azaltılması açıklanmıştır. Daha sonra da önerilen model yardımıyla çeşitli betonarme elemanlar modellenmiş ve nümerik sonuçlar ile deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Betonarme elemanlar 4 noktalı düzlem gerilme elemanı olarak, donatılar ise iki noktalı kafes eleman olarak modellenmiştir. Nümerik modeli doğrulamak için (i) betonarme elemanda çekme deneyi, (ii) betonarme kiriş deneyi, (iii) betonarme derin kiriş ve (iv) tek yönlü betonarme döşeme deney elemanı kullanılmıştır. Çalışma sonunda, önerilen modelin hem gevrek hem de sünek elemanların davranışlarını modellemede başarılı olduğu ve analiz esnasında modeldeki kabullerden dolayı hiçbir yakınsama sorunu ile karşılaşmadığı vurgulanmıştır.

2.3. Dijital Görüntü Korelasyonu (DIC)

Sutton ve diğerleri [67], bir nesnenin ölçüm yüzeyinde oluşan düzlem deformasyonları elde etmek amacıyla bir korelasyon metodu geliştirmişlerdir. Çalışmada geliştirilen bu korelasyon metodundan detaylı olarak bahsedilmiş ve ardından bir deney elemanı üzerinde uygulama yapılmıştır. Bunun için pleksiglas malzemeden üretilmiş bir konsol kiriş üzerinde deney yapılmış ve kiriş hareketleri kamera ile kaydedilmiştir. Deneyden önce tüm kiriş yüzeyi siyaha boyanmış ve sonra da beyaz spreyci boya yardımıyla rastgele noktalar oluşturulmuştur. Tüm yüzey deformasyonunu elde etmek amacıyla 6 adet kamera kullanılmıştır. Deneyden sonra alt kümeler görüntü ortasına konumlandırılmış ve önerilen yöntemle analizler yapılmıştır. Önerilen yöntemle hesaplanan 0,1 pikselden büyük deformasyonların, teorik olarak hesaplanan deformasyonlarla uyum içerisinde olduğu ifade edilmiştir.

Destrebecq ve diğerleri [68], yaptıkları çalışmada 25 yıl boyunca endüstriyel ortama maruz kalmış betonarme kirişlerin gerçek mekanik davranışının belirlenmesi için bir dijital görüntü korelasyon tekniğinin kullanmışlardır. Servis ömrü boyunca sürekli ıslaklığa ve yüksek sıcaklığa maruz kalan kirişler, bulundukları yapıdan çıkarıldıkları anda kirişlerde yaklaşık

olarak 2,6 mm kalıcı deformasyon olduğu görülmüştür. Kirişler 7840 mm uzunluğunda, 160 mm genişliğinde ve 450 mm yüksekliğindedir. Beton basınç dayanımı yaklaşık olarak 30 MPa olarak ölçülen betonarme kirişler 4 noktalı yükleme altında test edilmiştir. Yükleme noktaları arasında $718 \times 102 \text{ mm}^2$ alana sahip bölge işlem bölgesi olarak kullanılmıştır. Bu işlem bölgesinde siyah veya beyaz spreyci boya yardımıyla küçük noktasal örüntüler oluşturulmuş ve deney sırasında bir CCD kamera yardımıyla belirli aralıklarla görüntü alınmıştır. Kullanılan sistemde 1 piksel yaklaşık olarak 0,725 mm'ye tekabül etmektedir. Deneyden sonra iki boyutlu dijital görüntü korelasyon programı (SeptD) yardımıyla görüntüler analiz edilmiştir. Yükleme döngüleri boyunca kaydedilen fotoğraflardan elde edilen analiz sonuçları (i) çatlak oluşumu ve (ii) deformasyon ve eğrilik açısından analiz edilmiştir. Deney sonunda dijital görüntü korelasyon yönteminin gerçek yapı elemanlarının deformasyon analizleri için uygun olduğu açıklanmıştır. Ayrıca Eurocode-2'den [3] yararlanılarak elde teorik sonuçlara göre çatlama mekanizması ve eğilme davranışının, kirişin üzerindeki kalıcı deformasyonlar sonucu oluşan kalıcı basınç gerilmesinden etkilendiği ifade edilmiştir.

Skarzynski ve diğerleri [69], çentikli kirişlerde çatlak gelişim bölgesinin genişliği üzerine deneysel ve nümerik bir çalışma yapmışlardır. Deneysel çalışmada geometrik olarak benzer 5 farklı boyuttaki çentikli kirişler üzerinde 3 noktalı eğilme testi yapılmıştır. Çalışmada 16,7 megapiksel çözünürlüğe sahip Canon EOS-1D kamera kullanılmıştır. Kiriş yüzeyi iyice temizlendikten sonra siyah ve sarı spreyci boya yardımıyla noktasal örüntü oluşturulmuştur. Deney sırasında dijital kamerayla her 30 saniyede bir kaydedilen görüntüler deneyden sonra iki boyutlu dijital görüntü korelasyon yöntemiyle analiz edilmiştir. Ayrıca deney elemanları iki farklı izotropik sürekli hasar modeli yardımıyla iki boyutlu olarak modellenmiştir. Çalışma sonunda dijital görüntü korelasyon yönteminin kiriş üzerindeki birim şekil değişimlerini ölçmede uygun bir yöntem olduğu ifade edilmiştir.

Liu ve diğerleri [70], betonun gerilme-birim şekil değiştirme ve çatlak gelişim bölgesindeki hasar oluşumunu deneysel olarak araştırmışlardır. Çalışmada kenar çentiği bulunan 5 adet $200 \times 200 \times 300 \text{ mm}$ boyutlarında beton elemanlar üzerinde yarma deneyi yapılmıştır. Deneyde eleman yüzeyindeki deformasyonlar, hem dijital görüntü korelasyon yöntemi hem de geleneksel bir yöntem olan birim deformasyon ölçerlerle elde edilmiştir. Deneyden önce spreyci boya yardımıyla eleman üzerinde siyah noktasal örüntü oluşturulmuştur. Deney esnasında elde edilen deforme olmuş eleman görüntüleri Vic-2D dijital görüntü korelasyon

programıyla analiz edilmiştir. Çalışmada eleman üzerindeki deformasyon ve birim şekil değişimlerinin dijital görüntü korelasyon yöntemiyle başarılı bir şekilde elde edilebileceği ifade edilmiştir.

Skarzynski ve diğerleri [71], dijital görüntü korelasyon yönteminin beton elemanlar üzerine uygulanması amacıyla deneysel bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada çentik önünde oluşan çatlak gelişim bölgesinin boyutu ve şeklinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Alınan ölçümlerde nesnelliği sağlamak için işlem bölgesi çözünürlüğü, alt küme boyutu ve görüntüdeki veri adım aralığı parametrelerinin etkisi de araştırılmıştır. Çalışmada özdeş 5 adet 80 mm yüksekliğinde 320 mm uzunluğunda çentikli eleman kullanılmıştır. Kullanılan kamera 3 eleman için $35 \times 20 \text{ mm}^2$, iki eleman için de $95 \times 60 \text{ mm}^2$ alanı tarayacak uzaklığa yerleştirilmiştir. Deney esnasında her 6 saniyede alınan fotoğraflar, hem yazarların kendi geliştirdiği bir programla hem de Vic-2D ile analiz edilmiştir. Çalışma sonunda, işlem bölgesi çözünürlüğünün ölçülen yüzey deformasyonları üzerinde etkili olduğu, bu nedenle kamerayı mümkün olduğunca eleman yüzeyine yakın tutmanın faydalı olacağı ifade edilmiştir. Deney sonuçlarına göre, çatlak gelişim bölgesinin boyunun etkili kiriş boyuna oranı en fazla 0,6 olarak ölçülmüştür.

Skarzynski ve Tejchman [72], yalın ve donatılı beton kiriş elemanlarda çatlak gelişim bölgesinin boyutunu belirlemeye yönelik deneysel bir çalışma yapmışlardır. Deneysel çalışmada yalın ve betonarme eleman geometrileri sabit ve $80 \times 40 \times 320 \text{ mm}^3$ 'dir. Betonarme elemanda bir adet 8 mm çapında donatı bulunmaktadır. Çalışmada farklı agrega şekli, kullanım miktarı ve boyutunun çatlak mekanizmasına etkisini incelemek için 8 farklı beton karışımı kullanılmıştır. Deneyden önce kiriş yüzeyleri beyaza boyanmış ve üzerinde siyah noktasal örüntüler oluşturulmuştur. Deneye hazırlanan elemanlar 3 noktalı yükleme altında test edilmiştir. Çalışma sonunda dijital görüntü korelasyon yönteminin kiriş yüzeyindeki deformasyonları belirlemede kullanılabileceği ifade edilmiştir. Ancak bu yöntemin alt küme boyutuna ve işlem bölgesi çözünürlüğüne önemli derecede bağlı olduğu belirtilmiştir. Araştırmacılar alt küme boyutu ve işlem bölgesi çözünürlüğünün sırasıyla minimum 90 piksel ve 90 piksel/mm olması gerektiğini ifade etmişlerdir.

Lionello ve Cristofolini [73], dijital görüntü korelasyon yöntemi için gerekli olan noktasal örüntüleri optimize etmeye yönelik bir yaklaşım üzerinde çalışmışlardır. Bu çalışmanın amacı (i) ölçüm sistemi ve numune boyutlarıyla uyumlu olacak ideal nokta boyutunu belirleme ve (ii) istenilen boyut aralığına sahip noktasal örüntüyü elde etmek için gerekli

olan püskürtme tabancası ayarının nasıl olması gerektiğine dair pratik bilgi vermektir. Çalışmada iki farklı ağızlık çapına sahip (0,3 mm ve 0,8 mm) püskürtme tabancası kullanılmıştır. Çalışmada ayrıca kullanıcı tarafından ayarlanabilen ve örüntü oluşumunu doğrudan etkileyen (i) seyreltme için gerekli tiner miktarı, (ii) akış ayarı, (iii) uygulama mesafesi ve (iv) püskürtme tabancası hava basıncı parametreleri incelenmiştir. Çalışmada her bir hava tabancası için toplamda 576 adet ölçüm alınmıştır. Bu ölçümlerden nokta boyutunun dağılımları incelenmiş ve ortalama nokta boyutu ve standart sapması hesaplanmıştır. Çalışmada, incelenen parametreleri kapsayan doğrusal bir denklem önerisi yapılmıştır.

Hamrat ve diğerleri [74] normal dayanımlı (44 MPa), yüksek dayanımlı (85 MPa) ve yüksek performanslı betonların (78 MPa) eğilme davranışı üzerinde deneysel bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada 9 adet 100x160x1500 mm boyutlarında betonarme kiriş üzerinde 4 noktalı eğilme deneyi yapılmıştır. Betonarme kirişte deplasman ve birim şekil değişimlerinin ölçümü için hem LVDT ve birim deformasyon ölçerler hem de dijital görüntü korelasyon yöntemi kullanılmıştır. Deney sonuçları çatlak gelişimi açısından incelenmiş ve elde edilen deneysel sonuçlar literatürdeki modellerle karşılaştırılmıştır. Ölçümler yükleme noktaları arasına tekabül eden 160x400 mm² alanda yapılmıştır. Çalışma sonunda, geleneksel yöntemlerin ve dijital görüntü korelasyon yönteminin her ikisinin de kiriş üzerinde oluşan birim şekil değişimlerinin ölçümünde kullanılabileceği ifade edilmiştir.

Barris ve diğerleri [75], cam elyafla güçlendirilmiş polimer donatılı betonarme kirişlerde çatlak genişliği ve aralığını belirleme üzerine deneysel bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada iki farklı cam elyaf polimer ve bir adet normal çelik donatı kullanılmıştır. Tüm kirişler içi beton dayanımı aynıdır. Çalışmada 10 mm, 12 mm, 13 mm ve 16 mm çaplarında donatılar kullanılmıştır. Toplamda 15 adet 180x240x2600 mm boyutlarında betonarme kiriş üzerinde 4 noktalı eğilme deneyi gerçekleştirilmiştir. Kiriş yüzeyi önce beyaza boyanmış ve ardından siyah sprej boya yardımıyla düzensiz nokta deseni oluşturulmuştur. Kiriş yüzeyi deformasyonlarının ölçümünde 4 adet eş zamanlı çalıştırılan dijital kamera kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan dijital görüntü korelasyon yönteminin deneyin başından sonuna kadar tüm yükleme adımlarında çatlak davranışını belirlemede önemli bir ekipman olduğu vurgulanmıştır.

Sutton ve diğerleri [76] 2013 yılından itibaren dijital görüntü korelasyon yönteminde görülen gelişmeler ve bu yöntemin uygulandığı çeşitli inşaat mühendisliği uygulamaları üzerine bir çalışma yapmışlardır. İki ana bölümden oluşan çalışmanın ilk bölümünde, dijital görüntü korelasyon yöntemi hakkında kısa bilgilendirme ve 1961 yılından itibaren öncü çalışmalardan örnekler verilmiştir. Daha sonra da yakın geçmişte gerçekleştirilen dijital hacim korelasyonu (DVC) hakkında kısa bilgilendirme yapılmıştır. Makalenin ikinci bölümünde ise iki boyutlu (2D-DIC) ve üç boyutlu (DVC) dijital korelasyon yöntemi uygulamalarından örnekler sunulmuştur. Bu uygulamalar (i) inşaat mühendisliğinde tersinir yüklemelere maruz bırakılan yığma duvar deneyinde deformasyonların iki boyutlu dijital görüntü korelasyon yöntemiyle elde edilmesi, (ii) kompozit bir malzemede çekme yüklemesi altında oluşan üç boyutlu deformasyon şeklinin belirlenmesinde dijital hacim korelasyonu kullanımı ve (iii) ön-germeli betonarme kirişlerde transfer boyunun dijital görüntü korelasyon yöntemiyle ölçülmesidir.

Joshi ve diğerleri [77] ön germeli lifli betonarme kirişlerde çatlak gelişimi ve eleman sünekliği üzerinde deneysel bir çalışma yapmışlardır. Çalışmanın amacı kullanılan çelik liflerin ön germeli betonarme elemanlarda eğilme davranışı ve çatlak gelişimi üzerindeki etkilerinin dijital görüntü korelasyon yöntemiyle belirlenmesidir. 200x300x3500 mm boyutlarında 7 adet betonarme kiriş üzerinde 4 noktalı eğilme deneyi yapılmıştır. Çalışmada tüm kirişler için beton dayanımı ve kesme açıklığının kesit yüksekliğine oranı sabit ve sırasıyla 62 MPa ve 5'dir. Çalışmada 4 farklı oranda (%0, %0,35, %0,7 ve %1) çelik lif kullanılmıştır. Kiriş yüzeyi mat beyaz boya ile tamamen boyandıktan sonra siyah spreyci boya yardımıyla yüzeyde düzensiz noktasal örüntü oluşturulmuştur. Deney sırasında alınan deforme olmuş eleman görüntüleri deneysen sonra Vic-2D yazılımı ile analiz edilmiştir. Analizde kullanılan alt küme boyutu ve adım aralığı sırasıyla 35 piksel ve 5 olarak seçilmiştir. Çalışmada ayrıca deformasyon ölçümleri için geleneksel yöntemler olan LVDT ve birim deformasyon ölçerler de kullanılmıştır. Çalışma sonunda, dijital görüntü korelasyon yöntemiyle elde edilen sonuçların geleneksel yöntemlerle elde edilen sonuçlarla örtüştüğü ifade edilmiştir.

3. ANALİTİK ÇALIŞMA

Bu bölümde tez çalışması kapsamında gerçekleştirilecek analitik çalışmalara değinilecektir. Bu çalışmaları (i) teorik kapasite hesabı, (ii) sayısal modelleme ve (iii) dijital görüntü korelasyonu gibi üç ana başlık altında toplamak mümkündür.

3.1. Teorik Kapasite Hesabı

Bu bölümde sırasıyla betonarme eğilme elemanlarının kapasite hesabında sıklıkla kullanılan ACI-318 ve ACI-544 [2, 20] modellerinden ve bu yöntemlerden farklı olarak tez kapsamında kırılma mekaniği yaklaşımıyla elde edilen enerji esaslı bir yöntemden bahsedilecektir.

3.1.1. ACI taşıma gücü hesabı

Bu bölümde elemanların taşıma gücü için önerilen ve yaygın olarak kullanılan, lifsiz betonlar için ACI-318 ve lifli betonlar için ACI-544 modelleri tanıtılacaktır [2, 20]. ACI-318'de [2] yalın betonun çekme dayanımının olmadığı, çekme bölgesindeki bütün yükü donatının aldığı kabul edilir. Ayrıca eğilmeden önce düzlem olan kesitler, eğilmeden sonra düzlem kalır (Navier-Bernoulli hipotezi) kabulü yapılarak uygunluk denklemleri oluşturulur. İlk adımda iç kuvvet dengesini sağlayacak tarafsız eksen derinliğinin hesabı aşağıda verilen Eş. 3.1'e göre yapılır.

$$k_3 f_c b k_1 c - A_s f_{yk} = 0 \quad (3.1)$$

Buradaki f_c , b , c , A_s ve f_{yk} sembolleri sırasıyla beton basınç dayanımını, kesit genişliğini, tarafsız eksen derinliğini, donatı alanını ve donatı akma dayanımını ifade etmektedir. Denklemdaki k_3 katsayısı sabit ve 0,85 olup basınç dayanımındaki değişimlerden etkilenmemektedir. Ancak k_1 katsayı basınç dayanımıyla orantılı olarak 0,85'ten 0,65'e kadar azalmakta ve sonra sabit kalmaktadır. Tarafsız eksenin derinliği hesaplandıktan sonra elemanın taşıma gücü faydalı yüksekliğe (d) bağlı olarak aşağıda verilen Eş. 3.2 yardımıyla hesaplanır.

$$M = A_s f_{yk} (d - 0,5k_1 c) \quad (3.2)$$

Diğer taraftan, sadece çekme bölgesinde donatı bulunduran tek donatılı lifli betonlar için ACI-544 [20] standardı tarafından önerilen taşıma gücü hesabı, Henager ve Doherty [19] tarafından yapılan çalışmaya dayanmaktadır. Buna göre, hesap yöntemindeki ilk adımda tarafsız eksenin yerini belirlemek amacıyla kuvvet denge denklemi yazılır (Eş. 3.3).

$$k_3 f_c b k_1 c - A_s f_{yk} - \sigma_t b (h - e) = 0 \quad (3.3)$$

Lifli betonarme kirişlerde çatlak yüzeyindeki gerilmeler sürekli. Bu gerilmeler agrega kenetlenmesi ve daha da önemlisi kullanılan çelik lifler ile çatlak yüzeyi boyunca aktarılır. Bu nedenle lifli betonlarda çatlamış yüzeyde gerilme olmadığı kabulü yapmak doğru bir varsayım olmaz. Tasarım sırasında kullanılan ve çatlamış kesitte aktarılan bu gerilme, artık gerilme olarak isimlendirilmekte ve beton ile lif arasındaki aderansa bağlı olarak değişmektedir. Üstelik aktarılan bu gerilmeler genellikle, çatlak ağzı açılma değeriyle doğrusal olmayan bir ilişki gösterirler. Ancak hesaplarda kolaylık olması açısından, ACI-544 tarafından önerilen kapasite hesabında, çatlak yüzeyleri arasında aktarılan artık gerilme dağılımı tıpkı basınç bölgesinde olduğu gibi dikdörtgen gerilme bloğuna dönüştürülür. Şekil 1.3'de gösterilen çekme bölgesindeki dikdörtgen gerilme bloğunun üst noktası ile basınç bölgesinin üst noktası arasındaki mesafe (e) aşağıda verilen Eş. 3.4 yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$e = (\varepsilon_f + 0,003) \frac{c}{0,003} \quad (3.4)$$

Buradaki ε_f lifteki birim şekil değiştirmeyi temsil etmektedir. Lif birim şekil değiştirmesi aşağıda verilen eşitlik kullanılarak hesaplanabilir. Ancak doğrudan çekme altında elde edilen birim şekil değiştirmeden küçük olmasına dikkat edilmelidir.

$$\varepsilon_f = \frac{2\tau_f}{E_f} \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \leq \sigma_{fy} / E_f \quad (3.5)$$

Buradaki τ_f , E_f ve σ_{fy} sırasıyla lifin beton matris fazdan sıyrılma direncini, elastisite modülünü ve akma gerilmesini ifade etmektedir.

Eş. 3.3 yardımıyla tarafsız eksenin yeri belirlendikten sonra, eğilme elemanı taşıma gücü aşağıdaki Eş. 3.6 yardımıyla hesaplanır.

$$M = A_s f_{yk} (d - 0,5a) + 0,5\sigma_t b(h - e)(h + e - a) \quad (3.6)$$

Buradaki σ_t lifli betonun artık çekme gerilmesini ifade etmektedir ve normal dayanımlı betonlar için aşağıdaki Eş. 3.7 yardımıyla hesaplanmaktadır. a ise basınç bölgesindeki dikdörtgen gerilme dağılımının yüksekliğini ifade etmektedir ve k_{1c} 'ye eşittir.

$$\sigma_t = 0,00772 \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \rho_f F_f \quad (3.7)$$

Eş. 3.7'de verilen 0,00772 değeri yaklaşık olarak 2,3 MPa sıyrılma direncine sahip normal dayanımlı lifli betonlar için türetilmiş bir ampirik katsayıdır. Ayrıca eşitlikte bulunan ρ_f ve F_f ifadeleri de sırasıyla yüzde hacimsel lif oranını ve lif aderans faktörünü temsil etmektedir. Kanca uçlu çelik lifler için lif aderans faktörü 1,2 olarak alınmaktadır. Ancak, yapılan araştırmalar sonucunda lifin mekanik ve geometrik özelliklerinin yanında, beton basınç dayanımının da lif aderansını etkilediği belirtilmiştir [28]. Literatürde yüksek dayanımlı ve lif katkılı betonarme elemanların taşıma kapasitelerinin hesaplanmasıyla ilgili çalışmalar mevcuttur [24-27]. Bu çalışmada, normal ve yüksek dayanımlı lifli betonların taşıma kapasitelerinin hesabı için Eş. 3.7'de verilen eşitliğin katsayısı sıyrılma direncine bağlı olarak modifiye edilmiş, Imam ve diğerleri [27] tarafından yapılan çalışmada olduğu gibi, ve Eş. 3.8'de verilmiştir. Beton ile donatı arasındaki sıyrılma direnci (τ_f) beton basınç dayanımına bağlı olarak $0,66x(f_c)^{0,5}$ olarak alınabilir [46].

$$\sigma_t = 0,00772 \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \rho_f F_f (\tau_f / 2,3) \quad (3.8)$$

3.1.2. Kırılma mekaniği yaklaşımı

Geleneksel taşıma gücü hesaplarında Navier-Bernoulli hipotezi kullanılmaktadır ve çatlamış kesitte çekme gerilmesi ihmal edilmektedir. Ancak betonarme eleman davranışı çatlağın oluşum ve ilerleme mekanizmalarının detaylı olarak anlaşılmasıyla mümkündür. İnce-kaba

sonrasındaki eleman davranışı, birim uzunluktaki çatlak veya çatlak bandı oluşumu için gerekli enerji hesabıyla boyuttan bağımsız hale getirilmektedir.

- 3.) Akma bölgesinin olmaması: Metal gibi düktil malzemelerde görülen akma bölgesi sayesinde hasarlı bölgede eş zamanlı göçme oluşmaktadır. Ancak beton gibi yarı gevrek malzemelerde pik yükten sonra görülen yumuşama bölgesi nedeniyle, kusurlu bölgede sürekli ilerleyen ve eş zamanlı olmayan göçme mekanizması oluşmaktadır. Yapı elemanının boyutlarındaki artışla birlikte, pik yükten sonra görülen yumuşama eğrisinde ani düşüşler görülmekte ve plastik analiz ile elde edilen taşıma yükleri gerçeği yansıtmamaktadır.
- 4.) Enerji tutma kapasitesi ve süneklilik: Yük-deplasman eğrisi altında kalan bölge, deformasyon boyunca eleman tarafında tüketilen enerjiyi ifade etmektedir. Özellikle dinamik yüklemeler için büyük önem taşıyan bu deformasyon enerjisi ile eleman sünekliliği arasında bir ilişki bulunmaktadır. Ancak plastik limit analiz, maksimum yükten sonra oluşan yumuşama bölgesini dikkate alınmadığından bu bölgedeki enerji kapasitesi hakkında bilgi içermez.
- 5.) Boyut etkisi: Pik yükte elde edilen maksimum nominal gerilmenin eleman boyutuna bağlı olarak değişmesi boyut etkisi olarak tanımlanmaktadır. Elastik analiz veya plastik limit analiz yöntemlerinde nominal dayanım boyuttan bağımsız ve sabittir. Ancak, nominal dayanım ve eleman boyutu arasında logaritmik ölçekte doğrusal olmayan bir değişimin olduğu bilinmektedir.

Kırılma mekaniğinin temelleri 1921 yılında Griffith tarafından yayınlana bir makaleye dayanmaktadır [79]. Griffith teorik mukavemetin deneysel olarak elde edilenden daha büyük olduğunu ve bu durumun malzemenin içyapısındaki kusurlardan kaynaklandığını belirtmiştir. Irwin, Griffith'in çalışmalarını genişleterek Gerilme Şiddet Faktörü (K) adını verdiği, çatlak gelişimi için yeni bir öneri sunmuştur [80]. Mod I, Mod II ve Mod III olarak tanımladığı ve sırasıyla açılma, kayma ve burulmaya karşılık gelen durumlar için çatlakın hemen önündeki gerilme şiddet faktörlerini Eş. 3.9'da olduğu gibi gerilme ve çatlak boyuna (l_a) bağlı olarak ifade etmiştir.

$$\begin{aligned}
 K_I &= \sigma \sqrt{\pi l_a} \\
 K_{II} &= \tau \sqrt{\pi l_a} \\
 K_{III} &= \tau \sqrt{\pi l_a}
 \end{aligned}
 \tag{3.9}$$

Gerilme şiddet faktörü, geometriye ve yükleme durumuna bağlı olarak değişmektedir. En sık karşılaşılan çatlak şekli açılma modudur (Mod I). Mod I durumunda doğrusal elastik bir malzemenin K_I değeri; J-integrali, Kompliyans tekniği, R-eğrisi ve şekil fonksiyonları yardımıyla hesaplanabilmektedir. Eğer herhangi bir çatlak geometrisine uygun şekil fonksiyonu biliniyorsa, gerilme şiddet faktörü (K_I) eleman üzerine uygulanan yükten dolayı oluşan gerilme dağılımı ile şekil fonksiyonunun çatlak boyunca integrasyonu ile kolayca elde edilebilir. Çeşitli yükleme ve çatlak konfigürasyonlarına göre oluşturulan şekil fonksiyonları Tada ve diğerleri [81] tarafından yayınlanan kitapta bulunmaktadır. Bunun yanında gerilme şiddet faktörü (K_I) değerinin lifli betonlar için deneysel olarak elde edilmesine dair örnekler literatürde mevcuttur [82-86]. Çentikli beton eleman üzerinde yapılan üç noktalı eğilme deneyleri ve doğrusal elastik kırılma mekaniği (LEFM) yardımıyla kritik gerilme şiddet faktörü (K_{IC}) aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanabilir.

$$K_{IC} = \frac{3PS}{bh^{1.5}} \sqrt{\pi\xi} F(\xi) \quad (3.10)$$

Buradaki P, S ve ξ sırasıyla kirişin elastik durumda taşıyabildiği maksimum yükü, mesnet ile yükleme noktası arası mesafeyi (kesme açıklığı) ve çatlak boyunun kesit yüksekliğine oranını (l_a/h) yani normalize çatlak boyunu temsil etmektedir. Ayrıca $F(\xi)$ ise, normalize çatlak boyuna bağlı olarak değişen şekil fonksiyonudur ve Eş. 3.11 yardımıyla herhangi bir normalize çatlak boyu için %0,5 hassasiyetle elde edilebilir [81].

$$F(\xi) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{1,99 - \xi(1 - \xi)(2,15 - 3,93\xi + 2,7\xi^2)}{(1 + 2\xi)(1 - \xi)^{3/2}} \quad (3.11)$$

Lineer Elastik Kırılma Mekaniğinin betona uygulanması 1961 yılında Kaplan tarafından olmuştur [87]. Kaplan Griffith tarafından ortaya atılan kritik çatlak yayılma hızı (G_c) kavramının, beton gibi yarı gevrek malzemeler için de uygun olabileceğini ifade etmiştir. Kırılma mekaniğinin betonarmeye uygulaması ise Bazant ve Kim tarafından eğilme donatılı kirişlerin kesme kırılmasında boyut etkisi çalışması ile başlamıştır [88]. Bosco ve diğerleri yüksek dayanımlı betonarme kirişlerde minimum donatı oranını kırılma mekaniği ile belirlemeye çalışmıştır [89]. Hillerborg kırılma mekaniği yaklaşımını ile betonarme kirişlerin kapasite hesabı üzerine çalışmıştır [90]. Kırılma mekaniği yaklaşımının betonarme

kirişlerin kapasite hesabında kullanılmasına ilişkin diğer benzer çalışmalar da literatürde mevcuttur [91-95].

Betonun kırılma mekaniğine en önemli katkılardan biriside Hillerborg tarafından önerilen fiktif çatlak modelidir [96]. Şekil 3.1’de gösterilen açık ve kohezif çatlak uzunlukları toplamı, fiktif çatlak modelinde hayali bir çatlak ile temsil edilir. Bu hayali çatlağın ucunda gerilme yığılmasının olmadığı ve çatlak ağzının açılma davranışının burada bulunan kohezif kuvvetlerin kontrolünde olduğu kabul edilir. Fiktif çatlak modeli açılma modu (Mod I) ve düzlem gerilme kabulü koşullarında geçerlidir. Hillerborg, beton için Eş. 3.12’de verilen karakteristik boy (l_{ch}) kavramını geliştirmiştir [96].

$$l_{ch} = \frac{E_c G_F}{f_t^2} \quad (3.12)$$

Yukarıdaki eşitlikte verilen betonun karakteristik boyu kırılma enerjisi (G_F), çekme dayanımı (f_t) ve elastisite modülüne (E_c) bağlı olarak değişmektedir. Karakteristik boy arttıkça betonun sünekliği de artmaktadır. Karihaloo betonun karakteristik boyunun betonarme eleman tasarımı üzerindeki etkisini deneysel olarak araştırmıştır [49]. Araştırma sonucunda, beton dayanımı farklı ancak farklı lif kullanım oranlarından dolayı karakteristik boyları aynı betonarme kirişlerin donatı ihtiyacının da aynı olduğu görülmüştür.

Lif katkılı kirişlerin kapasite hesabında fiktif çatlak modeli ve lineer elastik kırılma mekaniği yaklaşımı ile ilgili çalışmalar literatürde mevcuttur [97-102]. Bu çalışmaların temelini oluşturan prensip, çatlak ucu gerilme şiddet faktörü (K_I) malzemenin kritik gerilme şiddet faktörüne (K_{IC}) eşit veya büyük olduğu durumda çatlak ilerlemesinin olacağı kabulüdür. Düzlem gerilme altında betonarme eğilme elemanlarında kritik gerilme şiddet faktörü, beton katkısından gelen gerilme şiddet faktörü (K_{IM}), çekme donatısından gelen gerilme şiddet faktörü (K_{IP}) ve çatlak gelişim bölgesinde yüzeyler arasında aktarılan gerilmeden kaynaklı gerilme şiddet faktörünün ($K_{I\sigma}$) süperpozisyonu ile Eş. 3.13’de olduğu gibi elde edilebilir.

$$K_{IC} = K_{IM} - K_{IP} - K_{I\sigma} \quad (3.13)$$

Beton, donatı ve liflerden kaynaklı artık gerilmenin neden olduğu gerilme şiddet faktörleri sırasıyla aşağıdaki eşitlikler kullanılarak hesaplanabilir [81].

$$K_{IM} = \frac{6M}{bh^2} \sqrt{\pi l_a} F_M(\xi) \quad (3.14)$$

$$K_{IP} = \frac{2A_s f_{yk}}{b\sqrt{\pi l_a}} F_P(\psi, \xi) \quad (3.15)$$

$$K_{I\sigma} = \frac{2\sigma_t b l_a}{b\sqrt{\pi l_a}} F_P(\psi, \xi) \quad (3.16)$$

Buradaki M , f_{yk} , $F_M(\xi)$ ve $F_P(\psi, \xi)$ sırasıyla dört noktalı yükleme durumundaki eğilme kapasitesi, karakteristik donatı akma dayanımı, beton katkısı için şekil fonksiyonu ve tekil yük için şekil fonksiyonudur. Şekil 3.1'den de görüldüğü üzere, bir makro çatlakta oluşan gerçek gerilmeler fiktif çatlak boyunca doğrusal olmayan bir dağılım göstermektedir. Ancak, bu çalışmada işlem kolaylığı olması açısından çekme bölgesindeki gerçek gerilme dağılımı, Henager ve Doherty [19] tarafından yapılan şekilde dikdörtgen gerilme dağılımına dönüştürülmüştür. Diğer taraftan, çekme bölgesindeki dikdörtgen gerilme bloğunun yüksekliği ise en dış beton çekme lifinden tarafsız eksene kadar alınmıştır [22]. Bu sayede lif katkısından gelen gerilme şiddet faktörü için çatlak boyunca uzun integral hesapları yerine, Eş. 3.16'da verilen sadeleştirilmiş eşitlik kullanılabilir. Beton katkısı için şekil fonksiyonu, herhangi bir normalize çatlak boyu (ξ) için %0,5 hassasiyetle aşağıdaki gibi elde edilebilir [81].

$$F_M(\xi) = \sqrt{\frac{2}{\pi\xi} \tan\left(\frac{\pi\xi}{2}\right)} \frac{0,923 + 0,199 \left[1 - \sin\left(\frac{\pi\xi}{2}\right)\right]^4}{\cos\left(\frac{\pi\xi}{2}\right)} \quad (3.17)$$

Benzer şekilde $F_P(\psi, \xi)$ şekil fonksiyonu ise, eğilme altındaki kirişte çekme donatısı veya artık gerilme için şekil fonksiyonudur. Buradaki ψ sembolü birimsiz bir sayıdır ve d'/l_a ile hesaplanır. d' ise tekil kuvvetin çekme bölgesindeki en dış beton lifine uzaklığıdır. Donatı için d' kesit yüksekliği ile faydalı yüksekliğin farkına ($h-d$) eşitken, liflerden kaynaklı çekme

bölgesindeki dikdörtgen gerilme dağılımında ($l_a/2$) olarak hesaplanır. Gerilme dağılımının tüm çatlak boyunca dikdörtgen olarak kabul edilmesi sonucunda, ψ değeri her zaman 0,5 olacaktır. Donatı veya artık gerilme için şekil fonksiyonu aşağıda verilen Eş. 3.18 ile hesaplanır [81].

$$F_p(\psi, \xi) = \frac{G(\psi, \xi)}{(1-\xi)^{3/2} \sqrt{1-(\psi)^2}} \quad (3.18)$$

Buradaki $G(\psi, \xi)$ fonksiyonu ise aşağıda verilen Eş. 3.19'daki denklem takımıyla hesaplanabilir.

$$\begin{aligned} G(\psi, \xi) &= g_1(\xi) + g_2(\xi)(\psi) + g_3(\xi)(\psi)^2 + g_4(\xi)(\psi)^3 \\ g_1(\xi) &= 0,46 + 3,06(\xi) + 0,84(1-\xi)^5 + 0,66(\xi)^2(1-\xi)^2 \\ g_2(\xi) &= -3,52(\xi)^2 \\ g_3(\xi) &= 6,17 - 28,22(\xi) + 34,54(\xi)^2 - 14,39(\xi)^3 - (1-\xi)^{3/2} - 5,88(1-\xi)^5 - 2,64(\xi)^2(1-\xi)^2 \\ g_4(\xi) &= -6,63 + 25,16(\xi) - 31,04(\xi)^2 + 14,41(\xi)^3 + 2(1-\xi)^{3/2} + 5,04(1-\xi)^5 + 1,98(\xi)^2(1-\xi)^2 \end{aligned} \quad (3.19)$$

Lif katkılı betonarme eğilme elemanının servis yükleri altında ulaşacağı taşıma kapasitesi, Eş. 3.14, Eş. 3.15 ve Eş. 3.16'nın Eş. 3.13'de yerine yazılması ve gerekli düzenlemelerin yapılmasıyla birlikte Eş. 3.20'de olduğu gibi elde edilebilir. Eşitlikten de görüldüğü üzere betonun, donatının ve liflerin katkısı ayrı bir şekilde ve şekil fonksiyonlarına bağlı boyutsuz katsayılar eşliğinde temsil edilmiştir. Ancak bir tasarımcı için Eş. 3.20'nin kullanımı biraz karmaşık olabilir. Çünkü şekil fonksiyonlarının hesaplanması uzun zaman gerektirmesinin yanında işlem kalabalığından dolayı bazı hataları da beraberinde getirebilir. Bu nedenle yapılacak tez çalışması kapsamında Eş. 3.20 sadeleştirilecektir.

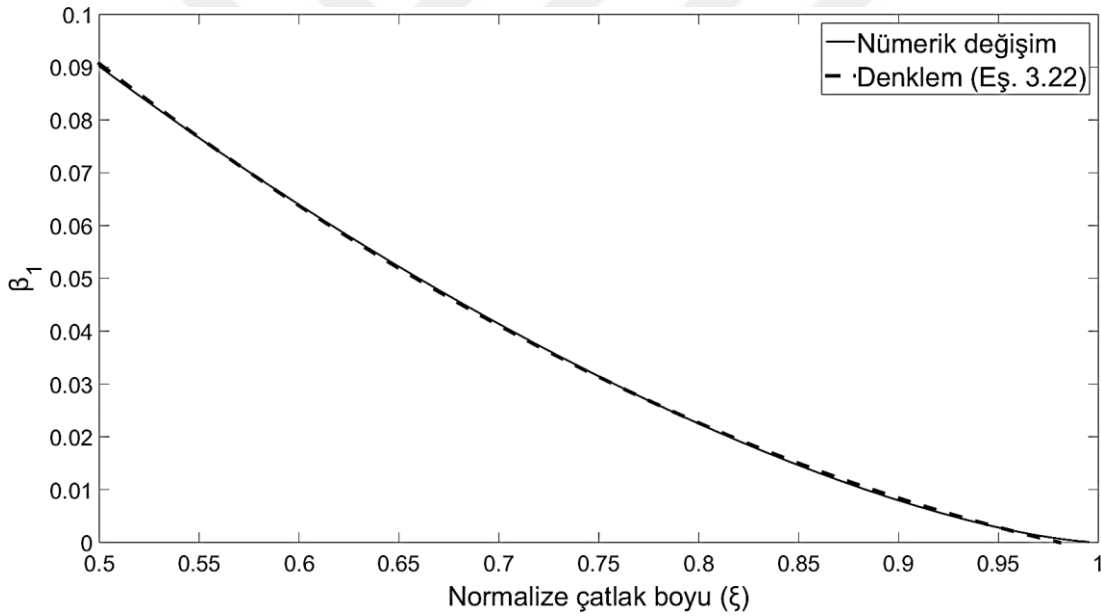
$$M = bh^{1,5} K_{IC} \frac{1}{6F_M(\xi)\sqrt{\pi\xi}} + hA_s f_{yk} \frac{F_p(\psi, \xi)}{3\pi\xi F_M(\xi)} + \xi\sigma_l bh^2 \frac{F_p(\psi, \xi)}{3\pi\xi F_M(\xi)} \quad (3.20)$$

Şekil fonksiyonlarına bağlı katsayıların sadeleştirme işlemi nümerik olarak yapılacaktır. Şekil 3.1'de verilen dikdörtgen çekme gerilmesi dağılımındaki çatlak boyu (l_a) tarafsız eksen

ile en dış beton çekme lifi farkına eşittir. Bu nedenle normalize çatlak boyunun 0,5 ile 0,99 arasında değiştiği kabulü yanlış olmaz. Lif içermeyen betonarme bir elemanda, bu aralıktaki herhangi bir normalize çatlak boyu değeri için Eş. 3.20 aşağıdaki ifadeye dönüşmektedir.

$$M = bh^{1,5} K_{IC} \beta_1 + h A_s f_{yk} \left[\alpha_1 \psi^3 + \alpha_2 \psi^2 + \alpha_3 \psi + \alpha_4 \right] [1 - \psi^2]^{-0,5} \quad (3.21)$$

Buradaki β_1 ve α katsayıları, numerik olarak değişen normalize çatlak boyuna bağlı olan anlık katsayılarıdır. β_1 katsayısı tek bir şekil fonksiyonuna bağlı olduğundan dolayı, sadece normalize çatlak boyuna bağlı olarak değişmektedir. Aşağıdaki verilen Şekil 3.2’de, 0,5 ve 0,99 arasında değişen normalize çatlak boyları için numerik olarak hesaplanan β_1 değerleri sunulmuştur.



Şekil 3.2. β_1 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi

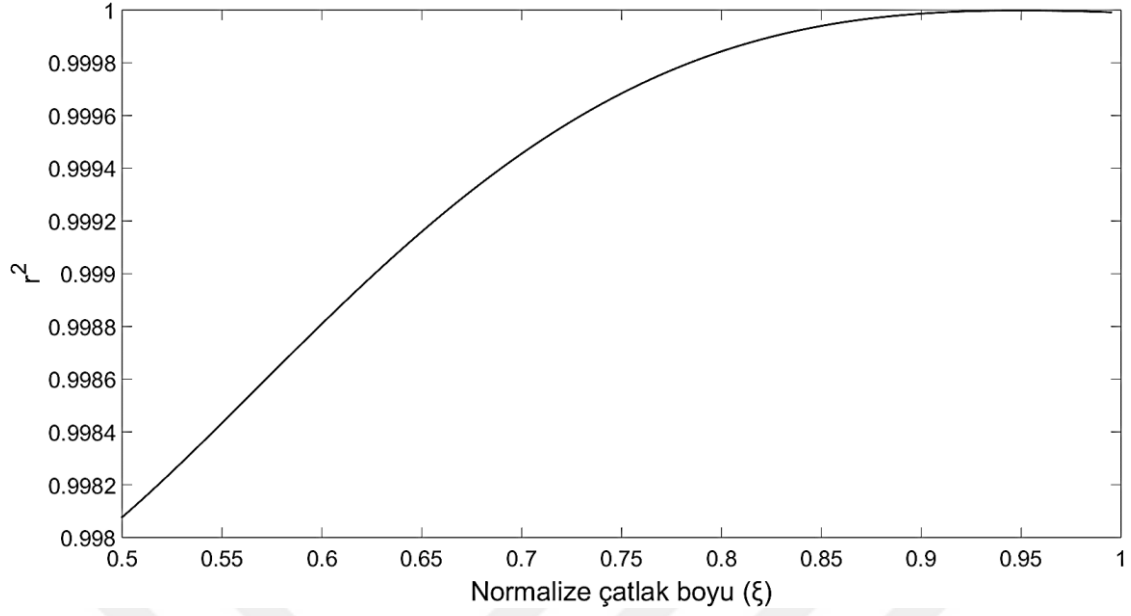
Normalize çatlak boyu ve β_1 katsayısı arasındaki doğrusal olmayan ilişki için regresyon analiziyle ikinci dereceden bir eğri türetilmiş ve Şekil 3.2’de gösterilmiştir. Aşağıdaki Eş. 3.22’de verilen bu ikinci dereceden denklem için r^2 değeri 0,999 olmaktadır. Bu da bize türetilen eğri ile numerik olarak elde edilen eğrinin neredeyse aynı olduğunu göstermektedir.

$$\beta_1 = 0,21\xi^2 - 0,5\xi + 0,29 \quad (3.22)$$

Donatı katkısını temsil eden katsayı Eş. 3.20'den de görüldüğü üzere, hem donatı hem de beton katkısından gelen şekil fonksiyonuna bağlıdır. Bu katsayı, normalize çatlak boyunun herhangi bir değeri için Eş.3.21'deki tekil yük merkezinin çatlak boyuna oranına (ψ) bağlı bir polinoma dönüşmektedir. Dolayısıyla 0,5 ile 0,99 arasında değişen nümerik bir normalize çatlak boyuna bağlı olarak elde edilen Eş. 3.21'in de nümerik olarak sadeleştirilmesi gerekmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, ψ değerinin 0 ile 0,5 arasında değişmesi gerektiğidir. Çünkü çekme bölgesindeki donatı için hesaplanan ψ değerinin, liflerden kaynaklı çekme bölgesindeki dikdörtgen gerilme dağılımından kaynaklı ψ değerine göre küçük olması gerekmektedir. Bu durumda kritik ψ değeri, liflerden kaynaklı çekme gerilmesi merkezine göre hesaplanır ki bu da her durumda 0,5'dir. Dolayısıyla herhangi bir normalize çatlak boyu için elde edilen Eş. 3.21'de verilen $(\alpha_1 \psi^3 + \alpha_2 \psi^2 + \alpha_3 \psi + \alpha_4)(1 - \psi^2)^{0,5}$ ifadesi, 0 ile 0,5 arasında değişen ψ değerleri ile nümerik olarak elde edilir ve doğrusal regresyon analizi ile birinci dereceden eğriye dönüştürülebilir. Bu işlemi 0,5 ile 0,99 arasında 0,005 adım aralıklarında artan tüm normalize çatlak boyu için tekrar edildiğinde aşağıda verilen Eş. 3.23 ifadesi elde edilebilir.

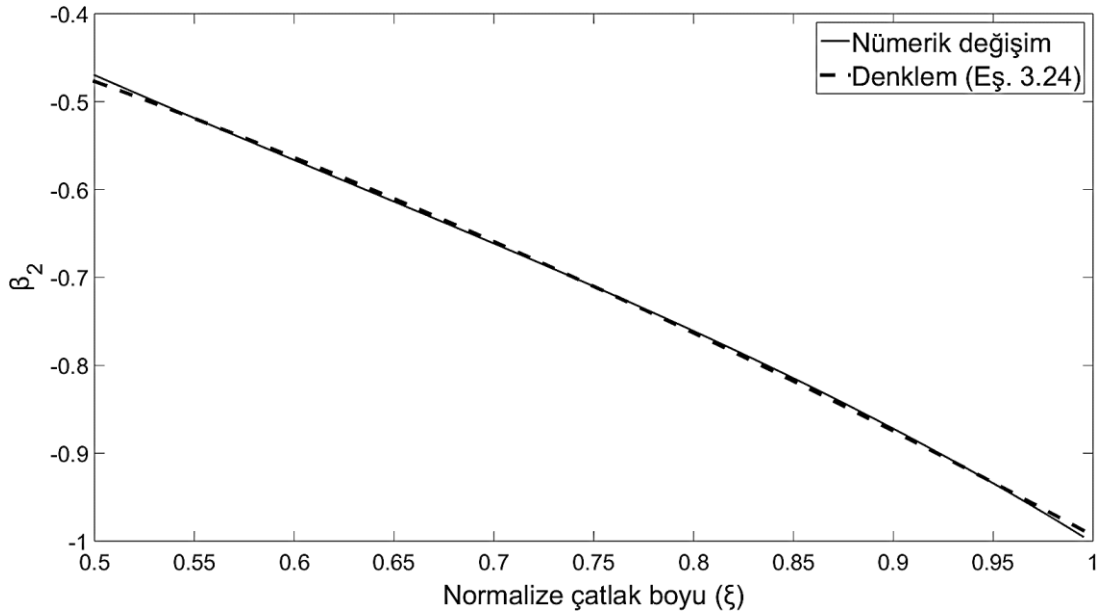
$$M = bh^{1,5} K_{IC} \beta_1 + h A_s f_{yk} (\beta_2 \psi + \beta_3) \quad (3.23)$$

Aşağıda verilen Şekil 3.3'de 0,5 ve 0,99 arasında değişen her bir normalize çatlak boyu değerleri için, anlık regresyon analizi sonuçlarından elde edilen r^2 değerleri değişimi verilmiştir. Şekilden de görüldüğü üzere doğrusal regresyon analizi ile üçüncü dereceden bir polinomun yüksek doğrulukla (minimum $r^2=0,9981$) bir doğru parçasına dönüştürülmesi mümkündür.

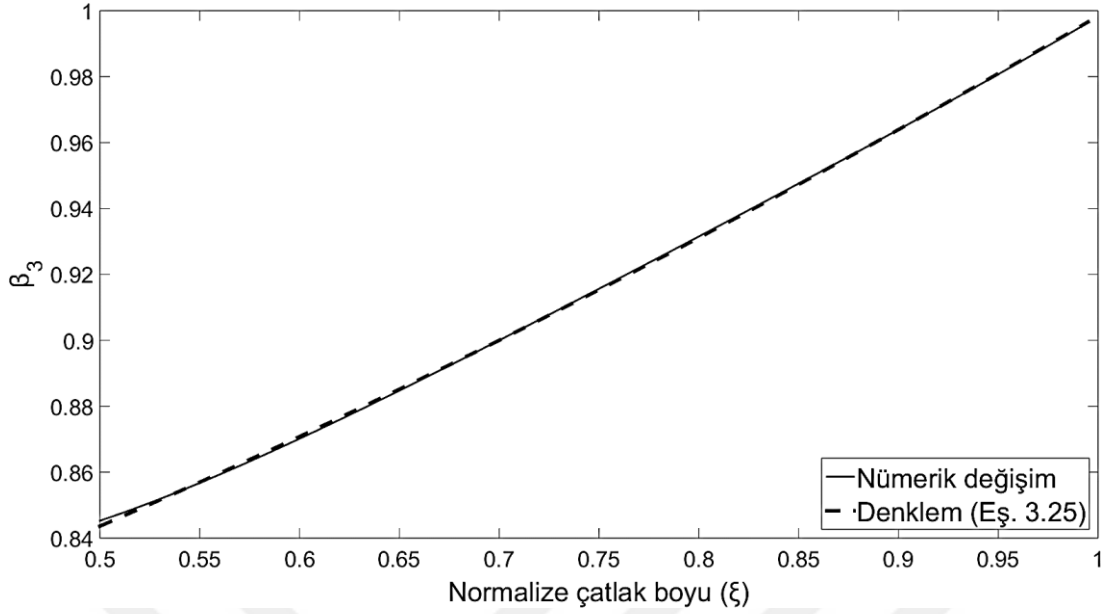


Şekil 3.3. β_2 ve β_3 katsayıları hesabında r^2 ile normalize çatlak boyu değişimi

Her bir normalize çatlak boyu için yapılan doğrusal regresyon analizi sonucunda elde edilen anlık β_2 ve β_3 katsayılarının normalize çatlak boyuyla değişimi sırasıyla Şekil 3.4 ve Şekil 3.5’de verilmiştir.



Şekil 3.4. β_2 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi



Şekil 3.5. β_3 katsayısının normalize çatlak boyu ile değişimi

Nümerik olarak elde edilen β_2 ve β_3 katsayılarının çatlak boyu ile düzeli bir şekilde değiştiği yukarıda verilen şekillerden görülmektedir. Normalize çatlak boyu ve β_1 katsayısı arasındaki doğrusal olmayan ilişki için regresyon analiziyle bir eğri türetilmiş ve Şekil 3.4 ve Şekil 3.5’de gösterilmiştir. Aşağıda sırasıyla Eş. 3.24 ve Eş. 3.25’de verilen doğrusal olmayan bu denklemlerin her ikisi için de r^2 değeri 0,999 olmaktadır. Bu da bize türetilen eğri ile nümerik olarak elde edilen eğrinin neredeyse aynı olduğunu göstermektedir.

$$\beta_2 = -0,777\xi^{1,578} - 0,217 \quad (3.24)$$

$$\beta_3 = 0,246\xi^{1,433} + 0,753 \quad (3.25)$$

Eş. 3.23’de verilen ifadeyi lifli betonları da kapsayacak şekilde genelleştirmek mümkündür. Burada dikkat edilmesi gereken nokta çekme bölgesindeki dikdörtgen gerilme bloğunun ağırlık merkezidir. Dikdörtgen gerilme bloğu tarafsız eksenden kiriş altına kadar uzanmaktadır. Dolayısıyla ağırlık merkezinde oluşan tekil kuvvetin normalize konumu (ψ) her zaman 0,5’e eşit olacaktır. Böylece lif katkılı betonarme kirişlerin kapasite hesabı için elde edilen genel denklem Eş. 3.26’da olduğu gibi elde edilir.

$$M = bh^{1,5}K_{IC}\beta_1 + \rho f_{yk}bh^2(\beta_2\psi + \beta_3) + \xi\sigma_tbh^2(0,5\beta_2 + \beta_3) \quad (3.26)$$

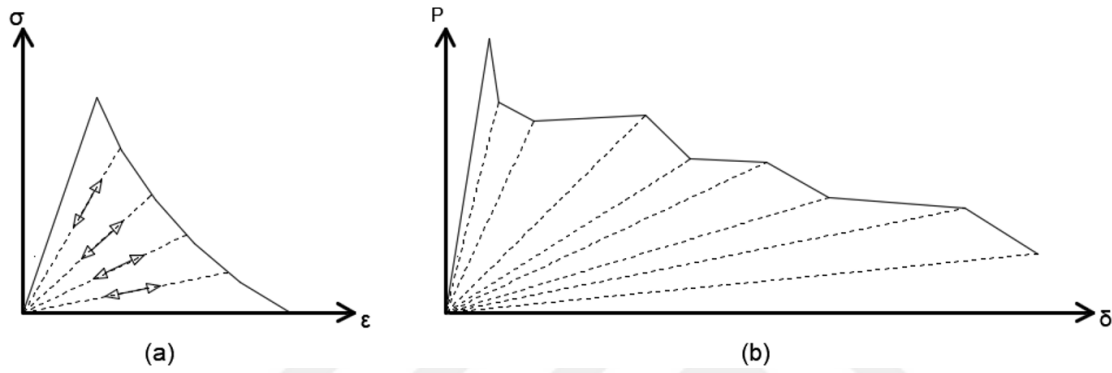
Buradaki ρ donatı oranını ifade etmektedir ve donatı alanının tüm kesit alanına ($b \times h$) bölünmesiyle elde edilir. Yukarıda kapasite hesabı için önerilen ve en genel hali verilen eşitlikte bilinmeyen sadece normalize çatlak boyudur. Bu bağlamda yapılacak tez kapsamı çalışmasında betonarme eğilme elemanındaki tarafsız eksenin en dış çekme lifine göre konumunun lif içeriği, donatı oranı ve beton basınç dayanımına göre değişimi deneysel olarak incelenecektir.

3.2. Doğrusal Bozulma Analizi (LDA)

Ekonomik ve zaman kazanma gibi etkenler dikkate alındığında, betonarme elemanların sonlu elemanlar ile modellenmesi sıklıkla başvurulmuş bir yöntemdir. Doğru malzeme modelleri kullanılarak yapılan sonlu eleman modelleri yardımıyla, betonarme elemanların gerçek davranışı genellikle doğru bir şekilde elde edilebilmektedir. Beton benzeri yarı gevrek malzemeler çekme yüklemesi altında çatlama noktasından sonra yumuşama davranışı gösterirler. Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışının doğru bir şekilde elde edilebilmesi, bu yumuşama bölgesinin sonlu elemanlar modeline doğru bir şekilde tanıtılması gerekir. Ancak, bu yumuşama bölgesindeki negatif tanjant eğimi, sonlu elemanların çözüm aşamasında yakınsama sorunlarına neden olmaktadır. Bu nedenle, sıklıkla kullanılan ve doğrusal olmayan bir çözüm yöntemi olan Newton metodu, malzeme modelindeki doğrusal olmayan bölgede uygun bir çözüm yöntemi olmayabilir. Modifiye edilmiş Riks metodu, diğer adıyla arc-length metodu, doğrusal olmayan davranışı sahip böyle malzemelerin çözümü için doğru bir seçenek olmaktadır. Ancak pratik mühendislik yaklaşımı açısından, malzeme modellerindeki maksimum noktaların düzensiz olduğu veya yük kaybının ani olduğu durumlarda bu yöntem de uygun olmamaktadır [103].

Diğer taraftan, hesaplama algoritmasının pratik olarak uygulanabilmesi sayesinde, il olarak 1941 yılında Hrennikoff [104] tarafından önerilen kafes model benzeşimi giderek önem kazanmaktadır [59-62, 64, 65]. Kafes model benzeşiminde tanjant eğiminden farklı olarak sekant eğimi kullanılmaktadır. Diğer bir ifadeyle, modeldeki herhangi bir elemanın toplam birim deformasyon değeri bir önceki çözüm adımında hesaplanan değerden büyükse, bu elemanın sekant eğimi (r_{jiti}) malzeme modelindeki davranışa uygun olarak azaltılır. Malzeme modelindeki maksimum birim deformasyon değerinden veya tanımlanan bir değerden daha büyük birim

deformasyon değerine sahip olan kritik elemanlar, her bir çözüm aşamasında adım adım sistemden çıkarılır. Sistem daha fazla yük taşıyamadığı noktada analiz sonlandırılır. Özetle, malzeme modelinin doğrusal olmadığı durumlarda bile, her adımda doğrusal analiz çözümü gerçekleştirilir. Böylece, çözüm aşamasında sıklıkla karşılaşılan yakınsama veya stabilite sorunları ortadan kaldırılmış olur. Sekant rijitlik azaltması ve elde edilen yük-deformasyon davranışı şematik olarak Şekil 3.6'da verilmiştir.



Şekil 3.6. a) Sekant rijitliği azaltılması ve b) karşılık gelen eleman davranışı

Ancak, betonun sürekli ortamı kafes model benzeşiminde ayrıklaştırılır ve kafes elemanlarla benzeştirilir ki bu da malzeme kabullerinde bir takım sorunları beraberinde getirmektedir. Benzeşimde kullanılan kafes elemanların kesit alanlarının ve atalet momentinin alması gereken değerler kesin olarak bilinmemektedir ve bu elemanların sürekli ortamı nasıl temsil edeceği bilinmemektedir [61]. Bu nedenle kafes modeldeki çözüm algoritmasını kullanan ancak yayılı çatlak kabulüne dayanan sürekli hasar mekaniği prensiplerine bağlı bir modelleme tekniği olan Ardışık Doğrusal Analiz (SLA) Rots tarafından geliştirilmiştir [63, 66, 105, 106]. Ardışık doğrusal analiz yönteminde beton ve donatı modeli için sırasıyla dört noktalı düzlem gerilme elemanı ve iki noktalı kafes elemanı kullanılmıştır. Bu sayede ardışık doğrusal analiz yönteminde betonun sürekli ortamı bozulmamış olur. Çatlağın dörtgen beton eleman üzerinde belirli bir bölgede yayılı olduğu Bazant ve Oh [107] tarafından önerilen çatlak bant teorisini temel alan ardışık doğrusal analiz yönteminde, sabit yayılı çatlak kabulü yapılır. Bu sabit yayılı çatlak nedeniyle betondaki izotropik kavramı Rashid tarafından önerilen ortotropik kabulüyle değiştirilmiştir [108]. Ancak ortotropik malzeme kabulünde kullanılan

kesme tutma faktöründen dolayı açık çalak durumunda bile elemanda belirli bir gerilme kenetlenmesi olmaktadır [109-111].

Doğrusal analiz yönteminde betonarme elemanın modellenmesi, ortotropik hasar mekaniği kullanımı ve sekant rijitliği azaltılması yaklaşımıyla yapılmaktadır. Diğer taraftan 1958 yılında Kachanov [112] tarafından önerilen sürekli hasar mekaniği modelleme açısından plastisite teorisi ve kırılma mekaniği yaklaşımına göre daha basittir. Sürekli ve geri dönüşü olmayan hasar kabulü ile izotropik sürekli hasar mekaniği de basit ve güçlü bir çözüm tekniği sunmaktadır [113, 114]. İzotropik sürekli hasar modelinde bir çatlak dörtgen eleman üzerine homojen olarak dağılmış olarak kabul edilir. Bu kabul yayılı çatlak yaklaşımındakine benzer fakat ortotropik kuralı geçerli değildir. Elemanın doğrusal olmayan davranışı artan deformasyonlara bağlı olarak azalan bir hasar parametresi yardımıyla belirlenir. Hasar parametresi sekant rijitlik azalmasına benzerdir ve 0 (hasarsız veya doğrusal elastik bölge) ile 1 (tamamen hasarlı) arasında değişir. Bu nedenle izotropik kabulü ve bundan kaynaklı tek bir hasar parametresi sayesinde, izotropik sürekli hasar modeli yayılı çatlak modeline göre sonlu eleman uygulamaları için daha uygundur [113]. Bunun yanında, yayılı çalak modelindeki kesme tutma faktöründen dolayı oluşan gerilme kenetlenmesi, izotropik sürekli hasar modeli sayesinde ortadan kaldırılmış olur [111].

Yukarıda verilen bilgiler ışığında, doktora çalışması kapsamında kafes model benzeşiminde kullanılan çözüm algoritması ve izotropik sürekli hasar modelindeki homojen olarak dağılmış çatlak kabulüne bağlı olarak yeni bir modelleme tekniği geliştirilecektir. Bu nedenle, doğrusal bozulma analizi (LDA) adı verilen bu yeni yaklaşımın literatürdeki diğer modellerden daha üstün performans sergilemesi beklenmektedir. İlk olarak, kafes model yaklaşımının kullandığı çözüm algoritması sayesinde yakınsama ve nümerik stabilite sorunları ortadan kaldırılmış olur. İkinci olarak, betonun sürekli ortamı dörtgen elemanla modellendiğinden dolayı süreklilik sağlanmış olur. Böylece kafes modelde karşılaşılan eleman alanı ve atalet momenti belirsizlikleri ortadan kaldırılmış olur. Üçüncü olarak, daha basit ve sonlu eleman uygulamasına daha uygun izotropik sürekli hasar yaklaşımı sayesinde, yayılı çatlak yaklaşımında görülen gerilme kenetlenmesi sorunu çözülür. Dördüncü olarak, kafes model yaklaşımındaki çözüm yöntemini kullanan doğrusal bozulma analizinde

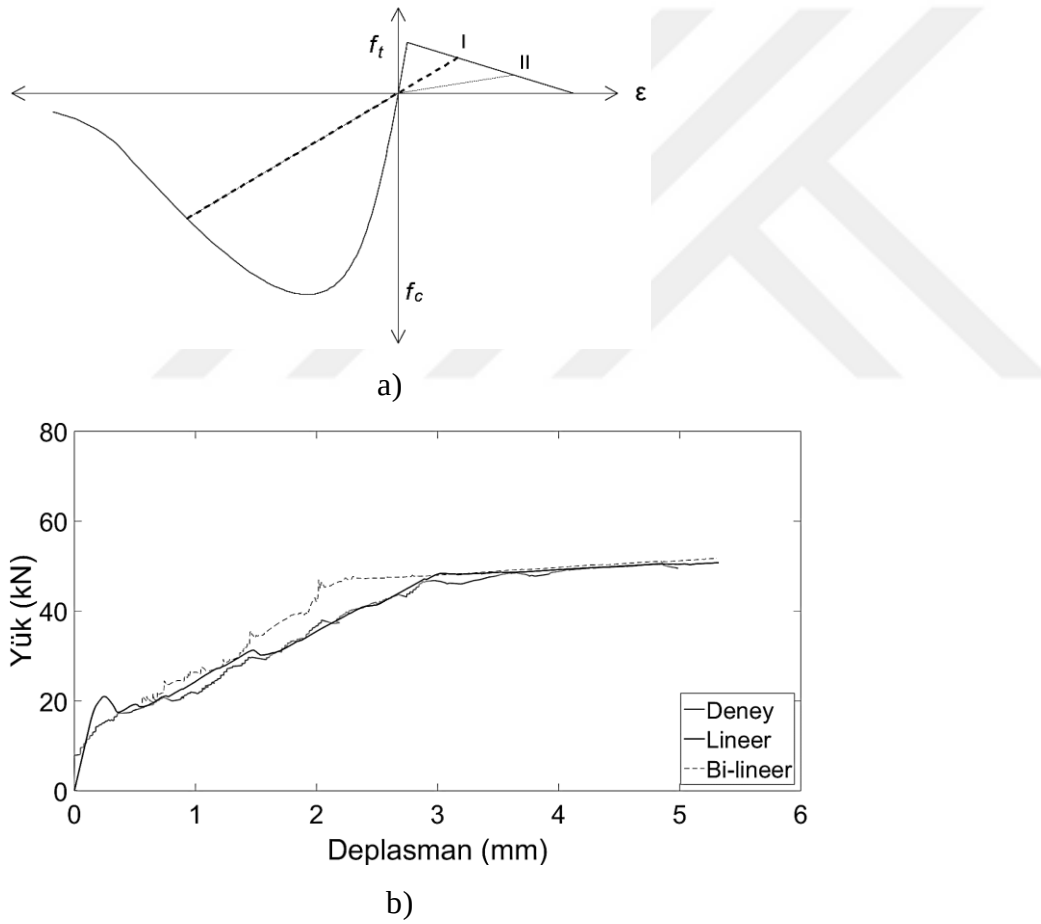
(LDA), hasar gelişimini tanımlayan bir hasar parametresi kullanımına gerek yoktur. Çünkü izotropik sürekli hasar yaklaşımı için gerekli olan hasar parametresi, doğrusal bozulma analizinde bir önceki çözüm adımının sonunda kendiliğinden elde edilmiştir. Son olarak, nümerik olarak elde edilen betonarme elemanların yük-deplasman eğrisindeki ani dalgalanmalar, doğrusal bir şekilde idealize edilmiş anlık gerilme birim deformasyon ilişkisi ile ortadan kaldırılır.

3.2.1. Gerilme-birim deformasyon eğrisinin idealize edilmesi

Doğrusal bozulma analizinde betonun için kullanılan dört noktalı dikdörtgen bir elemanın akması, iki eksenli gerilme altında basınç-basınç, çekme-çekme ve basınç-çekme gerilme kombinasyonlarının herhangi birinde gerçekleşmektedir. İzotropik hasar modelinde ise, bir elemanın hasar seviyesi eşdeğer birim deformasyon [113] veya ağırlıklı hasar parametresi [114] kullanılarak türetilen bir hasar fonksiyonu ile temsil edilir. Çekme ve basınç hasar parametrelerinin kombinasyonu sayesinde, farklı hasar yüzeylerinin uyumsuzluğundan kaynaklı yakınsama sorunları da ortadan kaldırılmış olur. İzotropik sürekli hasar modelindeki bu yaklaşıma benzer şekilde, basınç ve çekme altında oluşan sekant rijitliğindeki azalma bazı çalışmalarda [115, 116] ve ticari sonlu eleman yazılımında [117] daha basit olarak doğrusal bir şekilde idealize edilmiştir. Buna göre, herhangi bir çözüm adımındaki gerilme birim deformasyon ilişkisi doğrusal olarak idealize edilir ve basınç ile çekme durumlarındaki farklı davranış doğrusal hale dönüştürülür (Şekil 3.7a). Normal donatılı betonarme elemanlarda gerilme birim deformasyon eğrisinin bu şekilde idealize edilmesinin, betonun çatlaması veya ezilmesi ile kontrol edilen maksimum limit durumu ve servis limit durumlarındaki doğrusal olmayan davranışını analiz etmede uygun olduğu ifade edilmiştir [116]. Bu nedenle doğrusal bozulma analizinde (LDA) idealleştirilmiş sekant rijitlik azalması kabulü yapılmıştır. Bir malzemede yük altında oluşan bir hasarın boyutu sadece giderek artabilir ve çatlağın kapanmasıyla birlikte azalma göstermez. Bu nedenle doğrusal bozulma analizinde, herhangi bir çözüm adımında elde edilen sekant rijitliği bir önceki çözüm adımında bulunan sekant rijitliğine eşit veya küçük olabilir.

Daha net anlaşılması açısından, malzeme gerilme-birim deformasyon eğrisinde yapılan idealleştirmenin betonarme eleman davranışına etkisi Şekil 3.7b'de

sunulmuştur. Tek donatılı ve yüksek dayanımlı bir betonarme kirişin dört noktalı yükleme altında deneysel olarak elde edilen davranışı, idealleştirilmiş ve iki doğrusal malzeme modeli kullanarak elde edilmiş simülasyon sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sekant rijitliğindeki azaltma yöntemi dışında her iki simülasyonda da kullanılan betonun ve donatının gerilme-birim deformasyon eğrileri, sonlu eleman boyutları ve yükleme hızları aynıdır. Şekilden de görüldüğü üzere iki doğrusal sekant rijitliği azaltılması ile yük seviyelerinde ani değişimler oluşmuştur. Daha önceden de bahsedildiği üzere, eleman davranışındaki bu ani hareketler basınç ve çekme altındaki ardışık sekant rijitlik azaltılmasının aktivasyonları sonucu olmaktadır.



Şekil 3.7. a) Sekant rijitliğinin idealize edilmesi ve b) yük deplasman eğrisi

3.2.2. Yükleme hızı için hassasiyet analizi

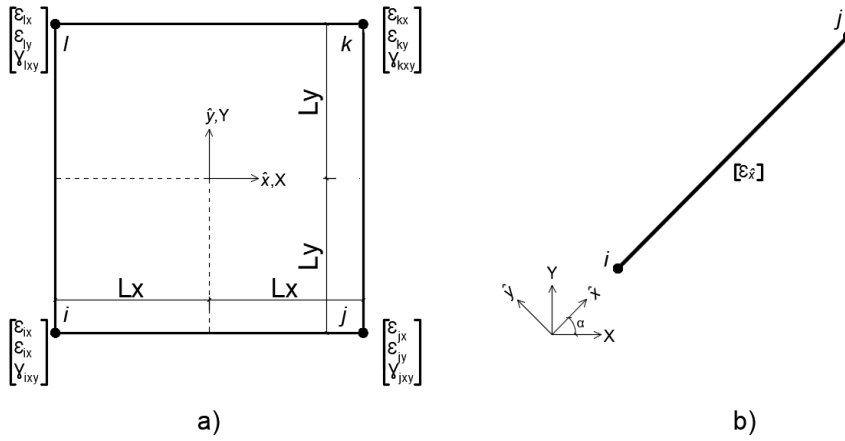
Sonlu elemanlar yönteminde kullanılan eleman sayısının analiz süresini ve simülasyon sonucunu etkilediği yaygın olarak bilinen bir gerçektir. Bu nedenle çoğu zaman gerçek bir

simülasyon çalışmasından önce eleman sayısını belirlenmesine yönelik bir hassasiyet analizi çalışması yapılır. Ancak doğrusal bozulma analizinde (LDA) eleman boyutları için yapılan hassasiyet analizine ilave olarak yükleme hızı için de benzer şekilde bir hassasiyet analizi yapılmalıdır. Çünkü doğrusal bozulma analizinde sonlu elemanlar yönteminde kullanılan iteratif artımlı çözüm tekniği yerine, kafes model yaklaşımında benimsenen doğrusal analiz kullanılmaktadır. İster deformasyon yüklemesi isterse yük artırımı yüklemesi olsun, yüksek yükleme hızlarında istenmeyen ve anlamsız simülasyon sonuçları elde edilebilir. Çatlama yükündeki veya bu yükte oluşan deformasyondaki değişimin ihmal edilebilir derecede küçük olduğu yükleme hızını uygun bir yükleme hızı olarak tanımlamak mümkündür. Sonuç olarak bu yük hızının katlarından oluşan bir yükleme senaryosu elemana ardışık olarak uygulanır.

Betonarme bir elemanın genel davranışı ancak deformasyon kontrollü bir yükleme ile elde edilebilir. Maksimum yükten sonra kapasite kaybı gösteren betonarme elemanların yük kontrollü olarak modellenmesinde yakınsama sorunları ortaya çıkmaktadır. Benzer şekilde betonun gevrek yapısından kaynaklı bir betonarme eleman davranış türü olan snap-back, deformasyon kontrollü bir yükleme ile elde edilebilir [63]. Bu nedenle doğrusal bozulma analizinde (LDA) deformasyon artırımı yüklemesi uygulanmıştır. Herhangi bir istenilen deformasyon yüklemesi ilgili noda mesnet koşulu olarak uygulanmıştır.

3.2.3. Sistem rijitlik matrisinin kurulması

Geliştirilen modelin basit olması amaçlandığından beton elemanların modellenmesinde çimento fazı, agrega ve liflerin ayrı ayrı modellendiği meso-model yerine, hepsinin bir arada bulunduğu makro model kullanılmıştır. Beton fazın sürekliliğini sağlama açısından Şekil 3.8a’da gösterilen dört noktalı standart dörtgen eleman kullanılmıştır. Şekilde gösterildiği üzere, levha elemanın lokal eksenleri ile betonarme elemanın (veya tüm sistemin) genel eksenleri çakışmaktadır. Bu nedenle dört noktalı eleman için genel ve lokal rijitlik matrisleri aynıdır ve gerekli deformasyonlar transformasyon matrisi kullanılmadan doğrudan elde edilir. Standart dört noktalı levha elemanın düzlem gerilme kabulü ile oluşturulan genel rijitlik matrisi aşağıdaki Eş. 3.27’de verilmiştir.



Şekil 3.8. a) Dört noktalı eleman ve b) kafes eleman

$$k = \frac{E_c b}{24L_x L_y (1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 8L_y^2 + 4L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1+\nu) & 8L_x^2 + 4L_y^2(1-\nu) & -8L_y^2 + 2L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1-3\nu) & 8L_y^2 + 4L_x^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1+\nu) & 4L_x^2 - 4L_y^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1+\nu) & 8L_x^2 + 4L_y^2(1-\nu) & -4L_y^2 - 2L_x^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1+\nu) & 4L_y^2 - 4L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1-3\nu) & 8L_y^2 + 4L_x^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1+\nu) & -4L_x^2 - 2L_y^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1-3\nu) & -8L_x^2 + 2L_y^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1+\nu) & 8L_x^2 + 4L_y^2(1-\nu) & 4L_y^2 - 4L_x^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1-3\nu) & -4L_y^2 - 2L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1+\nu) & -8L_y^2 + 2L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1-3\nu) & 8L_y^2 + 4L_x^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1-3\nu) & -8L_x^2 + 2L_y^2(1-\nu) & 3L_x L_y(1+\nu) & -4L_x^2 - 2L_y^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1-3\nu) & 4L_x^2 - 4L_y^2(1-\nu) & -3L_x L_y(1+\nu) & 8L_x^2 + 4L_y^2(1-\nu) \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

simetrik

Burada E_c ve ν sırasıyla betonun elastisite modülü ve poisson oranıdır. b , L_x ve L_y ise sonlu elemanla ilgili geometrik sembollerdir ve sırasıyla eleman kalınlığı, yatay uzunluğun yarısı ve dikey uzunluğun yarısını temsil etmektedir.

Doğrusal bozulma analizinde boyuna donatı ve kesme donatısı gibi uzama rijitliği bulunan ama eğilme rijitliği ihmal edilebilir derecede düşük olan elemanlar, Şekil 3.8b’de görüldüğü üzere iki noktalı kafes eleman olarak modellenmiştir. Bu nedenle donatı elemanlarında sadece eksenel deformasyon ve eksenel yük transferine izin verilir. Çoğu durumda kafes elemanın lokal eksenleri ile sistemin genel eksenleri çakışmaz. Ancak elemandaki lokal deformasyonlar aslında modelin global deformasyonlarının bir ürünüdür. Bu nedenle genel deformasyonları lokal deformasyonlara dönüştürmek için Eş. 3.28’de verilen bir transformasyon matrisine ihtiyaç duyulur.

$$T = \begin{bmatrix} \Delta_1/L & \Delta_2/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \Delta_1/L & \Delta_2/L \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

Buradaki L ifadesi i ve j nodları arasında kalan kafes elemanın toplam uzunluğudur. Δ_1 ($x_j - x_i$) ve Δ_2 ($y_j - y_i$) ise kafes elemanın uzunluğunun sırasıyla genel eksenlerdeki bileşenleridir. Kafes elemanın lokal rijitlik matrisi donatı elastisite modülü (E_s) ve alanına (A_s) bağlı olarak aşağıdaki Eş. 3.29'da verilmiştir.

$$\underline{k} = \frac{E_s A_s}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

Kafes elemanın genel rijitlik matrisi ise lokal rijitlik matrisinin transformasyon matrisinin transpozu ile soldan, transformasyon matrisi ile sağdan aynı anda çarpılmasıyla kolayca elde edilebilir. Buna göre kafes elemanın genel koordinatlardaki genel rijitlik matrisi Eş. 3.30'da olduğu gibi elde edilir.

$$k = \frac{E_s A_s}{L} \begin{bmatrix} (\Delta_1 / L)^2 & \Delta_1 \Delta_2 / L^2 & -(\Delta_1 / L)^2 & -\Delta_1 \Delta_2 / L^2 \\ \Delta_1 \Delta_2 / L^2 & (\Delta_2 / L)^2 & -\Delta_1 \Delta_2 / L^2 & -(\Delta_2 / L)^2 \\ -(\Delta_1 / L)^2 & -\Delta_1 \Delta_2 / L^2 & (\Delta_1 / L)^2 & \Delta_1 \Delta_2 / L^2 \\ -\Delta_1 \Delta_2 / L^2 & -(\Delta_2 / L)^2 & \Delta_1 \Delta_2 / L^2 & (\Delta_2 / L)^2 \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

Sitemin genel koordinatlardaki toplam rijitlik matrisi, her bir sonlu elemana ait genel rijitlik matrislerinin 2×2 alt matrislere bölünerek uygun bir şekilde toplanmasıyla doğrudan elde edilebilir. Bu amaçla, boyutu sistemin serbestlik derecesine eşit olan bir sıfır kare matris oluşturulur. Daha sonra da alt matris oluşturmak amacıyla, sıfır kare matris hem düşey hem de yatay eksen eleman serbestlik derecesi boyutunda (bu çalışmada ikidir) parçalara ayrılır. Daha sonra sol üst alt matrisinden başlanarak yatay ve düşey doğrultuda numaralandırma yapılır. Benzer şekilde, sonlu elemanlara ait genel rijitlik matrisleri de (beton için 8×8 ve donatı için 4×4 boyutunda) 2×2 alt matrislere bölünür ve sol üst alt matristen başlayarak elemana ait nod numaraları ile numaralandırılır. Son olarak elemanlara ait genel rijitlik matrislerindeki alt matrisler ile sıfır kare matrisin ilgili alt matrisi nod numaralarına göre kümülatif olarak toplanır ve sistemin genel rijitlik matrisi elde edilir. Doğrusal bozulma analizinde betonarme elemanların genel davranışını elde etmek amacıyla deformasyon kontrollü yükleme yapılmaktadır. Bu nedenle eleman yükleri mesnet şartı olarak verilir. Sistemin yük vektörü, toplam rijitlik matrisinin ilgili kolonlarını istenilen mesnet deformasyon şartları ile çarpılması ve elde edilen vektörlerin toplanmasıyla elde edilir. Daha sonra da deformasyon uygulanan nodlar ve mesnetler için sınır şartları toplam

rijitlik matrisi ve yük vektörüne uygulanır. Son olarak elde edilen doğrusal denklem takımı çözülür ve her bir elemana ait nodlarda genel deformasyonlar elde edilir. Aşağıda sunulan şekilde doğrusal bozul analizi (LDA) için takip edilen bir pseudocode verilmiştir.

```

1: levha eleman için gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi girişi (mat_t_p and mat_c_p)
2: kafes eleman için gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi girişi (mat_t_t and mat_c_t)
3: mesnet nodları tanımlama (sabit hareketli veya yükleme)
4: modele ait nodların oluşturulması (nodes)
5: levha elemana ait tablonun oluşturulması (table_c)
6: kafes elemana ait tablonun oluşturulması (table_s)
7: yükleme senaryosunun oluşturulması (loading scenario)
8: for i= 1:length(loading scenario)
9:     yük seviyesinin belirlenmesi (loading=loading_scenerio(k))
10:    for j= 2:length(table_c(:,1))
11:        levha elemanların toplam rijitlik matrisin kurulması (K_c)
12:    end
13:    for j= 2:length(table_s(:,1))
14:        kafes elemanların toplam rijitlik matrisinin kurulması (K_s)
15:    end
16:    sistem rijitlik matrisinin hesaplanması (K=K_c+K_s)
17:    sistem rijitlik matrisinin kopyalanması (K_org=K)
18:    sınır şartlarının K matrisine uygulanması
19:    yük vektörünün (F) oluşturulması ve sınır şartlarının uygulanması
20:    nodal deplasman vektörünün hesaplanması (Displacement =K\F)
21:    nodal yük vektörünün hesaplanması (Force=K_org*Displacement)
22:    for j= 2:length(table_c(:,1))
23:        levha elemanların nodal deplasmanlarının genel koordinatlarda hesaplanması
24:        levha elemana ait asal ve eşdeğer birim şekil değiştirmelerin hesaplanması
25:        levha elemana ait kritik nodların belirlenmesi
26:        if maksimum asal gerilme < minimum asal gerilme
27:            eşdeğer birim şekil değiştirme =-1*eşdeğer birim şekil değiştirme
28:        end
29:        if min(mat_c_p) < eşdeğer strain & eşdeğer strain < max(mat_t_p)
30:            yeni sekant elastisite modülü hesabı (E_n)
31:            if E_{n-1} > E_n
32:                sonraki adım için E_n'i levha elemana ata
33:            end
34:        end
35:        sonraki adım için tüm levha elemanların rijitlik matrisini hesapla
36:    end
37:    for j= 2:length(table_s(:,1))
38:        kafes elemanların nodal deplasmanlarının genel koordinatlarda hesaplanması
39:        kafes elemanlardaki birim şekil değiştirmelerin hesabı
40:        if min(mat_c_t) < strain & strain < max(mat_t_t)
41:            yeni sekant elastisite modülü hesabı (E_n)
42:            if E_{n-1} > E_n
43:                sonraki adım için E_n'i kafes elemana ata
44:            end
45:        end
46:        sonraki adım için tüm kafes elemanların rijitlik matrisini hesapla
47:    end
48:    sonuçları kaydet
49: end

```

Şekil 3.9. LDA’da izlenen pseudocode

3.2.4. Akma kriteri

İki eksenli gerilme durumuna maruz kalan elemanlarda malzeme davranışı, tek eksenli gerilme altındaki davranıştan genellikle farklıdır. Daha açık ifade etmek gerekirse, iki eksenli gerilme altındaki basınç dayanımı tek eksenli yükleme ile elde edilen basınç dayanımından büyüktür [118]. Bu nedenle doğrusal bozulma analizinde, iki eksenli gerilme durumundaki basınç dayanımı tek eksenli yükleme altındakinin 1,2 katı olarak kabul edilmiştir. Ayrıca bu davranış farkından dolayı literatürde betonun akma kriteri için farklı teoriler geliştirilmiştir. Bunlara örnek olarak Drucker-Prager, Tresca, Mohr-Coulomb, von Mises, William-Wranke, Ottoseni Rankine, Hsieh Ting Chen ve Bresler-Pister verilebilir [119, 120]. Bunlardan Tresca ve von Mises akma kriteri izotropik malzemeler için temel kabul edilen akma kriterleridir. Mohr-Coulomb ve Drucker-Prager akma kriterleri sırasıyla Tresca ve von Mises teorilerinin uzantılarıdır. Malzemenin basınç ve çekme altındaki dayanım farkını dikkate almak için Tresca ve von Mises kriterlerine ekstra terimler eklenmesiyle elde edilirler. Farklı akma teorilerinin karşılaştırılmasına yönelik yapılan bir nümerik çalışmada von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb ve Bresler-Pister akma kriterlerinin tümünde deneysel olarak elde edilen verilere kabul edilebilir derecede yakın sonuçlar elde edildiği ifade edilmiştir [119]. Bu bilgiler ışığında, doğrusal bozulma analizinde von Mises akma kriteri (maksimum deformasyon enerjisi teorisi) kullanılmıştır. Çünkü von Mises akma kriteri hem oldukça basit ve izotropik malzemeler için sıklıkla kullanılan bir yöntemdir, hem de diğer akma teorilerine göre çok büyük farklılıklara neden olmamaktadır. von Mises akma teorisindeki kritik gerilme eşdeğer bir gerilmedir. İki boyutlu düzlem gerilme durumunda eşdeğer von Mises akma gerilmesi (σ_{eq}) asal gerilmelere bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} \quad (3.31)$$

İzotropik sürekli hasar modelinde eşdeğer gerilmeden saha çok eşdeğer birim şekil değiştirme terimi kullanılmaktadır [113, 121, 122]. Bu nedenle, doğrusal bozulma analizinde kullanılan sonlu eleman algoritmasının uygulanmasında kullanımı daha uygun olan eşdeğer birim şekil değiştirme, von Mises eşdeğer gerilmesi kullanılarak türetilmiştir. İlk olarak, asal gerilmeler aşağıda verilen eşitlik kullanılarak asal birim deformasyonlar cinsinden yazılır.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

Burada ε_1 ve ε_2 sırasıyla maksimum ve minimum asal birim şekil değiştirme değerleridir. Levha elemanın herhangi bir nodundaki asal birim şekil değiştirmeler, aşağıda verilen Eş. 3.33 ile o noda ait birim şekil değiştirme tensörü kullanılarak hesaplanır.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \sqrt{\left[\frac{1}{2}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)\right]^2 + \left[\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right]^2} \quad \text{and} \quad \varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - \sqrt{\left[\frac{1}{2}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)\right]^2 + \left[\frac{1}{2}\gamma_{xy}\right]^2} \quad (3.33)$$

Buradaki ε_x , ε_y ve γ_{xy} sırasıyla x yönündeki birim şekil değiştirme, y yönündeki birim şekil değiştirme ve kayma açısını ifade etmektedir. Eş. 3.33 ve Eş. 3.32 eşitliklerinin Eş. 3.31’de yazılması ve her iki tarafında elastisite modülüne bölünmesiyle aşağıda verilen eşdeğer birim deformasyon ifadesi elde edilir.

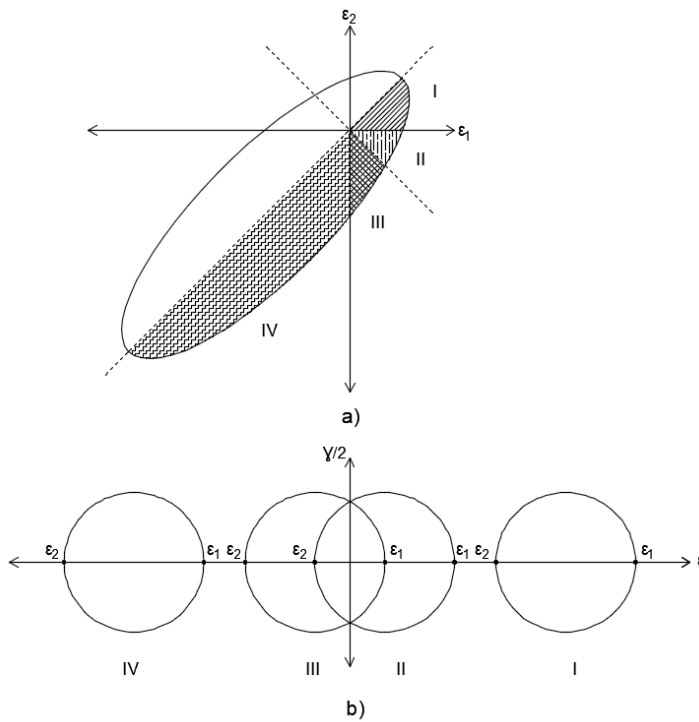
$$\varepsilon_{eq} = \frac{1}{1-\nu^2} \sqrt{(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)^2 - (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2)(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1)} \quad (3.34)$$

Doğrusal bozulma analizinde betonun poisson oranının rijitlik kaybından etkilenmediği, literatürle uyumlu olarak sabit kaldığı kabulü yapılmıştır [121]. Doğrusal olarak idealize edilmiş sekant rijitliği sonraki çözüm adımında kullanılmak üzere, eşdeğer birim şekil değiştirme ve malzemeye ait gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi yardımıyla herhangi bir çözüm adımı için belirlenir. Levha elemanda sekant rijitliği azaltılması için izlenen adımlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

- 1.) Levha elemanın her bir nodundaki eşdeğer birim şekil değiştirmeler, nodal birim şekil değiştirme tensörü kullanılarak bulunur (Bkz. Şekil 3.8a).
- 2.) Deformasyon enerjisi ve dolayısıyla eşdeğer birim şekil değiştirmenin en büyük olduğu kritik nod bulunur.
- 3.) Tek eksenli basınç veya çekme altında elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme davranışlarından hangisinin aktifleştirileceği, Şekil 3.10a’da gösterilen eşdeğer birim şekil değiştirmenin konumuna bağlı olarak değişmektedir. Doğrusal bozulma analizinde akma yüzeyi eğrisinin yarısı (Şekil 3.10a’da gösterilen taralı bölge) yeterlidir. Çünkü maksimum asal birim şekil değiştirme daima ε_1 olarak atanır (Eş. 3.33). Maksimum asal

birim şekil değiştirme değeri mutlak minimum asal birim şekil değiştirme değerinden büyük olduğu durumda (Şekil 3.10b'de I ve II bölgeler), tek eksenli çekme altında elde edilen malzeme davranışı aktifleştirilir. Ters durumda ise (Şekil 3.10b'de III ve IV bölgeler) basınç altındaki malzeme davranışı aktifleştirilir.

- 4.) Levha elemanın sekant rijitliği, kritik noktada aktif edilen malzeme davranışı ve eşdeğer birim şekil değiştirme yardımıyla hesaplanır. Burada şunu belirtmek gerekir ki, izotropik sürekli hasar modeli gereği kritik nokta için hesaplanan sekant rijitliği aslında ait olduğu sonlu elemanın elastisite modülünü temsil eder.
- 5.) Herhangi bir işlem adımında elde edilen sekant rijitliği bir önceki adımda elde edilen sekant rijitliğinden küçük ise, sonraki çözüm adımı için elemana ait elastisite modülü olarak atanır. Böylece termodinamiğin geri döndürülemez hasar ilerlemesi kabulü geçerli kılınmış olur.



Şekil 3.10. a) Akma eğrisi ve b) karşılık gelen asal birim şekil değiştirme

Diğer taraftan, kafes elemana ait sekant rijitliğindeki azalmanın belirlenmesi levha elemana göre çok daha kolaydır. Çünkü kafes elemanların tek doğrultuda yük taşıdığı ve dolayısıyla tek doğrultuda deforme olduğu kabul edilir. Beton malzemelerin gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinde yapılan doğrusal idealleştirme donatı elemanı için de geçerlidir. Tek eksenli çekme veya basınç altında elde edilen

malzeme davranışlarından hangisinin aktifleştirileceği, kafes elemanın birim şekil değiştirme değerinin işaretine bağlı olarak değişir. Buna göre herhangi bir adımda kafes elemana ait sekant rijitliği, birim şekil değiştirme değeri ve aktifleştirilen malzeme davranışı ile hesaplanır. Levha elemana ait rijitlik azaltılmasında izlenen son adım, kafes eleman için de geçerlidir.

3.2.5. Doğrusal bozulma analizi (LDA) uygulamaları

Geliştirilen modelin doğrulama analizleri için tek donatılı betonarme bir kiriş [123] ve normal dayanımlı betonarme bir çerçeve [124] elemanı kullanılmıştır. Betonarme elemanların sayısal modellemesinden elde edilen değerler, yük-deplasman ve birim şekil değiştirme dağılımı açısından incelenmiştir. Nümerik çalışmada, beton fazı ve donatı sırasıyla dört noktalı levha eleman ve iki noktalı kafes eleman olarak modellenmiştir. Beton ile donatı arasında tam aderans olduğu ve donatının çatlak yüzeyinde betondan sıyrılmadığı kabul edilmiştir.

Nümerik çalışmada kullanılan betonların basınç altındaki gerilme birim şekil değiştirme davranışları, Eurocode-2 [3] standardı tarafından önerilen şekilde türetilmiştir. Buna göre betonların silindirik basınç dayanımları kullanılarak hesaplanan mekanik özellikleri aşağıdaki Çizelge 3.1’de verilmiştir. Basınç altında tasarım limit birim şekil değiştirme değerine ulaşıldığında betonun ezilme özelliği kapatılmıştır. Artan deformasyonlar altında eleman davranışını modellemek için, basınç altındaki betonun ezilme davranışı ϵ_{cu} ve diğerleri [116] tarafından önerilen şekilde kabul edilmiştir

Çizelge 3.1. Betonların mekanik özellikleri

Deneysel çalışma	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu2} (‰)	n
Belgin ve Şener [123]	17,2	25,2	2,0	20	2,0	3,5	2,0
Özbek ve diğerleri [124]	10,0	18,0	1,4	18	2,0	3,5	2,0

Buradaki f_c , f_{cm} , f_t , E_c , ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} ve n sırasıyla betonun karakteristik silindirik dayanımı, ortalama basınç dayanımı, ortalama çekme dayanımı, elastisite modülü, tek eksenli basınç altında doğrusal olmayan davranış için birim şekil değiştirme sınırı, gerilmenin değişmediği maksimum birim şekil değiştirme sınırı ve doğrusal olmayan bölgedeki davranış fonksiyonu parametresidir.

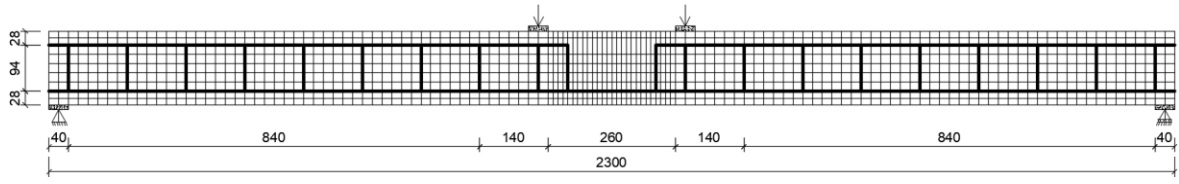
Diğer taraftan, normal dayanımlı betonun çekme altındaki davranışı için Çizelge 3.1’de basınç dayanımına bağlı olarak elde edilen betonun elastisite modülü ve çekme dayanımları kullanılmıştır. Nayal ve Rasheed [125] tarafından önerilen şekilde, belirli katsayılarla çarpılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme davranışını temsil eden değerler Çizelge 3.2’de verilmiştir.

Çizelge 3.2. Betonların çekme altındaki davranışı

Deneysel çalışma	ε_1	ε_2	ε_3	ε_4	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
Belgin ve Şener [123]	0,00010	0,00010	0,00039	0,00098	2,00	1,60	0,72	0,0
Özbek ve diğerleri [124]	0,00008	0,00008	0,00030	0,00076	1,40	1,11	0,50	0,0

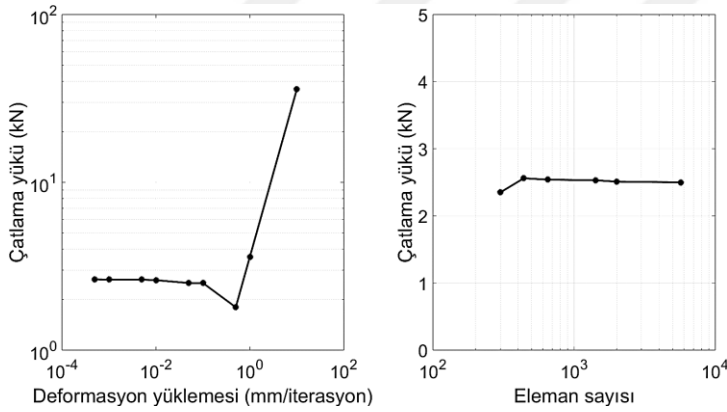
Tek donatılı betonarme kiriş

Geliştirilen nümerik modelin performansını göstermek amacıyla, Belgin ve Şener [123] tarafından test edilen M11.15 tek donatılı betonarme kiriş elemanı modellenmiştir. Çalışmada beton basınç dayanımı 17,2 MPa olarak verilmiştir. İfade edilen basınç dayanımı kullanılarak Eurocode-2 yardımıyla türetilen diğer mekanik özellikler ve basınç altındaki gerilme-birim şekil değişimi davranışı için gerekli terimler Çizelge 3.1’de verilmiştir. Betonun çekme altındaki gerilme-birim şekil değişimi davranışı Çizelge 3.2’de sunulmuştur. Çalışmada kullanılan betonun poisson oranı 0,2 olarak kabul edilmiştir. Betonarme kirişin çekme bölgesinde 2 ϕ 16 çekme donatısı kullanılmıştır. Kiriş kesme açıklığında basınç bölgesinde 2 ϕ 8 montaj donatısı kullanılmıştır. Ayrıca, kesme davranışını önlemek amacıyla kesme bölgelerinde ϕ 5/125 kesme donatısı kullanılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan 16 mm, 8 mm ve 5 mm çaplarına sahip donatıların akma dayanımları sırasıyla 514, 530 ve 220 MPa olarak verilmiştir. Nümerik çalışmada, donatılar için elastik ve tam plastik gerilme birim şekil değiştirme malzeme davranışı kabul edilmiştir. Boyuna donatı ve kesme donatısı için elastisite modülü 210000 MPa olarak alınmıştır. Donatıların poisson oranı 0,3 olarak kabul edilmiştir. Deneysel çalışmayla uyumlu olarak, betonarme kiriş elemanın sonlu eleman modeli ve gerekli bazı uzunluklar Şekil 3.11’de verilmiştir. Modelde, mesnet ve yükleme noktalarında bölgesel ezilmeleri önlemek amacıyla çelik levhalar kullanılmıştır.

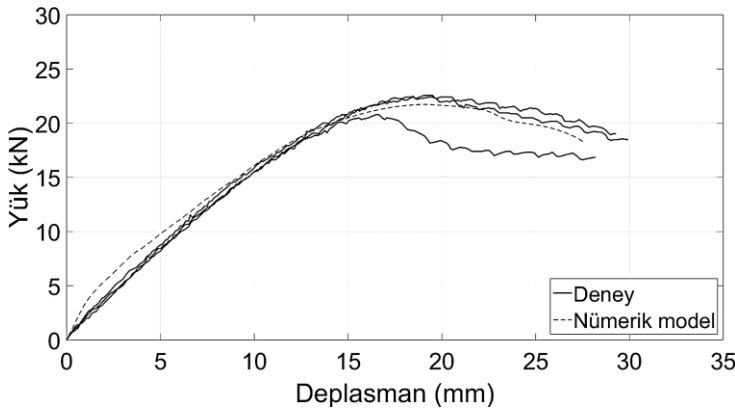


Şekil 3.11. M11.15 betonarme kirişine ait sonlu eleman modeli

Optimum eleman sayısı ve yükleme hızının belirlenmesi amacıyla, önce eleman sayısı için daha sonra da yükleme hızı için hassasiyet analizi yapılmıştır. Şekil 3.12a'da verilen hassasiyet analizi sonuçlarına göre yükleme hızı hassasiyetinin eleman sayısı hassasiyetinden daha etkili olduğu görülmektedir. İdeal eleman sayısı 1498 ve ideal yükleme hızı 0,1 mm/iterasyon olarak bulunmuştur. Daha sonra betonarme eleman simülasyonu yapılmış ve deney sonucuyla karşılaştırmalı olarak Şekil 3.12b'de verilmiştir. Şekilden görüldüğü üzere nümerik olarak elde edilen genel yük-deplasman davranışı ile deneysel olarak elde edilen davranış oldukça benzerdir.



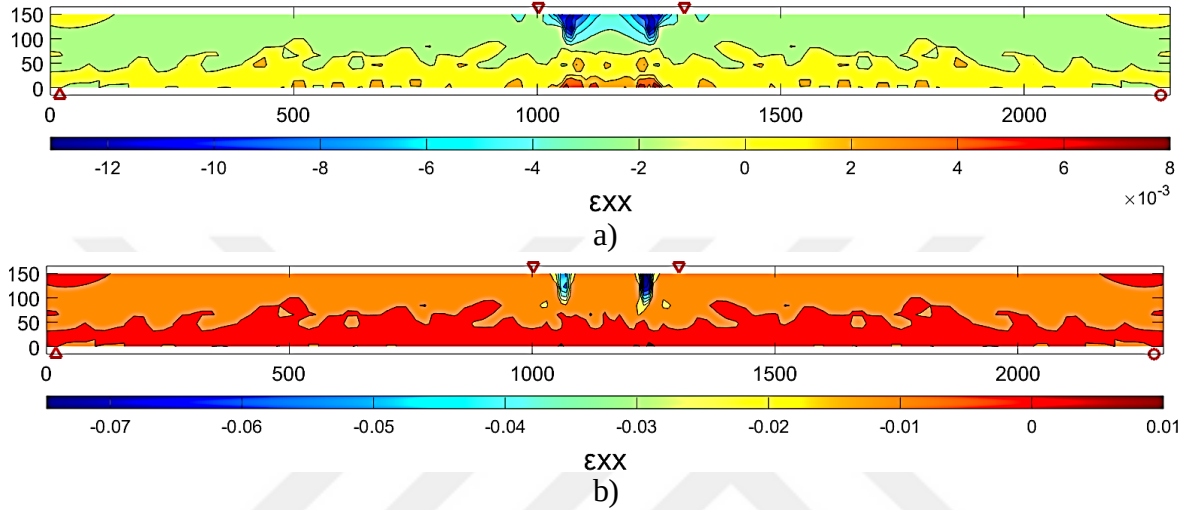
a)



b)

Şekil 3.12. a) Hassasiyet analizi, b) yük-deplasman davranışı

Şekil 3.13’de nümerik olarak elde edilen maksimum yükte ve simülasyon sonundaki boyuna doğrultudaki birim şekil değiştirme değerleri verilmiştir. Deneysel çalışmada kullanılan betonarme elemandaki donatı oranı dengeli donatı oranından büyük olduğundan dolayı, deneyde basınç ezilmesi gözlenmiştir. Şekil 3.13’de verilen basınç bölgesindeki ezilmeler deneysel davranışın sonlu eleman modelinde de elde edildiğini göstermektedir.

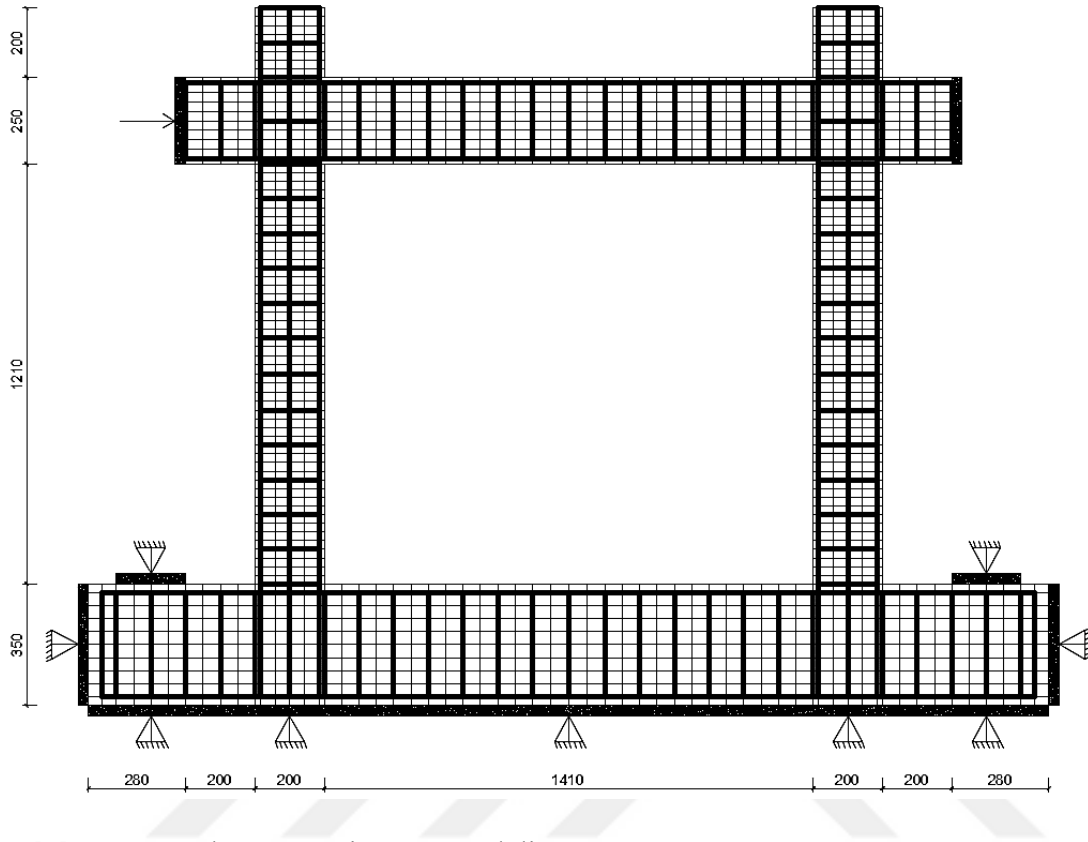


Şekil 3.13. M11.15 elemanı a) Maksimum yük, b) simülasyon sonundaki çatlak deseni

Betonarme çerçeve

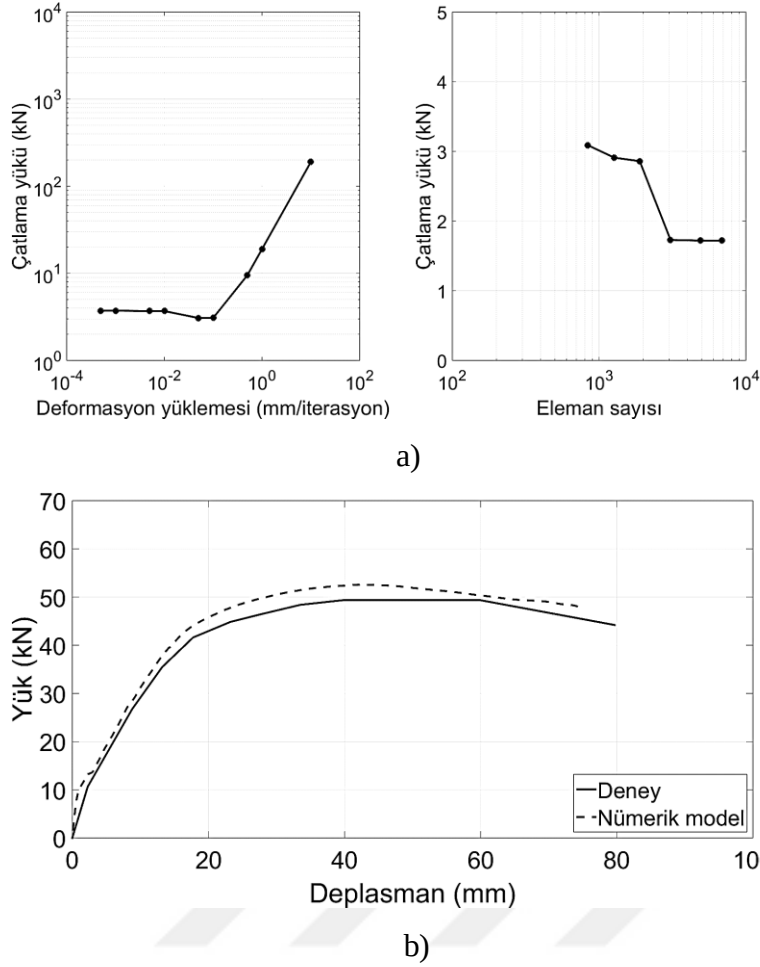
Geliştirilen nümerik modelin betonarme sisteme davranış performansını incelemek amacıyla, Özbek ve diğerleri [124] tarafından test edilen R1 betonarme çerçeve elemanı modellenmiştir. Araştırmacılar tarafından tersinir tekrarlanır yükleme altında test edilen R1 elemanı, nümerik çalışmada monotonik olarak artan tek yönlü yükleme altında modellenmiştir. Araştırmacılar R1 elemanına ait beton dayanımının 10 MPa olduğunu ifade etmiştir. Bu nedenle diğer mekanik özellikler belirtilen silindirik basınç dayanımına bağlı olarak Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2’de verilmiştir. Betonun poisson oranı 0,2 olarak kabul edilmiştir. Temel bölgesi 400x400 mm kesite ve 2770 mm uzunluğa sahiptir. Bu bölgede 10 ϕ 20 boyuna donatı ve ϕ 8/100 kesme donatısı kullanılmıştır. Kolonlar 150x200 mm kesite sahiptir ve sırasıyla 8 ϕ 8 boyuna donatı ve ϕ 4/100 kesme donatısı içermektedir. Kiriş bölgesi ise 150x250 mm kesit boyutlarına sahiptir. Kiriş açıklığında 5 ϕ 10 boyuna donatı, kolon kiriş birleşim bölgesinde ek 1 ϕ 10 boyuna donatı ve kiriş boyunca ϕ 4/100 kesme donatısı kullanılmıştır. Doğrusal bozulma analizinde R1 elemanına ait sonlu eleman görünümü ve gerekli bazı ölçüler Şekil 3.14’de verilmiştir. 4, 8, 10 ve 20 mm çapına sahip donatıların

akma dayanımları sırasıyla 270, 460, 500 ve 500 MPa olarak verilmiştir.



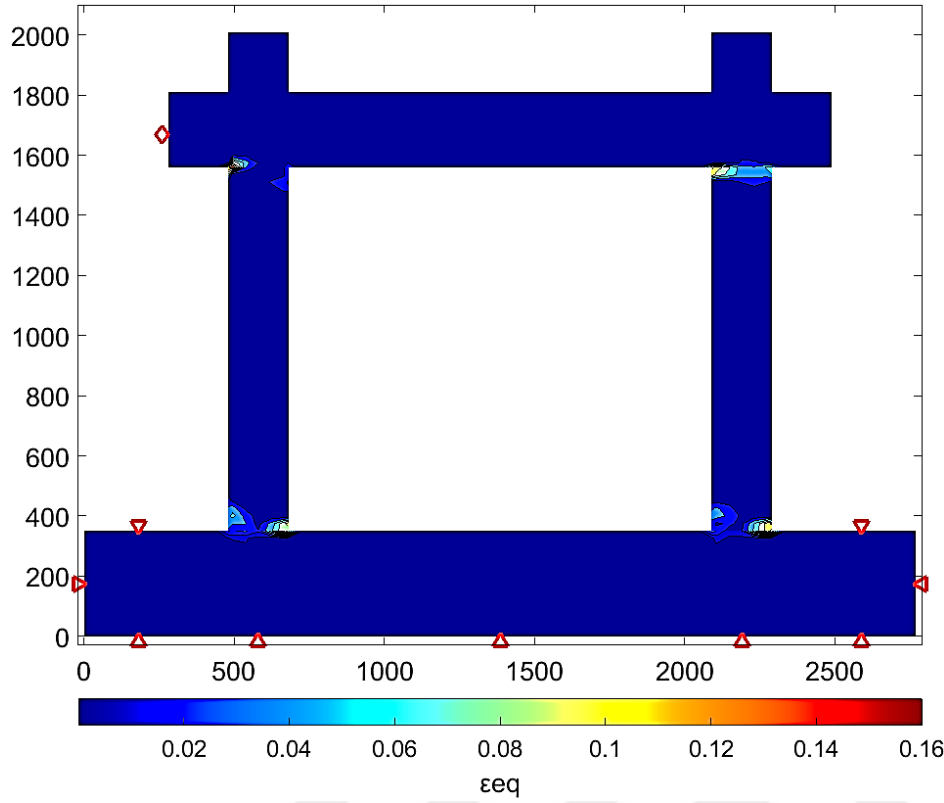
Şekil 3.14. R1 elemanına ait LDA modeli

Donatıların tümü için elastik ve tam plastik malzeme davranışı kabul edilmiştir. Elastisite modülü ve poisson oranı tüm donatı çapları için sırasıyla 210000 MPa ve 0,3 olarak kabul edilmiştir. Deneysel çalışmayla uyumlu olması açısından, nümerik çalışmadaki yükleme ve mesnet bölgesinde ek rijit çelik levha elemanlar kullanılmıştır. Şekil 3.15a'daki hassasiyet analizleri dikkate alınarak, yük artırımı hızı ve eleman sayısı sırasıyla 0,1 mm/iterasyon ve 3067 olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.15. a) Hassasiyet analizi, b) yük-deplasman davranışı

R1 betonarme çerçevesine ait tek yönlü sürekli artan yükleme altındaki simülasyon davranışı ile deneysel olarak elde edilen davranış, Şekil 3.15b’de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Verilen şekilden LDA yöntemi ile elde edilen nümerik davranışın, gerçek davranışa oldukça benzer olduğu görülmektedir. Güçlü kiriş zayıf kolon tasarımından dolayı R1 deney elemanının kolon kiriş birleşiminde oluşacak plastik mafsallın kolon uçlarında oluşması beklenmektedir. Nümerik olarak elde edilen eşdeğer birim şekil değiştirme dağılımı ile betonarme elemanda oluşan hasar bölgesi Şekil 3.16’da verilmiştir. Buna göre LDA yöntemi ile betonarme çerçeveye ait göçme mekanizması başarılı bir şekilde modellenmiştir.



Şekil 3.16. R1 elemanı hasar bölgesi

3.3. Dijital Görüntü Korelasyon Yöntemi

Dijital görüntü korelasyon yöntemi “Digital Image Correlation (DIC)”, deney sırasında sabit olarak konumlandırılan bir kamera yardımıyla elde edilen numune görüntülerinin bilgisayar ortamında işlenerek numunedeki deformasyonların belirlenmesi sürecidir. Bu işlemin temelde iki kısma ayrılmaktadır: (i) deney öncesi numune hazırlığı ve deney, (ii) deney sonrası analiz süreci.

Deney numunesinin hangi bölgesinde deformasyon analizi yapılmak isteniyorsa (ROI) o bölgenin görüntüsü üzerinde odaklama yapılmalıdır. Bu bölge yansıtıcı özelliği az mat bir boyayla beyaz renge boyanır. Beyaz boya kuruduktan sonra siyah bir spre yay boya kullanılarak rastgele küçük noktalar oluşturulur. Dijital görüntü korelasyon yönteminden elde edilen sonuçların doğruluğu oluşturulan bu noktaların büyüklüğüne ve dağılımına yüksek oranda bağlıdır. Kullanılan kamera, görüntüsü alınan yüzeye dik olmalıdır. Kumlanmayı azaltmak amacıyla kameranın ISO değeri minimumda tutulmalıdır. Diyafram açıklığı analizi yapılacak bölgenin büyüklüğüne ve fotoğraf makinasının numuneden

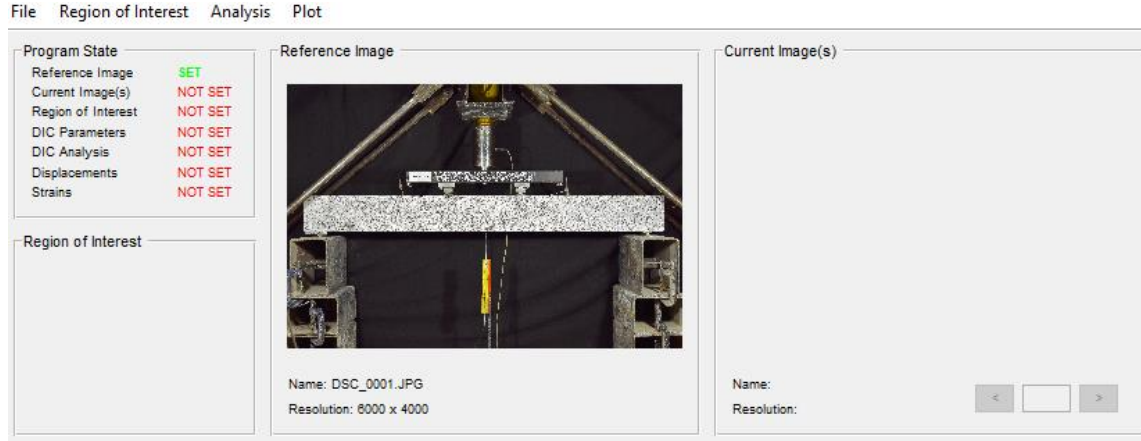
uzaklığına göre belirlenmelidir. Kameranin diyafram ayarı numunenin test esnasındaki deformasyon hızına bağlı olarak ayarlanmalıdır.

Deney esnasında belirli süre aralığında alınan numune görüntüleri, deforme olmamış deney numunesi görüntüsüyle karşılaştırılarak işlem bölgesindeki noktaların hareketi incelenir. Korelasyon algoritması kullanılarak noktaların eşleştirmesi yapılır. Böylece numune deformasyonu ve numune üzerinde oluşan birim deformasyonlar belirlenir. Doktora çalışması kapsamında deneysel çalışmadan elde edilen görüntüler, Matlab tabanlı Ncorr yazılımı kullanılarak analiz edilmiştir [126]. Bu bölümde elde kullanılan Ncorr yazılımıyla ilgili bazı bilgiler verilmiştir. Ncorr grafiksel kullanıcı arayüz (GUI) ilde desteklenen bir programdır. Bu nedenle kullanıcılar için üst düzey programlama bilgisi ihtiyacı gerektirmemektedir. Bunun yanında Ncorr açık kaynak kodlu bir yazılım (open source software) olması özelliği ile analiz sonuçlarına doğrudan ulaşma imkanı da tanımaktadır. Ncorr dijital görüntü korelasyon programında takip edilen adımlar, kısaca aşağıda olduğu gibi yedi temel adımda gruplandırılabilir.

- 1.) Referans görüntünün seçilmesi
- 2.) Analiz edilecek görüntülerin seçilmesi
- 3.) Referans görüntüdeki işlem bölgelerinin belirlenmesi
- 4.) Dijital görüntü korelasyon parametrelerinin belirlenmesi
- 5.) Dijital görüntü korelasyon analizi
- 6.) Birim dönüşümü
- 7.) Birim şekil değiştirmelerin hesabı

3.3.1. Referans görüntünün seçilmesi

Kullanıcı destekli arayüz yardımıyla deney sırasında çekilen bir fotoğraf (bizim çalışmamızda ilk fotoğraf) referans fotoğrafı olarak atanır. Bunun için önce Dosya sekmesine tıklanır ve gelen seçeneklerden Referans Görüntüsünü Yükle seçeneği tıklanır ve gelen pencere yardımıyla istenilen fotoğraf fare ile seçilerek yüklenir. Görüntü yükleme işlemi başarıyla gerçekleştirildiği takdirde, Şekil 3.17’de olduğu gibi Program Durumu kısmında yüklendi ifadesi yeşil renkli olarak görülecektir.

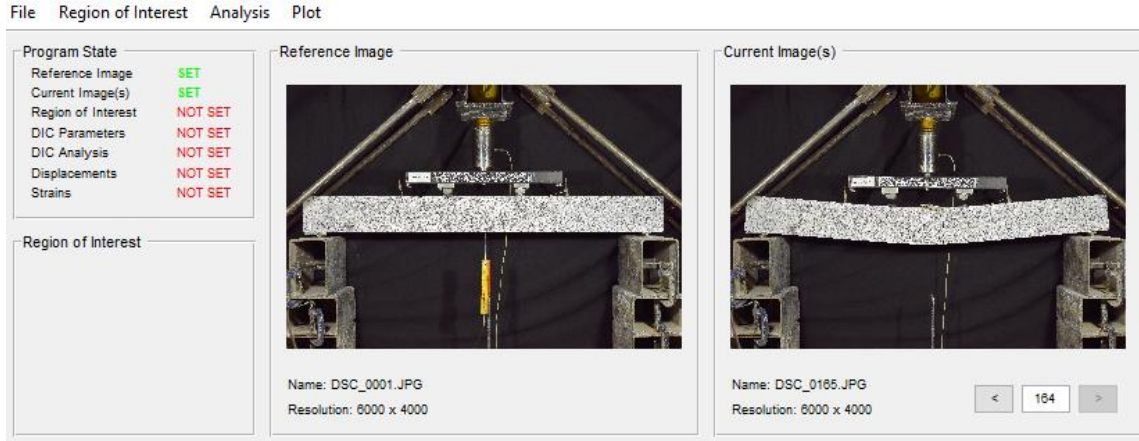


Şekil 3.17. Referans görüntünün yükleme durumu

3.3.2. Analiz edilecek görüntülerin seçilmesi

Kullanılan program analiz yapılacak görüntü sayısı için bir kısıtlama getirmemektedir. Ancak dikkat edilmesi gereken nokta, birden fazla analiz yapılacak görüntü varsa bu görüntülerin isimlendirilmesi işlemidir. Bunun için “isim_#.uzantı” formatı kullanılmaktadır. Buradaki # sembolü analiz edilecek resim numarasını göstermektedir ve ardışık olarak artmalıdır. Analizi yapılacak görüntüler “Load All” ve “Load Lazy” olmak üzere iki yolla programa tanıtılır. Bunlardan ilki yüksek hızlı analiz imkanı sunmasına rağmen çok yüksek Ram ihtiyacı gerektirmektedir. Bu nedenle analiz edilecek görüntü sayısının fazla olması durumunda ikinci seçenek tavsiye edilmektedir. Bizim çalışmamızda analiz edilecek görüntülerin sayısı çok fazla ve kullanılan kişisel bilgisayarın ram kapasitesi düşük olduğundan dolayı fotoğraflar “Load Lazy” seçeneği ile yüklenmiştir.

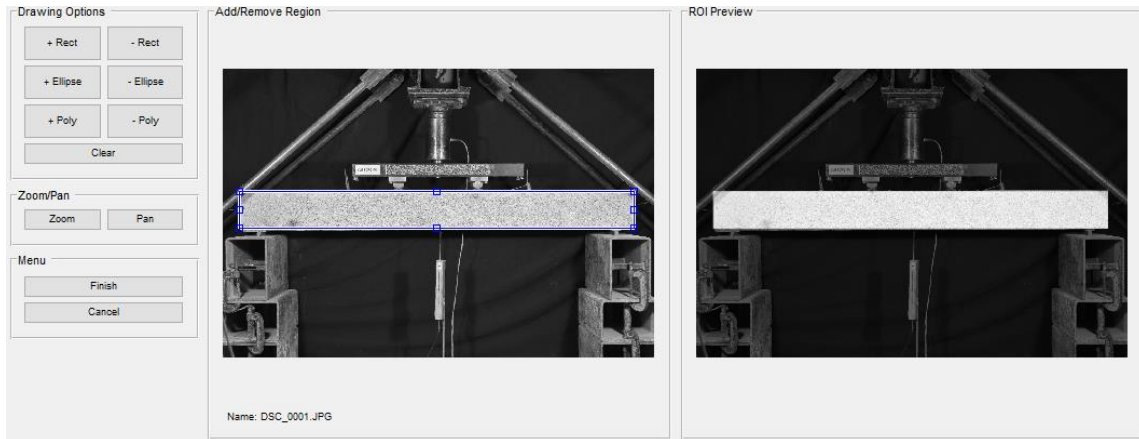
Görüntü dosyalarının yüklenmesinden sonra Program Durumu bölümünde analizi yapılacak görüntüler sekmesinin karşısında yeşil renkli yüklendi yazısı görülecektir. Kullanıcı arayüz programında sol tarafta referans görüntüsü sağ tarafta ise analiz edilecek görüntüler verilmektedir (Şekil 3.18). İşlem yapılacak görüntülerin hemen altında mevcut görüntüyü değiştirebileceğimiz, diğer analiz edilecek görüntülere geçişi sağlayan bir ok tuşu bulunmaktadır.



Şekil 3.18. Analizi yapılacak görüntülerin yükleme durumu

3.3.3. Referans görüntüdeki işlem bölgelerinin belirlenmesi

Kullanıcı arayüzü sayesinde referans görüntüde işlem yapılacak bölge (ROI) fotoğraf üzerinde kolaylıkla çizilebilmektedir. Bunun için izlenecek yol ROI sekmesinden sırasıyla işlem bölgesini ayarla ve işlem bölgesi çiz butonları seçilmelidir. Program tarafından sunulan çizim seçenekleri dikdörtgen, elips ve çoklu çizimden oluşmaktadır. Şekil 3.19’da deney elemanına ait işlem bölgesi çizimi gösterilmektedir.

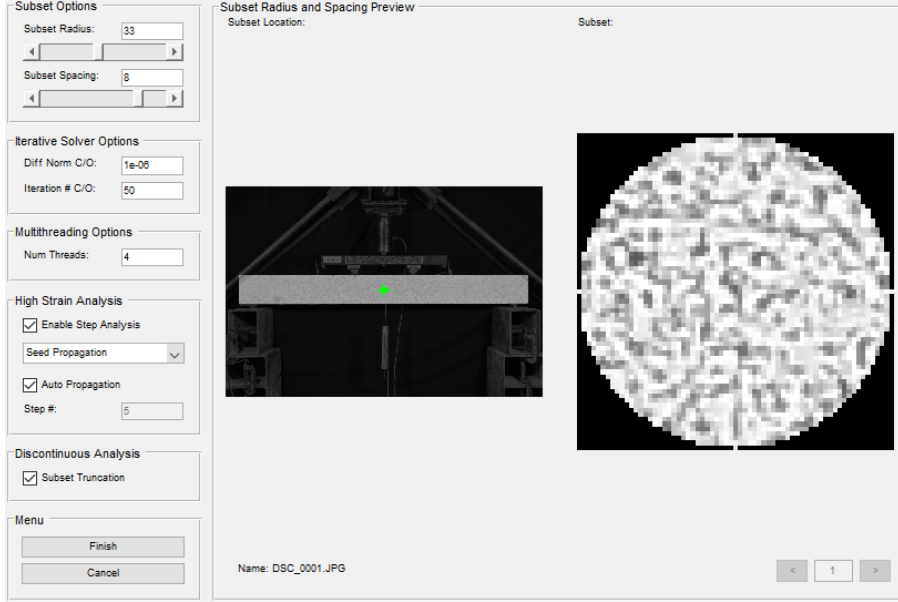


Şekil 3.19. İşlem bölgesi (ROI) çizimi

3.3.4. Dijital görüntü korelasyon parametrelerinin belirlenmesi

Analiz sekmesinden dijital görüntü korelasyon parametrelerini ayarla çubuğu seçildiğinde, Şekil 3.20’de verilen grafik kullanıcı arayüzü açılmaktadır. Ekrana gelen kullanıcı

arayüzünde, dijital görüntü analizinden elde edilen sonuçları önemli derecede etkileyen birden fazla veri girişi sekmesi mevcuttur. Sol tarafta veri girişi sekmeleri görülürken sağ tarafta ise girilen alt küme çapına ve adım aralığına bağlı olarak alt kümenin görüntüsü gelmektedir.



Şekil 3.20. DIC parametrelerinin girilmesi

Alt küme boyutu DIC analizi için büyük önem arz etmektedir. Alt küme ayarlarında, dairesel olarak oluşturulacak alt kümenin yarıçapı ve adım aralığının ne kadar olması gerektiğini belirleriz. Alt küme yarıçapı elde edilen sonuçları doğrudan etkileyen en önemli dijital görüntü korelasyon parametresidir. Küçük alt küme yarıçapı seçilmesi durumunda, düşük korelasyon oranı ve bir alt kümenin işlem bölgesindeki diğer alt kümelerle karıştırılması sorunu oluşabilir. Büyük alt küme yarıçapı seçimi ise hem daha uzun hesaplama süresine hem de daha büyük ortalama yer değiştirme alanına neden olur. Girilen adım aralığı, alt küme taranma sıklığını belirtir. Küçük analiz adımı seçilmesi ölçüm noktalarının sayısını artırır. Bu nedenle çok küçük adım aralığı seçimi analiz süresinin daha fazla uzaması anlamına gelir. Bizim çalışmamızda alt küme yarıçapı ve adım aralığı için sırasıyla literatürle uyumlu olarak 33 ve 8 piksel değerleri seçilmiştir [127].

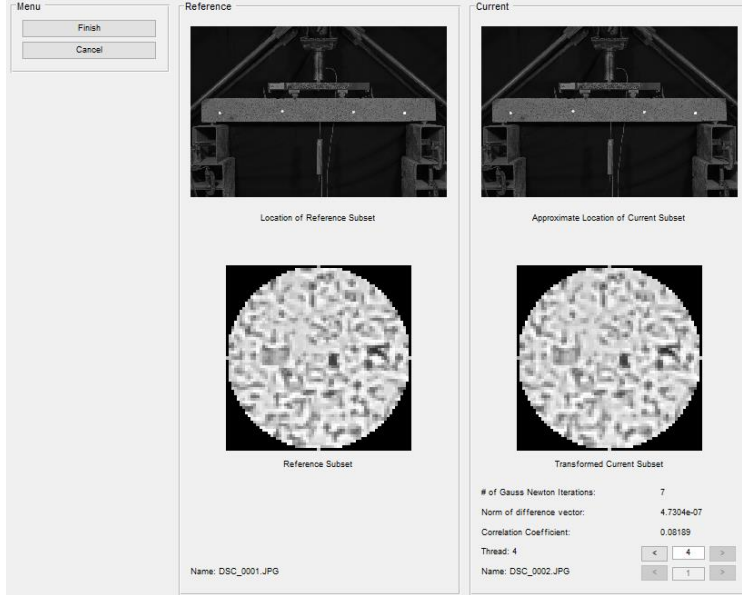
İteratif çözücü sekmesindeki fark vektörünün normu ve iterasyon sayısı, görüntü eşleştirmede kullanılan iteratif çözüm için sonlandırma kriterleridir. Analiz süresinin kısaltılması gerektiğinde, fark vektörünün normu artırılmalı veya iterasyon sayısı

azaltılmalıdır. Bizim çalışmamızda iterasyon sayısı ve fark vektörü normu için program tarafından önerilen değerler kullanılmıştır. Ncorr hesaplama süresinin hızlandırılması adına çoklu iş yapma özelliği sunmaktadır. Kurulum sırasında veya analizden önce grafik kullanıcı arayüzünde tanımlanan Multithreading Options sekmesi ile kullanıcı tarafından belirtilen çekirdek sayısı kadar eş zamanlı analiz yapma imkanı vardır. Bizim çalışmamızda dört adet çekirdek seçilerek eş zamanlı analiz yapılmıştır. Hızlı birim şekil değiştirme sekmesinin çalışma prensibi, referans görüntü ve ROI'nin analiz sırasında program tarafından değiştirilmesine dayanmaktadır. Bizim çalışmamızda “seed propagation” ve otomatik ilerleme seçenekleri işaretlenmiştir. Süreksizlik analizi sekmesi, deformasyon süreksizliğinin olduğu durumlarda kullanılmalıdır. Çatlak ucunda bozulmaya yol açan alt küme sargılamasının önlenmesi için alt kümenin kesilmesi işlemidir. Bu özellik bizim çalışmamızda aktif hale getirilmiştir.

3.3.5. Dijital görüntü korelasyon analizi

Analiz aşamasına geçmek için, analiz sekmesinden dijital görüntü korelasyon analizini başlat seçeneği ve gelen GUI yardımıyla istenilen işlem bölgesi seçilmelidir. İşlem bölgesi seçiminin yapılmasının ardından çıkan GUI yardımıyla işlem bölgesinin sınırları içerisinde istenilen noktalara çekirdekler yerleştirilir. Buradaki çekirdek sayısı, kurulum sırasında belirtilen çekirdek sayısıdır. Çoklu çekirdek yerleştirilmesi yapılacaksa, ROI yaklaşık olarak eşit alanlara bölünmelidir. Yerleştirilen çekirdeklerin deformasyon sonucunda hareket eden işlem bölgesinin dışına çıkmamasına dikkat edilmelidir. Başlangıçta tek bir işlem bölgesi değil de elemanın farklı yerlerinde birbirinden bağımsız işlem bölgeleri oluşturulduysa, her işlem bölgesi için yukarıda yapılan işlemler tekrarlanacaktır. Bizim çalışmamızda tek bir işlem bölgesi (ROI) oluşturulduğundan dolayı, çekirdek yerleştirme işlemi bir defada yapılmıştır (Şekil 3.21). Alt küme yerleşimi doğru bir şekilde yapıldıktan sonra, referans ve analiz edilecek görüntülerdeki alt kümelerin yerleşimleri ve detaylı görünümelerini içeren bir GUI (Şekil 3.21) ekrana gelmektedir. Ayrıca detaylı alt küme görüntüsünün hemen altına analiz edilen görüntüye ait iterasyon sayısı, fark vektörünün normu ve korelasyon katsayısı gibi bilgiler verilmektedir. İterasyon sayısı girilen sınır değerden ne kadar az ise, çekirdek yerleşimleri de o derece iyi ve doğru yapılmıştır. Benzer durum korelasyon katsayısı için de geçerlidir. Korelasyon katsayısı ne kadar az ise çekirdek yerleşimleri o kadar doğrudur. Gerekli kontroller yapıldıktan sonra analizi yapılacak tüm görüntülerde çekirdeklerin doğru olarak yerleştirildiğine kanaat getirilirse, Şekil 3.21’de verilen menüden sonlandır seçeneği

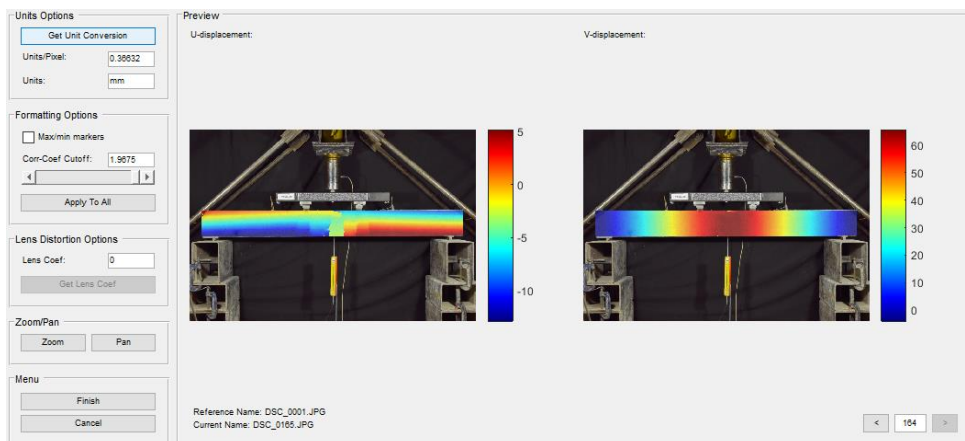
tıklanarak analize başlanır. Bizim çalışmamızda iterasyon sayısı genellikle 7-12 arasında çıktığından, çekirdek yerleşiminde bir sorunla karşılaşılmamıştır.



Şekil 3.21. Alt kümelerin görünümü

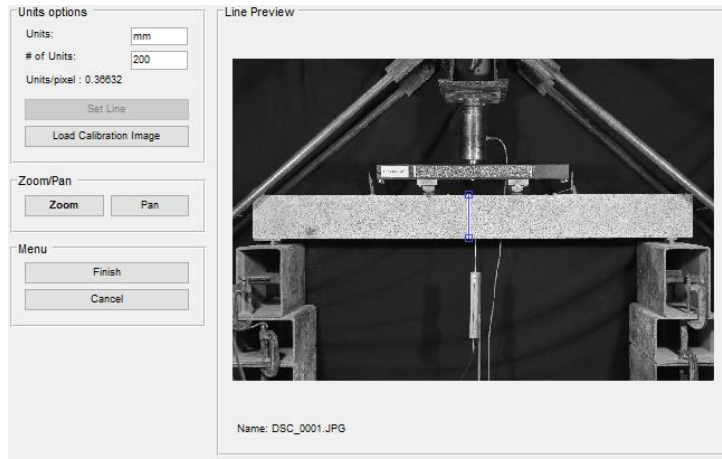
3.3.6. Birim dönüşümü

Eleman üzerine rastgele yerleştirilen alt kümelerin eşleştirilmesi sonucu yapılan yer değiştirme hesabı, bu noktalarla örtüşen piksellerin hareketi üzerinden yapılmıştır. Bu nedenle, sonuçları gerçek birim ve ölçeğe dönüştürmek gerekmektedir. Analiz sekmesinden deformasyon formatı seçildiğinde ekrana Şekil 3.22’de verilen grafik kullanıcı arayüzü gelmektedir.



Şekil 3.22. Deformasyon formatı

Birim ayarı sekmesi, piksel üzerinden hesaplanan deformasyonun istenilen birim cinsine ve istenilen ölçeğe dönüşümü için kullanılır. Eğer çekilen görüntüde mm/pixel oranı biliniyorsa doğrudan giriş yapılabilir. Ancak dönüşüm katsayısı bilinmiyorsa, dönüşüm katsayısını belirle butonu seçilerek içerisindeki herhangi bir objenin gerçek uzunluğu bilinen bir görüntü yüklenir. Yüklenen görüntü üzerindeki gerçek uzunluğu bilinen herhangi iki nokta seçimi yapılır ve aralarındaki gerçek uzaklık değeri girilir (Şekil 3.23). Böylece birim dönüşümü kolay bir şekilde elde edilir. Bizim çalışmamızda kirişin en alt ve en üst seviyesinden seçilen iki nokta arasındaki mesafe (200 mm) kullanılarak birim dönüşümü yapılmıştır.



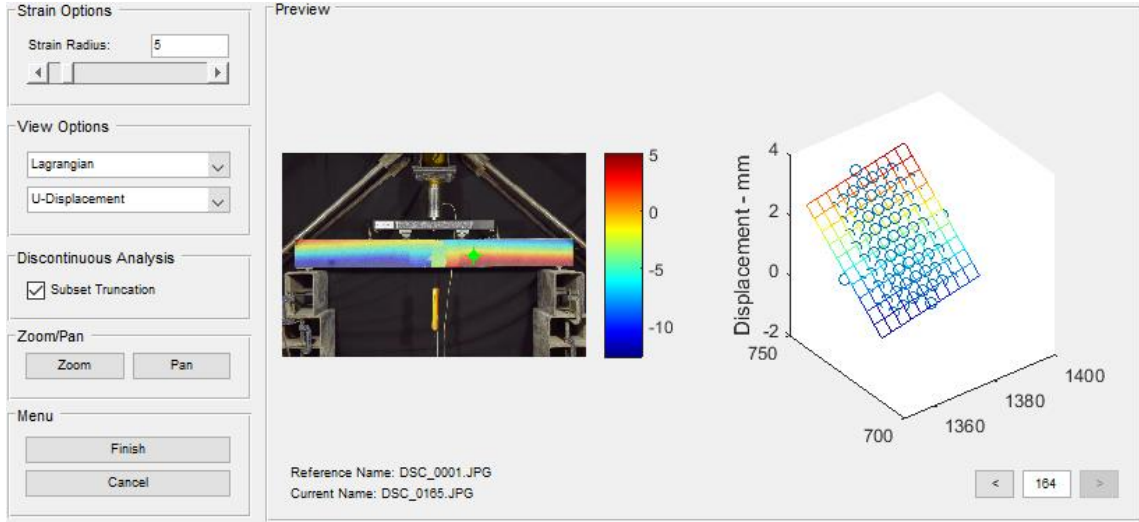
Şekil 3.23. Aralarındaki mesafenin bilindiği iki nokta seçimi

Şekil 3.22’de verilen grafik kullanıcı arayüzündeki format ayarı sekmesi, analiz sonucu elde edilen verilerde filtre ayarı için kullanılır. Buradaki korelasyon katsayısı limiti azaltılarak, aşırı deforme olan ve sonucu olumsuz etkileyen veriler temizlenebilir. Şekil 3.22’de verilen lens bozulma ayarı ise lensin mercek yapısından kaynaklı görüntü bozulmalarını minimuma indirmek için kullanılmaktadır. Bozulma merkezi görüntünün ortası kabul edilerek düzeltme yapılır. Deney sistemini fotoğraflamak için kullandığımız Nikon D5300 ve Sigma 50mm f1.4 art lens sisteminde bozulma yaklaşık olarak sıfırdır.

3.3.7. Birim şekil değiştirmelerin hesabı

Analiz sekmesinden birim şekil değiştirmeleri hesapla butonu seçildiğinde ekrana Şekil 3.24’de verilen kullanıcı arayüzü gelmektedir. Bu bölümde değiştirilebilecek tek parametre birim şekil değiştirme yarıçapıdır. Birim şekil değiştirme yarıçapı, düzlemle örtüşecek nokta

gruplarının oluşturduğu çemberin yarıçapıdır. Düzlem uygunluğu Şekil 3.24’de sağ tarafta verilen şekilden takip edilebilir.



Şekil 3.24. Birim şekil değiştirme yarıçapı

Birim şekil değiştirme değerlerinde büyük değişime neden olmayan en küçük yarıçap ideal yarıçap olarak ifade edilebilir. Program tarafından önerilen birim şekil değiştirme yarıçapı 15 piksel olsa da, bu değer sabit olmayıp kullanıcı tarafından istenildiği takdirde değiştirilebilmektedir. Bu çalışmada birim şekil değiştirme yarıçapı 5 olarak alınmıştır.

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

Betonarme kirişlerin taşıma kapasiteleri ve eğilme davranışları beton kalitesi [128], çelik lif oranı [41] ve donatı oranı [52] ile değişmektedir. Dolayısıyla, yapılacak olan çalışmada değişken olarak beton kalitesi, çelik lif oranı ve donatı oranı ele alınacaktır. Geniş bir beton sınıf aralığını temsil etmek amacıyla düşük dayanımlı (C25) [129], normal dayanımlı (C50) [130] ve yüksek dayanımlı (C100) [15] olmak üzere 3 farklı beton karışımı kullanılacaktır. Çelik lifler normal bir beton karışımında hacimce %2'ye kadar kullanılmaktadır [30]. Diğer taraftan hacimce %2 çelik lif içeriğinde, en iyi sıyrılma direncinin deneysel olarak elde edildiği ifade edilmektedir [29]. Bu oranlar ve laboratuvarındaki karıştırıcı özellikleri dikkate alındığında deneyde kullanılacak çelik lif oranları hacimce %0, %0,75 ve %1,5 olarak belirlenmiştir. Hasgöl ve diğerleri [46] yüksek performanslı betonarme elemanlar üzerinde eğilme deneyleri yaparak donatı oranlarının davranışa etkisini incelemişlerdir. Elde edilen deneysel sonuçlara göre, standartlarda belirtilen maksimum donatı oranından daha yüksek donatı oranına sahip lifli eğilme elemanları beklenilenin aksine sünek bir davranış göstermişlerdir. Aynı çalışmada en düşük donatı oranına sahip kirişte lif kullanımıyla sünekliliğin azaldığı da ifade edilmiştir. Dolayısıyla hem yüksek donatı oranı hem de düşük donatı oranının etkisini deneysel olarak gözlemlemek amacıyla, tez kapsamında üretilen betonarme eğilme elemanlarında kullanılacak donatı oranları %0,4, %0,9 ve %1,6 olarak belirlenmiştir.

4.1. Malzeme Özellikleri

Bu bölümde deneylerde kullanılan beton karışımları ve elde edilen beton dayanımları ile ilgili bilgiler verilecektir. Ayrıca betonarme elemanlarda kullanılan farklı çaplara sahip donatıların çekme dayanımları da bu bölümde verilmiştir.

4.1.1. Beton dayanımları

Doktora çalışması kapsamında küp dayanımları 25 MPa, 50 MPa ve 100 MPa olan üç farklı dayanım sınıfına ait beton karışımı kullanılmıştır. C25, C50 ve C100 beton dayanım sınıflarına ait ön karışımlar için sırasıyla Aykaç ve diğerleri [129], Arslan [130], Gümüş ve Arslan [15] tarafından kullanılan karışım oranları dikkate alınmıştır. Belirtilen çalışmalarda

kullanılan malzemelerden bazıları, laboratuvarında bulunan ve haricen temin edilen karışım malzemeleri ile değiştirilerek kullanılmıştır. Buna göre deneysel çalışmada kullanılan nihai karışım oranları Çizelge 4.1’de sunulmuştur. Yüksek dayanımlı beton üretimi için kullanılan çimento miktarı, normal ve düşük dayanımlı betonlarda kullanılan miktara göre oldukça fazladır. Çimento miktarına ilave olarak C100 dayanım sınıfı betonda yüksek dayanımlı Portland çimento (CEM I 52.5N) kullanılırken, normal dayanımlı C50 betonunda CEM I 42.5R ve düşük dayanımlı C25 betonunda CEM IV 32.5N çimento kullanılmıştır.

Yüksek dayanımlı beton üretiminde dikkat edilmesi gereken hususlardan birisi de daha yoğun veya sıkı bir beton üretimidir. Bu nedenle yüksek dayanımlı betonlarda genellikle daha küçük agrega boyutları tercih edilmektedir. Yapılan deneysel çalışmada yüksek dayanımlı beton üretimi için maksimum agrega boyutu 1 mm olan silis kumu kullanılmıştır. Agregalar arasında kalan boşlukları doldurmak ve kimyasal olarak dayanım artışı sağlamak amacıyla silis dumanı kullanılmıştır. Diğer taraftan normal ve düşük dayanımlı betonlar için de laboratuvarında bulunan ince (0-5 mm) ve kaba (5-12 mm) agregalar kullanılmıştır.

Çizelge 4.1. Beton karışım oranları (kg/m³)

Dayanım sınıfı	Karışım adı	Çimento	Silis dumanı	Silis kumu	Kaba agrega (5-12)	İnce agrega (0-5)	Su	Katkı	Lif
C25	C25F0	400	-	-	845	845	240	4	0
	C25F0.75								58,5
	C25F1.5								117
C50	C50F0	350	-	-	740	1100	175	7	0
	C50F0.75								58,5
	C50F1.5								117
C100	C100F0	788.5	100	1225	-	-	178,2	40	0
	C100F0.75								58,5
	C100F1.5								117

Özellikle yüksek ve ultra yüksek dayanımlı betonlarda, oldukça fazla bağlayıcı oranı ve ince dane içeriğinden dolayı su ihtiyacı artmaktadır. Ancak beton basınç dayanımının, artan karışım suyu miktarı ile orantılı olarak azaldığı bilinmektedir. Dolayısıyla yapılan deneysel çalışmada, dayanımı değiştirmeden su/bağlayıcı miktarını azaltmak amacıyla polikarboksilat bazlı yüksek oranda su azaltıcı bir katkı malzemesi kullanılmıştır.

Beton karışımlarda metre küpte ağırlıkça 0, 58,5 ve 117 kg ağırlığında (hacimce %0, %0,75 ve %1,5 oranlarında) çelik lif kullanılmıştır. Kullanılan çelik life ait çap, uzunluk ve narinlik oranları gibi geometrik özellikler sırasıyla 0,55 mm, 35 mm ve 63,6'dır. Benzer şekilde, çelik life ait kopma dayanımı ve elastisite modülü üretici firma tarafından sırasıyla 1345 MPa ve 200 GPa olarak verilmiştir.

C25 beton dayanımını elde etmek amacıyla 32,5 CEM I çimento, ince agrega ve kaba agregalar 5 dakika boyunca kuru karışım yapılmıştır. Ardından karışım suyu ve hiper akışkanlaştırıcı katkı homojen kuru karışım üzerine ilave edilmiş ve 5 dakika boyunca karıştırılmıştır. Bu aşamandan sonra döküme hazır hale gelen karışımın çelik kalıplara dökümü yapılmıştır. Ayrıca çelik lif içeren beton karışımlarında, çelik lifler dökümden önce harca ilave edilmiş ve 2 dakika boyunca karıştırıldıktan sonra beton dökümü yapılmıştır.

C50 beton dayanımını elde etmek amacıyla 42,5 CEM I çimento, ince agrega ve kaba agregalar 5 dakika boyunca kuru karışım yapılmıştır. Ardından karışım suyu ve hiper akışkanlaştırıcı katkı homojen kuru karışım üzerine ilave edilmiş ve 5 dakika boyunca karıştırılmıştır. Bu aşamandan sonra döküme hazır hale gelen karışımın çelik kalıplara dökümü yapılmıştır. Ayrıca çelik lif içeren beton karışımlarında, çelik lifler dökümden önce harca ilave edilmiş ve 2 dakika boyunca karıştırıldıktan sonra beton dökümü yapılmıştır.

C100 beton dayanımını elde etmek amacıyla 52,5 CEM I çimento ve silis dumanı 2 dakika boyunca kuru karışım yapılmıştır. Ardından karışım suyu ve hiper akışkanlaştırıcı katkı homojen kuru karışım üzerine ilave edilmiş ve 7 dakika boyunca karıştırılmıştır. Ardından maksimum agrega boyutu 1 mm olan silis kumu karışıma ilave edilerek 2 dakika daha karıştırılmıştır. Bu aşamandan sonra döküme hazır hale gelen karışımın çelik kalıplara dökümü yapılmıştır. Ayrıca çelik lif içeren beton karışımlarında, çelik lifler dökümden önce harca ilave edilmiş ve 2 dakika boyunca karıştırıldıktan sonra beton dökümü yapılmıştır.

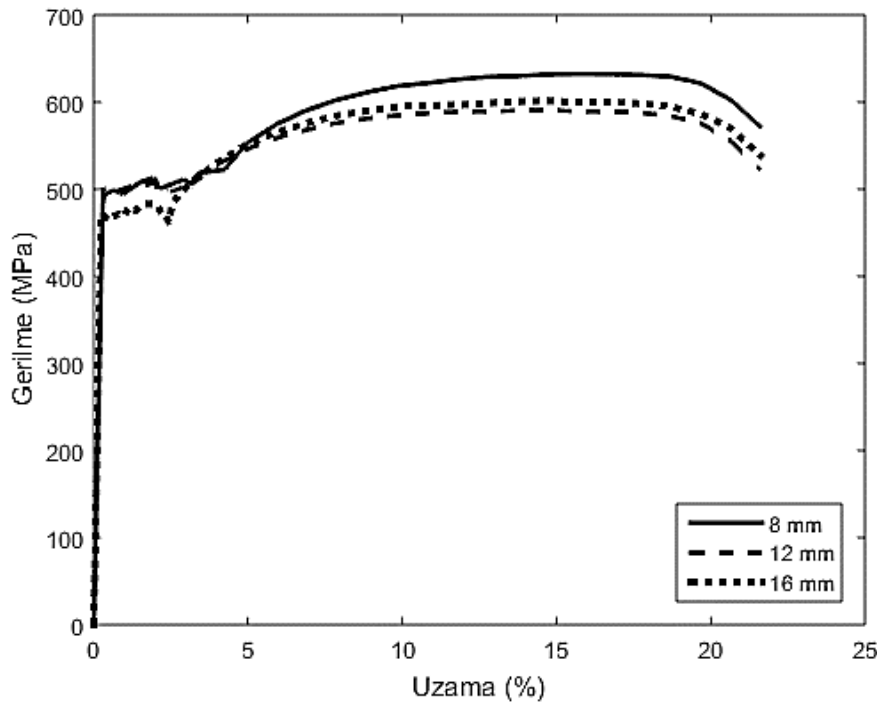
Her bir karışımdan türü için 100x100x100 mm boyutlarında 3 adet küp numune ve 100x100x500 mm boyutlarında 3 adet küçük donatı içermeyen kiriş numunesi alınmıştır. Küp numunelere ve küçük donatısız kirişlere betonarme deney elemanları ile benzer şartlarda kür uygulanmıştır. Betonarme kirişler ile aynı gün test edilen küp numunelerden elde edilen basınç dayanımları Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.2. Beton dayanımları (MPa)

Karışım	Numune No:1	Numune No:2	Numune No:3	Ortalama
C25F0	27,3	27,8	28,1	27,7
C25F0.75	28,2	27,1	27,1	27,5
C25F1.5	25,9	27,5	26,4	26,6
C50F0	54,5	55,6	55,7	55,3
C50F0.75	54,9	62,1	59,8	58,9
C50F1.5	59,6	59,6	56,4	58,5
C100F0	103,9	105,9	99,7	103,2
C100F0.75	102,7	99,5	99,4	100,5
C100F1.5	106,6	100,7	103,8	103,7

4.1.2. Donatı dayanımları

Betonarme elamanların yapısal davranışını etkileyen önemli faktörlerden birisi de donatı miktarı ve donatının dayanımıdır. Yapılacak deneysel çalışmada donatı dayanımından kaynaklı davranışsal farklılıklara yol açmamak için, gerekli donatılar fabrikanın ve üretim anının aynı olduğu bir bağdan çaplarına göre seçilmiştir. 8, 12 ve 16 mm çaplarındaki nervürlü donatıların kalite sınıfı S420'dir. Kullanılacak donatı çaplarına ait numunelerin laboratuvarında deneysel olarak elde edilen tek eksenli çekme davranışı Şekil 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1. Donatıların tek eksenli çekme davranışları

Şekil 4.1’de verilen donatılara ait tek eksenli çekme davranışından elde edilen dayanım, elastisite modülü ve uzama değerleri aşağıda verilen Çizelge 4.3’de sunulmuştur.

Çizelge 4.3. Donatı dayanım ve uzamaları

Donatı Çapı (mm)	Akma dayanımı (MPa)	Akma uzaması (%)	Çekme dayanımı (MPa)	Çekme uzaması (%)	Elastisite modülü (GPa)
8	493	0,25	632	15,8	200
12	502	0,25	591	14,8	200
16	468	0,23	601	14,7	200

4.2. Deney Elemanları

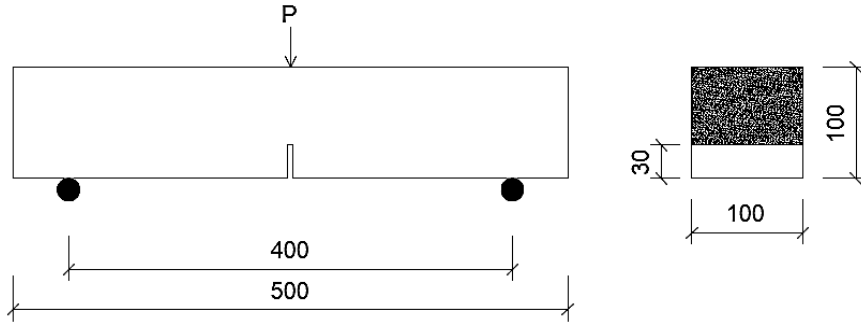
Bu bölümde donatı içermeyen çentikli eğilme elemanları ve donatı içeren betonarme elemanların boyutları ve üretim aşaması ile ilgili bilgiler sunulmuştur. Yapılan deneysel çalışmada toplamda dokuz adet karışım türü bulunmaktadır. Çizelge 4.1’de verilen karışım isimleri beton dayanımı ve lif oranından oluşmaktadır. Örneğin “C25F1.5” karışım adındaki C ve F sembolleri sırasıyla beton ve lif anlamına gelirken, 25 ve 1.5 rakamları da sırasıyla hedeflenen beton dayanım sınıfı ve 1 m³ betonda kullanılan yüzdece çelik lif hacmini ifade etmektedir. Çentikli ve donatı içermeyen küçük kirişlerin isimlendirmesi de karışım isimleri ile aynıdır. Her bir karışım tipi için üç adet çentikli küçük kiriş üretimi yapılmıştır. Diğer taraftan her bir karışım türü için üç farklı donatı oranı kullanılmış ve toplamda 27 adet betonarme kiriş üretimi yapılmıştır. Betonarme elemanların isimlendirmesi, karışım adı ve donatı oranı bilgilerini içerecek şekilde yapılmış ve aşağıdaki Çizelge 4.4’de sunulmuştur. Betonarme taşıma gücü yönteminde donatı oranı hesabında genellikle faydalı yükseklik (d) kullanılmaktadır. Ancak kırılma mekaniği yaklaşımında çekme bölgesinde çatlak boyunun tamamı dikkate alınmaktadır. Bu nedenle eğilme kapasitesi hesabı için Bölüm 3.1.2’de geliştirilen yöntemde, çekme bölgesindeki gerilme dağılımı uzunluğu en dış çekme lifine kadar uzatılmış ve Eş. 3.26’da verilen eğilme kapasitesi hesabındaki donatı oranı için tüm kesit yüksekliği (h) kullanılmıştır. Ayrıca donatının betonarme kesitteki konumunu temsil eden tekil yük merkezinin çatlak boyuna oranı (ψ) ifadesi Eş. 3.26’da yer almıştır. Bu nedenle Çizelge 4.4’de verilen donatı oranlarının hesabında tüm kesit yüksekliği (h) kullanılmıştır.

Çizelge 4.4. Betonarme eleman isimleri

Betonarme eleman adı	Karışım adı	Donatı oranı (%)
C25F0R0.4	C25F0	0,4
C25F0R0.9		0,9
C25F0R1.6		1,6
C25F0.75R0.4	C25F0.75	0,4
C25F0.75R0.9		0,9
C25F0.75R1.6		1,6
C25F1.5R0.4	C25F.15	0,4
C25F1.5R0.9		0,9
C25F1.5R1.6		1,6
C50F0R0.4	C50F0	0,4
C50F0R0.9		0,9
C50F0R1.6		1,6
C50F0.75R0.4	C50F0.75	0,4
C50F0.75R0.9		0,9
C50F0.75R1.6		1,6
C50F1.5R0.4	C50F.15	0,4
C50F1.5R0.9		0,9
C50F1.5R1.6		1,6
C100F0R0.4	C100F0	0,4
C100F0R0.9		0,9
C100F0R1.6		1,6
C100F0.75R0.4	C100F0.75	0,4
C100F0.75R0.9		0,9
C100F0.75R1.6		1,6
C100F1.5R0.4	C100F.15	0,4
C100F1.5R0.9		0,9
C100F1.5R1.6		1,6

4.2.1. Çentikli elemanlar

Kırılma enerjisi ve gerilme şiddet faktörü gibi sıklıkla kullanılan beton kırılma parametrelerinin belirlenmesi amacıyla çentikli elemanlar üzerinde üç noktalı eğilme deneyleri yapılmaktadır. Kullanılan agreg a çapı ile bağlantılı olarak, eğilme elemanının sahip olması gereken boyutlar çeşitli standartlar tarafından önerilmektedir [131-133]. Bu çalışmada kullanılacak çentikli numune boyutları için Japon standardı [131] ve Bharatkumar ve diğerleri [134] tarafından yapılan çalışma dikkate alınmıştır. Buna göre seçilen numune boyutları ve yükleme geometrisi Şekil 4.2’de sunulmuştur.



Şekil 4.2. Çentikli numune boyutları

Hazırlanan karışımlar çelik kalıplara alındıktan sonra vibratör yardımıyla sıkıştırılmışlardır. Ardından kalıp yüzeyleri plastik bir örtüyle kapatılmış ve 24 saat boyunca bekletilmiştir. Daha sonra kalıptan çıkartılan numunelere yaklaşık bir hafta boyunca su içerisinde kür uygulaması yapılmıştır. Elektrikli beton testeresi yardımıyla, kürden çıkarılan numunelerin ortasında çentikler açılmıştır. Japon standardı tarafından önerilen şekilde, açılan çentiğin uzunluğu ve genişliği sırasıyla kesit boyunun 0,3 katı ve 5 mm olarak ayarlanmıştır [131].

Çentikli elemanlar, benzer karışım oranına sahip betonarme kirişlerin deney gününde test edilmiştir. Eğilme deneylerinde 100 kN kapasiteli Shimadzu AG-X serisi test cihazı kullanılmıştır. Yükleme hızı lif içermeyen çentikli numunelerde 0,05 mm/dakika olarak uygulanmıştır. Lif içeren çentikli numunelerde ise 0,5 mm'ye kadar 0,05 mm/dakika, 1,5 mm'ye kadar 0,5 mm/dakika ve kırılma anına kadar 1 mm/dakika olarak uygulanmıştır. Çentikli numuneye ait test düzeni Resim 4.1'de verilmiştir.



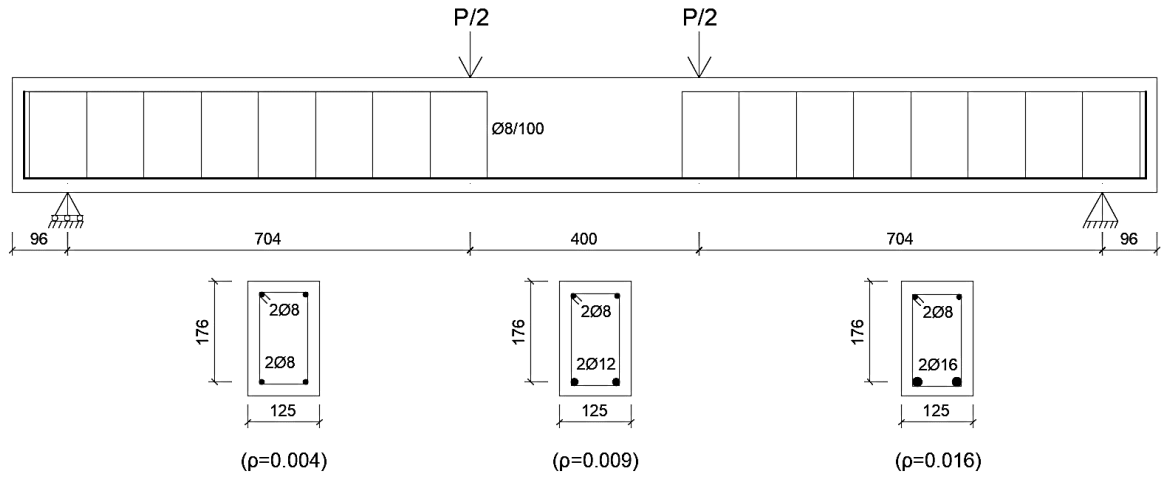
Resim 4.1. Çentikli numune test düzeni

4.2.2. Betonarme kirişler

Yapılan deneysel çalışmada betonarme kirişlerden eğilme davranışı beklenmektedir. Betonarme eğilme elemanlarında düktil davranışı elde etmek amacıyla çekme donatısı oranı için belirlenen üst sınır Eurocode-2 [3] ve TS-500'de [4] sırasıyla %4 ve %2'dir. Bu çalışmada basınç ezilmesi ile oluşacak gevrek davranışı önlemek için, verilen limitler dikkate alınmış ve kullanılan maksimum donatı oranı %1,6 olarak belirlenmiştir.

Benzer şekilde kirişlerin kesme kapasiteleri kullanılan kesme donatıları yardımıyla artırılmış, kesme kuvvetinden dolayı oluşan güç tükenmesi önlenerek düktil davranış hedeflenmiştir. Literatürde çelik liflerin betonarme kirişlerde uygun oranlarda kullanımı ile kesme kapasitelerinin artırıldığı ve gevrek davranışın düktil davranışa dönüştürüldüğü ifade edilmektedir [135, 136]. Bu nedenle kirişin kesme dayanımına beton katkısının en az olduğu C25F0 karışımı dikkate alınarak ön hesap yapılmıştır. Buna göre 8 mm çapındaki donatının 100 mm aralıkla yerleştirilmesi düktil davranış için yeterlidir.

Doktora çalışması kapsamında sadece çekme bölgesinde donatı bulunduran eğilme elemanları dikkate alınmıştır. Bu nedenle kirişin yükleme noktaları arasındaki sabit moment bölgesinde, literatürle uyumlu olarak kesme ve basınç donatısı bulunmamaktadır [15, 18, 46]. Mesnet ve yükleme noktaları arasındaki kesme açıklığının basınç bölgesinde, kesme donatılarının yerleştirilebilmesi için 2 ϕ 8 montaj donatısı kullanılmıştır. Çekme bölgesinde donatının konumundan kaynaklı davranış değişimini önlemek amacıyla 8, 12 ve 16 mm çaplarındaki donatılar için net beton örtüsü sırasıyla 20, 18 ve 16 mm olarak ayarlanmıştır. Böylece tüm çaplardaki çekme donatısı merkezi ile en üst beton basınç lifi arasındaki uzunluk (faydalı yükseklik) 176 mm olarak elde edilmiştir. Tüm betonarme elemanların kesit yüksekliği ve genişliği sabit ve sırasıyla 200 ve 125 mm'dir. Betonarme elemanlara ait donatı planı, boyutlar ve yükleme düzeni Şekil 4.3'de verilmiştir.



Şekil 4.3. Betonarme eleman boyutları ve donatı planı

Bezer karışım oranına sahip ve 8, 12, 16 mm çaplarda donatı içeren kirişlerin üretimi aynı gün yapılmıştır. Betonarme elemanların üretiminde iki adet pan tipi mikser kullanılmıştır. Her bir mikserde kiriş hacminin yarısı olan 30 dm³ beton üretimi yapılmıştır. Homojenliği sağlamak amacıyla farklı mikserlerde üretilen betonlar aynı anda çelik kalıplara dökülmüş ve hemen ardından vibratör yardımıyla sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işleminden sonra kirişlerin yüzeyi plastik bir örtüyle kapatılarak 24 saat bekletilmiştir. Daha sonra kalıptan çıkartılan kirişler vakit kaybetmeden havuza alınmış ve yaklaşık bir hafta boyunca su kürü uygulanmıştır (Resim 4.2).



Resim 4.2. Kür havuzu

Küp numunelerin ve çentikli kirişlerin betonarme kirişler ile benzer beton mekanik özelliklere sahip olması amacıyla tüm numuneler aynı anda üretilmiş, aynı kür şartları

uygulanmış ve aynı gün kırılmıştır.

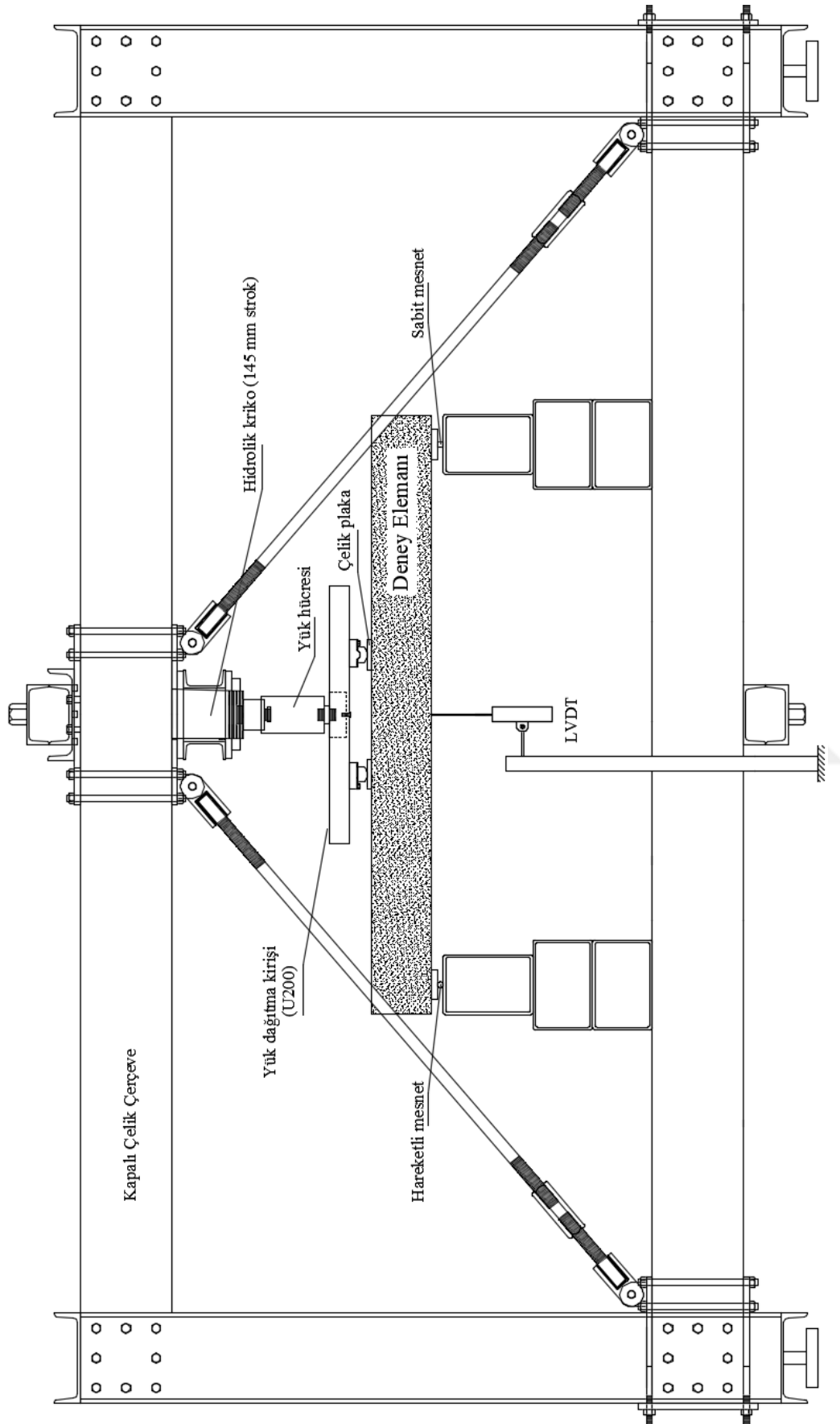
4.3. Betonarme Elemanların Deney Düzeneği

Bu bölümde betonarme elemanların deney için hazırlanması, deney düzeneği ve ölçüm sistemiyle ilgili detaylı bilgiler verilmiştir.

4.3.1. Yükleme düzeni

Betonarme kirişlerin deneyi için Gazi Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan 250 kN kapasiteli bir yükleme çerçevesi kullanılmıştır. İzostatik mesnet şartlarını sağlamak amacıyla sol mesnet sabit, sağ mesnet ise hareketli olarak ayarlanmıştır. Tek noktadan uygulanan yük rijit dağıtma kirişi kullanılarak iki noktalı yükleme haline getirilmiştir. Rijit dağıtma kirişinin yükleme noktaları arasındaki mesafe 400 mm olarak ayarlanmıştır. Düşük beton dayanımı ve yüksek donatı oranından dolayı mesnetlerde ve yükleme noktalarında lokal ezilmelerin önlenmesi amacıyla bu noktalarda 2 cm kalınlığında çelik levhalar kullanılmıştır. Betonarme kirişlere ait test düzeni Şekil 4.4'de verilmiştir.

Betonarme eğilme elemanlarında kesme açıklığının faydalı yüksekliğe oranı eleman davranışını önemli ölçüde etkilemektedir [137]. Kesme açıklığı-faydalı yükseklik oranının 2,5'den az olduğu durumlarda betonarme elemanda gergili kemer davranışı hakimdir. Bu oranın 2,5'den büyük olduğu durumlarda da betonarme elemanda eğilme davranışı baskın hale gelmektedir. Diğer taraftan, Sahoo ve diğerleri [138] tarafından yapılan çalışmada beton karışımında çelik lif kullanımı ile 2,5'den daha düşük kesme açıklığı-faydalı yükseklik oranına sahip kirişlerde davranışın düktil eğilme davranışına dönüştüğü ifade edilmektedir. Buna göre yapılacak deneylerde lif içermeyen betonarme elemanlar göz önünde bulundurulmuş ve kesme açıklığı-faydalı yükseklik oranı 4 olarak belirlenmiştir. Bu durumda kesme açıklığı 704 mm ve kiriş uçlarından mesnet mesafesi de 96 mm olmaktadır (Bkz. Şekil 4.3). Kesme açıklığı-faydalı yükseklik oranının davranışa etkisi tez kapsamında olmadığından dolayı, bu çalışmada tüm kirişlerde kesme açıklığı-faydalı yükseklik oranı sabittir.



Şekil 4.4. Betonarme kiriş test düzeni

Betonarme kirişlere monotonik olarak artan yükleri uygulamak için 145 mm strok boyuna sahip hidrolik bir kriko kullanılmıştır. Yükleme hızını kontrol altında tutmak için hidrolik bir pompa kullanılmıştır. Deneylerin tümünde yükleme hızının sabit olmasına dikkat edilmiştir. Betonarme elemanda maksimum yükten sonra önemli derecede güç kaybı yaşandığı anda deneyler sonlandırılmıştır.

4.3.2. Ölçüm düzeni

Deney esnasında betonarme elemanın ortasında ve kiriş altındaki bir noktada oluşan düşey deformasyon miktarını görmek amacıyla bir adet 200 mm genliğe sahip doğrusal değişken diferansiyel transformatör (LVDT) kullanılmıştır. Yere sabitlenen LVDT ile ölçülen kiriş ortasındaki deformasyonlar, mesnet çökmelerini de içermektedir. LVDT ölçümleri sadece deney anındaki deformasyon seviyelerini görmek amacıyla kullanılmış ve deney sonrasında herhangi bir işlemde kullanılmamıştır. Deney anında hidrolik pompa yardımıyla uygulanan yükün belirlenmesi için kriko ile yük dağıtma kirişi arasında 400 kN kapasiteli yük hücresi kullanılmıştır.

8 kanallı bir veri toplama ünitesi yardımıyla LVDT ve yük hücresinden gelen veriler anlık olarak kaydedilmiştir. Kullanılan statik veri toplama ünitesi ile saniyede maksimum 8 veri alınmaktadır. Kiriş yüzeyinde oluşan deformasyon alanın belirlenmesi için iki boyutlu dijital görüntü korelasyon yöntemi kullanılmıştır. Bunun için deney sırasında dijital fotoğraf makinasıyla belirli aralıklarla çekilen görüntüler deney sonrasında analiz edilmiştir. Ancak bu yöntemle sadece zamanla oluşan deformasyonlar ölçülmekte ancak eleman üzerinde uygulanan yükler bilinmemektedir. Bu nedenle veri toplama sistemi ve dijital fotoğraf makinası eş zamanlı olarak başlatılmıştır. Fotoğraf makinasının otomatik çekim aralığı 10 saniye olarak ayarlanmıştır. Dolayısıyla toplama ünitesinden alınan yük verilerinde, ilk satırdan başlamak üzere 80 satır aralıklarla seçilen yük değerleri ile çekilen fotoğraflar karşılıklı olarak eşleştirilmiştir.

Betonarme kirişler üzerinde yapılan bazı çalışmalarda, deneyin başından sonuna kadarki süreçte iki boyutlu dijital görüntü korelasyon yönteminin çatlak genişliklerini ölçmede kullanışlı bir yöntem olduğu vurgulanmıştır [74, 75, 77]. Ayrıca dijital görüntü korelasyon yöntemi ve geleneksel ölçüm metotları ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Buna göre her iki yöntemde birim deformasyon ölçümleri için uygun olduğu araştırmacılar

tarafından ifade edilmiştir. Bu yöntem elemanın farklı yükleme anında yüzeyinden alınan görüntülerin karşılaştırılması esasına dayanmaktadır. Dijital ortamda elde edilen görüntülerin karşılaştırılabilmesi için, eleman üzerinde rastgele dağılmış noktasal örüntüye ihtiyaç vardır. Deformasyon ölçümlerinin doğruluğu, eleman yüzeyinde rastgele oluşturulan bu noktaların ve kayıt cihazlarının (kamera, lens ve ışıklandırma) özelliklerine oldukça bağlıdır [68]. Lionello ve Cristofolini noktasal örüntü oluşturmaya yönelik detaylı bir çalışma yapmıştır [73].

Bu çalışmada betonarme kirişlerin ölçüm alınacak yüzeyi önce temiz bir bezle silinmiştir. Ardından betonun yerleştirilmesi aşamasında vibratör kullanımından kaynaklı yüzey boşlukları çimento harcıyla doldurulmuştur. Harç piriz aldıktan sonra eleman yüzeyi tel fırça ile silinmiş ve harç artıkları temizlenmiştir. Hazırlanan kireç karışımı ile elemanın tüm yüzeyi beyaza boyanmıştır. Daha sonra mat siyah spreyci boya yardımıyla beyaz yüzeyde noktasal örüntü oluşturulmuştur. Daha önce de bahsedildiği üzere rastgele oluşturulan nokta boyutunun, dijital görüntüdeki piksel boyutunun 3 ile 5 katı arasında olmasına özen gösterilmiştir. Ayrıca noktaların lokal olarak yoğunlaşıp piksel boyutuna göre aşırı büyümesine izin verilmemiştir. Bunun için spreyci boyanın başlığına tam basılmadan ve yüzeyden belirli bir mesafe uzaklıktan hassas bir şekilde kullanılmasına özen gösterilmiştir.

Eleman yüzeyindeki siyah noktalar ve arka plandaki beyaz yüzey arasındaki kontrastı daha iyi bir şekilde elde edebilmek için iki adet 50 watt gücünde 2 adet beyaz led projektör kullanılmıştır. Işığın eleman yüzeyinden yansiyarak fotoğrafın bazı noktalarında normalden daha aydınlık veya karanlık piksellerin oluşmasını engellemek için led ışık kaynağı seçilmiştir. Deneyden önce projektörler tripodlar yardımıyla kiriş yüzeyinden belirli bir mesafede konumlandırılmıştır. Deneylerde Nikon D5300 marka dijital fotoğraf makinası kullanılmıştır. Fotoğraf makinası 24 megapiksel bütünleyici metal oksit yarı iletken (CMOS) bir sensöre sahiptir. Fotoğraflarda oluşan optik bozulma genellikle geniş açılı lens kullanımında ortaya çıkar ve resmin ortasından kenarlara doğru bükülme ile ifade edilir. Fotoğraf makinası ile uyumlu olarak Sigma 50 mm F1.4 EX DG HSM Art serisi lens kullanılmıştır. Bu sayede dijital olarak kaydedilen fotoğraflarda oluşan optik bozulma (distorsiyon) yaklaşık olarak sıfıra indirilmiştir.

Dijital kamera deney başlamadan önce bir tripod yardımıyla deney elemanından yaklaşık olarak 5 metre mesafede konumlandırılmıştır. Bu sayede betonarme kirişin tüm yüzeyi

kadraj içerisine alınmıştır. Ayrıca fotoğraf makinasının lensi ile ölçüm yapılacak kiriş yüzeyinin dik olmasına dikkat edilmiştir. Bu mesafeden elde edilen görüntülerde, kiriş yüzeyinde yaklaşık olarak 366 μm olan uzunluk fotoğrafta bir piksel ile temsil edilmektedir. Betonarme eleman deneylerinden sonra elde edilen dijital görüntüler açık kaynak kodlu iki boyutlu dijital görüntü korelasyon programıyla (Ncorr) analiz edilmiştir [126]. Betonarme kiriş deneylerinde kullanılan ölçüm düzeneği aşağıdaki Resim 4.3’de verilmiştir.



Resim 4.3. Betonarme kirişlerde ölçüm düzeni

5. DENEY SONUÇLARI

Bu bölümde çentikli beton elemanların üç noktalı yükleme deneyleri ve betonarme elemanların dört noktalı yükleme deneylerinden elde edilen sonuçlar sunulmuştur. İlk olarak çentikli kirişlerin deneyleri sunulmuş ve bu deneylerden elde edilen mekanik ve kırılma parametreleri verilmiştir. Ardından betonarme deneylerden elde edilen davranışlar eleman bazında ayrıntılı olarak sunulmuştur.

5.1. Çentikli Elemanlara Ait Deney Sonuçları

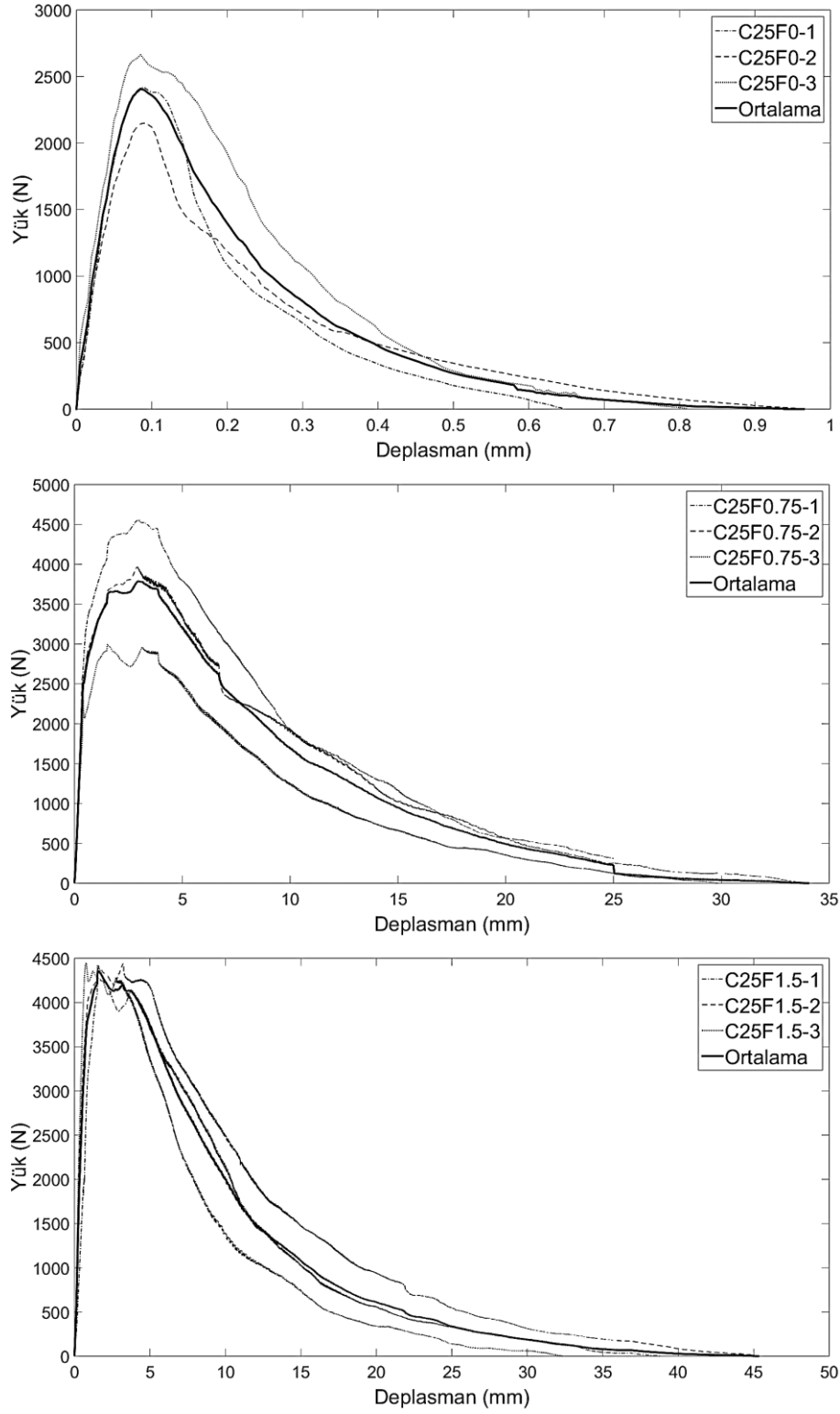
Bu bölümde çentikli beton kirişlerin deneylerinden elde edilen yük-deplasman davranışları verilmiştir. Deneylere ait yükleme prosedürleri Bölüm 4.3.1’de verilmiştir. Yük ve deplasman (strok) verileri yükleme cihazı yardımıyla elde edilmiştir. C25, C50 ve C100 dayanım sınıfına ait çentikli elemanların yük-deformasyon davranış eğrileri ortalama değerleriyle birlikte sırasıyla Şekil 5.1, Şekil 5.2 ve Şekil 5.3’de sunulmuştur.

Verilen şekiller incelendiğinde kullanılan çelik liflerin referans elemana göre betonun çekme dayanımını önemli oranda artırdığı görülmektedir. Ayrıca çelik lif kullanımı ile beton kirişlerin maksimum deplasman değerlerinin, dayanıma ve lif oranına bağlı olarak 20 ile 120 kat arasında arttığı görülmektedir. Lif içermeyen yalın ve çelik lif içeren çentikli betonarme kirişlere ait kırılma enerjileri ve diğer kırılma ve mekanik parametreler sırasıyla Çizelge 5.1 ve Çizelge 5.2’de verilmiştir. Lif kullanımı ile orantılı olarak artan pik yük ve maksimum deplasman değerleri sayesinde, beton kirişlerin kırılma enerjisi değerlerinde de önemli artışlar görülmüştür.

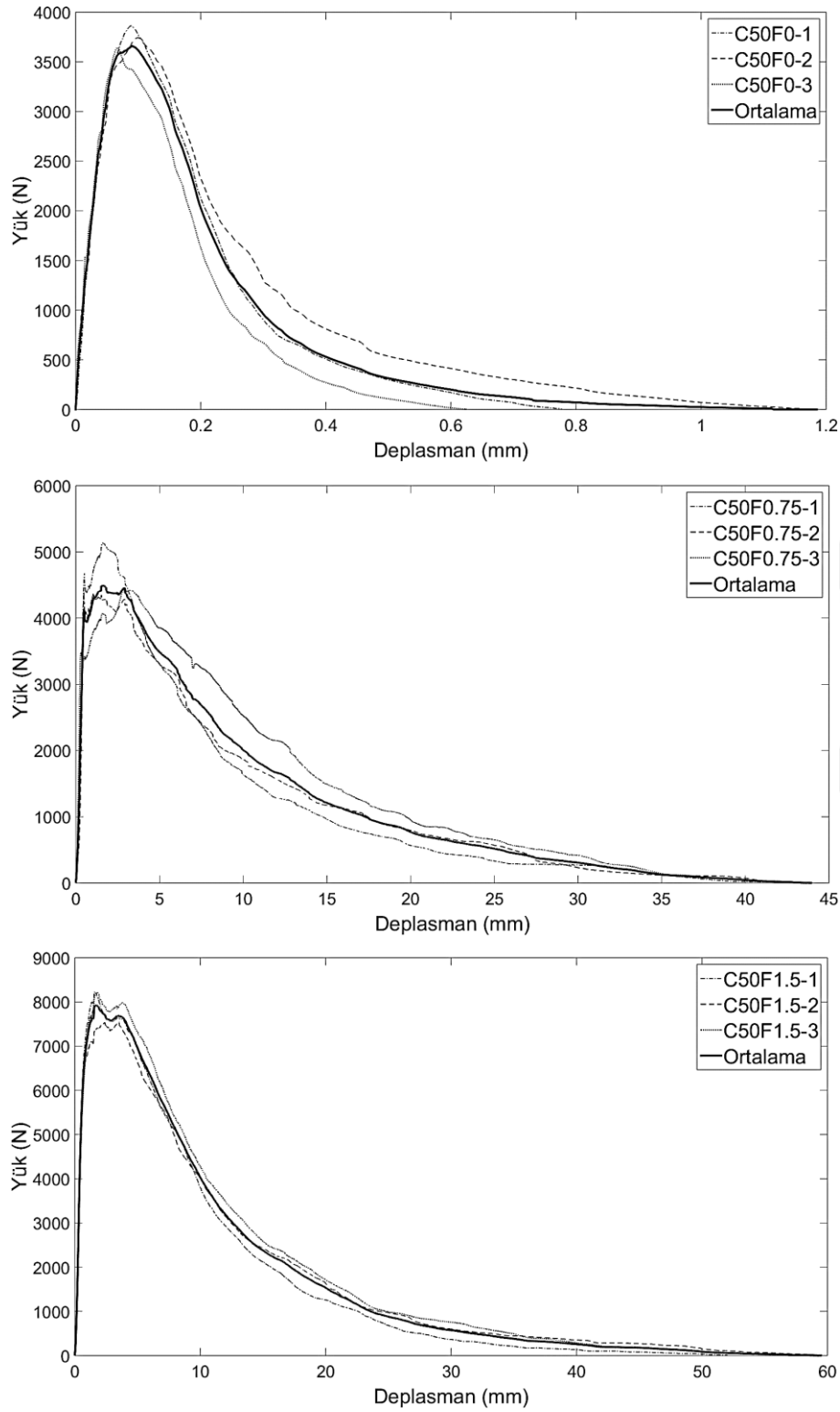
Çentikli beton kirişlere ait kırılma enerjisi hesabı Rilem [132] tarafından tarif edildiği şekilde aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmıştır.

$$G_F = (W_o + mg\delta_o) / (b(h-l_{ai})) \quad (5.1)$$

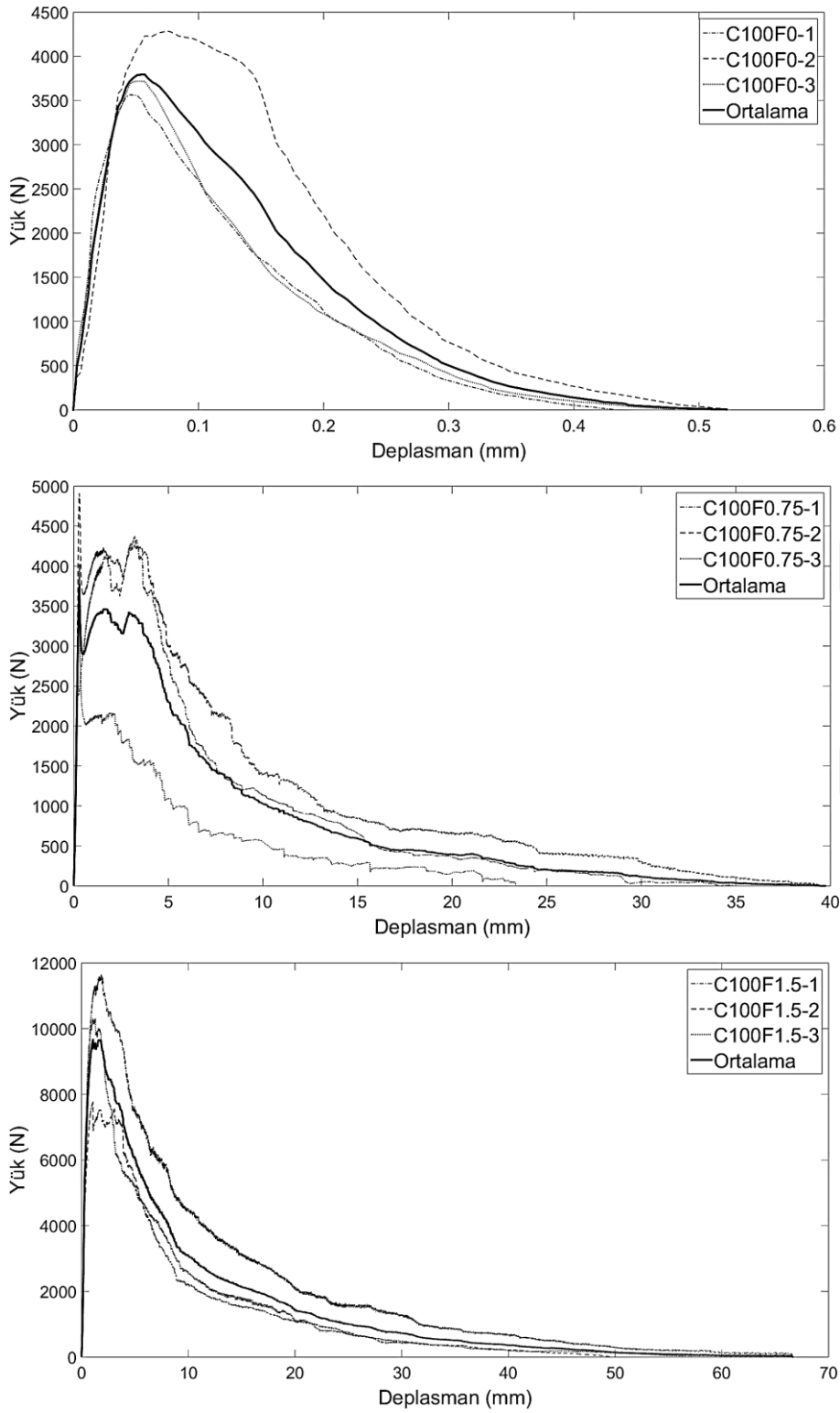
Buradaki W_o , m , g , ve δ_o sırasıyla yük-deplasman eğrisinin altında kalan alanı, çentikli kiriş ağırlığını, yer çekimi ivmesini ve maksimum deplasman değerini ifade etmektedir. Buradaki l_{ai} ise deneyden önce eleman üzerinde açılan çentik boyunu temsil etmektedir.



Şekil 5.1. C25 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları



Şekil 5.2. C50 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları



Şekil 5.3. C100 beton sınıfına ait çentikli elemanların eğilme davranışları

Betona ait elastisite modülü hesabında yük-düşey deplasman eğrisine ait başlangıç eğimi kullanılmıştır. Çentikli beton kirişlerin üç noktalı eğilme deneylerinden elastisite modülü hesabı için, elastik teoriye dayanan Eş. 5.2 kullanılmıştır.

$$E_c = 2C_i S^3 / (b(h - l_{ai})^3) \quad (5.2)$$

Buradaki C_i ve S sırasıyla yük-deplasman eğrisinin başlangıç eğimini ve yükleme ile mesnet arasındaki uzunluğu temsil etmektedir. Başlangıç eğiminin hesabında, başlangıçtan itibaren maksimum yükün yaklaşık %30 değerine kadar olan yük-deplasman eğrisi kullanılmıştır.

Çentikli beton kirişlerin üç noktalı eğilme deneyleri için elastik eğilme dayanımları, aşağıda verilen Eş. 5.3 yardımıyla hesaplanmıştır.

$$f_t = 3P_{cr} S / (b(h - l_{ai})^2) \quad (5.3)$$

Buradaki P_{cr} çentikli kirişlerin eğilme deneyinde elde edilen elastik sınırdaki pik yükü (kritik yük) ifade etmektedir. Betona ait en önemli mekanik parametreler olan Elastisite modülü ve elastik eğilme dayanımı değerleri Çizelge 5.1 ve Çizelge 5.2’de verilmiştir.

Kritik yüke ulaşmadan önceki yavaş ve doğrusal olmayan kohezif çatlak ilerlemesinden dolayı, gerilme şiddet faktörü hesabında başlangıç çatlak boyu (l_{ai}) kullanılmamalıdır. Bu nedenle kritik yükte çatlak ucundaki gerilme şiddet faktörü hesabında, Jenq ve Shah tarafından önerilen efektif çatlak boyu kullanılmıştır [139, 140]. Kritik yükte efektif çatlak boyu hesabında, kritik yük ve kritik yüke karşı gelen çatlak ağzı açılma deplasmanı (CMOD) kullanılmaktadır. Lineer elastik kırılma mekaniği ile türetilen Eş. 5.4 yardımıyla hesaplanan çatlak açılması değeri, deneyde ölçülen çatlak açılmasına eşit olduğu andaki çatlak boyu efektif çatlak olarak değerlendirilir [141]. Beton karışım oranlarına ait bir kırılma parametresi olan gerilme şiddet faktörü hesaplanan efektif çatlak boyu, Eş. 3.10 ve Eş. 3.11 yardımıyla bulunur.

$$w_{cr} = 12P_{cr} S \xi V(\xi) / (E_c b h) \quad (5.4)$$

Buradaki w_{cr} ve $V(\xi)$ kritik yüke karşılık gelen CMOD değeri ve efektif çatlağın kesit yüksekliğine (h) oranına bağlı olarak türetilen şekil fonksiyonudur. Çatlak açılmasına dair ölçümlerin olmadığı durumlarda, Ding [142] tarafından önerilen CMOD ve düşey deplasman arasındaki bağıntıdan da (Eş. 5.5) yararlanılabilir. $V(\xi)$ şekil fonksiyonu Tada ve diğerleri [81] tarafından Eş. 5.6 ile tanımlanmıştır.

$$w_{cr} = \delta_{cr} / 0,883 \quad (5.5)$$

$$V(\xi) = 0,76 - 2,28\xi + 3,87\xi^2 - 2,04\xi^3 + 0,66 / (1 - \xi)^2 \quad (5.6)$$

Çizelge 5.1. Çelik lif içermeyen çentikli elemanlara ait kırılma ve mekanik değerler

Eleman	E_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	G_F (N/mm)	Efektif çatlak (mm)	K_{Ic} (N/mm ^{1,5})
C25F0-1	18454	2,84	0,084	59,72	34,57
C25F0-2	19812	2,57	0,096	63,91	37,00
C25F0-3	21791	3,15	0,118	60,34	39,33
C50F0-1	35681	4,37	0,136	62,26	58,81
C50F0-2	34230	4,01	0,173	60,00	49,35
C50F0-3	35565	4,38	0,111	61,21	56,63
C100F0-1	51663	4,32	0,084	63,38	61,03
C100F0-2	42573	4,97	0,132	58,30	57,37
C100F0-3	43639	4,56	0,088	60,21	56,59

Çizelge 5.2. Çelik lif içeren çentikli elemanlara ait kırılma ve mekanik değerler

Eleman	E_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	G_F (N/mm)	Efektif çatlak (mm)	K_{Ic} (N/mm ^{1,5})
C25F0.75-1	17699	2,68	7,241	59,91	32,95
C25F0.75-2	18310	3,02	6,823	61,32	39,13
C25F0.75-3	15441	2,81	4,846	62,37	38,0
C25F1.5-1	12975	2,73	7,409	61,16	35,22
C25F1.5-2	15220	2,93	9,212	62,89	40,5
C25F1.5-3	15081	2,62	6,231	61,0	33,6
C50F0.75-1	37618	5,39	7,551	67,21	89,95
C50F0.75-2	29289	5,17	7,898	61,85	68,54
C50F0.75-3	32494	4,15	9,326	61,36	53,95
C50F1.5-1	28320	4,81	14,376	61,73	63,44
C50F1.5-2	38585	5,09	15,731	55,78	53,74
C50F1.5-3	26139	4,4	16,651	59,48	53,14
C100F0.75-1	46545	3,04	5,62	58,92	35,92
C100F0.75-2	49711	5,58	7,11	60,27	69,44
C100F0.75-3	47708	4,8	2,717	59,82	58,79
C100F1.5-1	46598	5,58	21,194	58,96	66,02
C100F1.5-2	55450	6,03	11,922	60,17	74,79
C100F1.5-3	54021	7,34	13,237	61,6	96,23

5.2. Betonarme Eleman Deney Sonuçları

Bu bölümde betonarme kiriş elemanlara ait deneysel sonuçlar verilmiştir. Betonarme elemanların deney sonuçları; (i) yük-deplasman davranışı, (ii) kritik yükleme anlarındaki kiriş boyunca eğrilik değişimi, (iii) çekme bölgesindeki boyuna donatı hizasında oluşan birim şekil değiştirmelerin kiriş boyunca değişimi, (iv) kritik kesitte oluşan birim şekil değiştirmenin kiriş yüksekliği boyunca değişimi ve (v) kritik yükleme değerlerinde oluşan çatlak şekilleri bakımından ele alınmıştır.

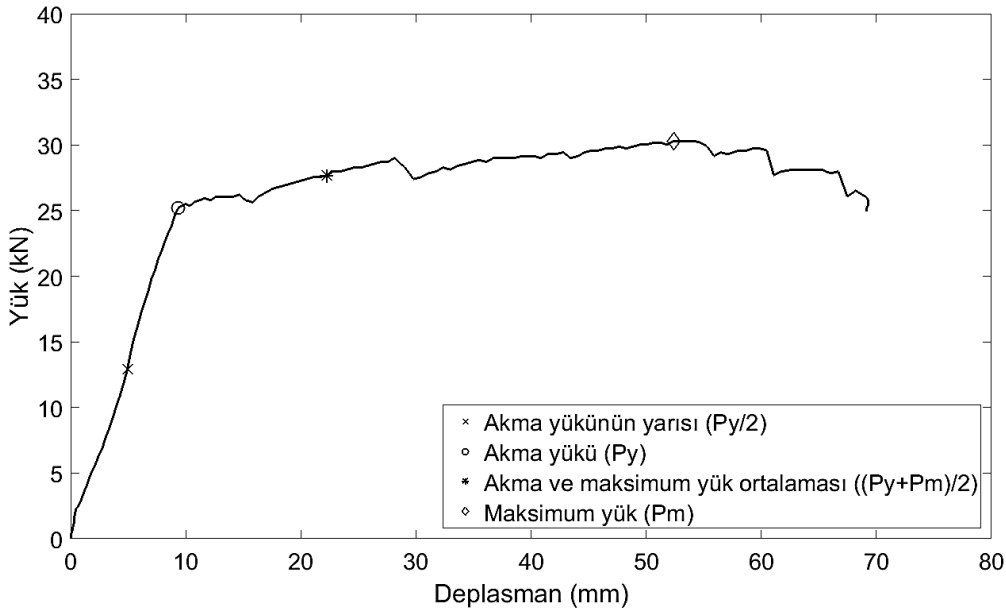
Kirişlere ait yük-düşey deformasyon eğrileri, kiriş ortasından uygulanan tekil yük ve bu yüke karşılık açıklık ortasında oluşan net düşey deformasyon değerleri kullanılarak elde edilmiştir. Açıklık ortasındaki net düşey deformasyon değerleri, bu noktada oluşan düşey deformasyon değerinden mesnet bölgelerinde oluşan düşey deformasyonların ortalama değerleri çıkarılarak elde edilmiştir.

Yük-deplasman eğrisi üzerinde işaretlenen kritik noktalar sırasıyla akma yükünün yarısı, akma yükü, akma ve maksimum yükün toplamının yarısı ve maksimum yüke karşılık gelmektedir. Bu yükleme anlarında kiriş boyunca oluşan eğrilik değerleri incelenmiştir. Herhangi bir kesitteki eğrilik, kiriş alt ve üst yüzeylerinde oluşan birim şekil değiştirmelerin mutlak değerce toplamının kesit yüksekliğine bölünmesiyle elde edilmiştir.

Kiriş uzunluğu boyunca hesaplanan eğrilik ölçümlerinde kullanılan birim şekil değiştirmeler, kesiti orta noktası kabul eden ve 100 mm bir bant genişliği boyunca hesaplanan ortalama birim şekil değiştirme değerleridir. Bezer hesaplama yöntemi çekme donatısı seviyesinde kiriş yüzeyinde oluşan birim şekil değiştirmeler ve kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değiştirme değerleri için de uygulanmıştır. Kritik kesit maksimum yükleme anında oluşan maksimum eğriliğin olduğu kesiti ifade etmektedir. Son olarak, kritik yükleme değerlerine karşı gelen ve kiriş yüzeyinde oluşan çatlak desenleri ayrı bir şekil üzerinde incelenmiştir. Şunu ifade etmek gerekir ki, çatlak deseni üzerinde gösterilen birim şekil değiştirme değerleri ile diğer şekillerdeki birim şekil değiştirme değerleri arasındaki fark 100 mm bant genişliğindeki ortalamadan kaynaklanmaktadır.

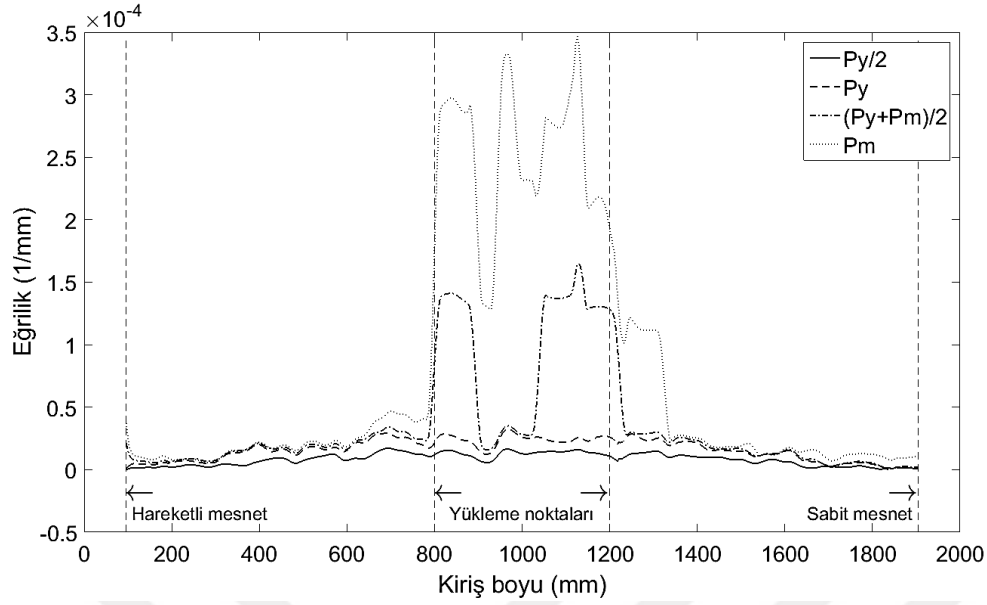
5.2.1. C25F0R0.4

C25F0R0.4 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, çelik lif içermeyen ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.4’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 25,2 kN yük değerinde akma noktasına ve 30,3 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



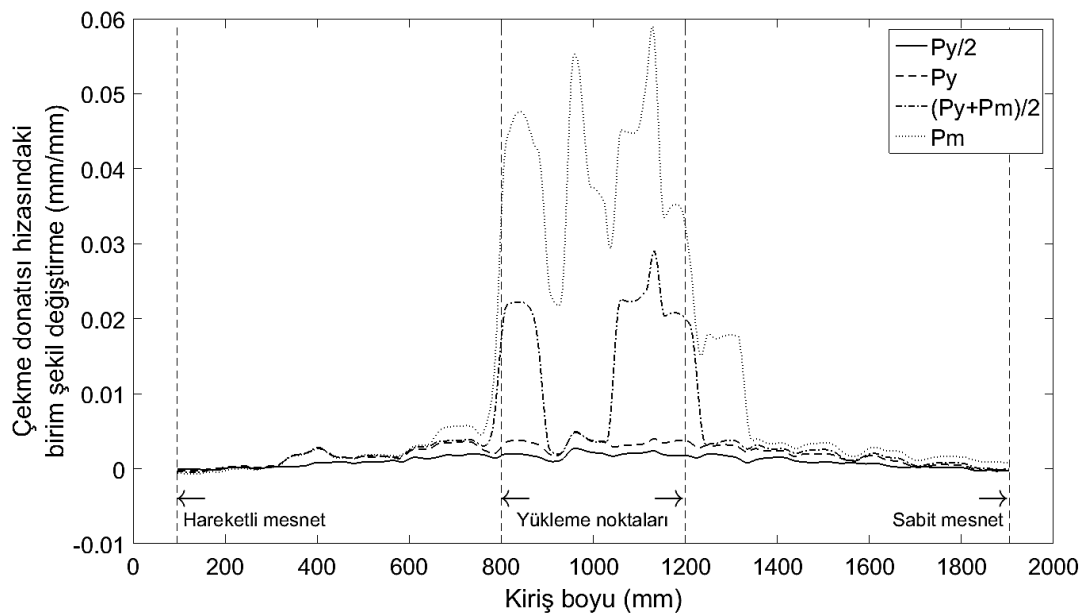
Şekil 5.4. C25F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.5’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



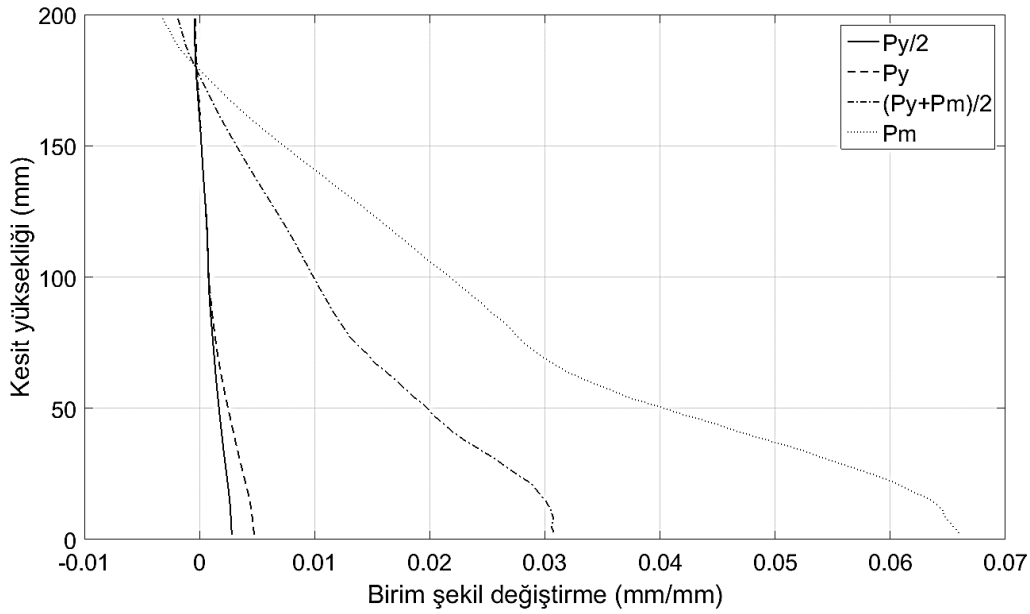
Şekil 5.5. C25F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.6'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,002 ile 0,005 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sabit mesnet tarafında elemanın ötelemeye karşı tutulu olmasından dolayı yükleme noktası dışında eğilme çatlağı oluşumu gözlenmiştir.



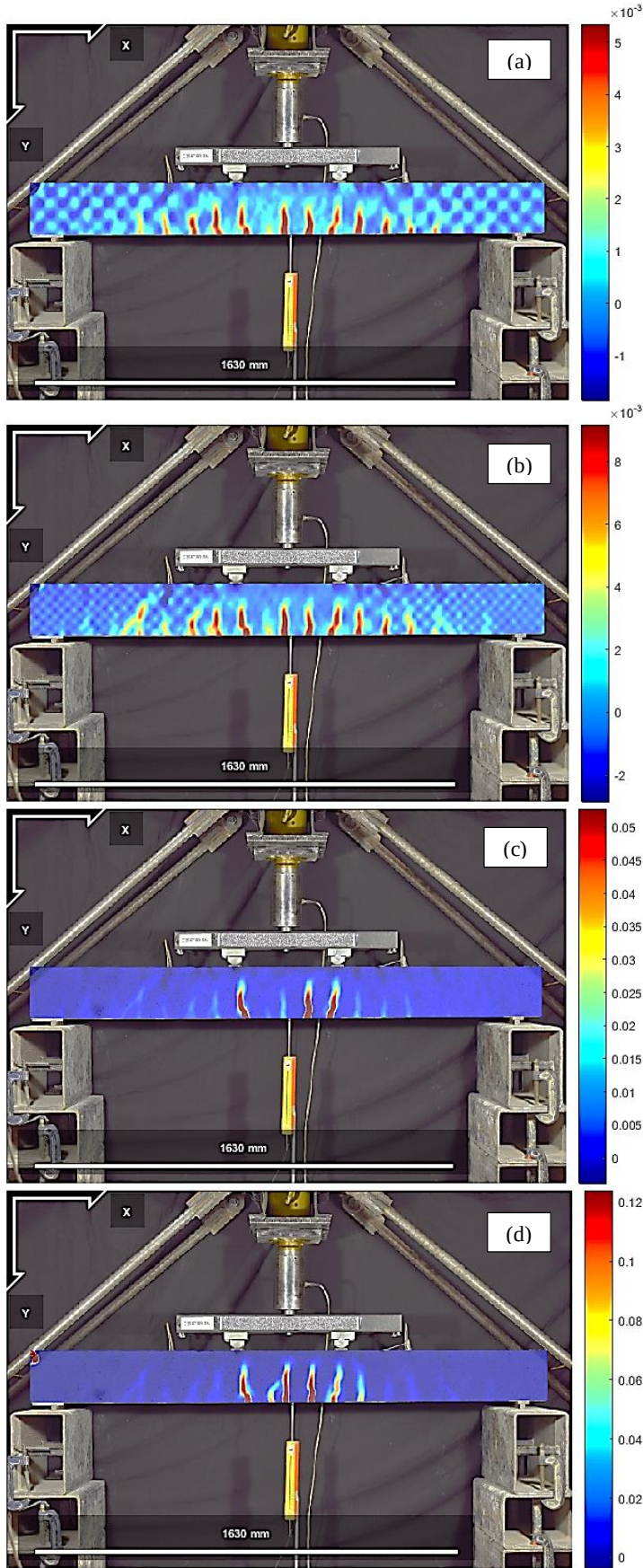
Şekil 5.6. C25F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.7’de verilmiştir. Buna göre 200 ile 75 mm kesit yüksekliği arasında birim şekil değiştirmelerin doğrusal olarak arttığı, ancak 75 mm’den sonra eğimin önemli derecede değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0032, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,066 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiş ve yaklaşık 160 ($\xi=0,80$) mm kesit yüksekliğinde sabit kalmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 178,9 mm ($\xi=0,895$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.7. C25F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

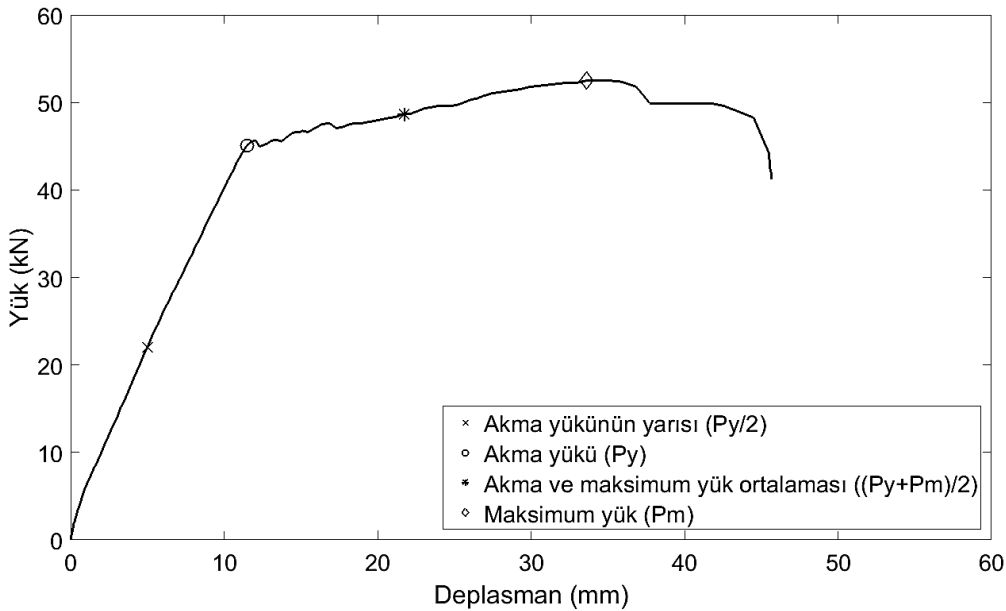
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Bu nedenle kritik yüklere karşılık C25F0R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri aşağıda Şekil 5.8’de sunulmuştur. Şekil 5.8a ve Şekil 5.8b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.8. C25F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

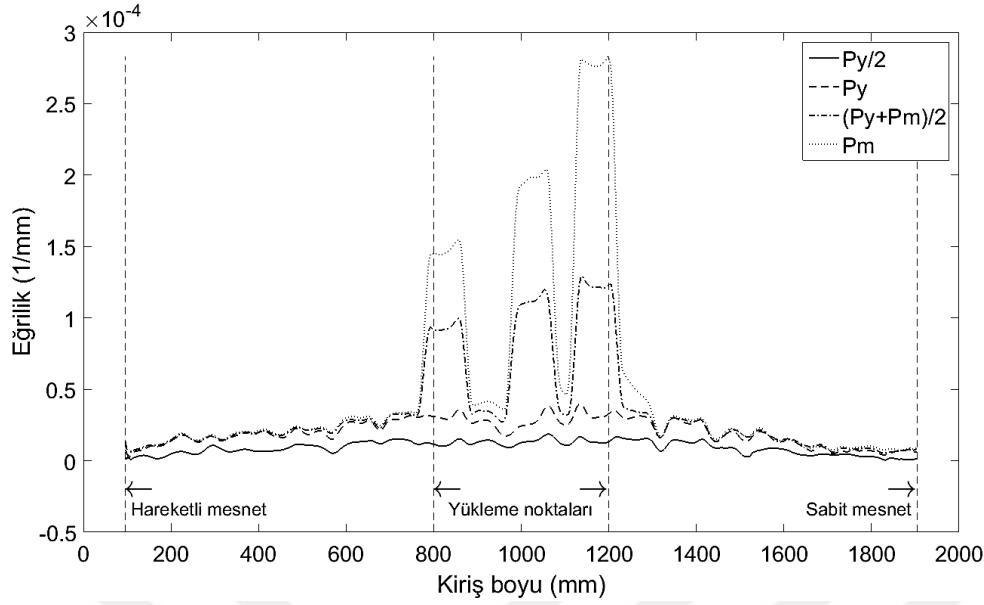
5.2.2. C25F0R0.9

C25F0R0.9 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, çelik lif içermeyen ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.9’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 45,1 kN yük değerinde akma noktasına ve 52,5 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



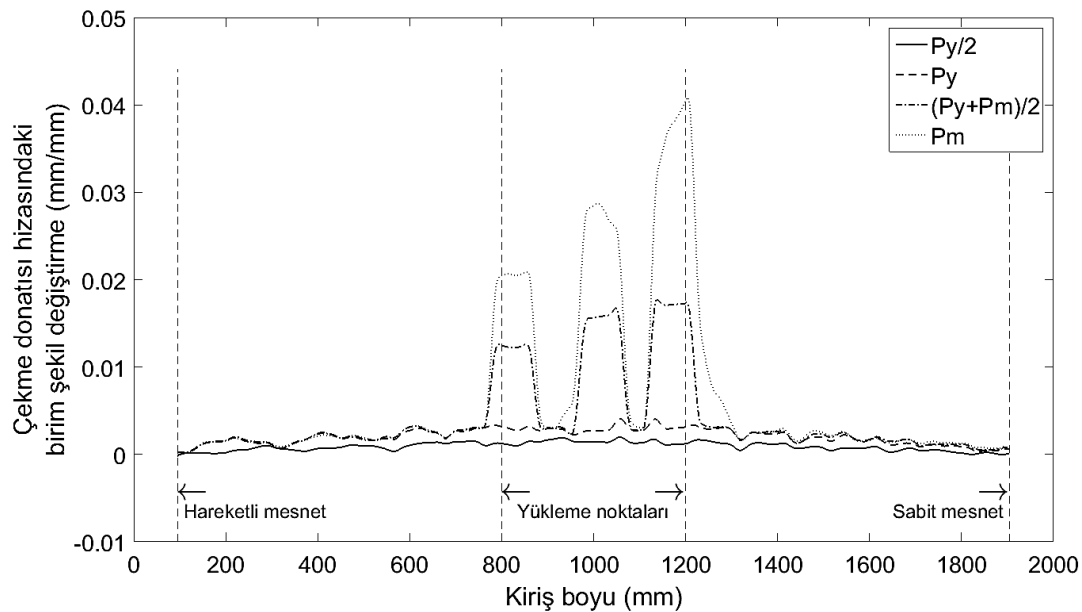
Şekil 5.9. C25F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.10’da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



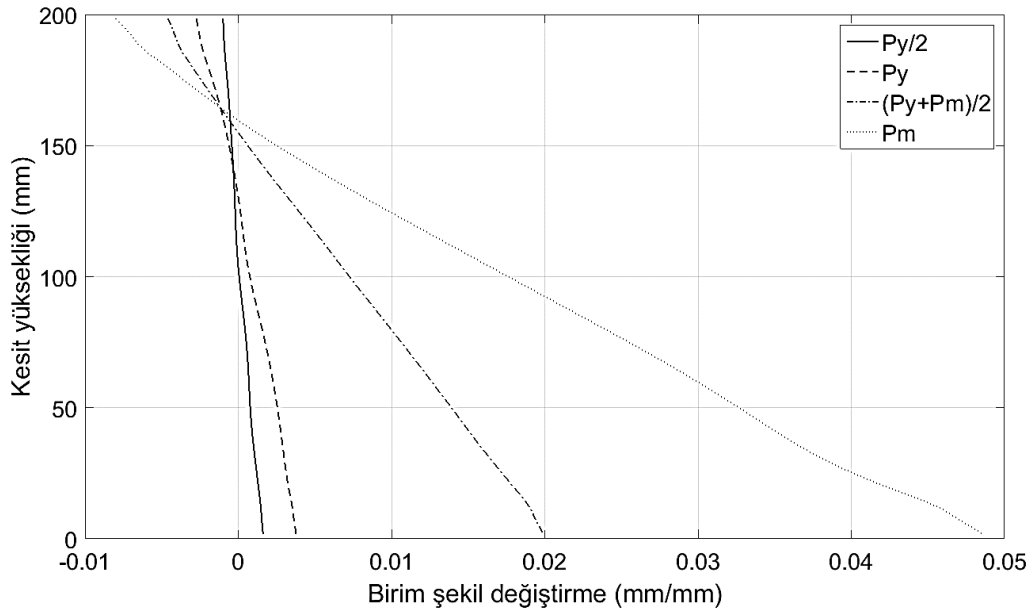
Şekil 5.10. C25F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.11’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0022 ile 0,0041 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sabit mesnet tarafında elemanın ötelemeye karşı tutulu olmasından dolayı çatlak ağzı açılmalarının ve eğriliğin sabit mesnet yönünde arttığı görülmüştür.



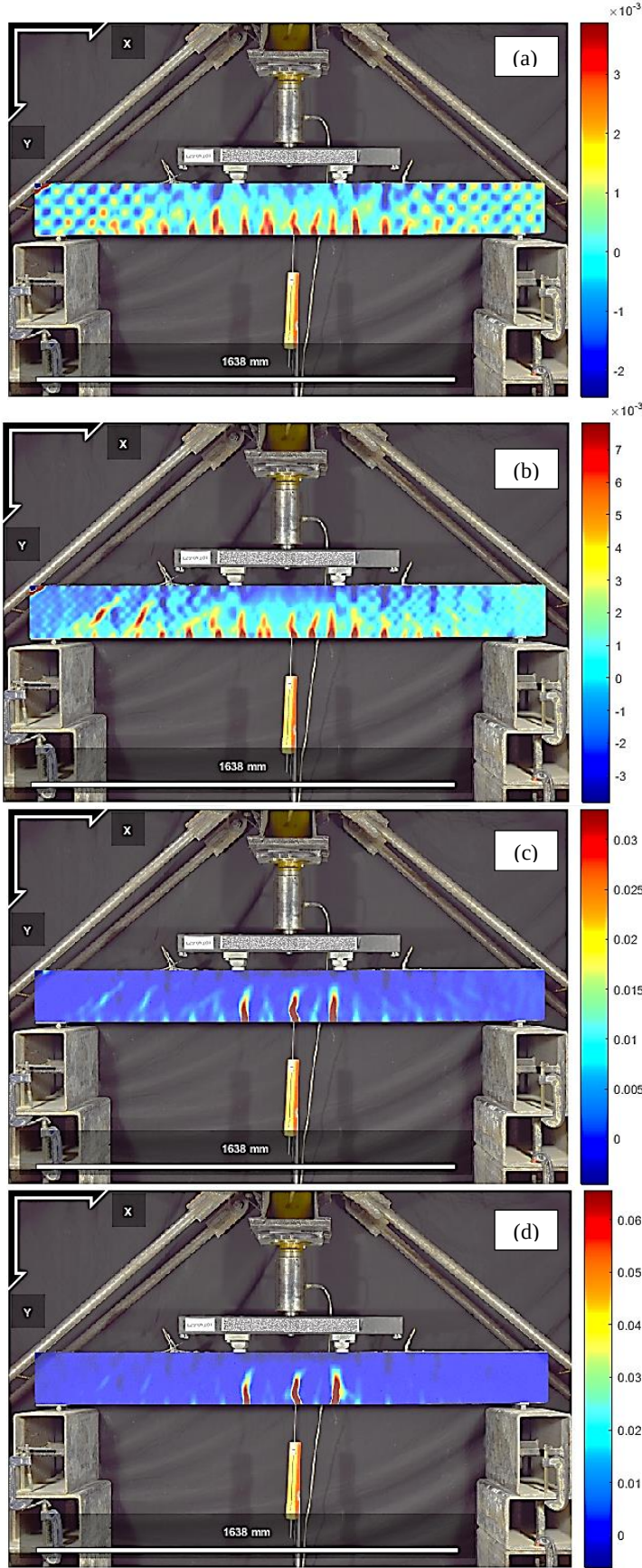
Şekil 5.11. C25F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.12’de verilmiştir. Buna göre tüm kesit boyunca birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak arttığı görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,008, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,049 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar artış görülmüş ve akma anında yaklaşık 130,3 ($\xi=0,652$) mm kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 159,6 mm ($\xi=0,798$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.12. C25F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

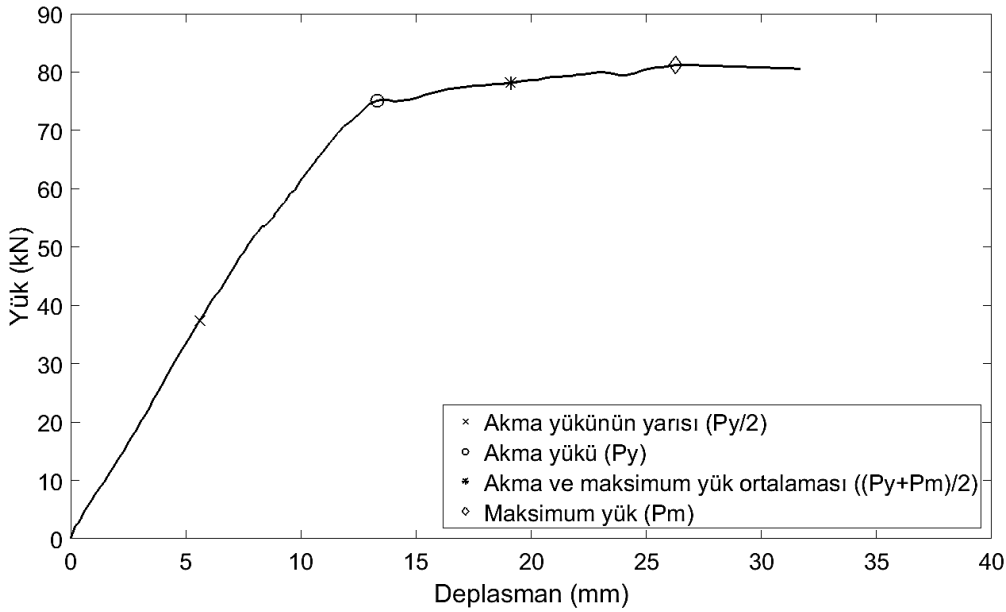
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Bu nedenle kritik yüklere karşılık C25F0R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri aşağıda Şekil 5.13’de sunulmuştur. Şekil 5.13a ve Şekil 5.13b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.13. C25F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

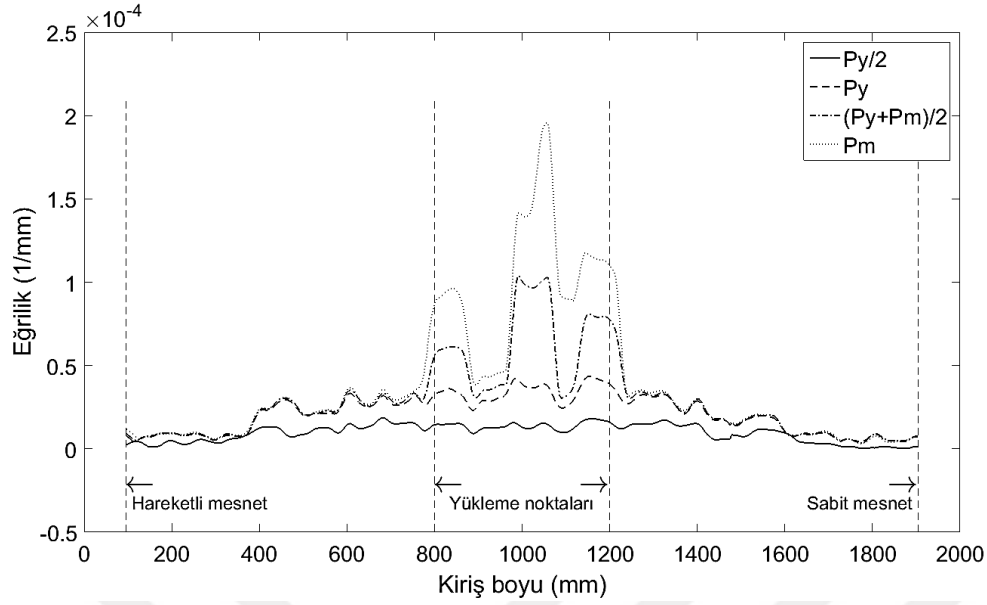
5.2.3. C25F0R1.6

C25F0R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, çelik lif içermeyen ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.14’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 75,13 kN yük değerinde akma noktasına ve 81,2 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



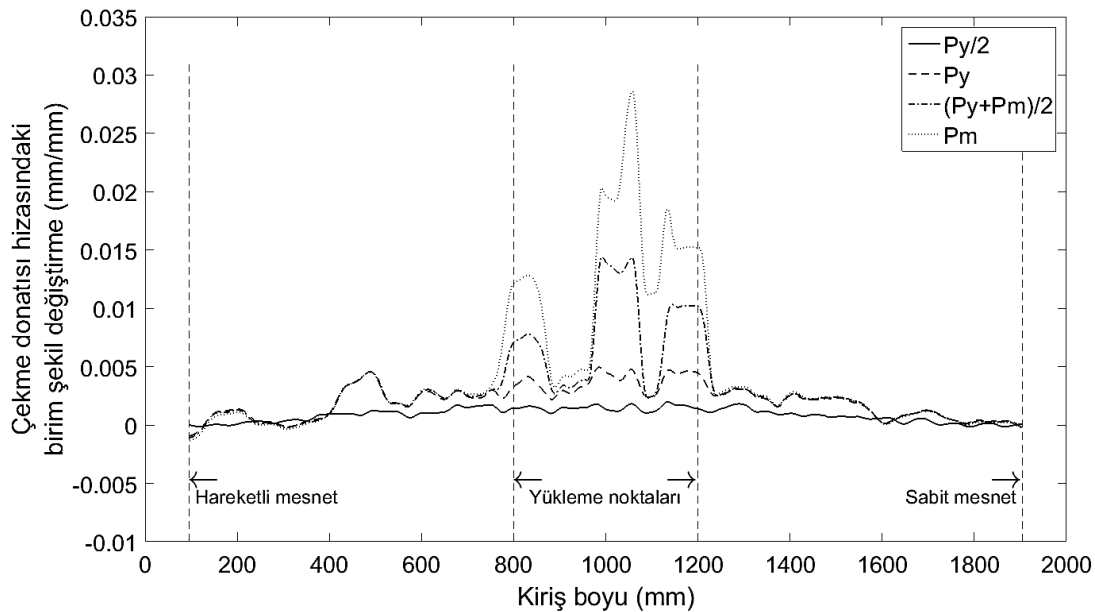
Şekil 5.14. C25F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.15’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



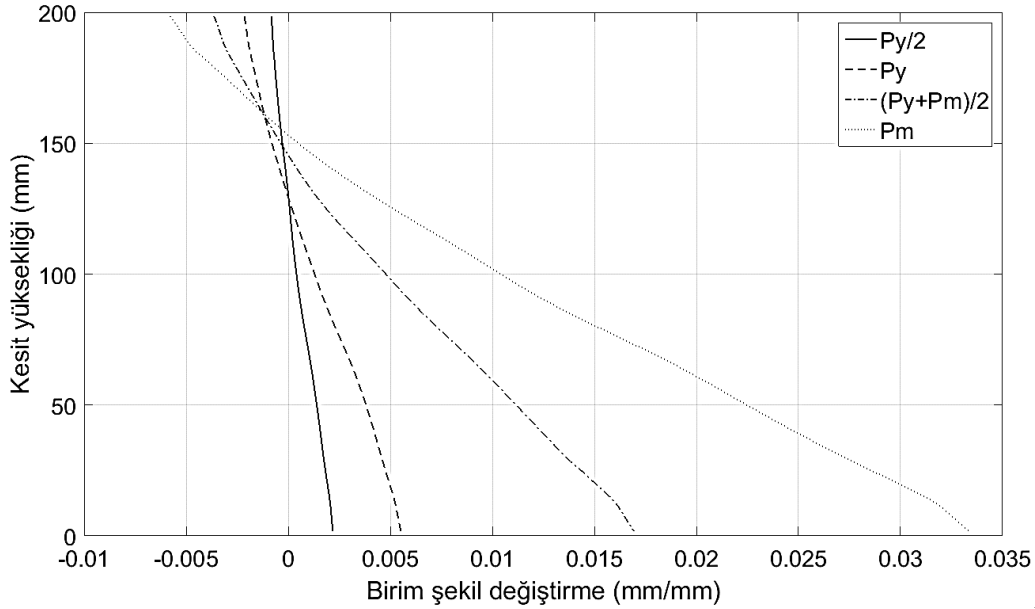
Şekil 5.15. C25F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.16’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0022 ile 0,005 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Yüksek donatı oranından dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik kiriş ortasında oluşmuştur.



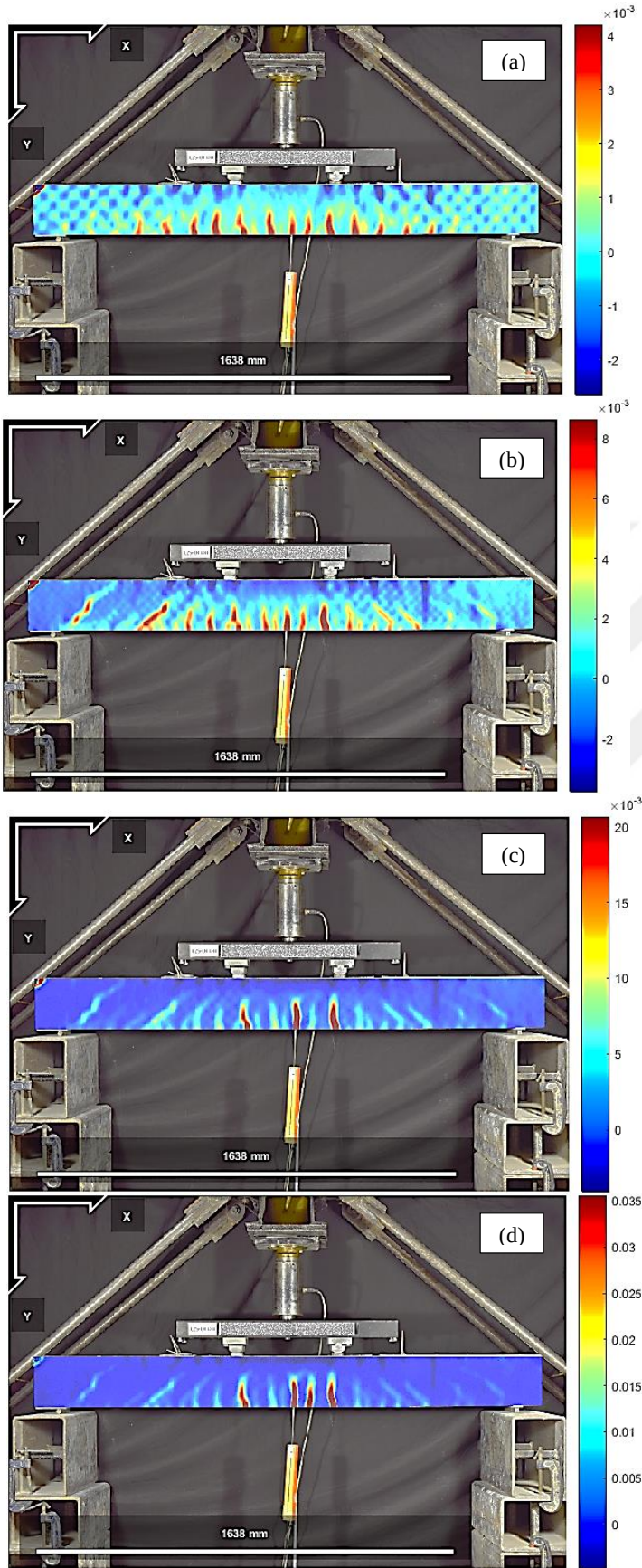
Şekil 5.16. C25F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.17’de verilmiştir. Buna göre tüm kesit boyunca birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak arttığı görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0058 ve çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,033 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 129,5 mm ($\xi=0,648$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 153,2 mm ($\xi=0,766$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.17. C25F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

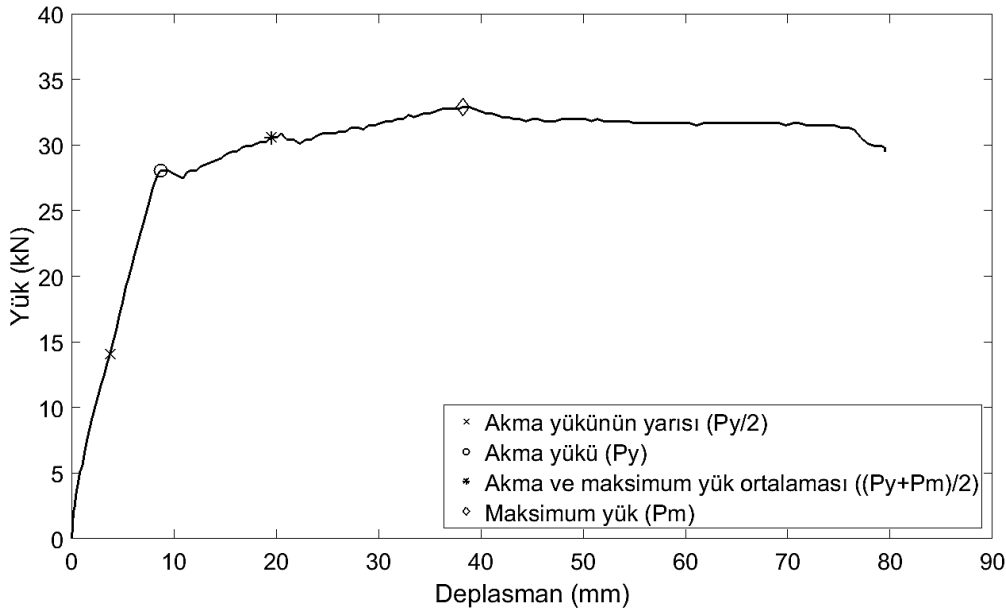
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Bu nedenle kritik yüklere karşılık C25F0R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri aşağıda Şekil 5.18’de sunulmuştur. Şekil 5.18a ve Şekil 5.18b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.18. C25F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

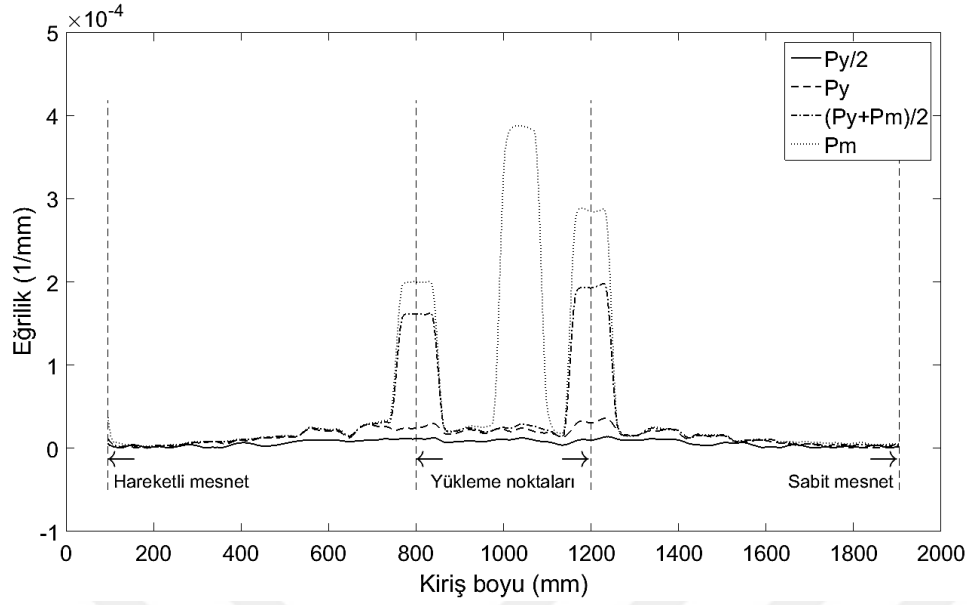
5.2.4. C25F0.75R0.4

C25F0.75R0.4 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.19’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 28,1 kN yük değerinde akma noktasına ve 32,9 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



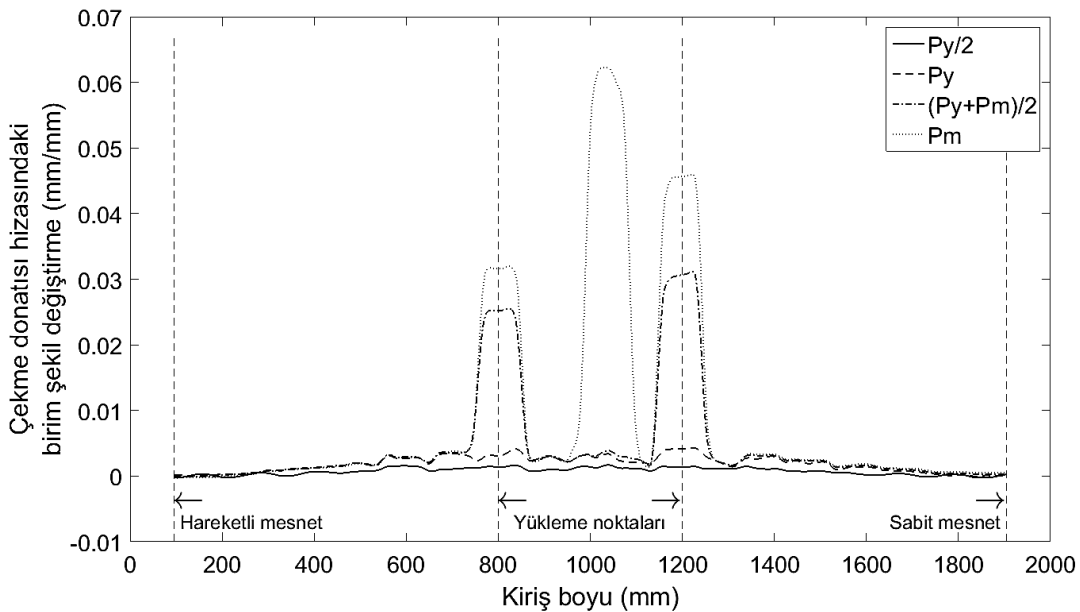
Şekil 5.19. C25F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.20’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



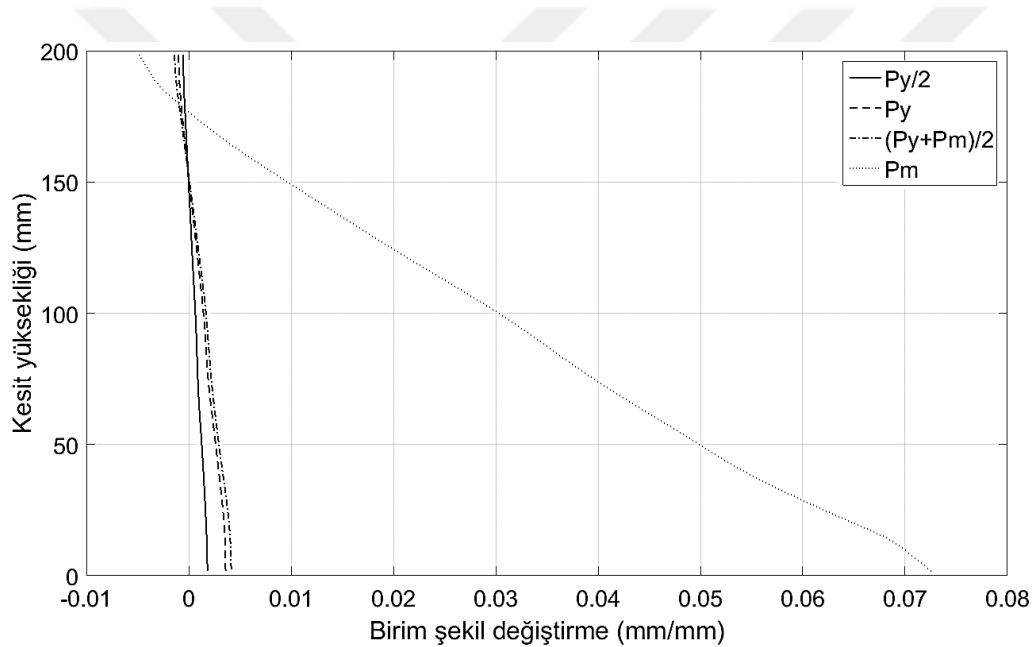
Şekil 5.20. C25F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.21’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0042 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Çelik liflerin sıyrılmasından dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik ani bir şekilde kiriş ortasında oluşmuştur.



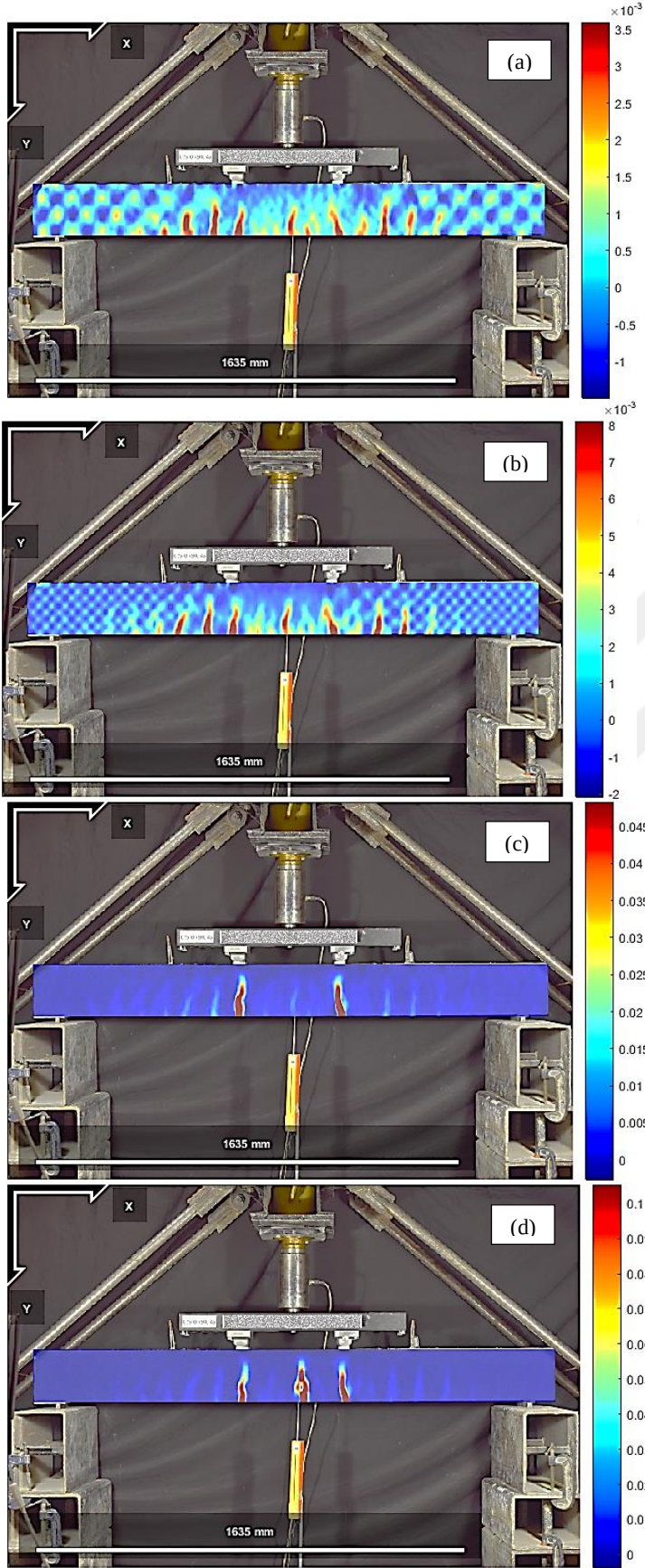
Şekil 5.21. C25F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.22’de verilmiştir. Buna göre tüm kesit boyunca birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak arttığı görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0048, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,073 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 151,6 mm ($\xi=0,758$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Kritik kesitte çatlağın maksimum yük anında hızlı bir şekilde ortaya çıkmasından dolayı maksimum yükleme anında kesit boyunca tarafsız eksen değişiminde önemli bir sıçrama gerçekleşmiştir. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 176,7 mm ($\xi=0,884$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.22. C25F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

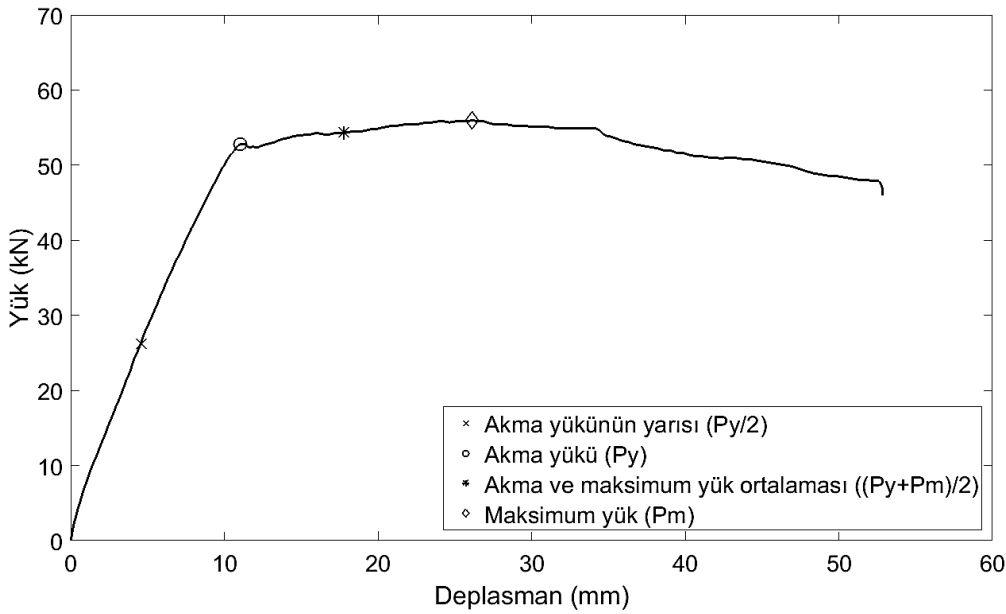
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Bu nedenle kritik yüklere karşılık C25F0.75R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri aşağıda Şekil 5.23’de sunulmuştur. Şekil 5.23a ve Şekil 5.23b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.23. C25F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y
c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

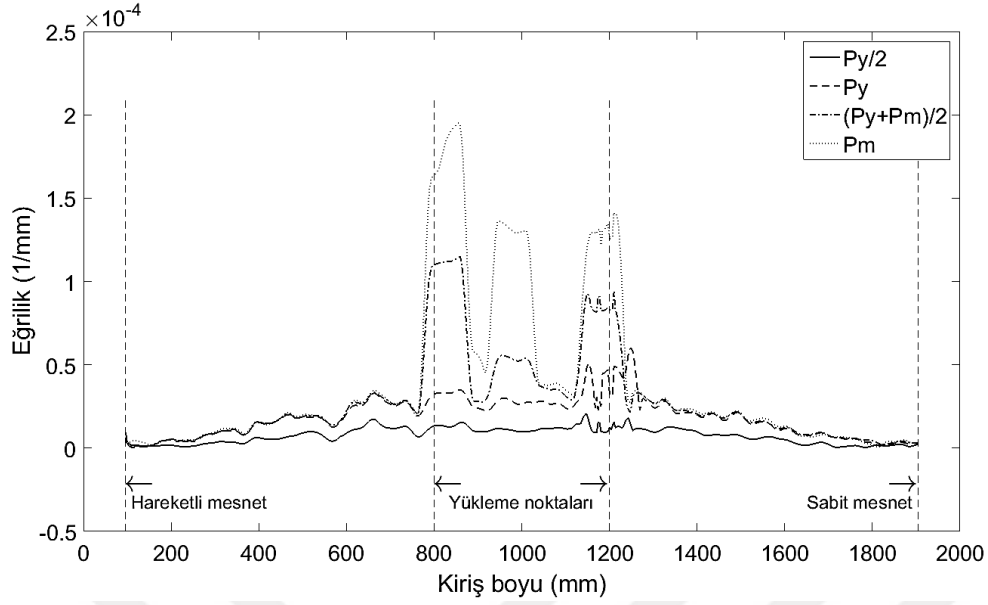
5.2.5. C25F0.75R0.9

C25F0.75R0.9 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.24’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 52,8 kN yük değerinde akma noktasına ve 56,0 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



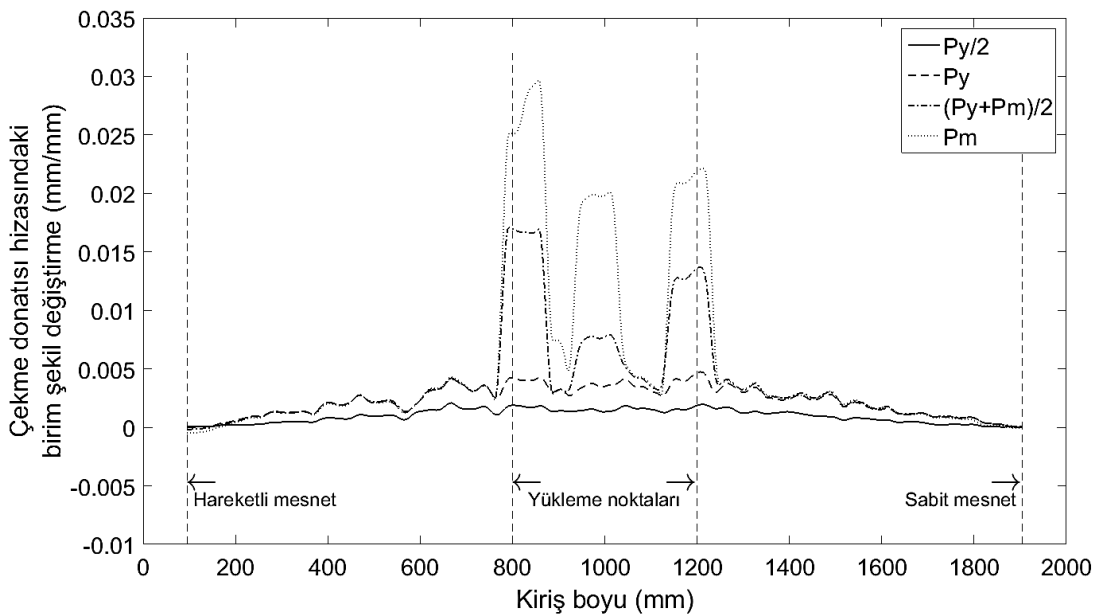
Şekil 5.24. C25F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.25’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



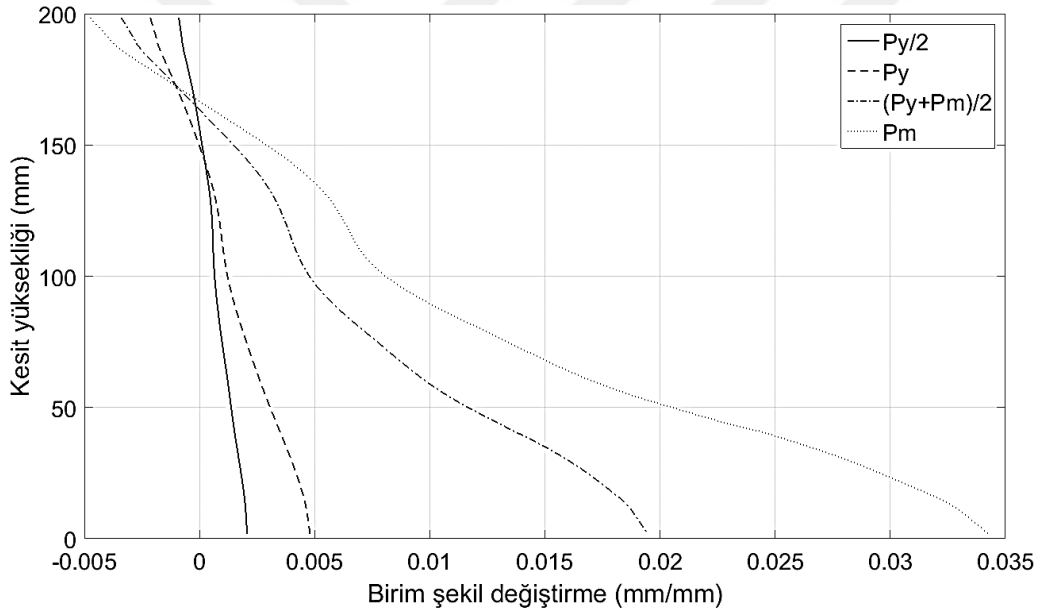
Şekil 5.25. C25F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.26’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0027 ile 0,0045 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Maksimum çatlak ağzı açılması ve maksimum eğrilik hareketli mesnet tarafındaki yüklemeye noktasının olduğu kesitte meydana gelmiştir.



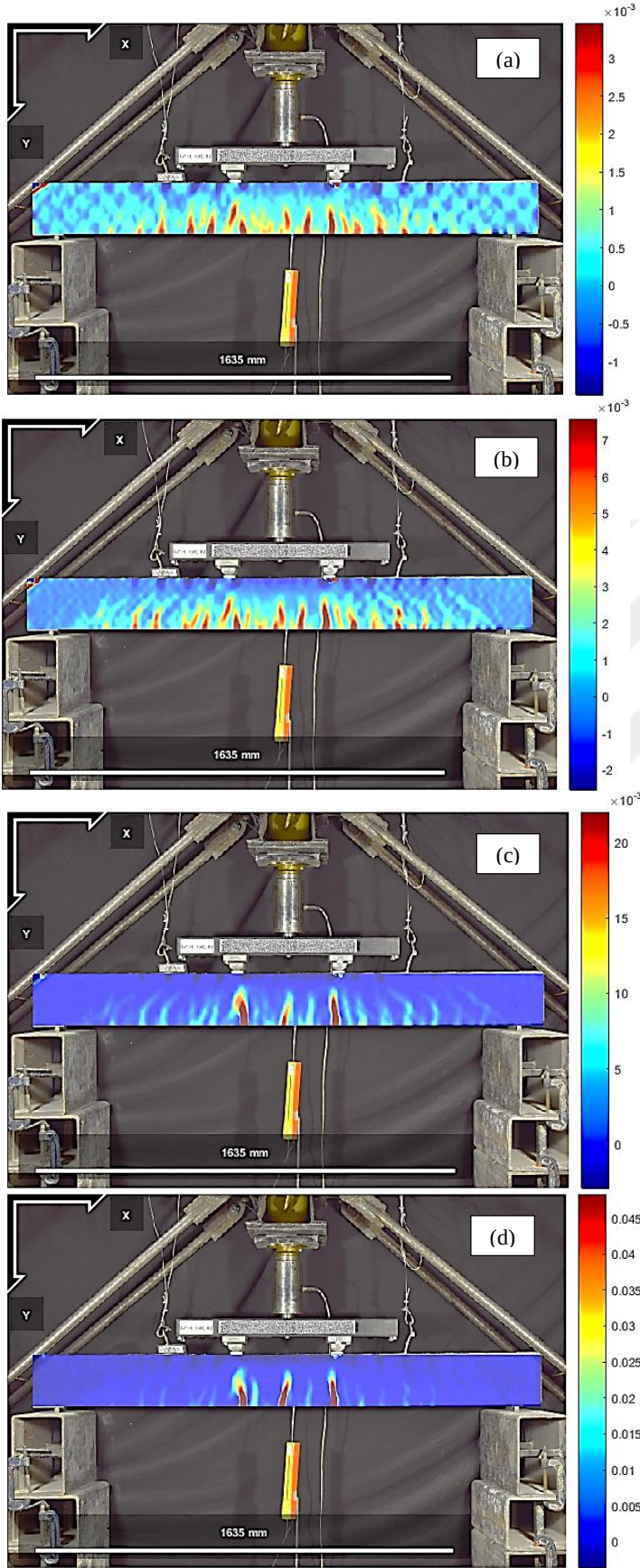
Şekil 5.26. C25F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.27’de verilmiştir. Buna göre birim şekil değiştirmelerde en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca dalgalanmaların olduğu görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0047, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,034 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar bir miktar azalma görülmüştür. Bunun nedeni akma anındaki maksimum eğriliğin sabit mesnet yönündeki yükleme noktası altında oluşmasıdır. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 156,2 mm ($\xi=0,781$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma noktasından sonra maksimum yüke kadar maksimum eğriliğin düzenli olarak sol yükleme noktası altında oluşmasından dolayı, tarafsız eksen konumunda düzenli bir artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 166,6 mm ($\xi=0,833$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.27. C25F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

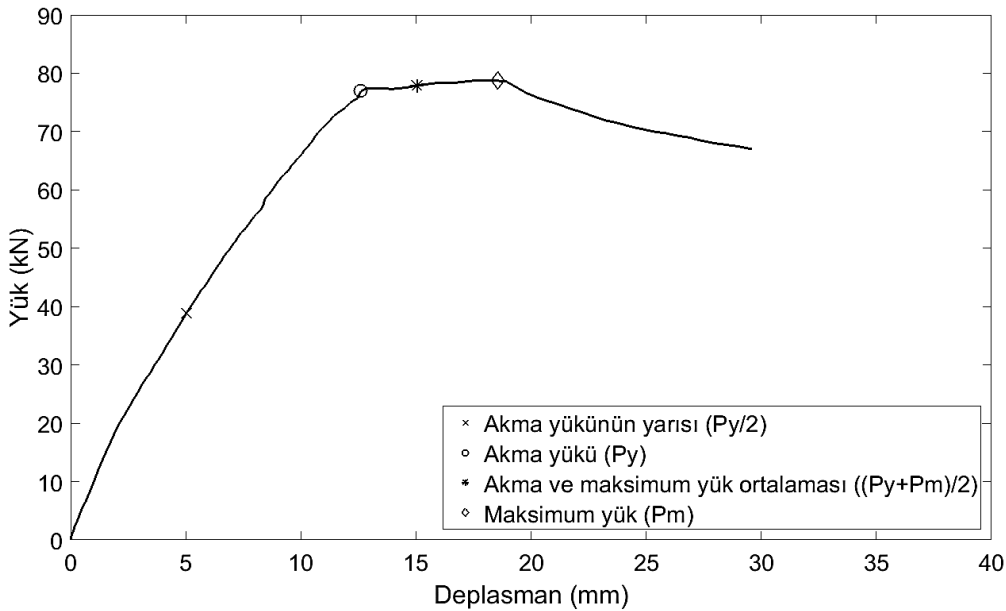
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farkı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.28’de sunulmuştur. Şekil 5.28a ve Şekil 5.28b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.28. C25F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

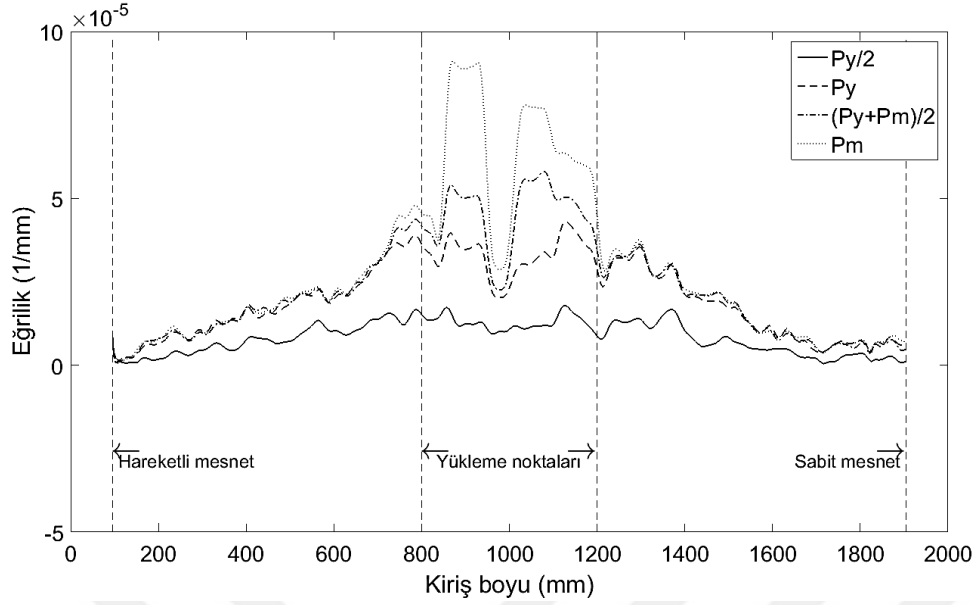
5.2.6. C25F0.75R1.6

C25F0.75R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.29'da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 76,9 kN yük değerinde akma noktasına ve 78,7 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



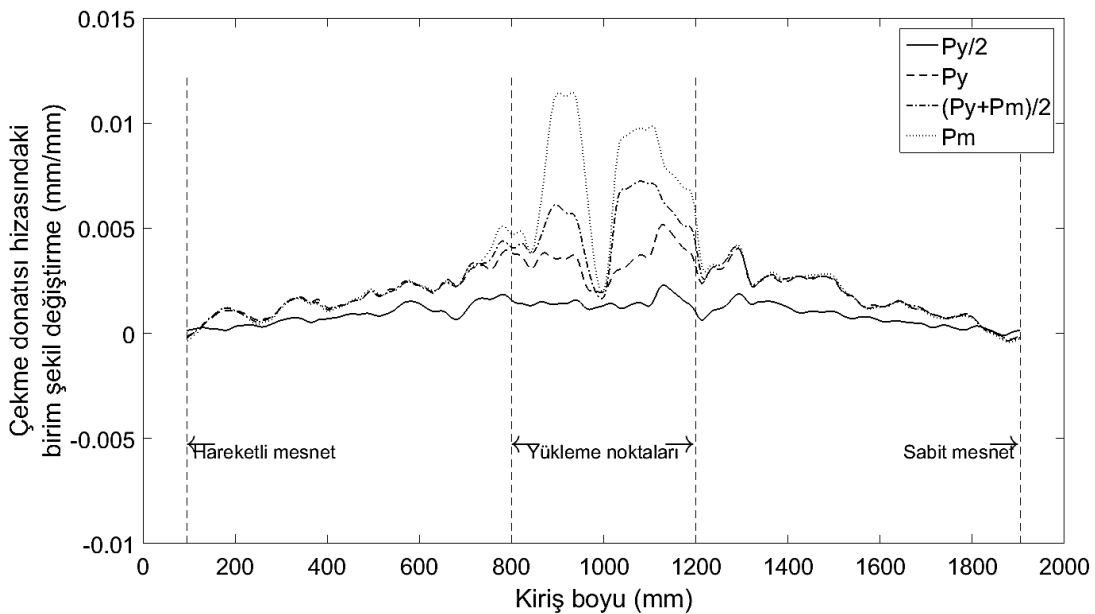
Şekil 5.29. C25F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.30'da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



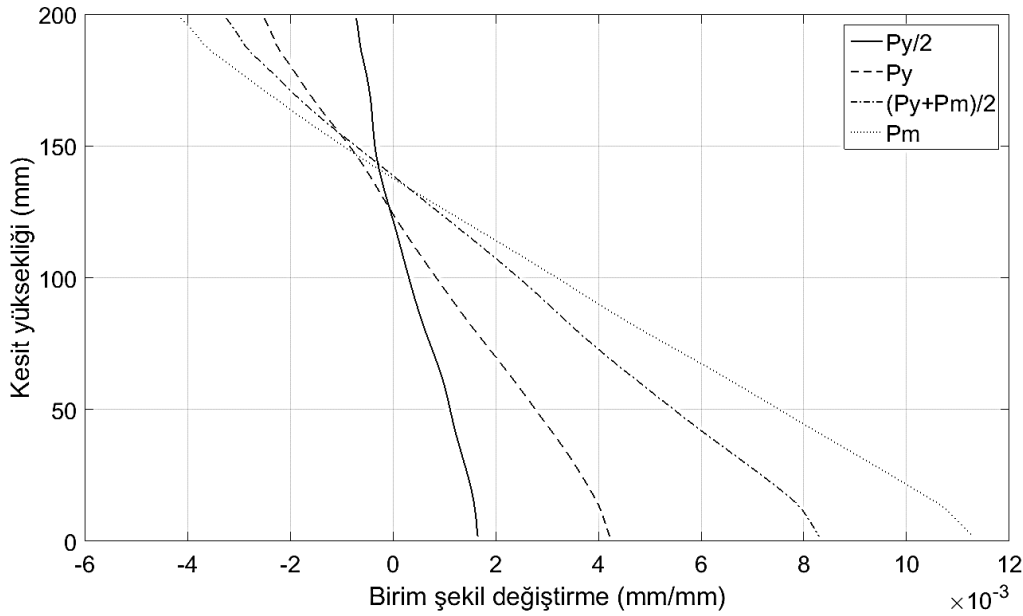
Şekil 5.30. C25F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.31’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,002 ile 0,0052 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Yüksek donatı oranından dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik kiriş ortasında oluşmuştur.



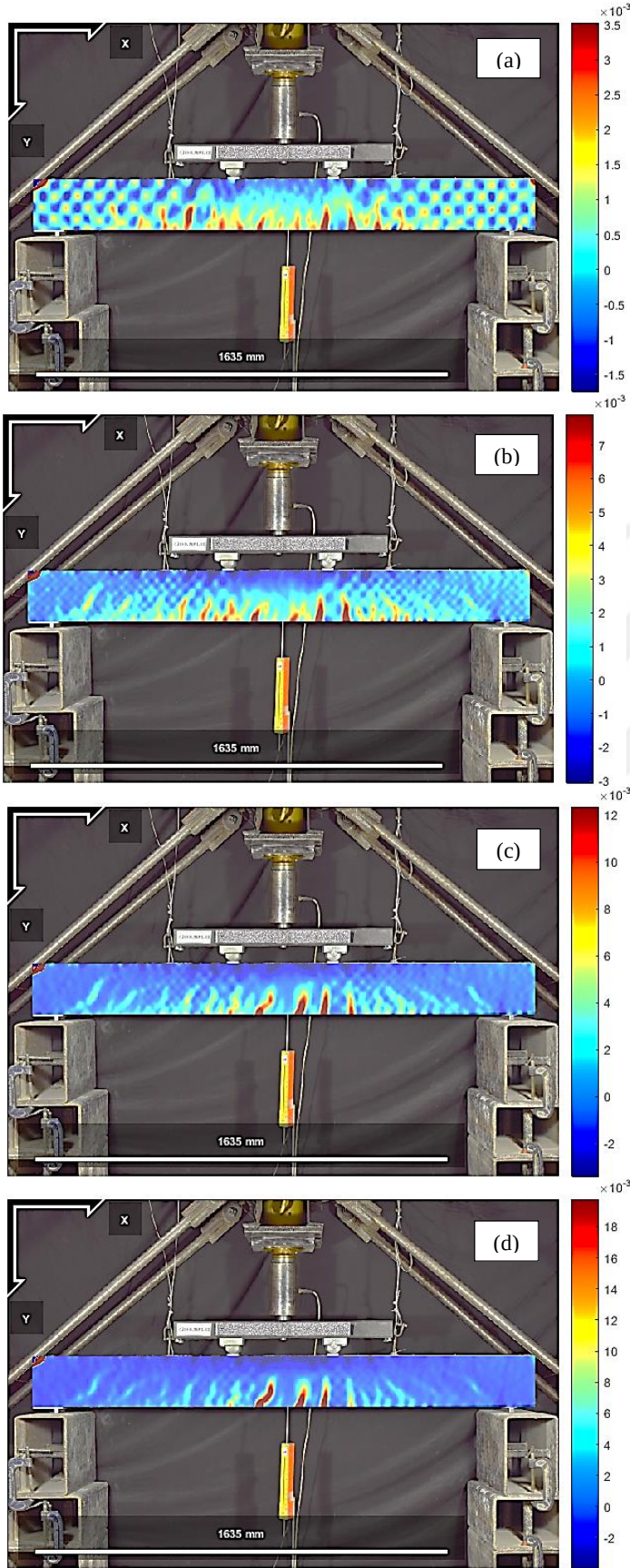
Şekil 5.31. C25F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.32’de verilmiştir. Buna göre birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0041, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,011 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 122 mm ($\xi=0,61$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 137,7 mm ($\xi=0,689$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.32. C25F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

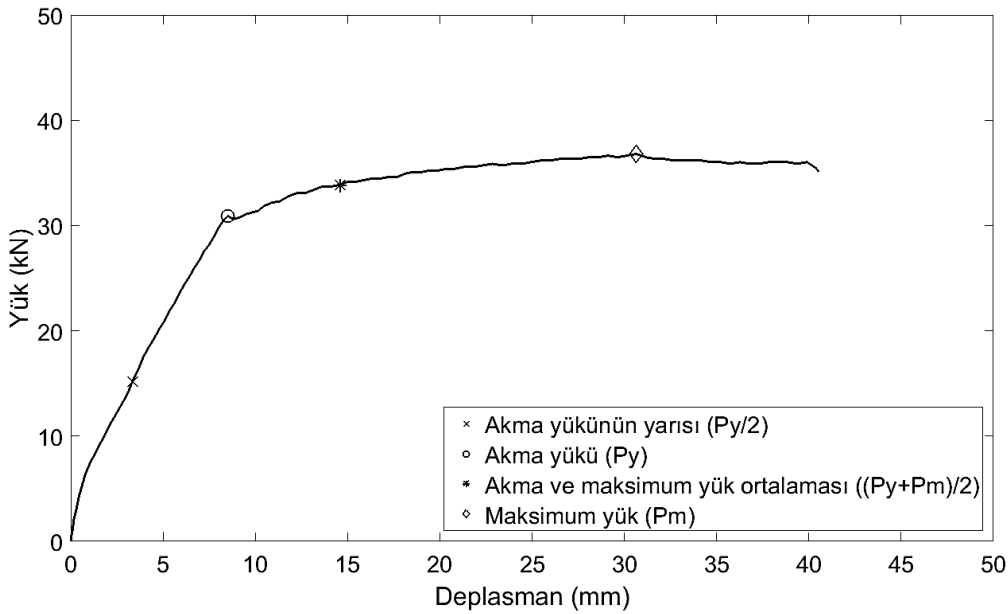
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C25F0.75R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.33’de sunulmuştur. Şekil 5.33a ve Şekil 5.33b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.33. C25F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y
c) $(P_y + P_m)/2$, d) P_m

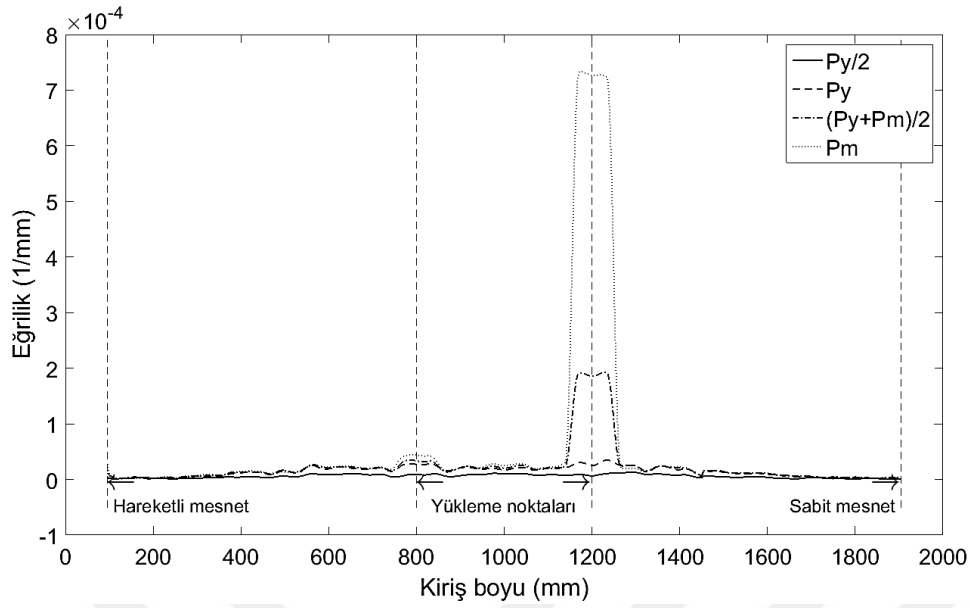
5.2.7. C25F1.5R0.4

C25F1.5R0.4 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.34’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 30,9 kN yük değerinde akma noktasına ve 36,8 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



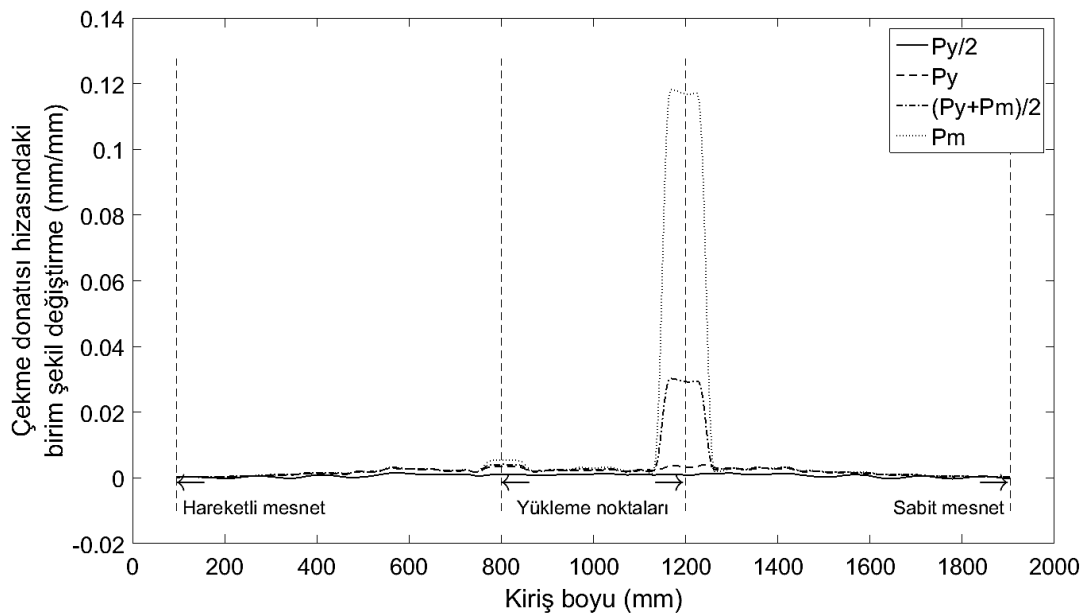
Şekil 5.34. C25F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.35’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sağ yükleme noktası altında tek bir çatlak gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



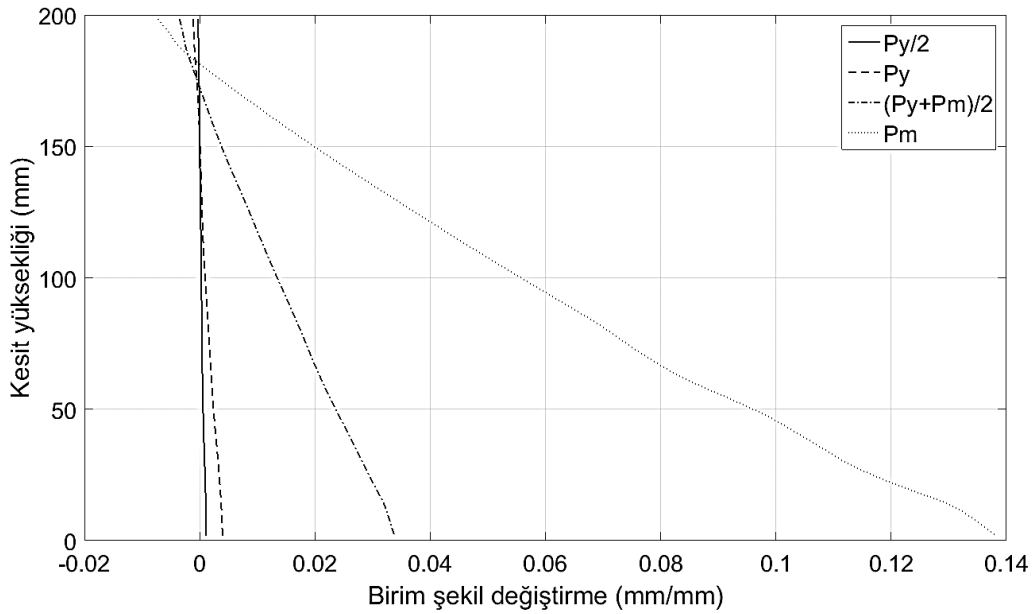
Şekil 5.35. C25F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.36’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0021 ile 0,0040 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Yüksek lif içeriğinden dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik yükleme noktası altında tek bir kesitte oluşmuştur.



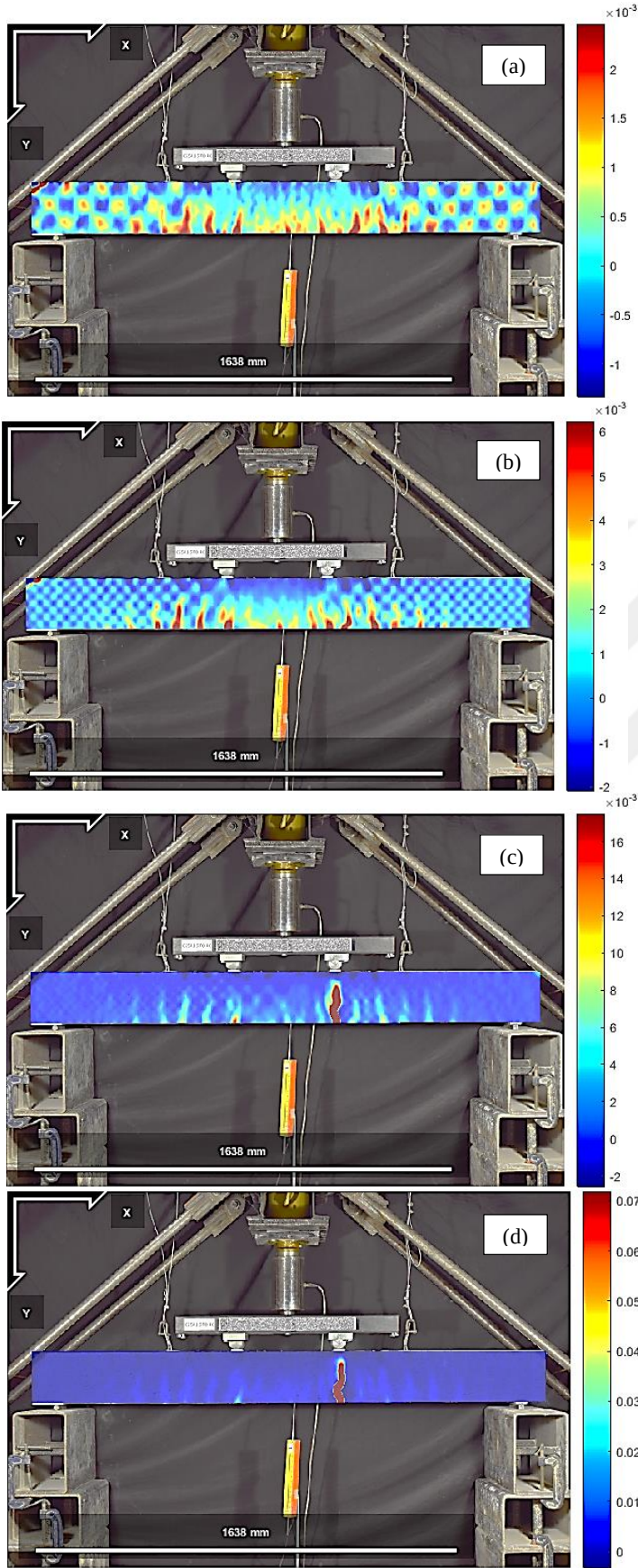
Şekil 5.36. C25F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.37’de verilmiştir. Buna göre birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,007 ve çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,14 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 150,5 mm ($\xi=0,753$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 181,2 mm ($\xi=0,906$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.37. C25F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

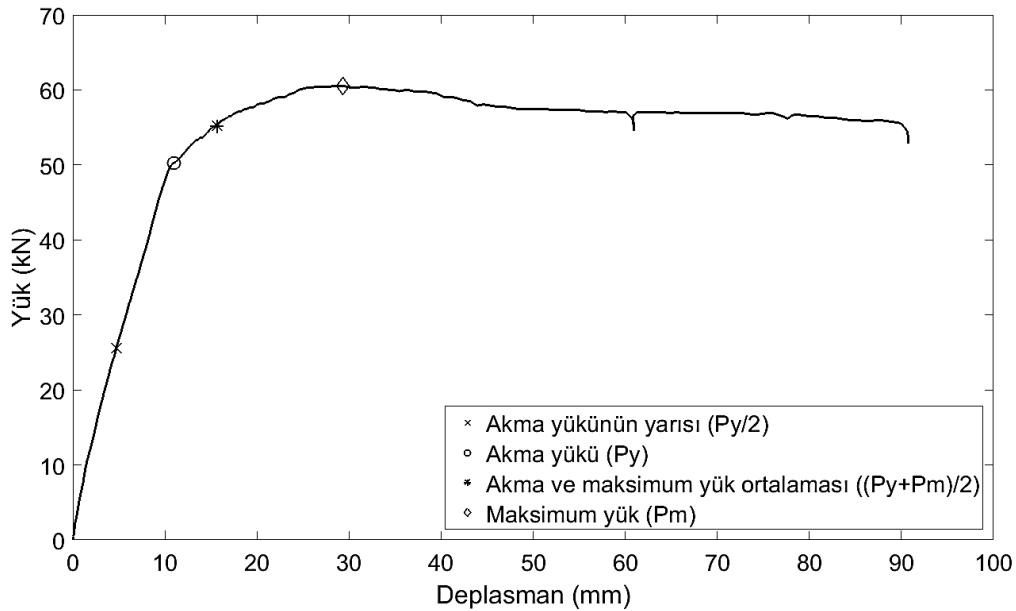
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C25F1.5R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.38’de sunulmuştur. Şekil 5.38a ve Şekil 5.38b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.38. C25F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

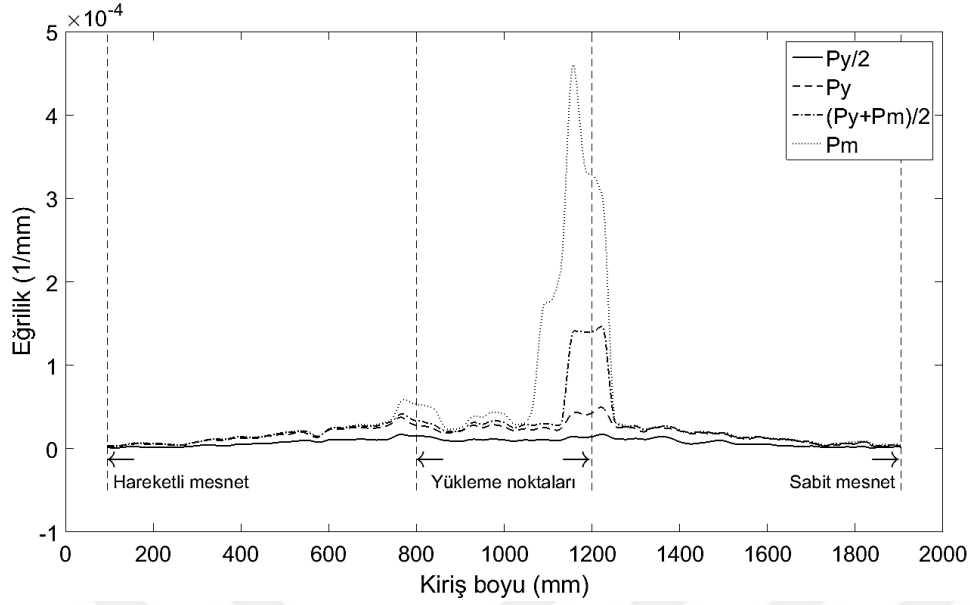
5.2.8. C25F1.5R0.9

C25F1.5R0.9 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.39’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 50,3 kN yük değerinde akma noktasına ve 60,6 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



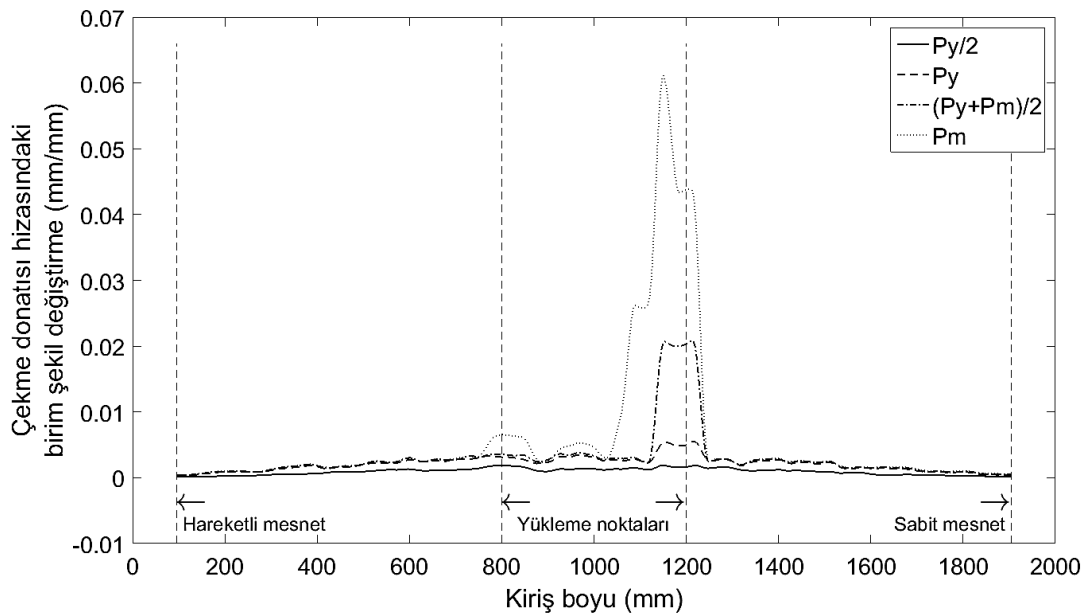
Şekil 5.39. C25F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.40’da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sağ yükleme noktası altında tek bir çatlak gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



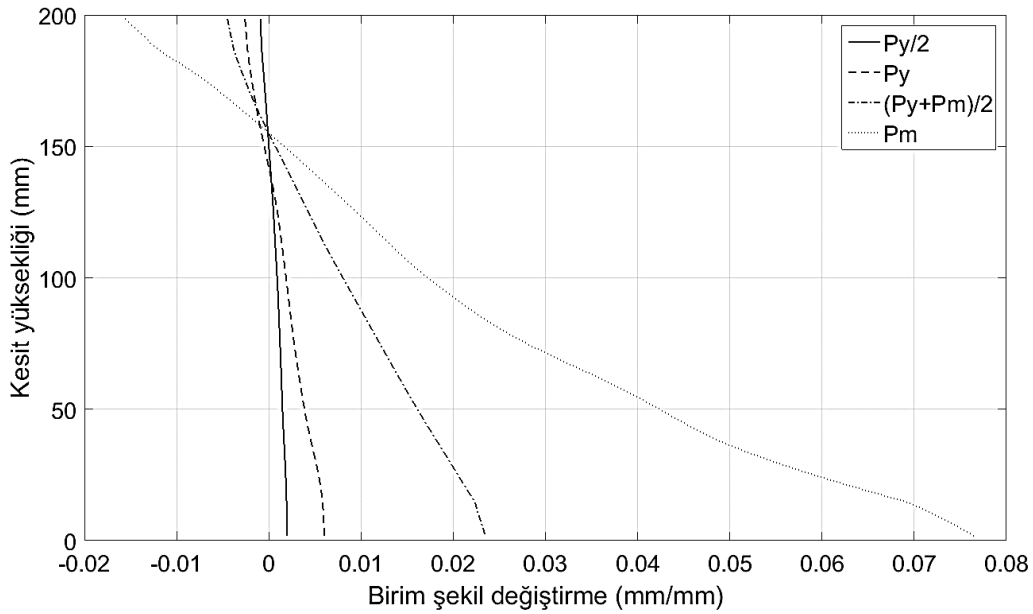
Şekil 5.40. C25F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.41’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0022 ile 0,0054 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Yüksek lif içeriğinden dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik yükleme noktası altında tek bir kesitte oluşmuştur.



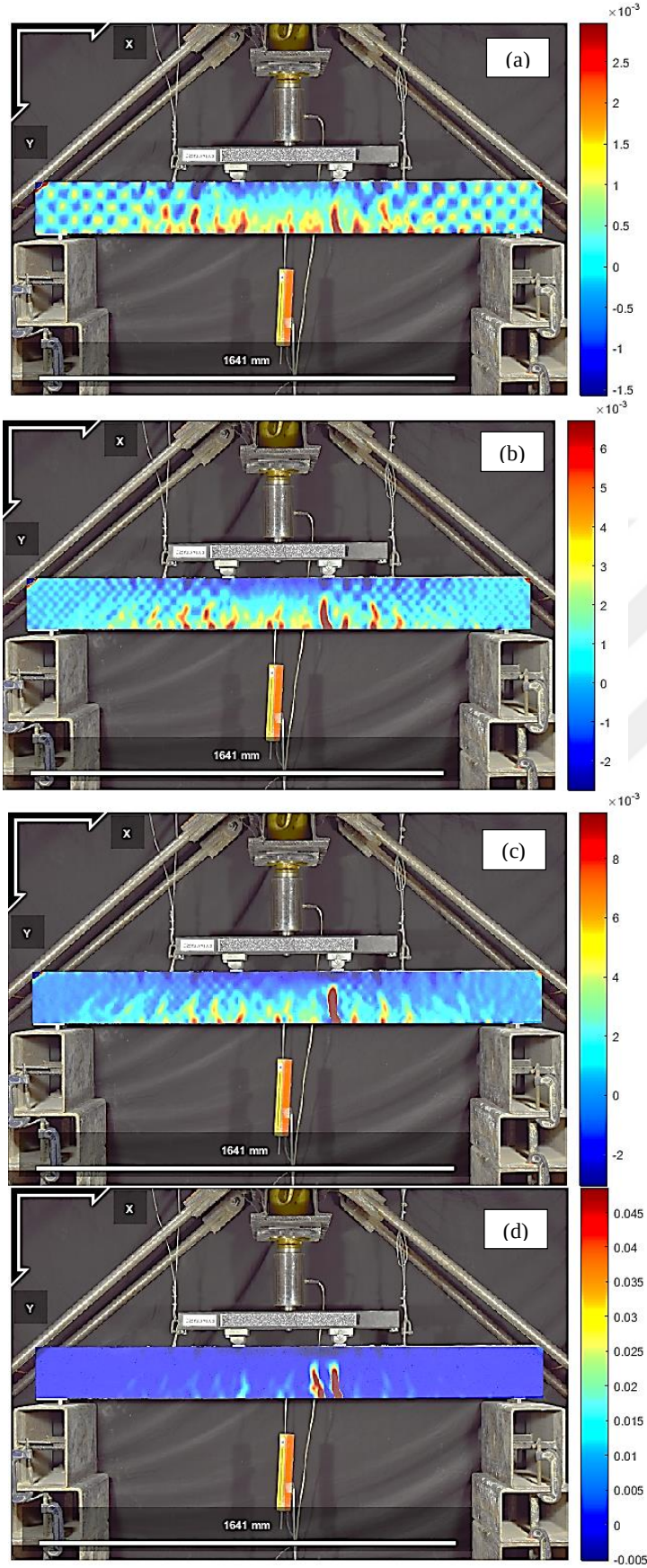
Şekil 5.41. C25F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.42’de verilmiştir. Buna göre birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,016 ve çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,076 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 142,3 mm ($\xi=0,712$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli derecede artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 155 mm ($\xi=0,775$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.42. C25F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

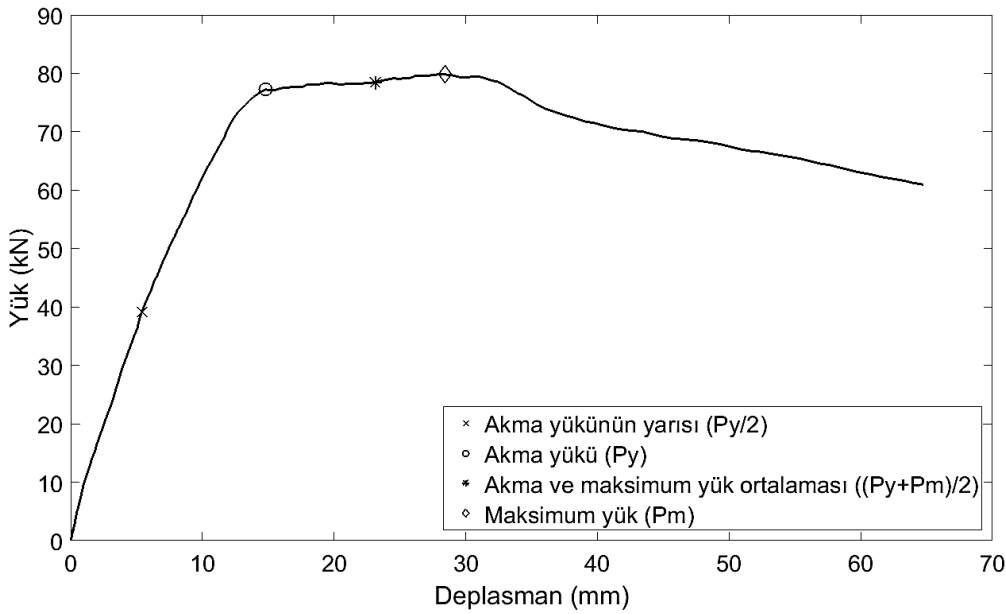
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C25F1.5R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.43’de sunulmuştur. Şekil 5.43a ve Şekil 5.43b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.43. C25F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

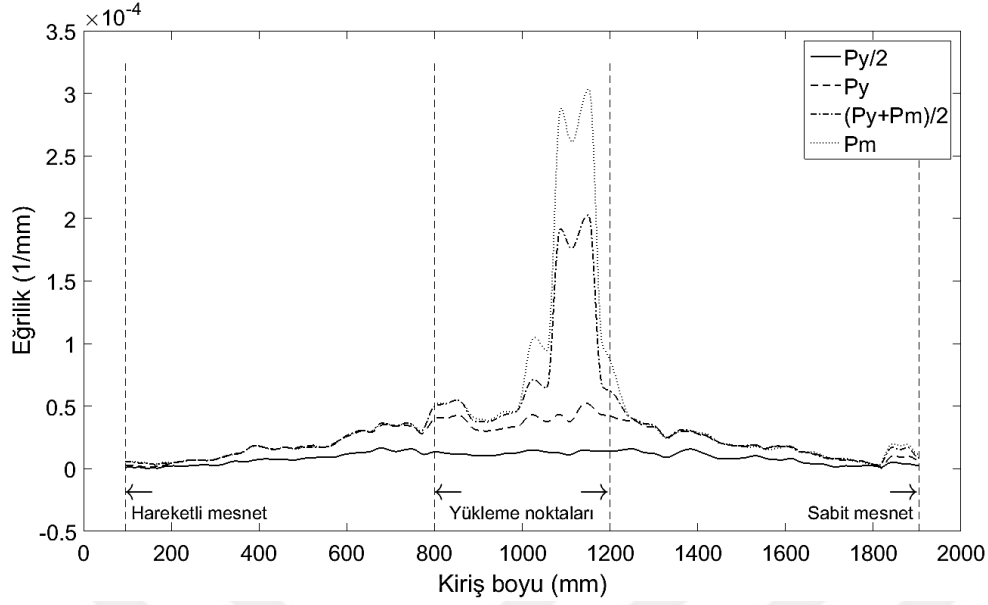
5.2.9. C25F1.5R1.6

C25F1.5R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 25 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.44’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 77,2 kN yük değerinde akma noktasına ve 79,8 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



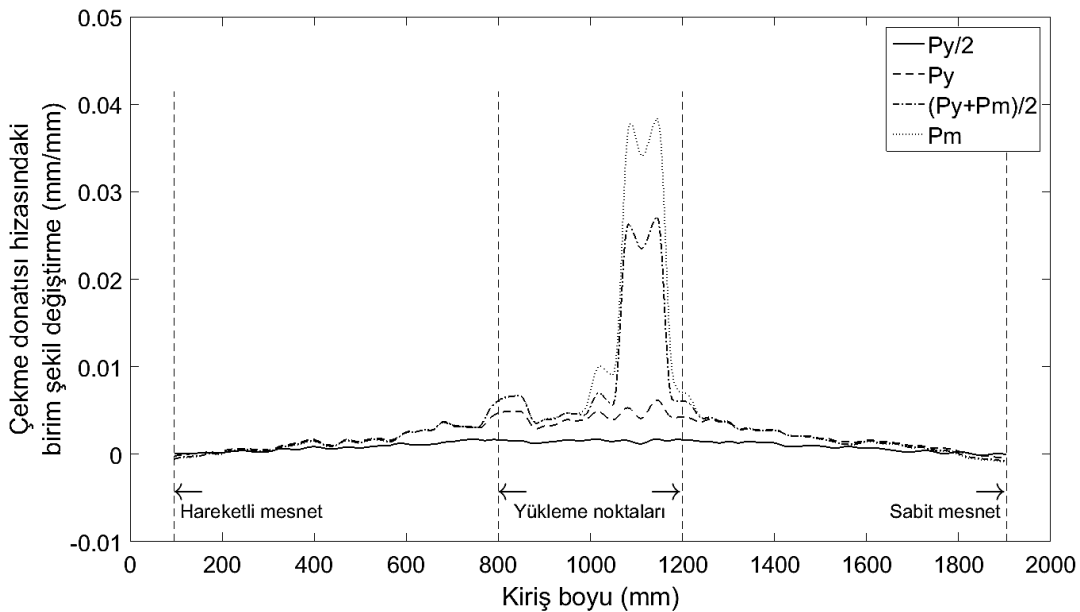
Şekil 5.44. C25F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.45’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sağ yükleme noktası altında tek bir çatlağın gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



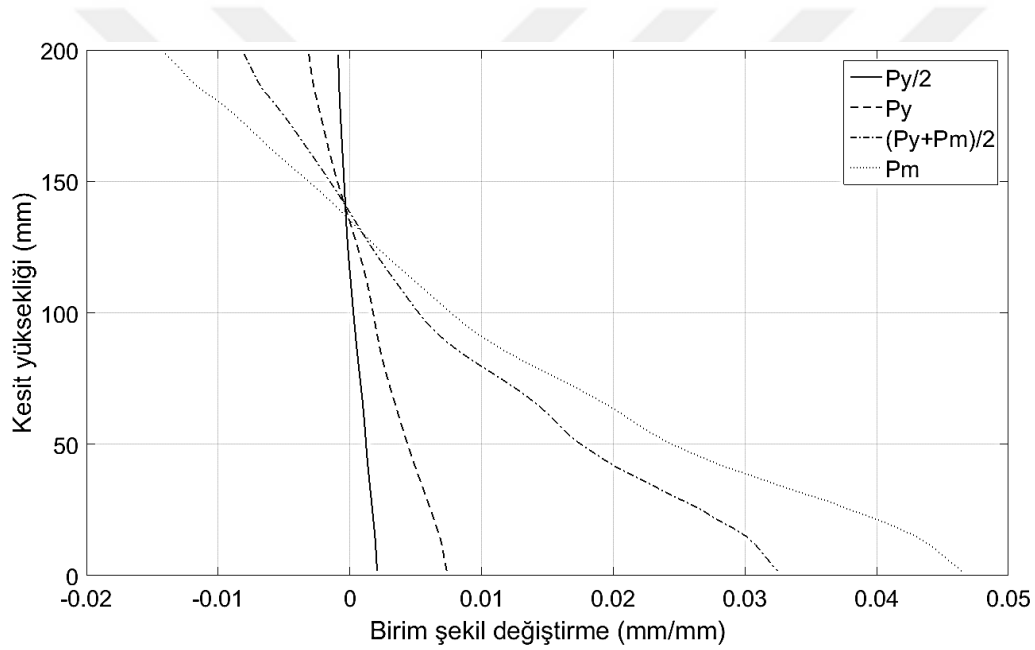
Şekil 5.45. C25F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.46'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0029 ile 0,0062 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Yüksek lif içeriğinden dolayı maksimum çatlak ağzı açılması ve eğrilik yüklemeye noktası altında tek bir kesitte oluşmuştur.



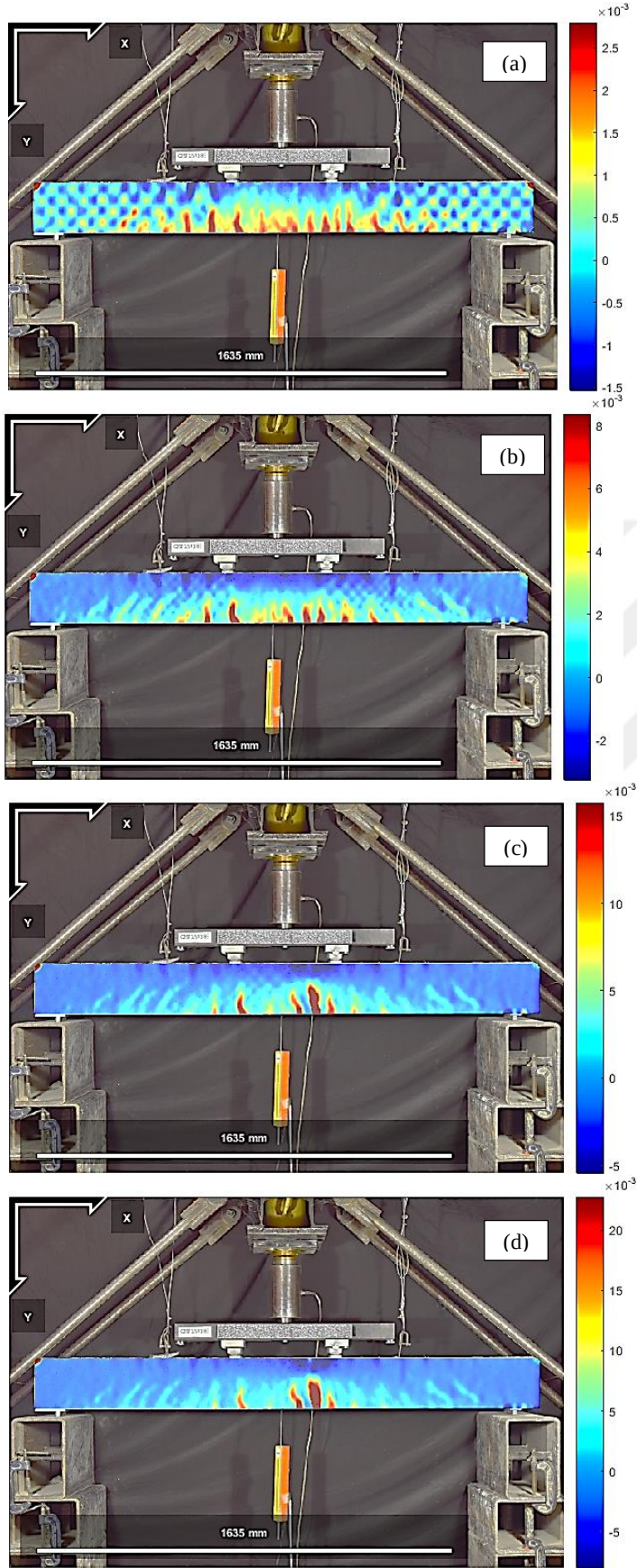
Şekil 5.46. C25F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.47’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükte birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren 92 mm kesit yüksekliğine kadar doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Bu noktada eğim değişmesine rağmen birim şekil değişimi doğrusal olarak artmaya devam etmiştir. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,014 ve çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,046 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 134,6 mm ($\xi=0,673$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önce artış sonra bir miktar azalma görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 135,3 mm ($\xi=0,677$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.47. C25F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

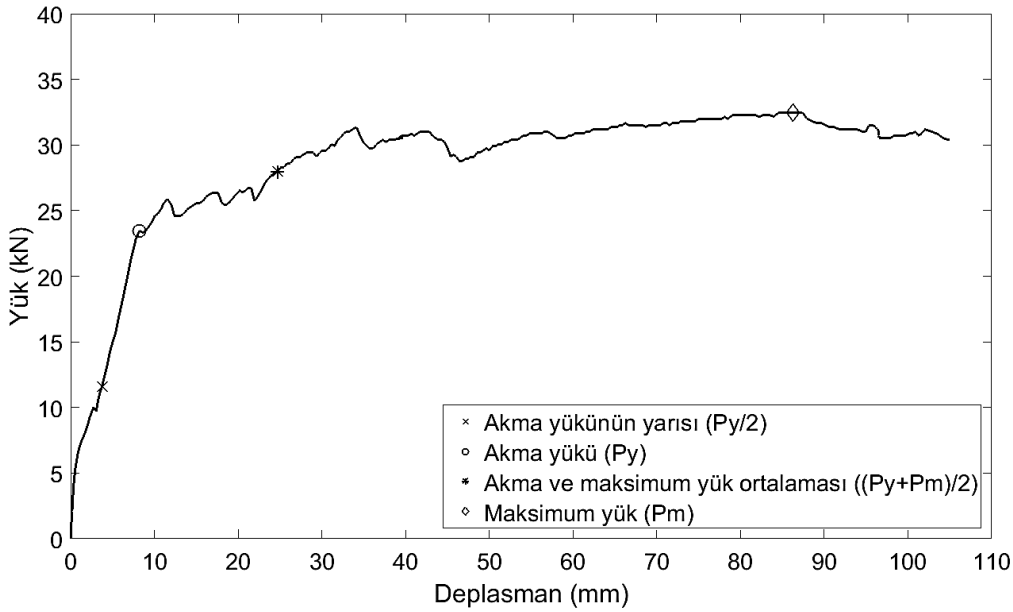
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farkı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C25F1.5R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.48’de sunulmuştur. Şekil 5.48a ve Şekil 5.48b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.48. C25F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

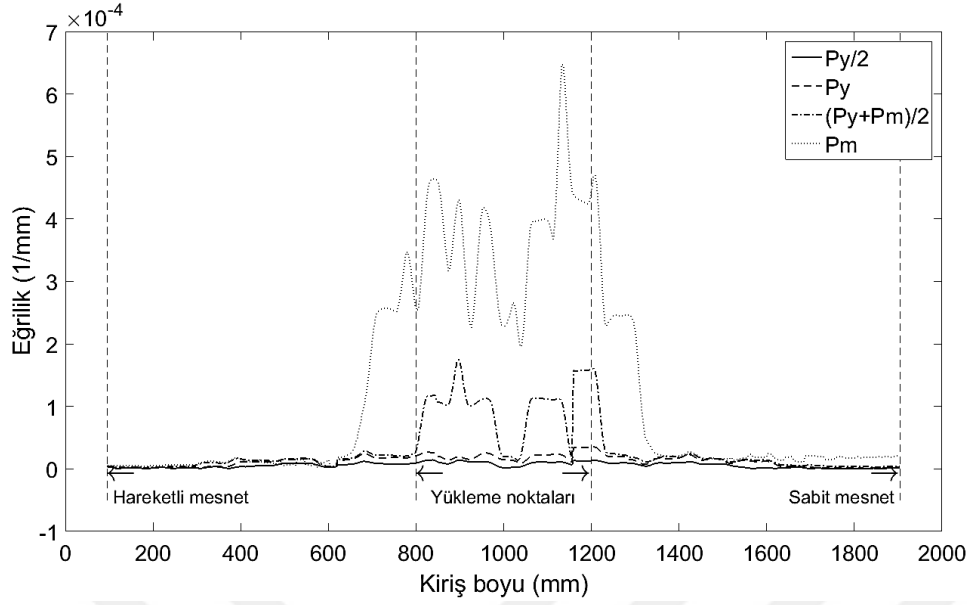
5.2.10. C50F0R0.4

C50F0R0.4 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.49'da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 23,5 kN yük değerinde akma noktasına ve 32,5 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



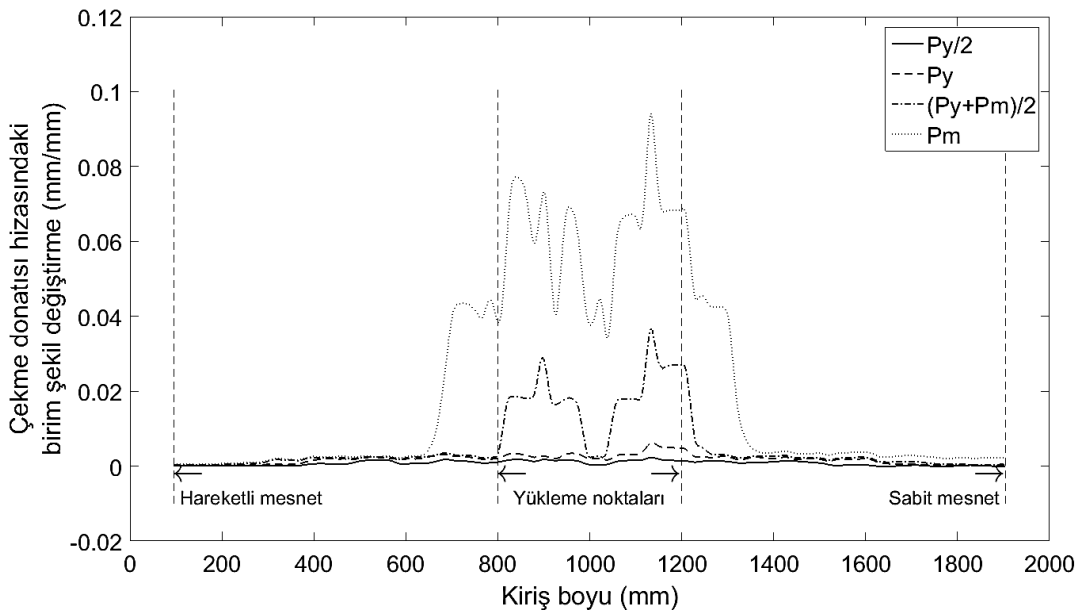
Şekil 5.49. C50F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.50'de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesindeki belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



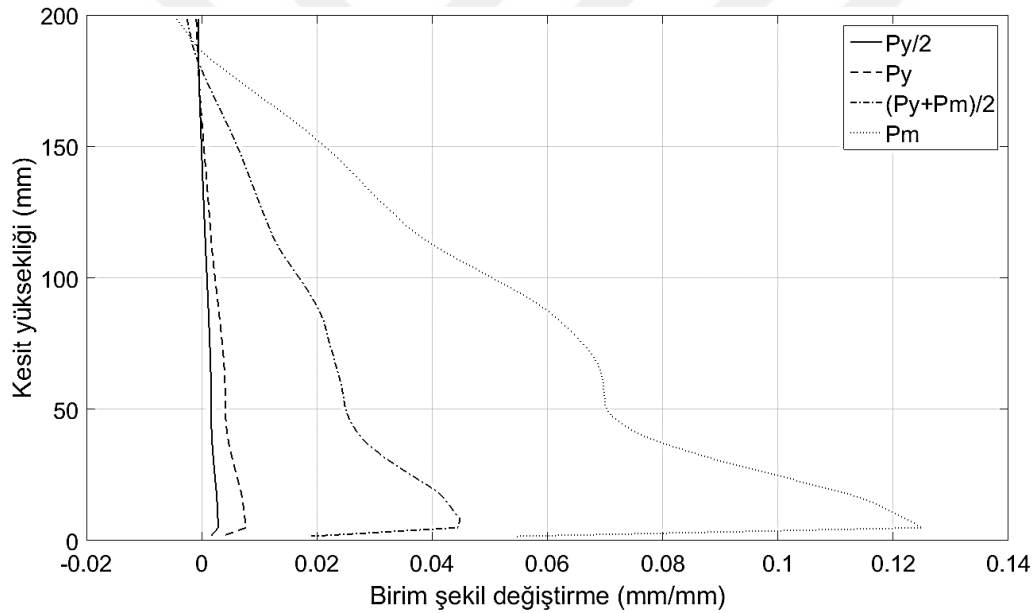
Şekil 5.50. C50F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.51’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0062 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden sonra çatlaklar sabit moment bölgesinde yoğunlaşırken, maksimum yükleme anında yükleme noktaları dışında da çatlak gelişimi gözlenmiştir.



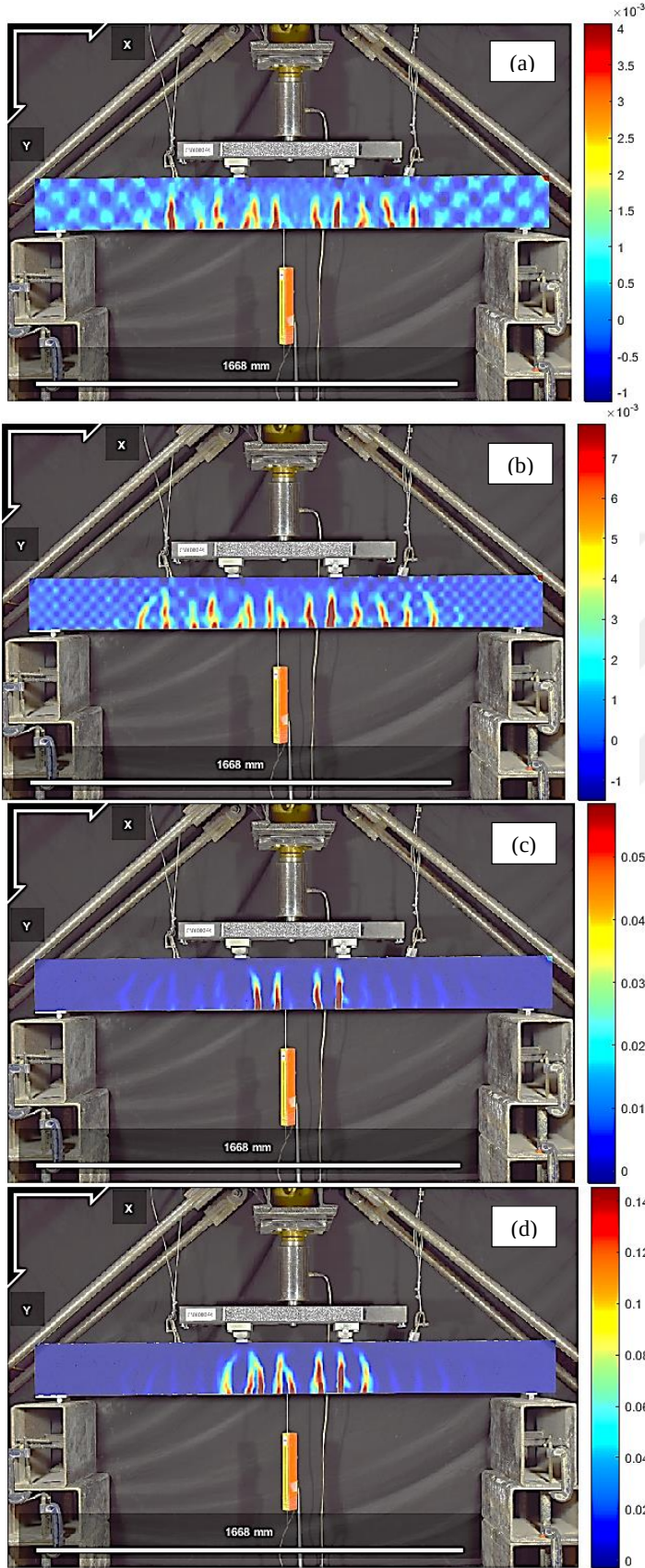
Şekil 5.51. C50F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.52’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükte birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren 50 mm kesit yüksekliğine kadar doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Bu noktada eğim değişmesine rağmen birim şekil değişimi doğrusal olarak artmaya devam etmiştir. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0044, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,125 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 147,7 mm ($\xi=0,739$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 186,1 mm ($\xi=0,931$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.52. C50F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

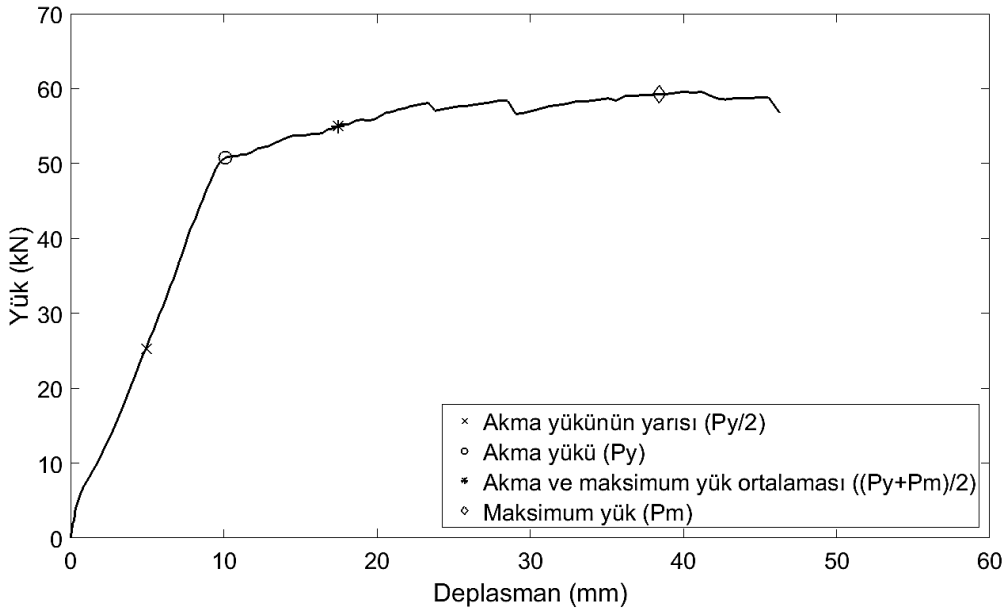
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.53’de sunulmuştur. Şekil 5.53a ve Şekil 5.53b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.53. C50F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

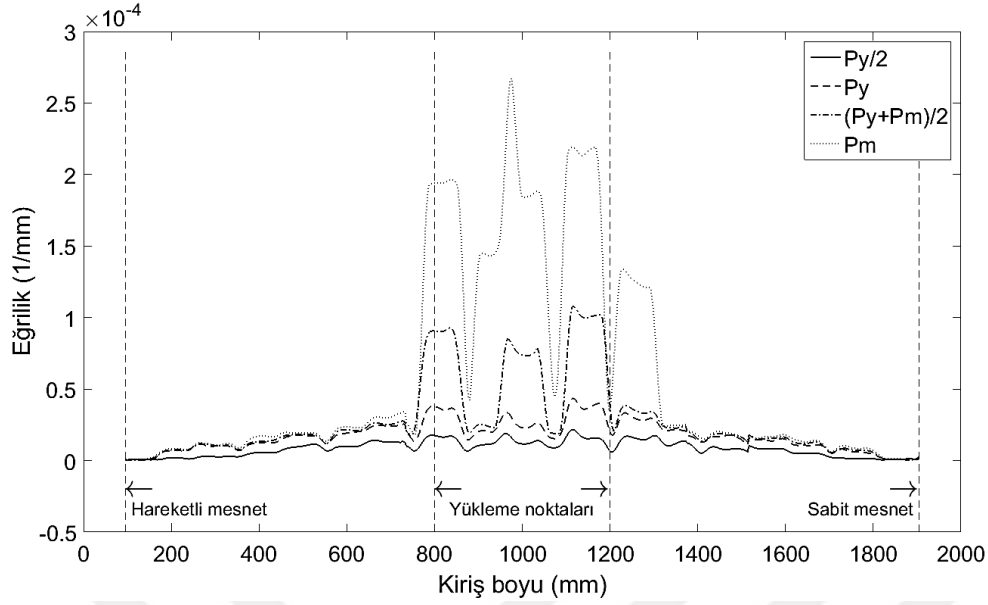
5.2.11. C50F0R0.9

C50F0R0.9 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.54’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 50,8 kN yük değerinde akma noktasına ve 59,6 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



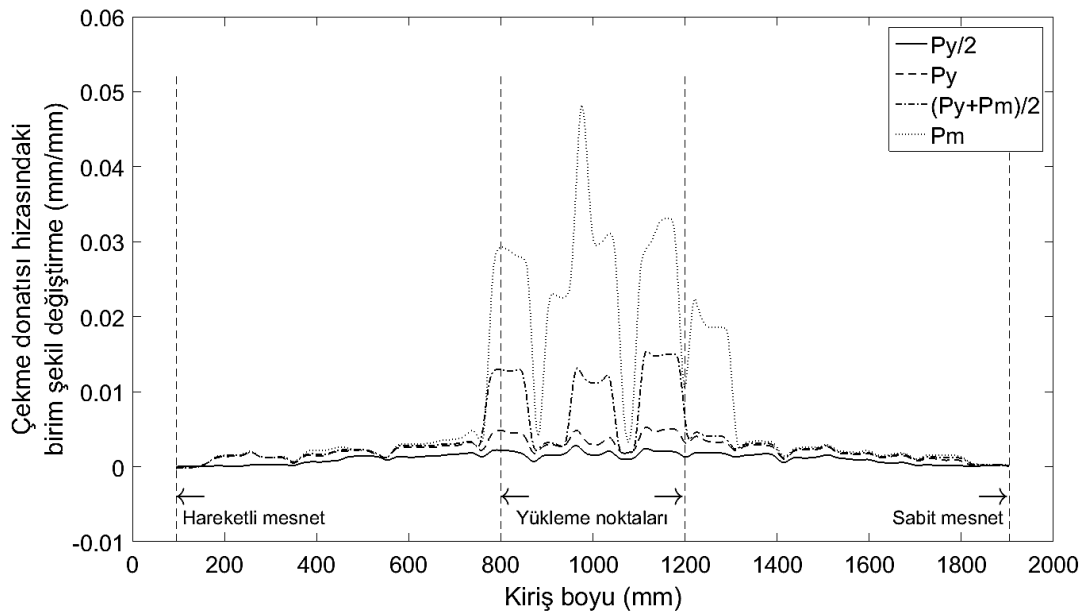
Şekil 5.54. C50F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.55’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesindeki belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



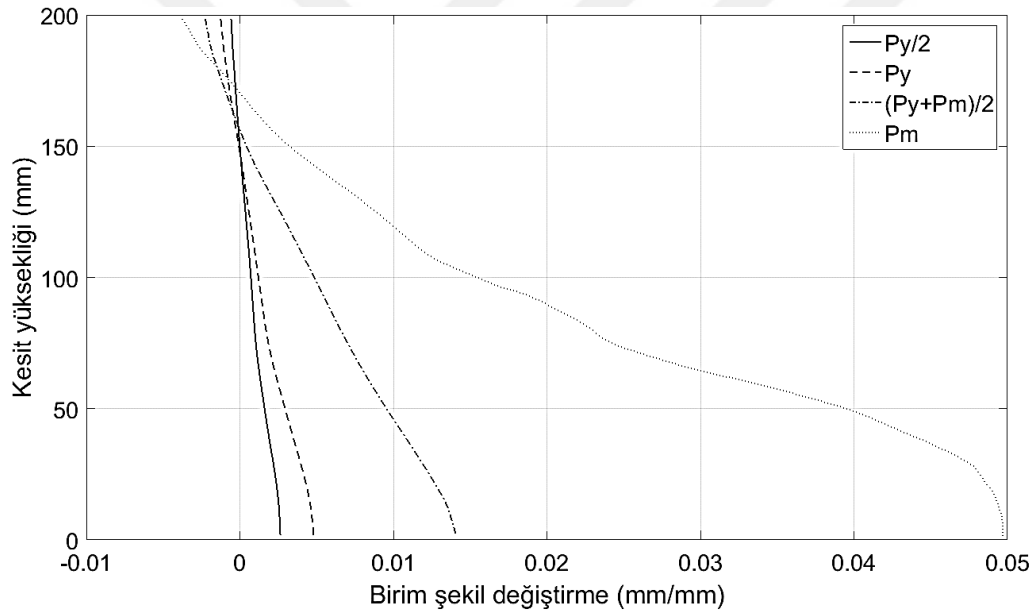
Şekil 5.55. C50F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.56'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0053 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden sonra çatlaklar sabit moment bölgesinde yoğunlaşırken, maksimum yükleme anında yükleme noktaları dışında da çatlak gelişimi gözlenmiştir.



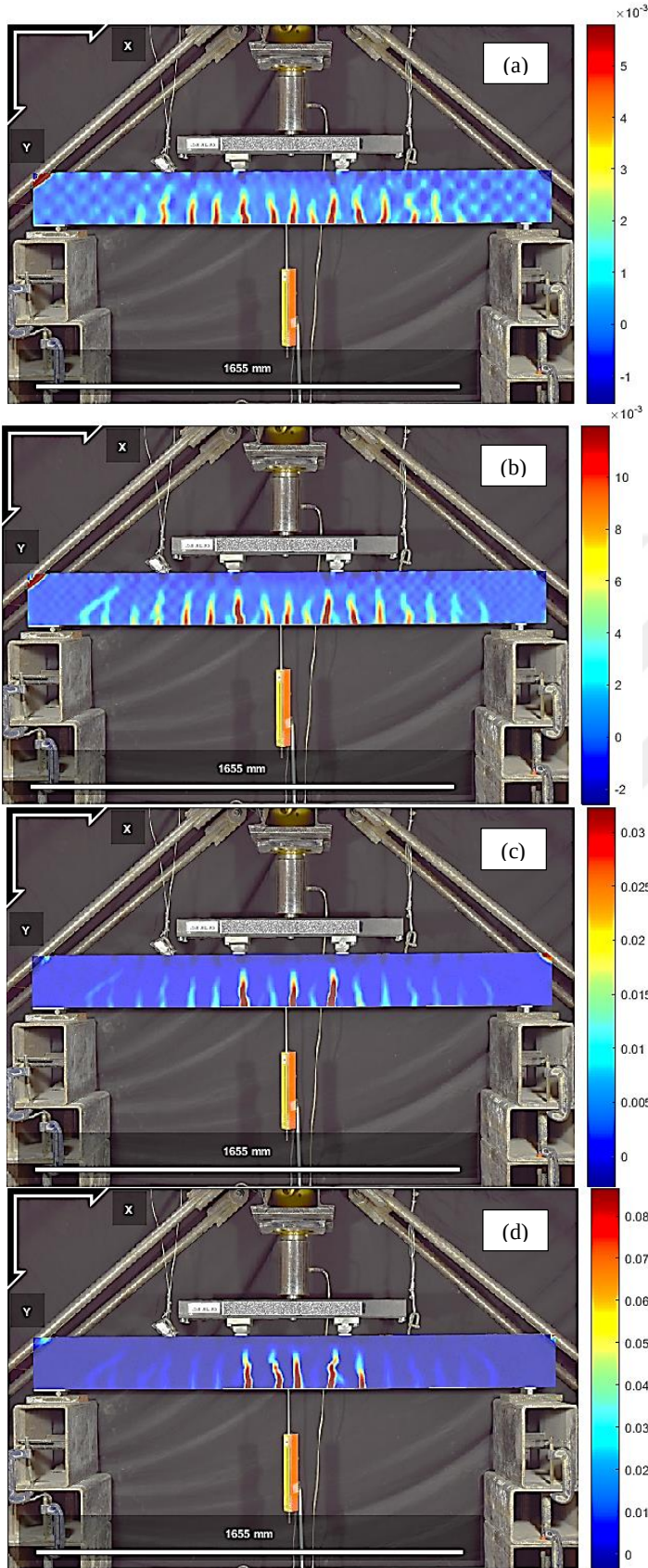
Şekil 5.56. C50F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.57’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükte birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren 100 mm kesit yüksekliğine kadar doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Bu noktada eğim değişmesine rağmen birim şekil değişimi 28 mm kesit yüksekliğine kadar doğrusal olarak artmaya devam etmiştir. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0038, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,050 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişim görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 147,6 mm ($\xi=0,738$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 170,3 mm ($\xi=0,852$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.57. C50F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

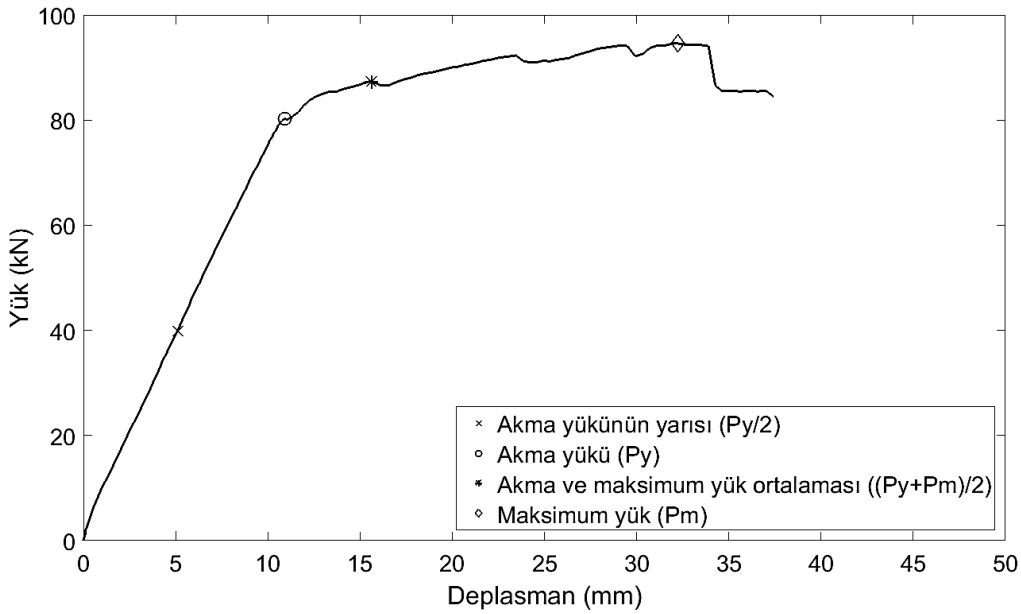
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.58’de sunulmuştur. Şekil 5.58a ve Şekil 5.58b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.58. C50F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

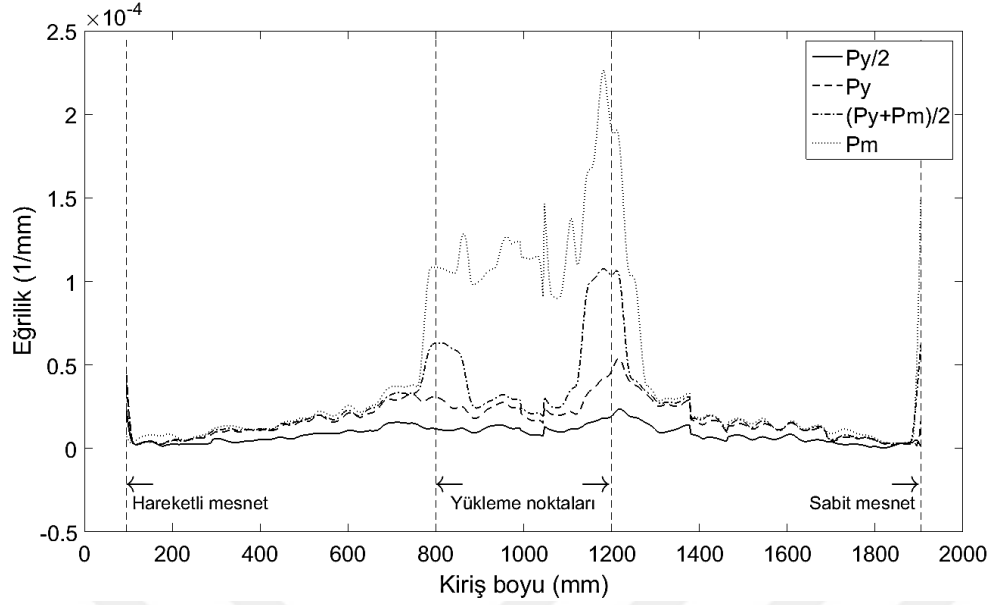
5.2.12. C50F0R1.6

C50F0R1.6 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.59’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 80,2 kN yük değerinde akma noktasına ve 94,6 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



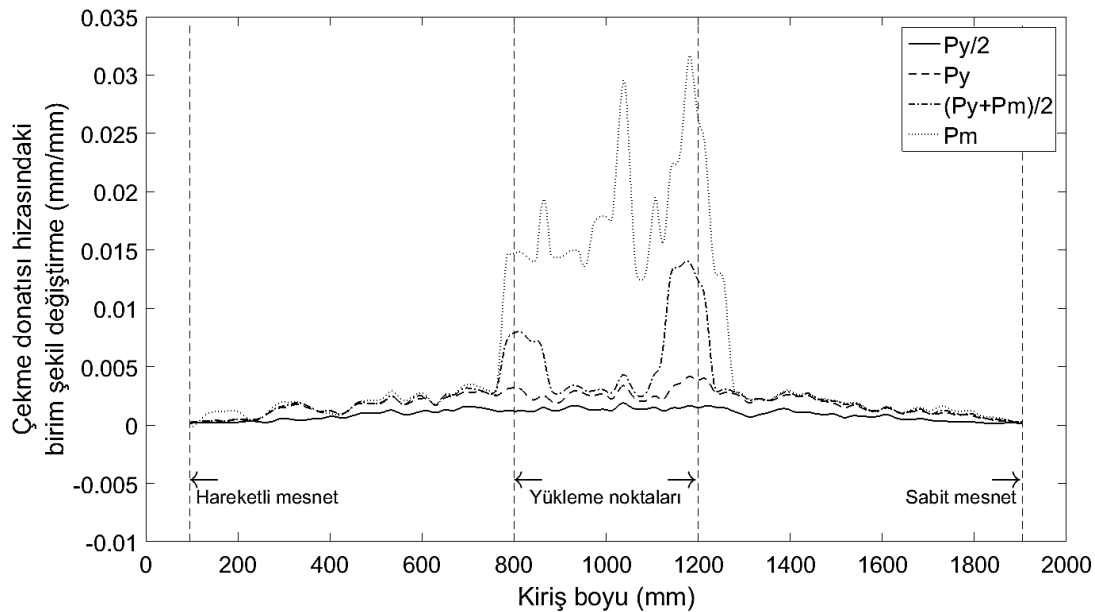
Şekil 5.59. C50F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.60’da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesindeki belirli çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



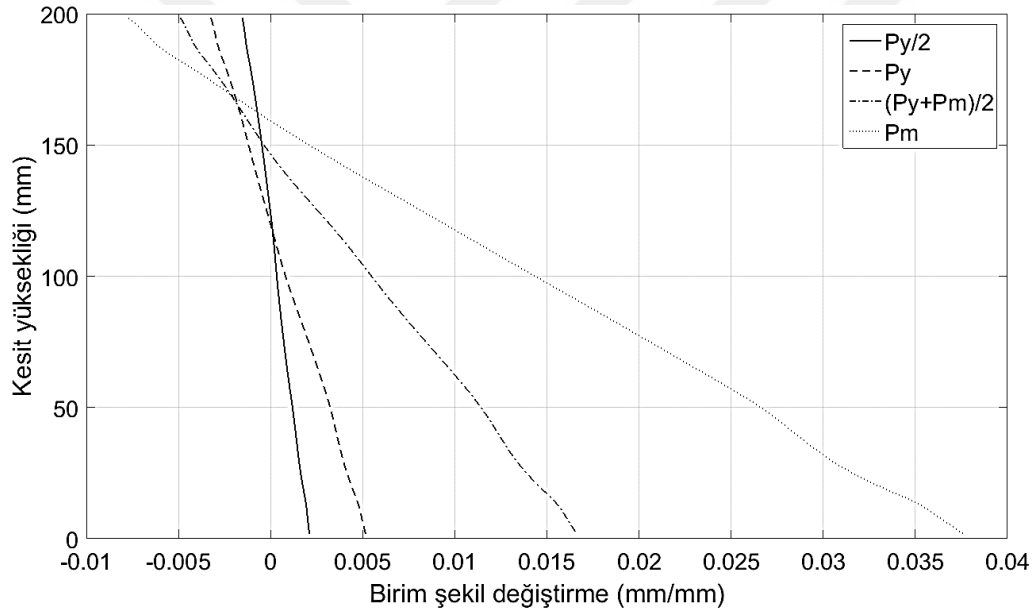
Şekil 5.60. C50F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.61’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0042 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden sonra çatlaklar sabit moment bölgesinde yoğunlaşırken, maksimum yükleme anında yükleme noktaları dışında da çatlak gelişimi gözlenmiştir.



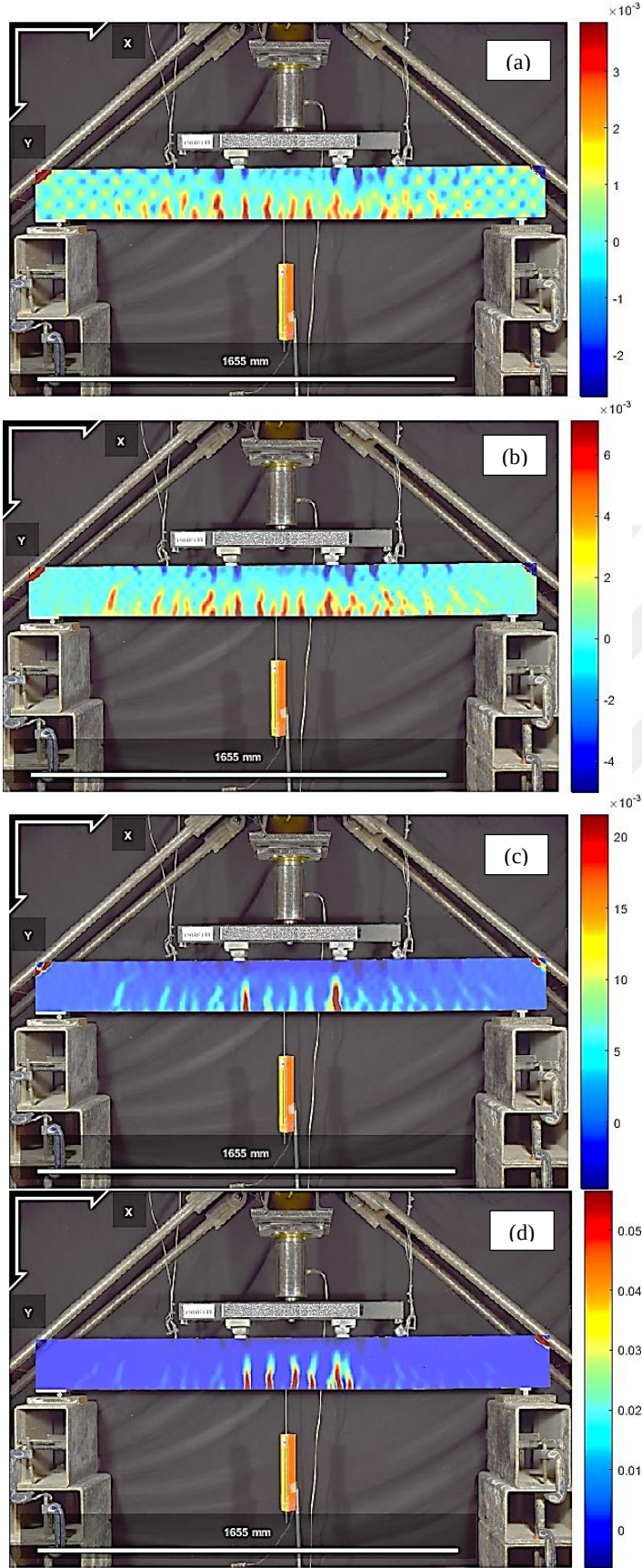
Şekil 5.61. C50F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.62’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükte birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit yüksekliği boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0077, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,038 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar bir miktar azalma görülmüştür. Bunun nedeni akma anındaki kritik kesitin akmadan önceki yükleme anına göre yer değiştirmesidir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 119,8 mm ($\xi=0,599$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 159,2 mm ($\xi=0,796$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.62. C50F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

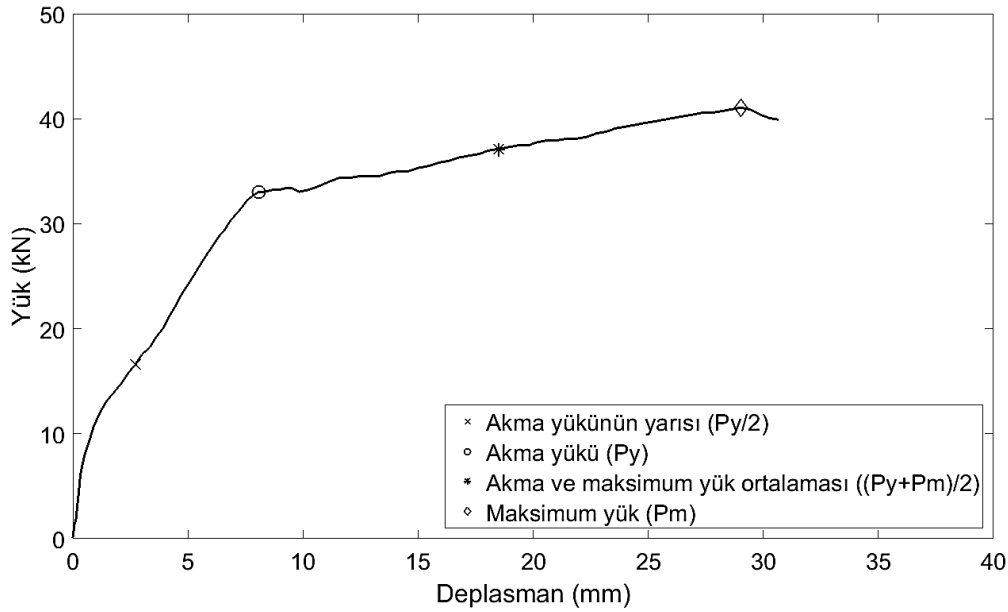
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farkı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.63’de sunulmuştur. Şekil 5.63a ve Şekil 5.63b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden sonra sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.63. C50F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

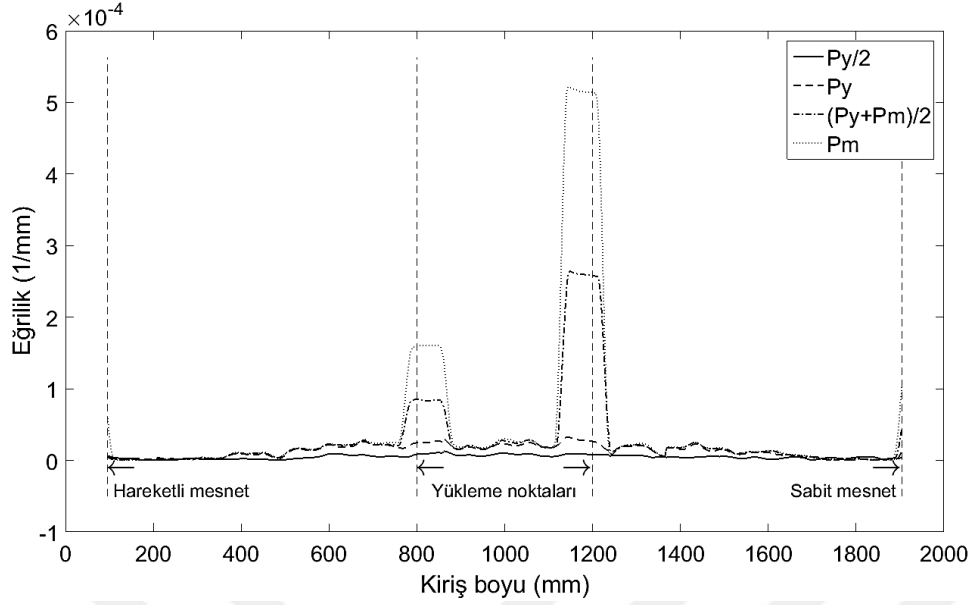
5.2.13. C50F0.75R0.4

C50F0.75R0.4 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.64’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 33,1 kN yük değerinde akma noktasına ve 41,1 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



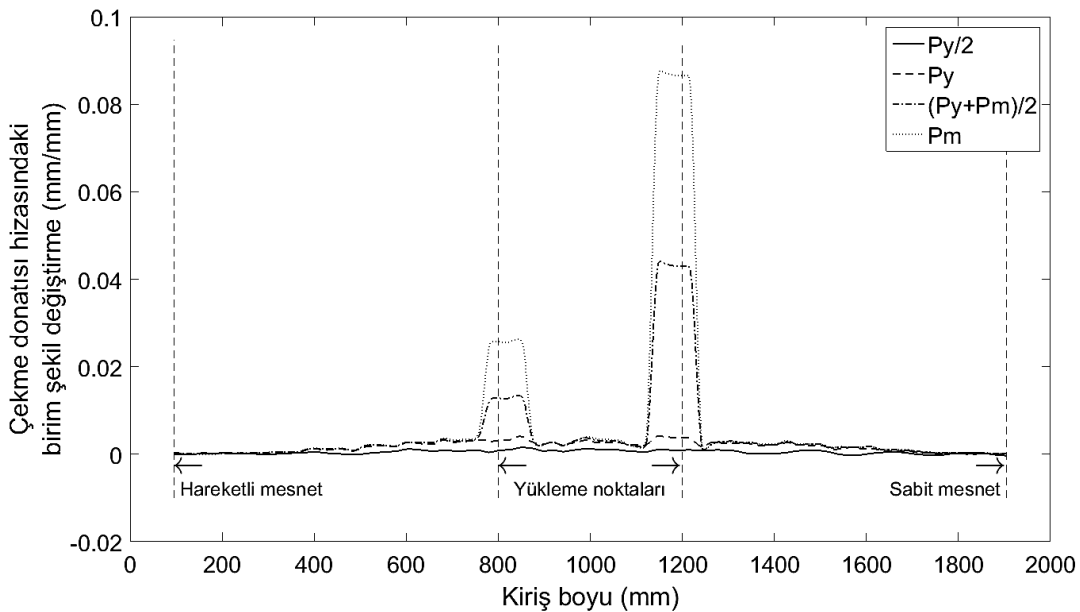
Şekil 5.64. C50F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.65’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde yükleme noktaları altında tekil çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



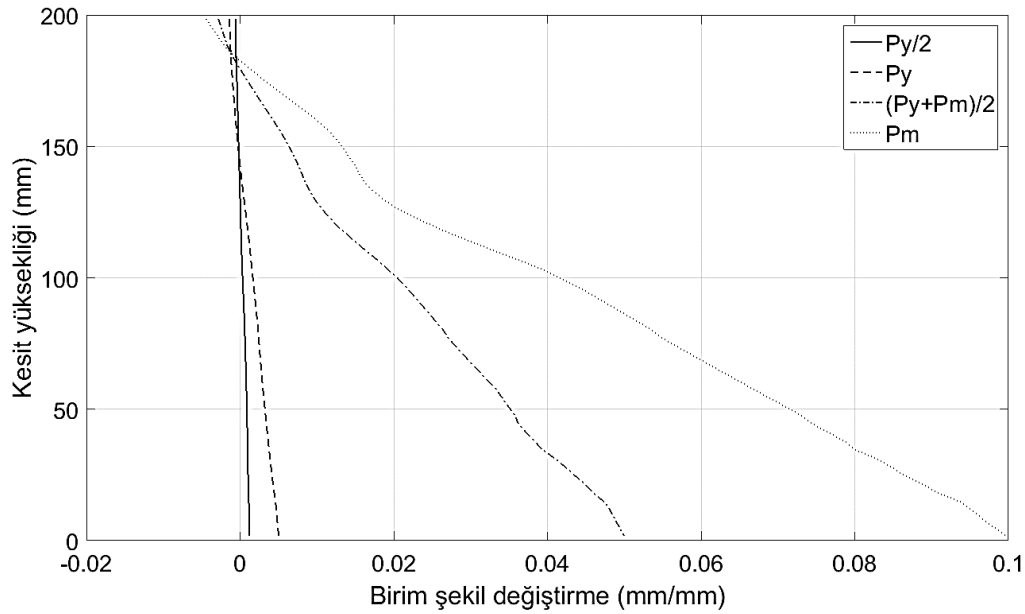
Şekil 5.65. C50F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.66'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,002 ile 0,0042 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sağ yükleme noktası altındaki çatlağın gelişimi her zaman en fazla olmuştur.



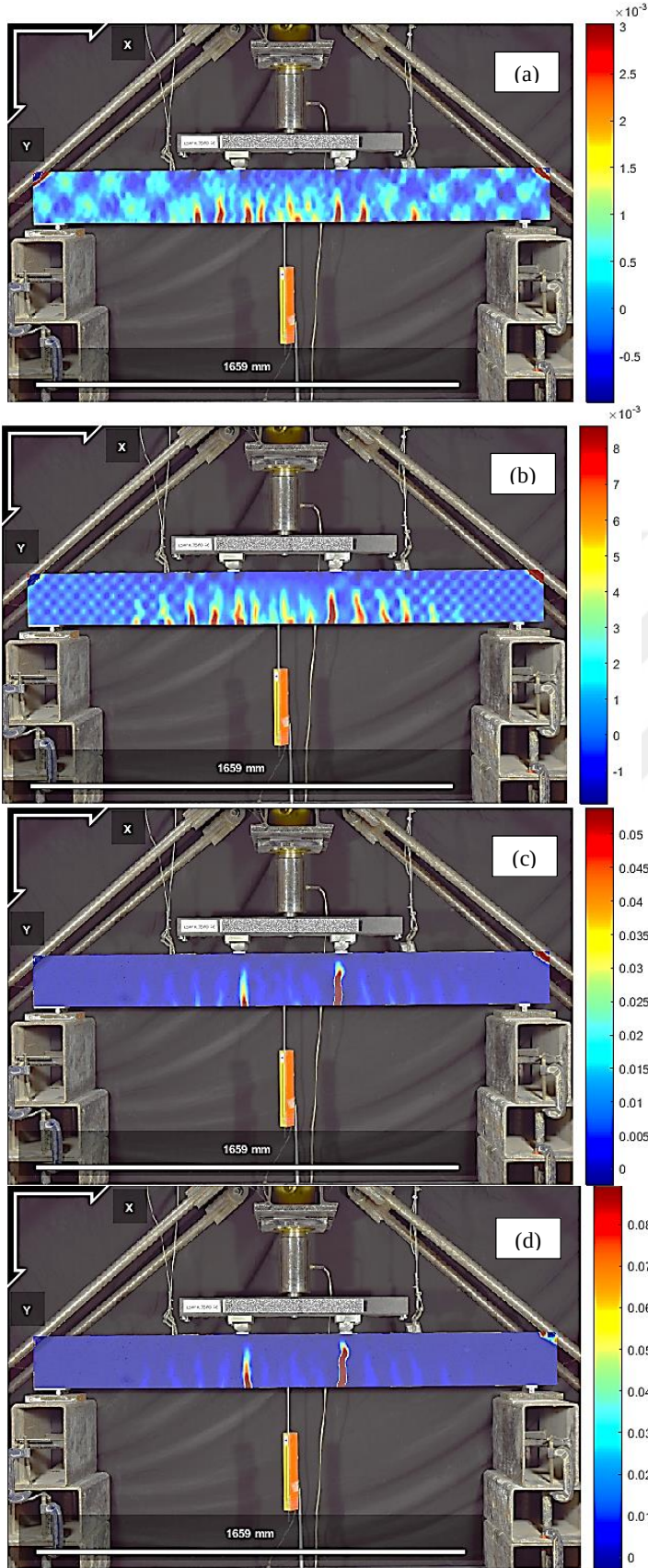
Şekil 5.66. C50F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.67’de verilmiştir. Buna göre tüm yükleme anlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit yüksekliği boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0044, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,1 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına bir miktar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 130 mm ($\xi=0,650$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 182,6 mm ($\xi=0,913$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.67. C50F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

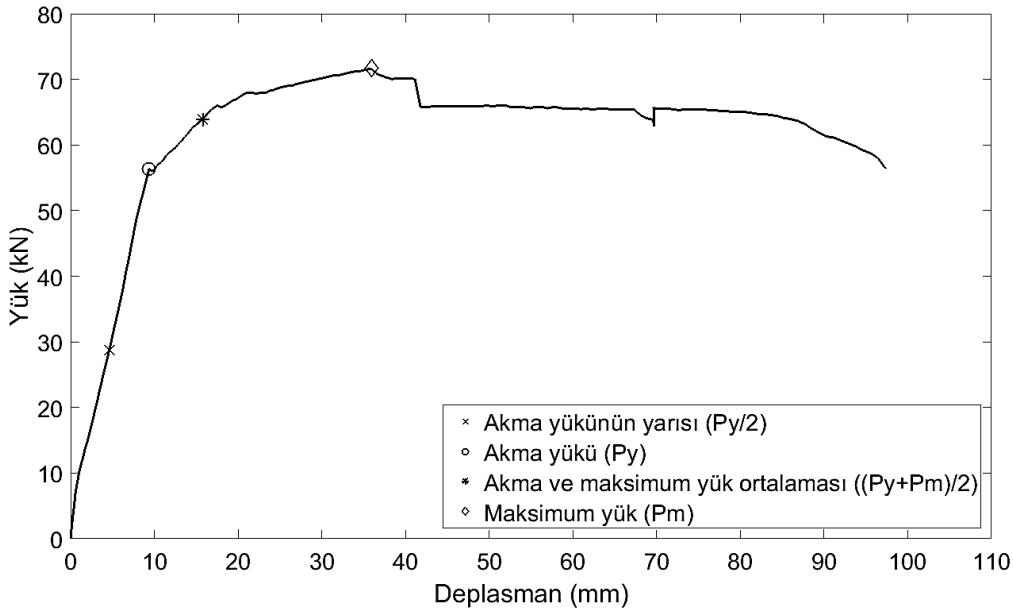
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C50F0.75R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.68’de sunulmuştur. Şekil 5.68a ve Şekil 5.68b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları altındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.68. C50F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

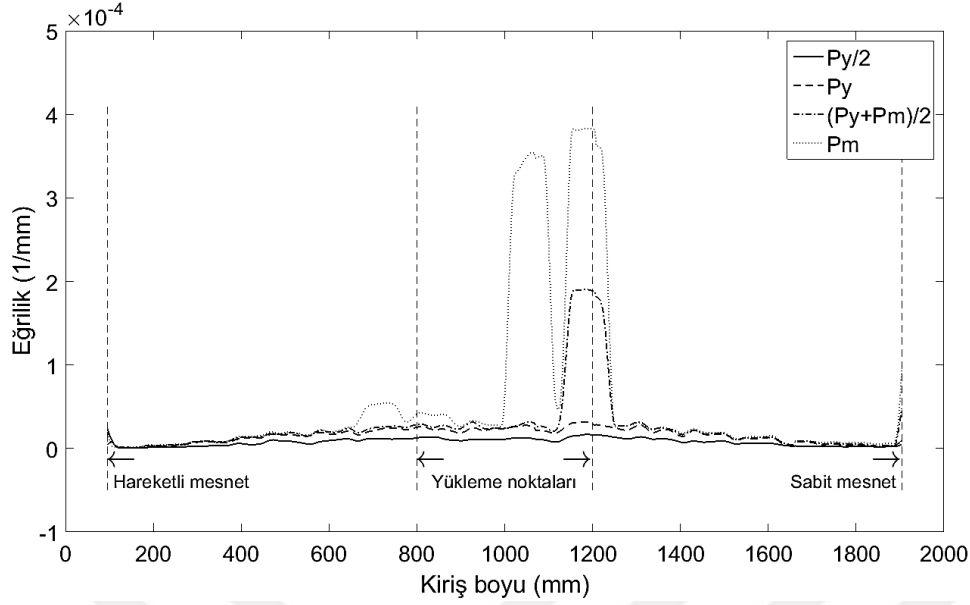
5.2.14. C50F0.75R0.9

C50F0.75R0.9 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.69’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 56,4 kN yük değerinde akma noktasına ve 71,7 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



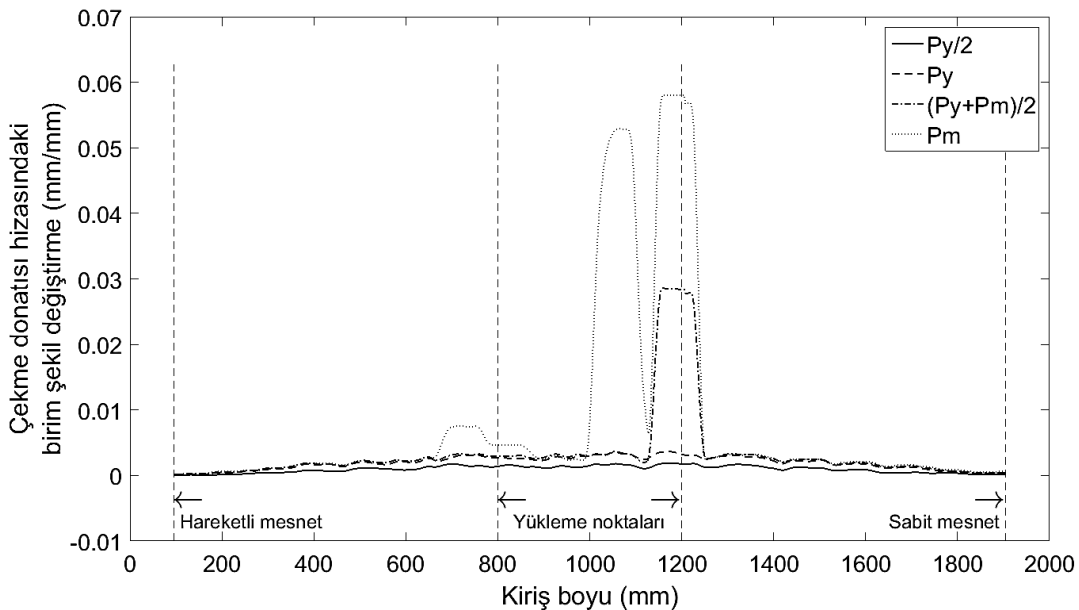
Şekil 5.69. C50F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.70’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sağ yükleme noktası altında ve kiriş ortasında tekil çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



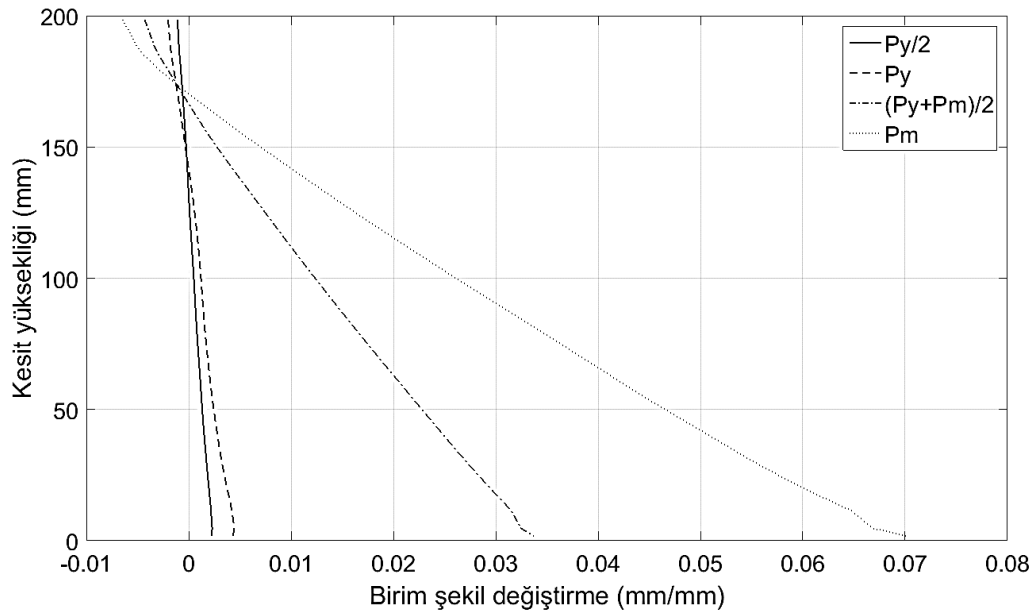
Şekil 5.70. C50F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.71’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0023 ile 0,0036 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sağ yükleme noktası altındaki çatlağın gelişimi her zaman en fazla olmuştur.



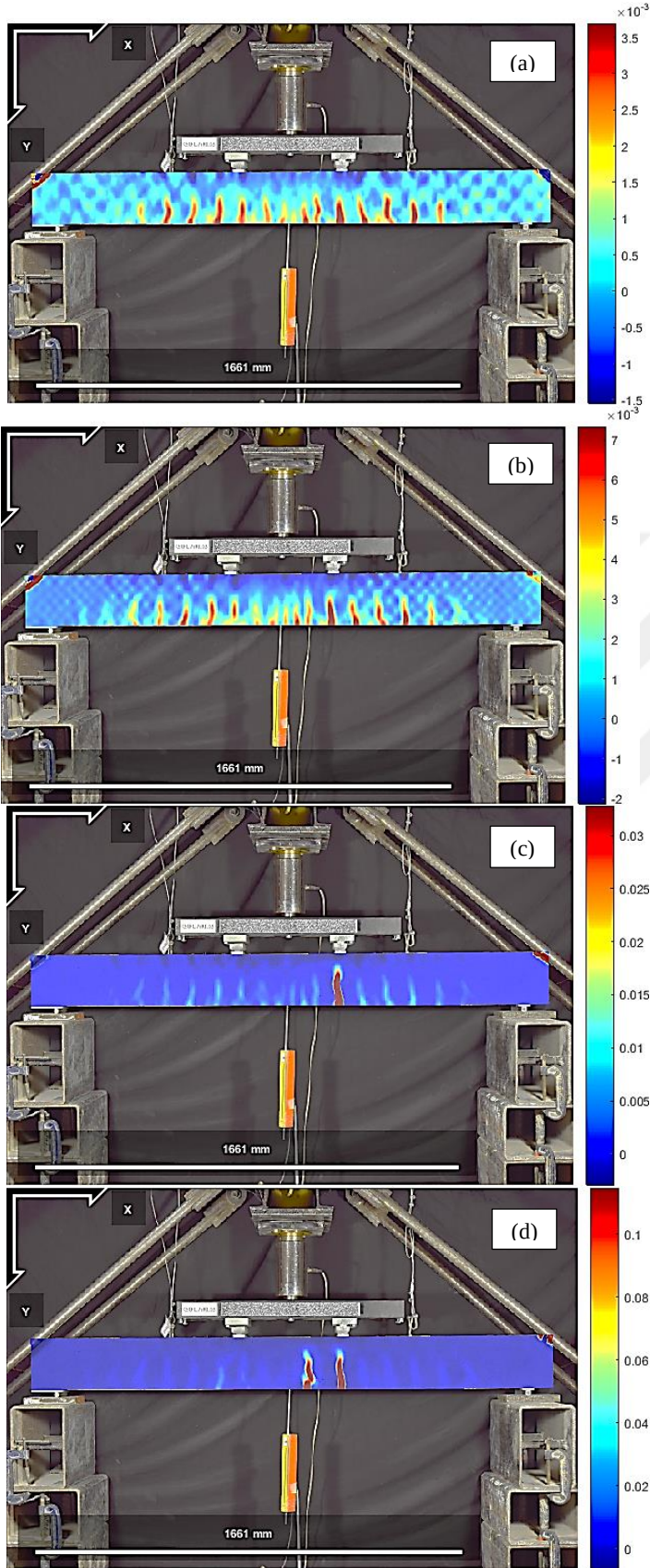
Şekil 5.71. C50F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.72’de verilmiştir. Buna göre tüm yükleme anlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit yüksekliği boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0064, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,07 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına bir miktar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 141,6 mm ($\xi=0,708$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 170,2 mm ($\xi=0,851$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.72. C50F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

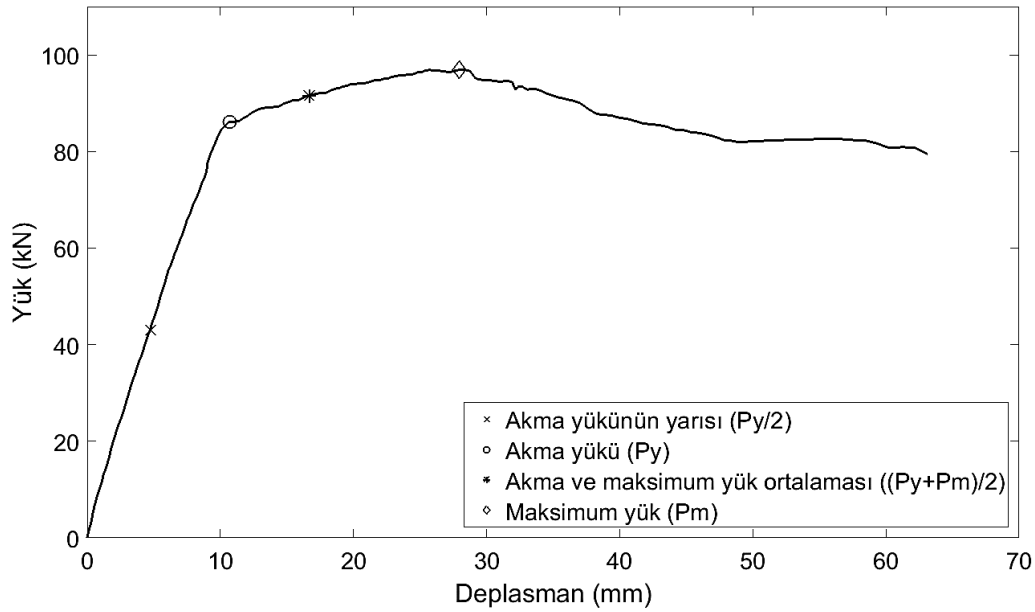
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C50F0.75R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.73’de sunulmuştur. Şekil 5.73a ve Şekil 5.73b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.73. C50F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

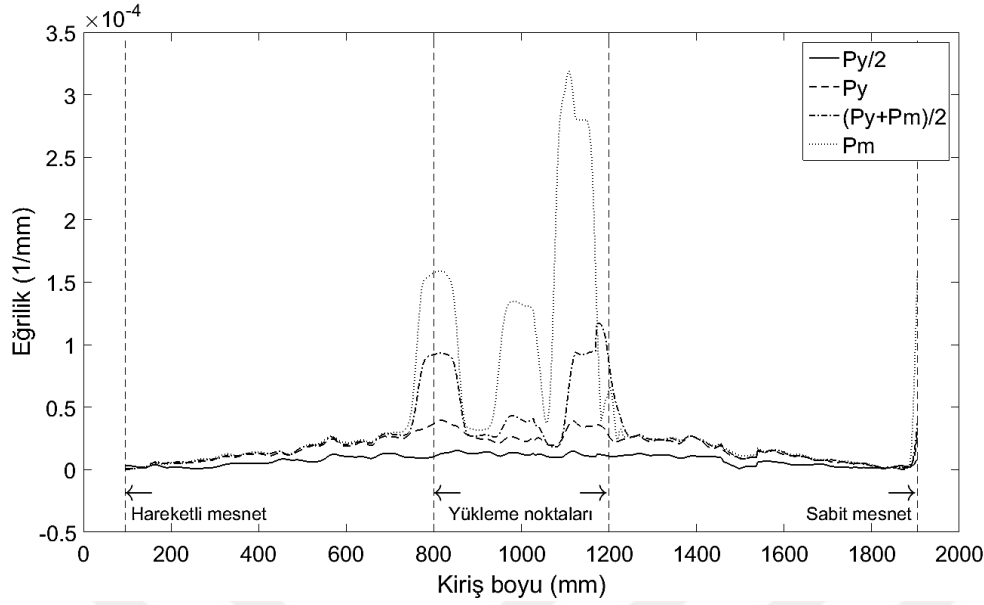
5.2.15. C50F0.75R1.6

C50F0.75R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.74’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 86,1 kN yük değerinde akma noktasına ve 96,9 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



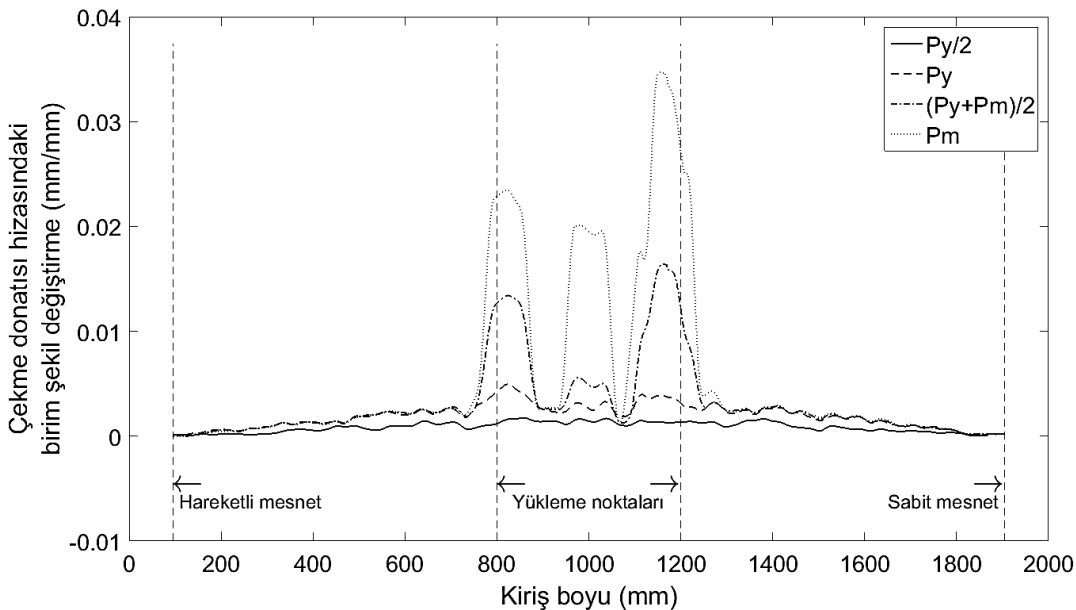
Şekil 5.74. C50F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.75’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde yükleme noktaları altında ve kiriş ortasında tekil çatlakların gelişmesinden dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



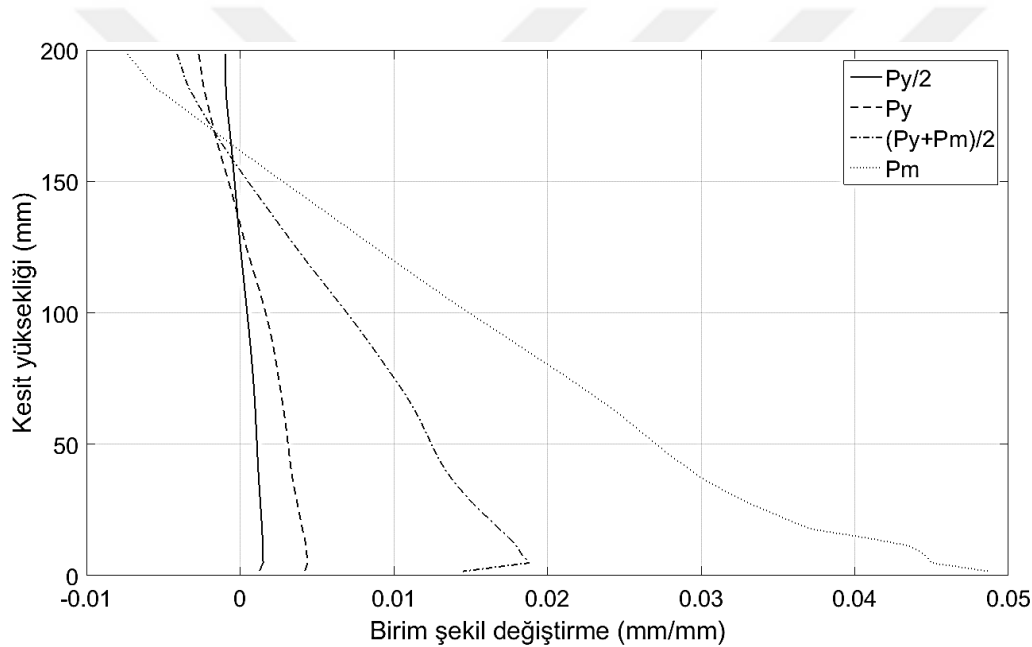
Şekil 5.75. C50F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.76’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0050 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, maksimum çatlak genişlemesinin olduğu kesit sürekli olarak değişmiştir.



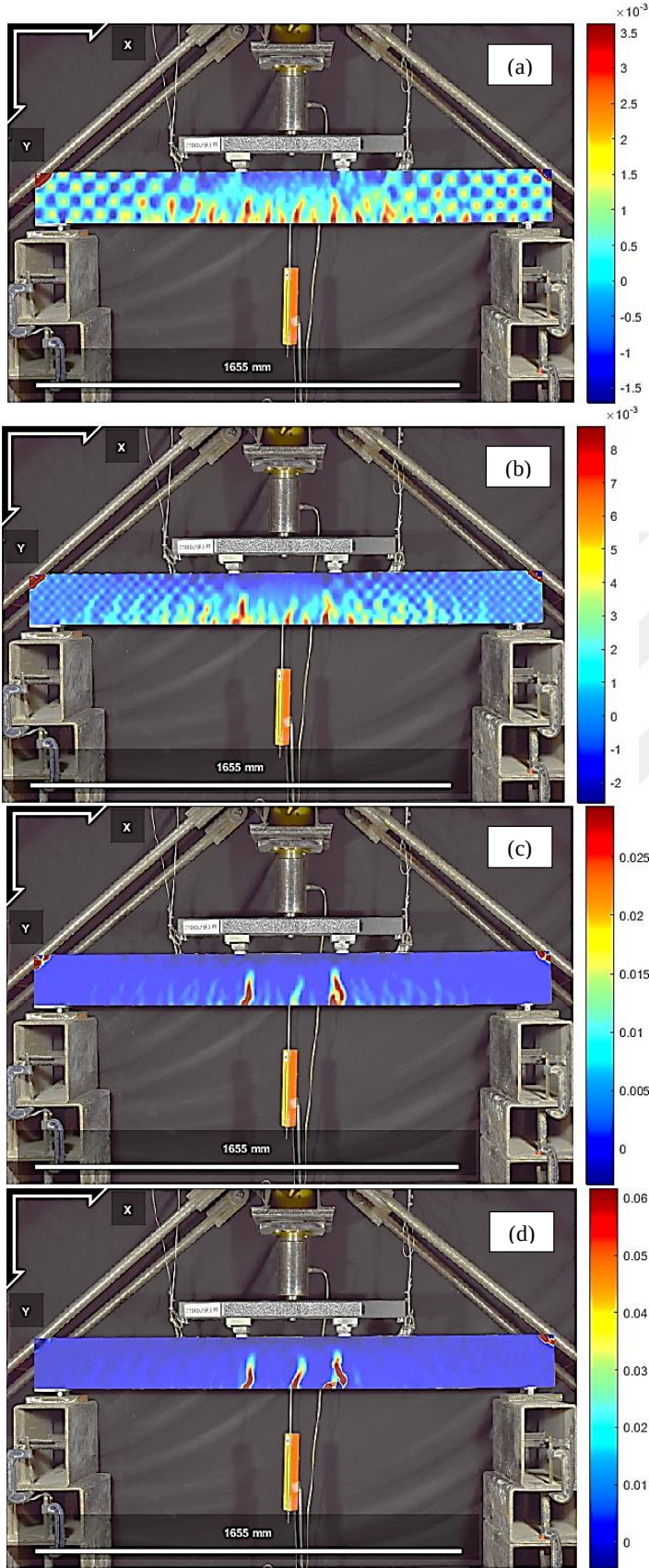
Şekil 5.76. C50F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.77’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme anına kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren yaklaşık 24 mm kesit yüksekliğine kadar doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0073, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,049 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına bir miktar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 133,7 mm ($\xi=0,669$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 161,7 mm ($\xi=0,809$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.77. C50F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

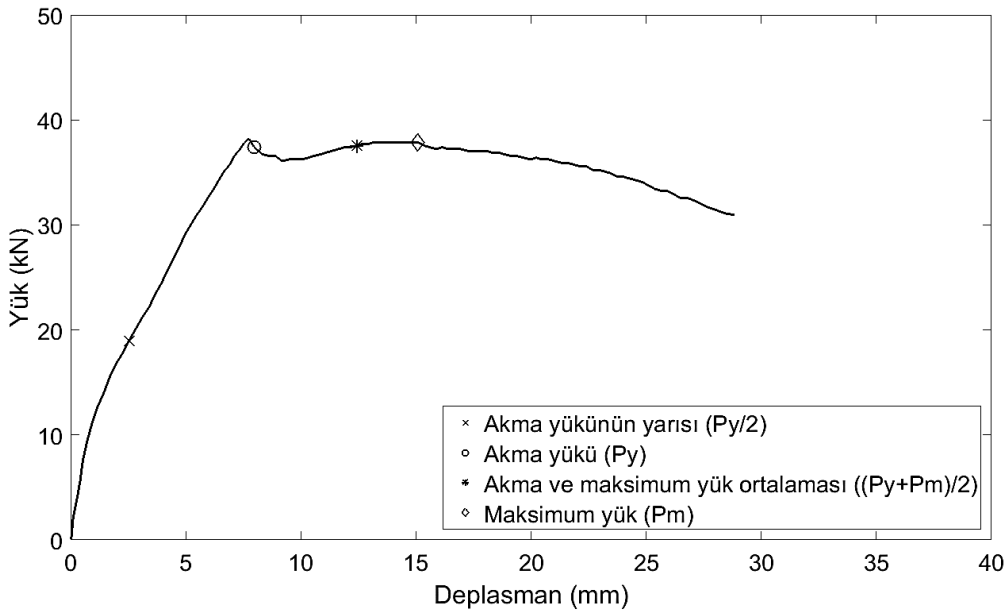
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C50F0.75R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.78’de sunulmuştur. Şekil 5.78a ve Şekil 5.78b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sabit moment bölgesindeki belirli çatlakların genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.78. C50F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

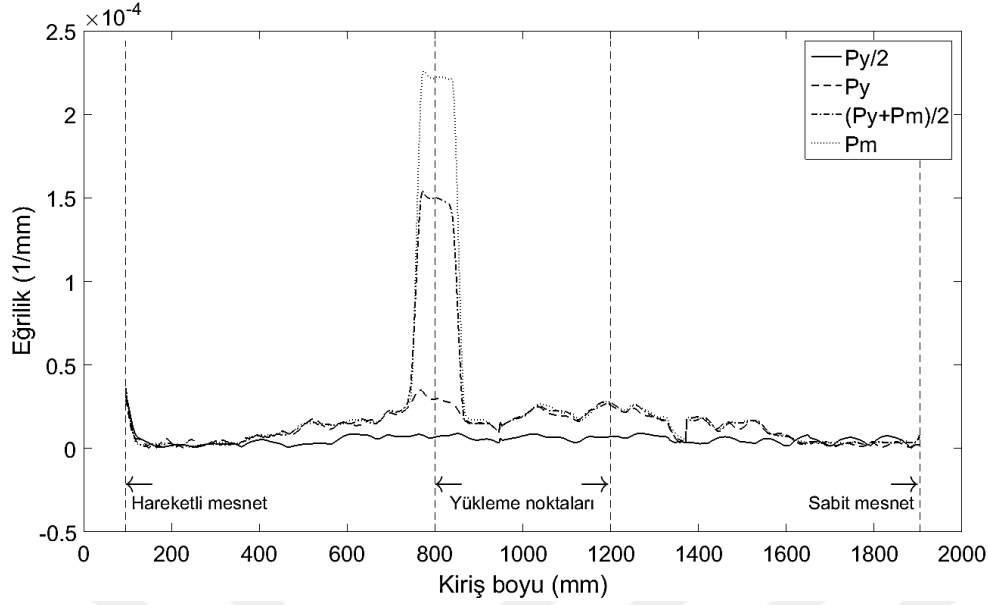
5.2.16. C50F1.5R0.4

C50F1.5R0.4 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.79’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 37,4 kN yük değerinde akma noktasına ve 37,9 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kaybı oluşumu gözlenmiştir.



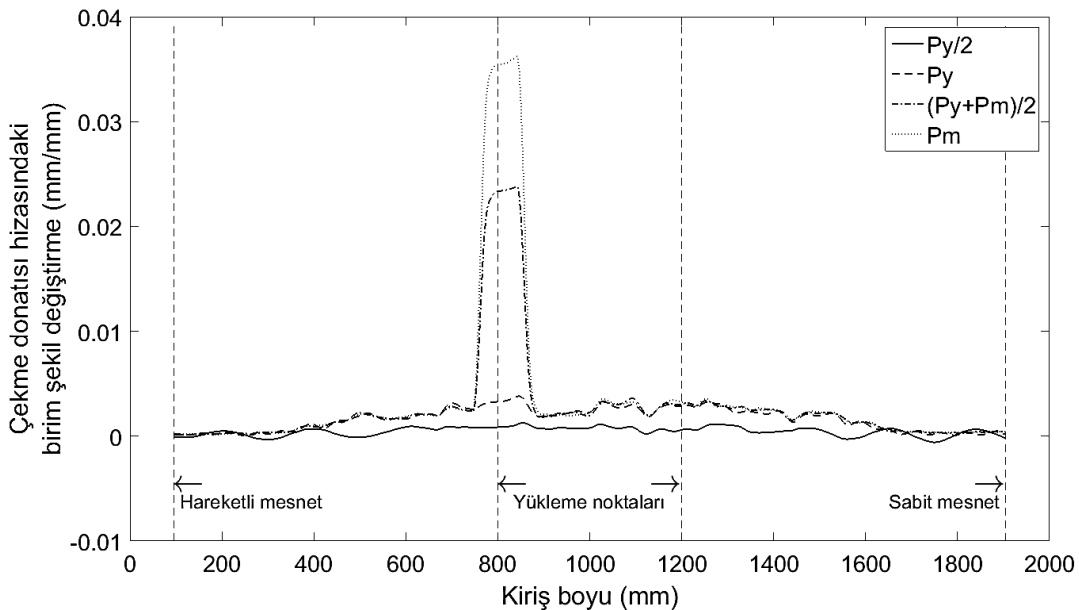
Şekil 5.79. C50F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.80’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sol yükleme noktası altında gelişen tekil çatlaktan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



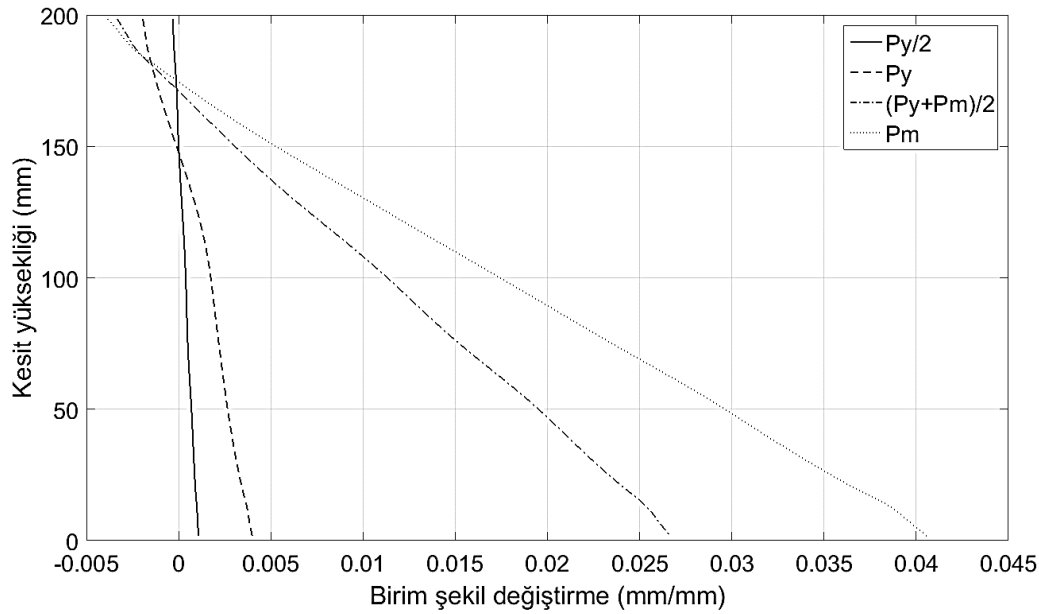
Şekil 5.80. C50F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.81’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0038 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sol yükleme noktası altındaki çatlak gelişimi her zaman maksimum olmuştur.



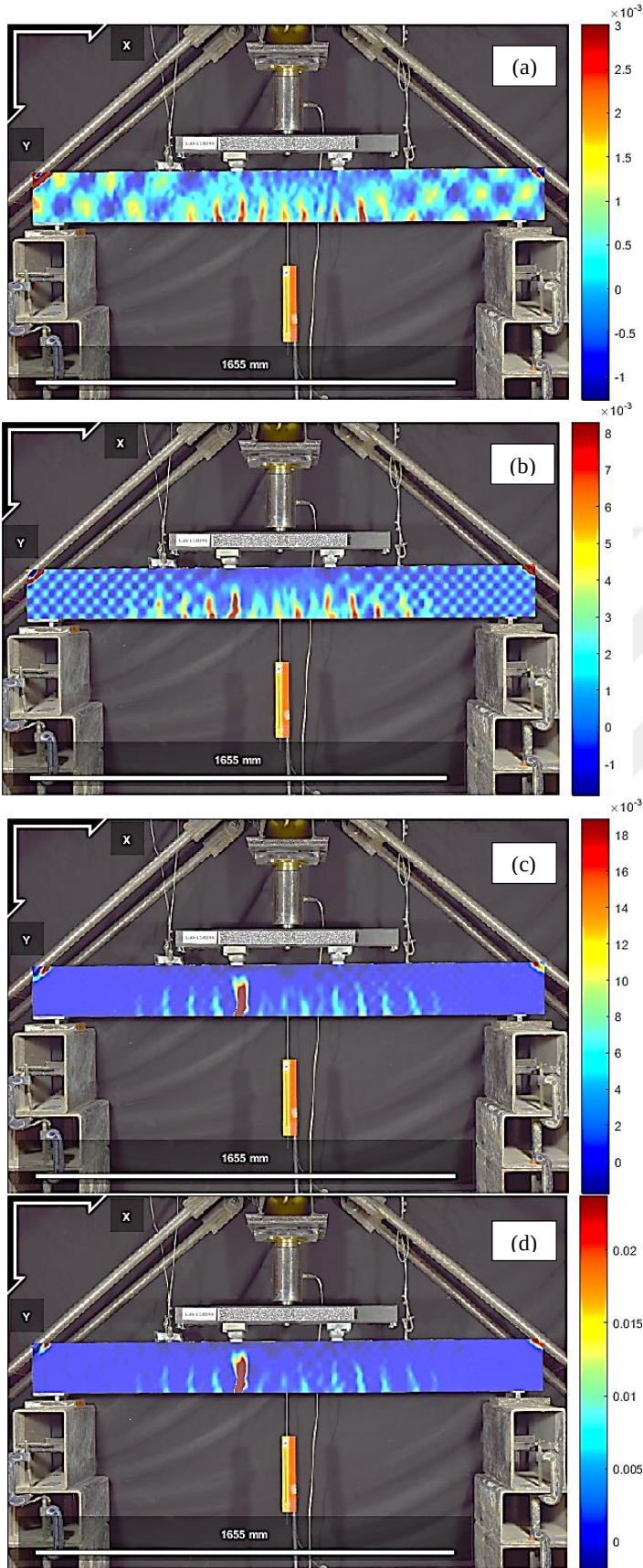
Şekil 5.81. C50F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.82’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme anına kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren tük kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0038, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,041 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 147,6 mm ($\xi=0,738$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 174,5 mm ($\xi=0,873$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.82. C50F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

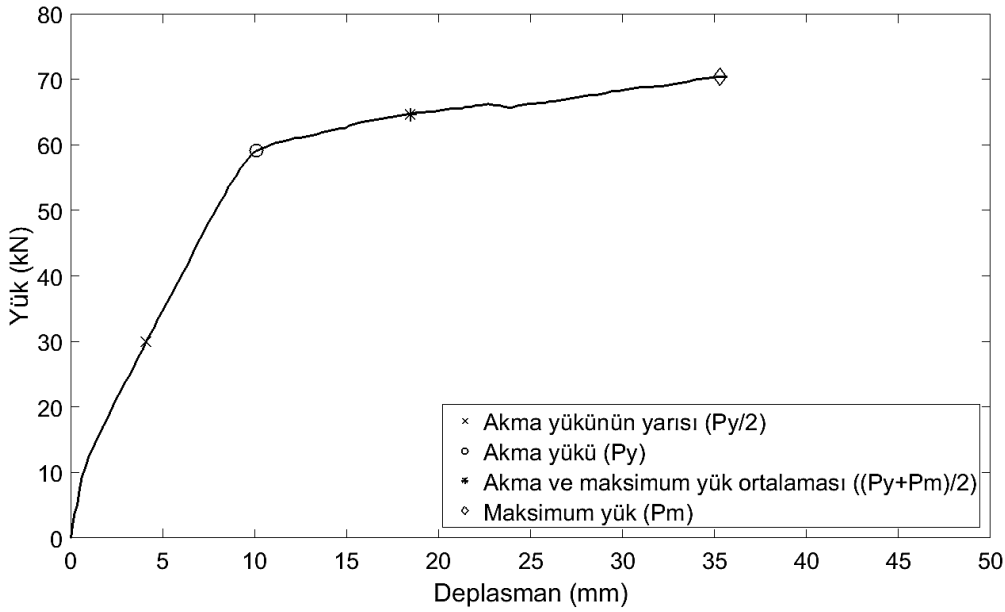
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C50F1.5R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.83’de sunulmuştur. Şekil 5.83a ve Şekil 5.83b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sol yükleme noktası altındaki tekil çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.83. C50F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

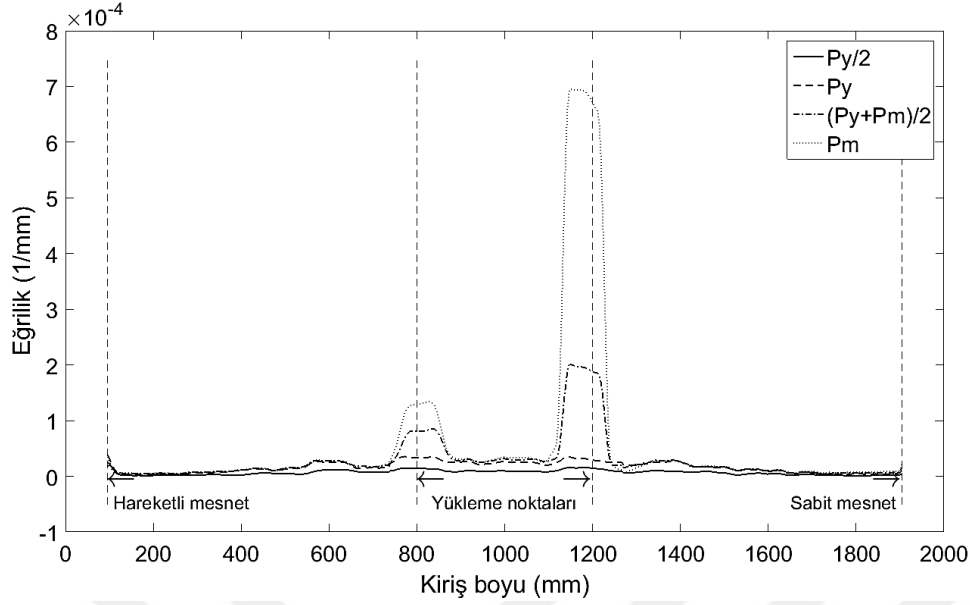
5.2.17. C50F1.5R0.9

C50F1.5R0.9 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.84’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 59,1 kN yük değerinde akma noktasına ulaşmıştır. Deney esnasında yaklaşık 36 mm düşey deplasman değerinde fotoğraf makinasının temas suretiyle hareket etmesinden dolayı bu yük değerinden sonra alınan fotoğraflar analize dahil edilmemiştir. Bu doğrultuda, kirişin eğilme kapasitesi, deneyin sonlandırıldığı 70,4 kN yük değeri olarak kabul edilmiştir.



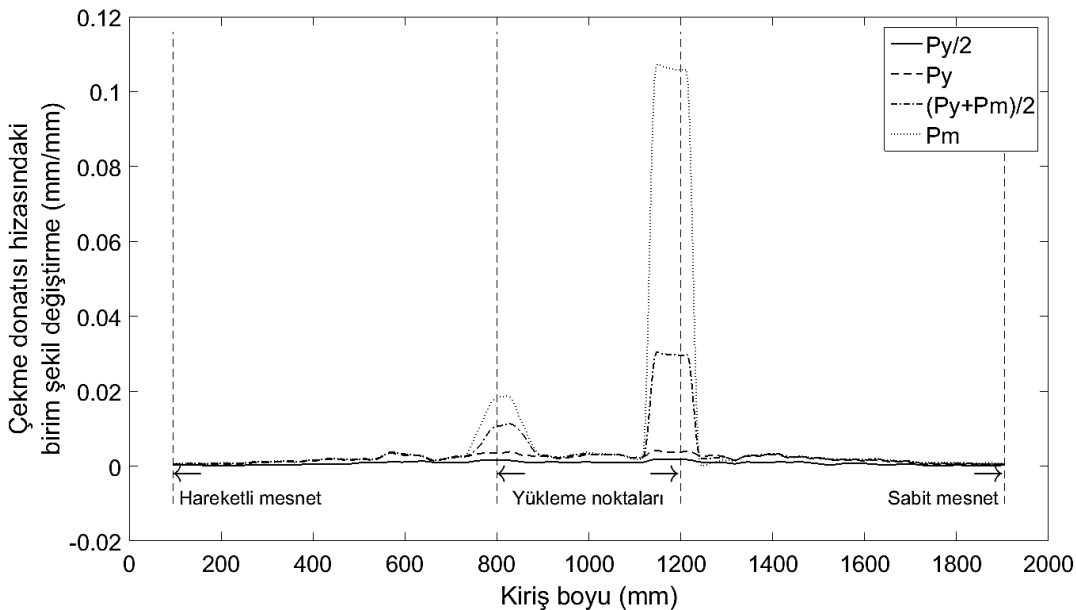
Şekil 5.84. C50F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.85’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde yükleme noktaları altında gelişen tekil çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



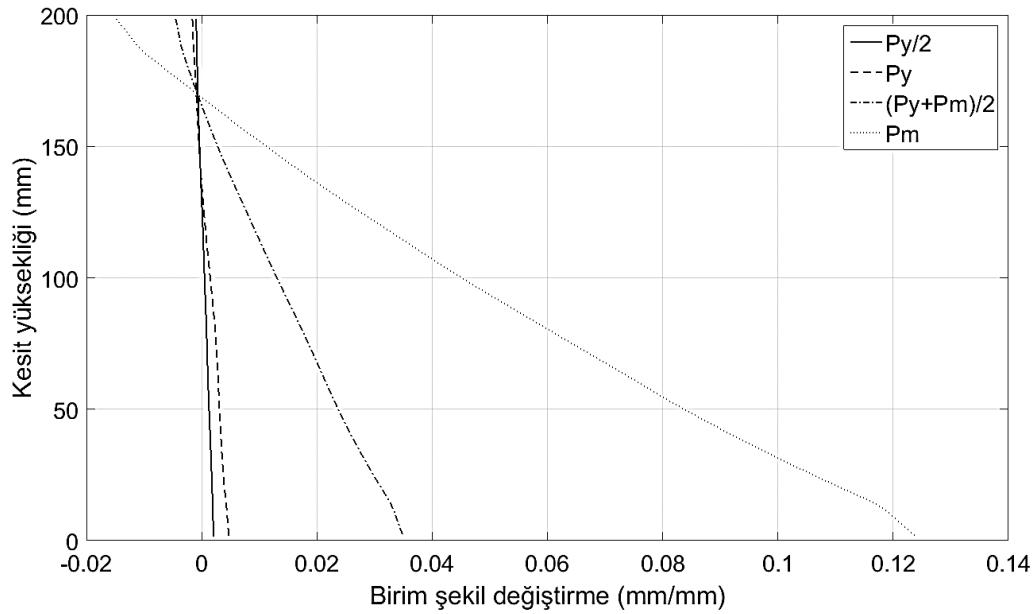
Şekil 5.85. C50F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.86’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0021 ile 0,0042 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sağ yükleme noktası altındaki çatlak gelişimi her zaman maksimum olmuştur.



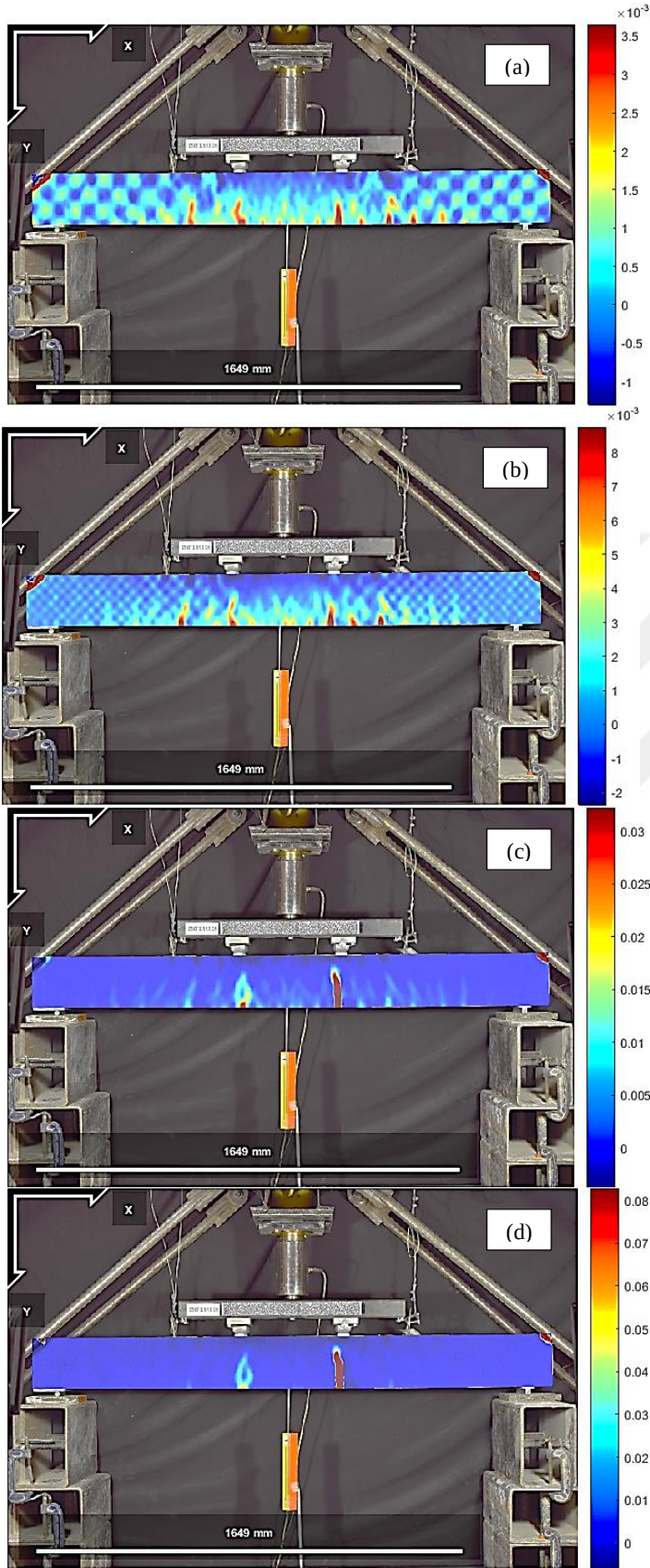
Şekil 5.86. C50F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.87’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme anına kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren tük kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,015, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,124 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 135,4 mm ($\xi=0,677$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 168,6 mm ($\xi=0,843$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.87. C50F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

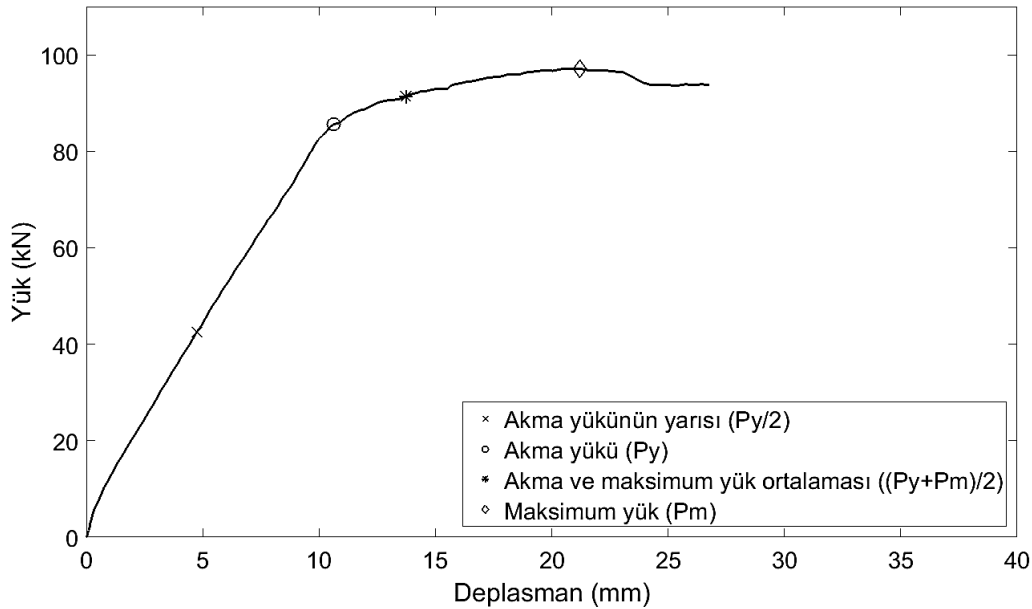
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C50F1.5R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.88’de sunulmuştur. Şekil 5.88a ve Şekil 5.88b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları altındaki tekil çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.88. C50F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

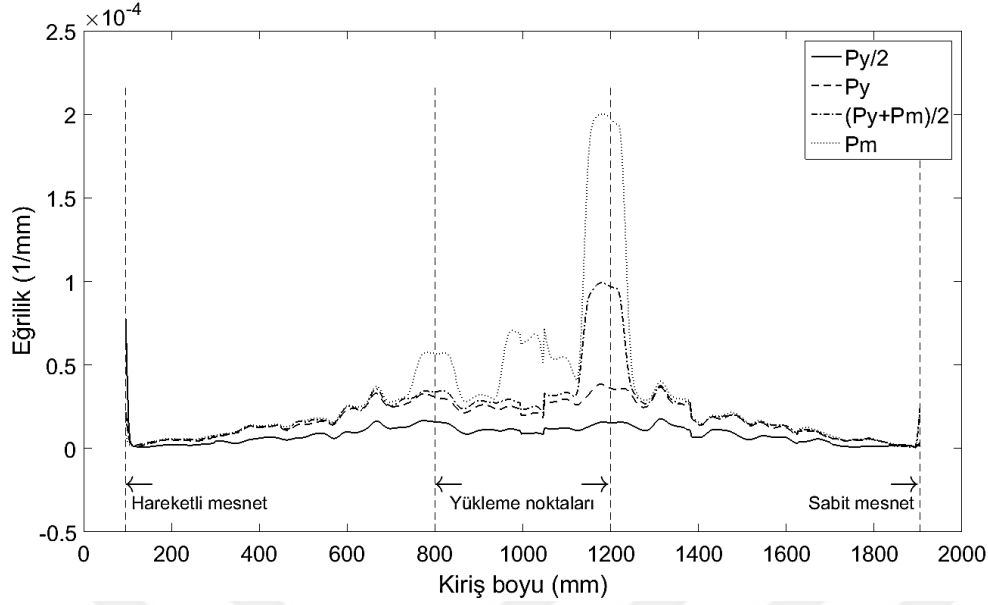
5.2.18. C50F1.5R1.6

C50F1.5R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 50 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.89’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 85,6 kN yük değerinde akma noktasına ve 97,2 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



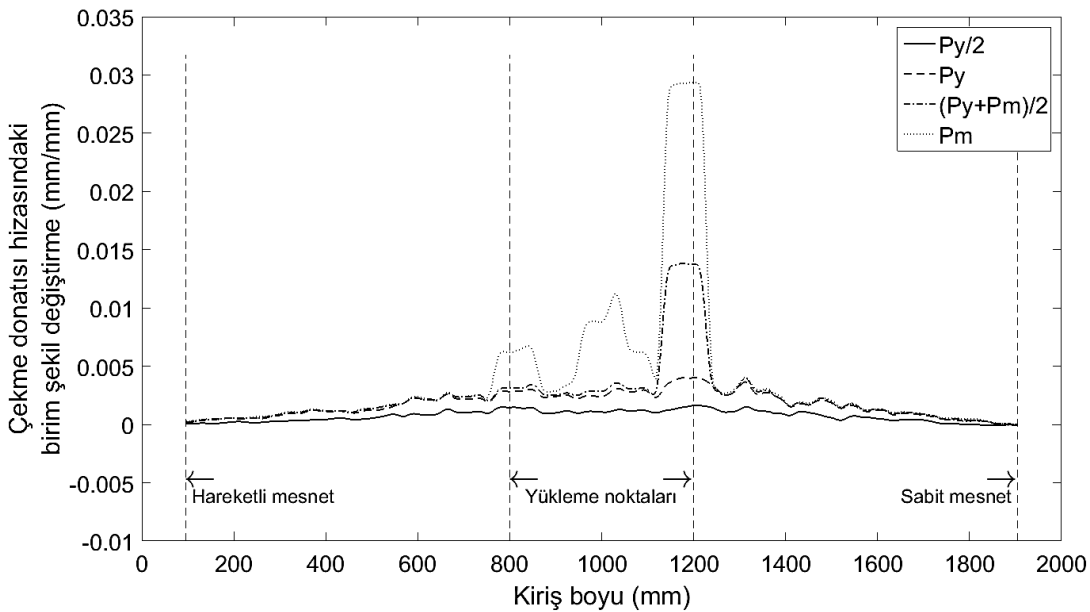
Şekil 5.89. C50F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.90’da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sağ yükleme noktası altında gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



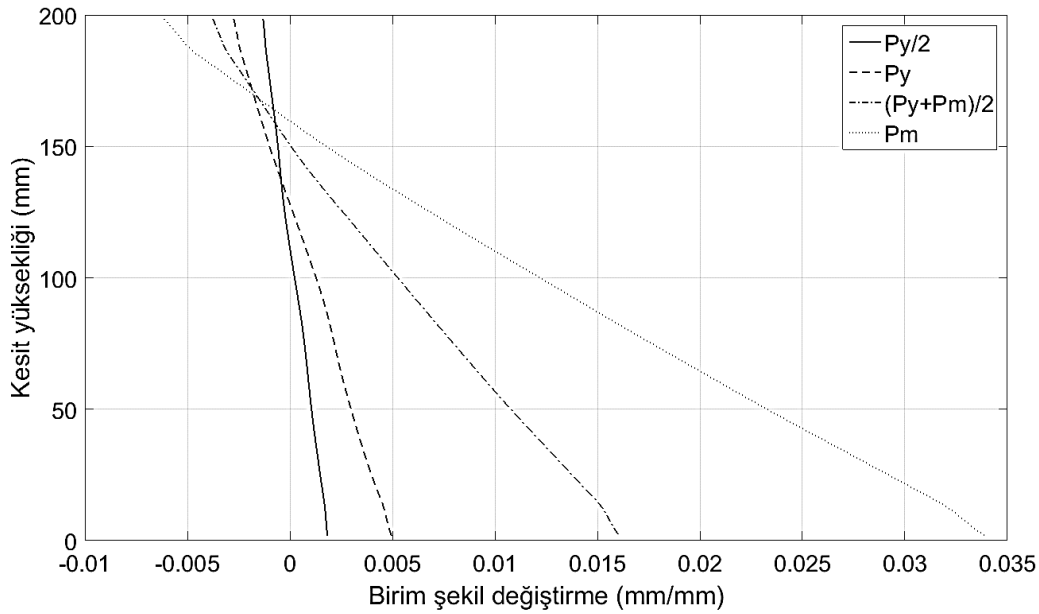
Şekil 5.90. C50F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.91’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0022 ile 0,004 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sağ yükleme noktası altındaki çatlakların gelişimi her zaman maksimum olmuştur.



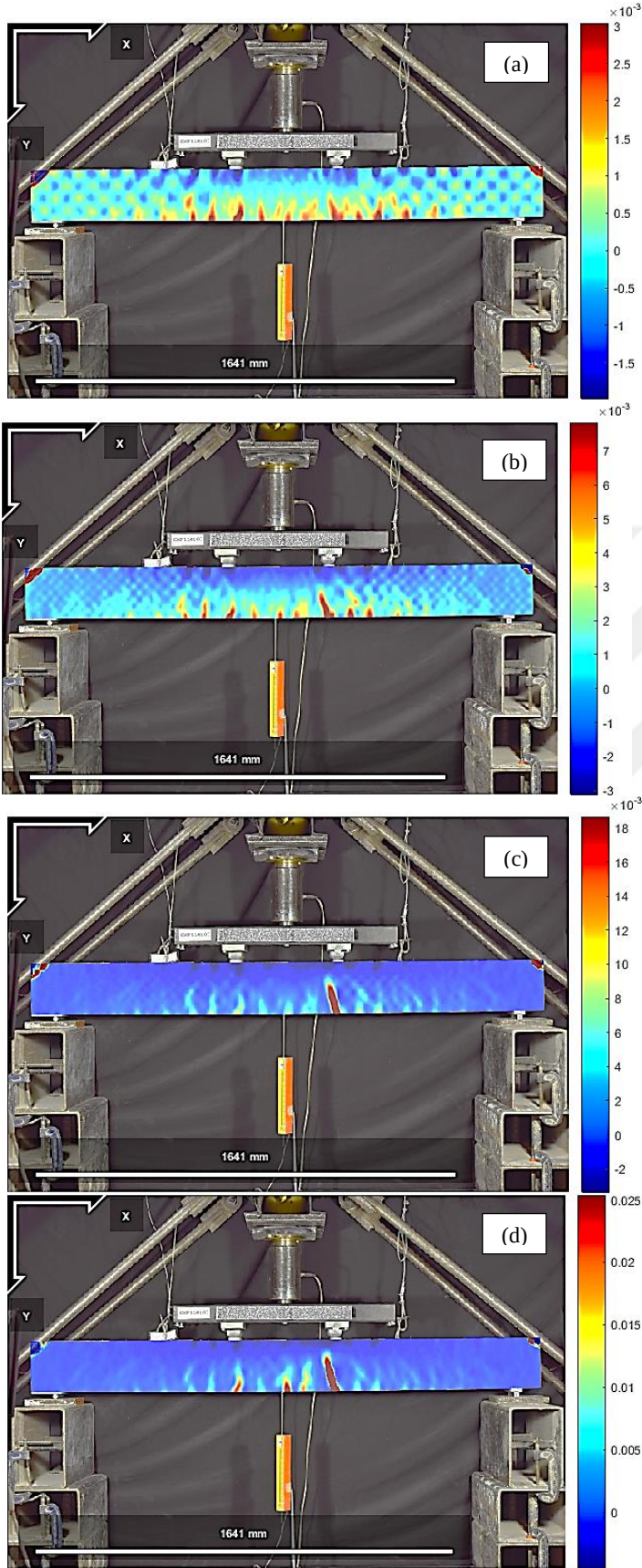
Şekil 5.91. C50F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.92’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme anına kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren tük kesit boyunca doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0061, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,034 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 128,1 mm ($\xi=0,641$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 159,6 mm ($\xi=0,798$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.92. C50F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

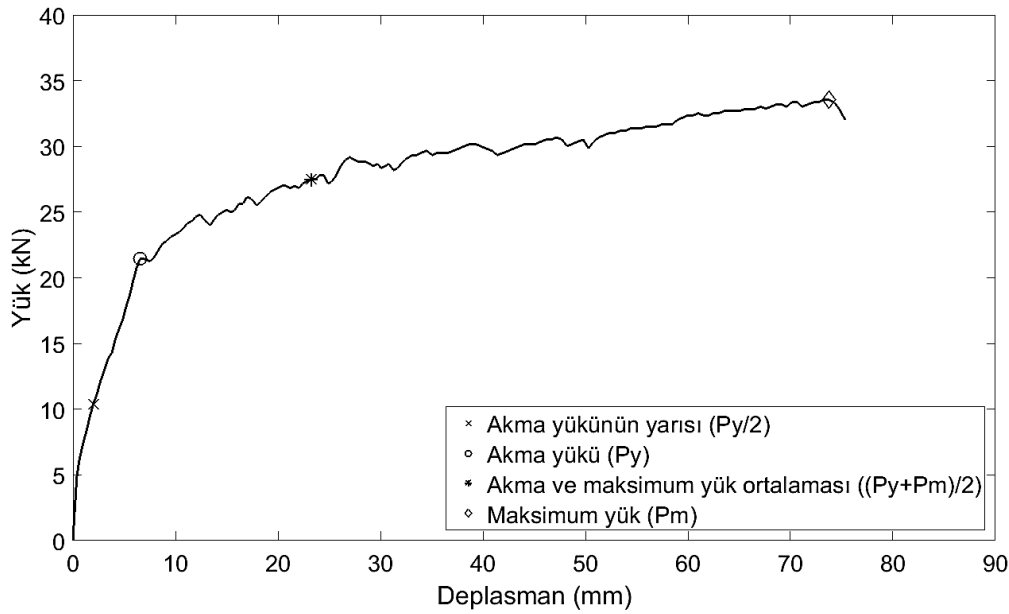
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C25F1.5R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.93’de sunulmuştur. Şekil 5.93a ve Şekil 5.93b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.93. C50F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

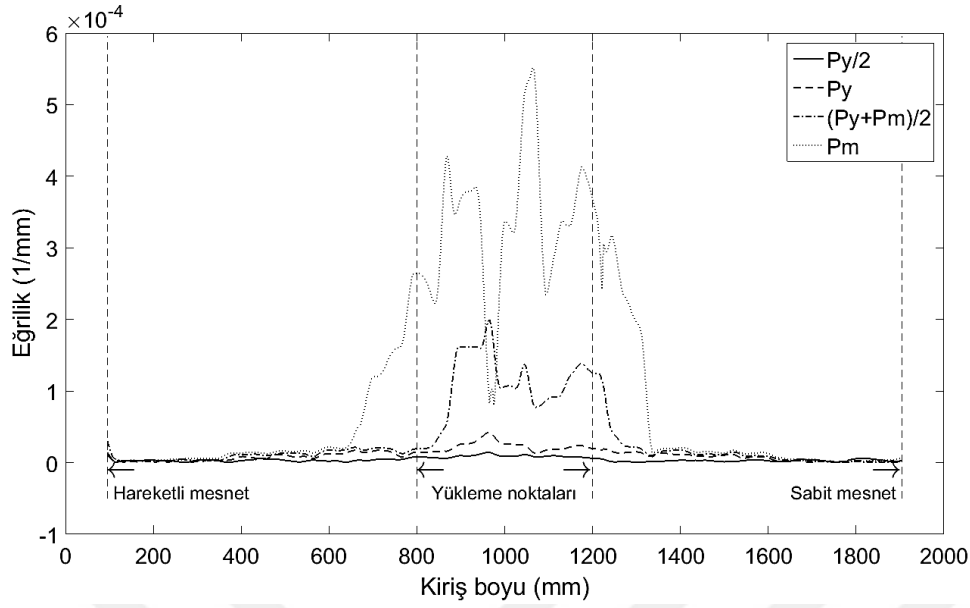
5.2.19. C100F0R0.4

C100F0R0.4 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.94’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 21,4 kN yük değerinde akma noktasına ve 33,5 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



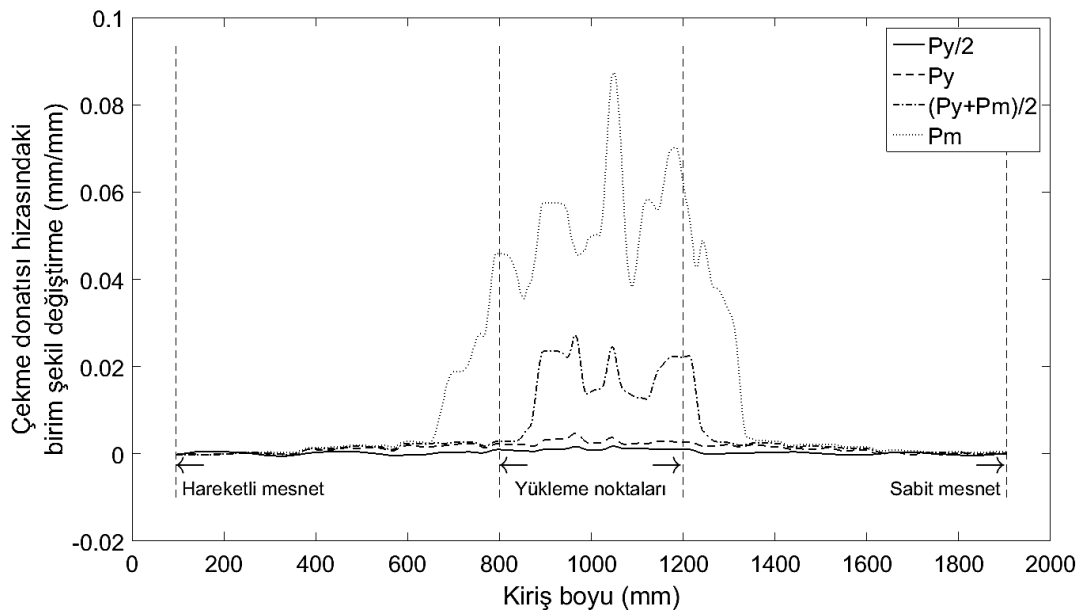
Şekil 5.94. C100F0R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.95’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



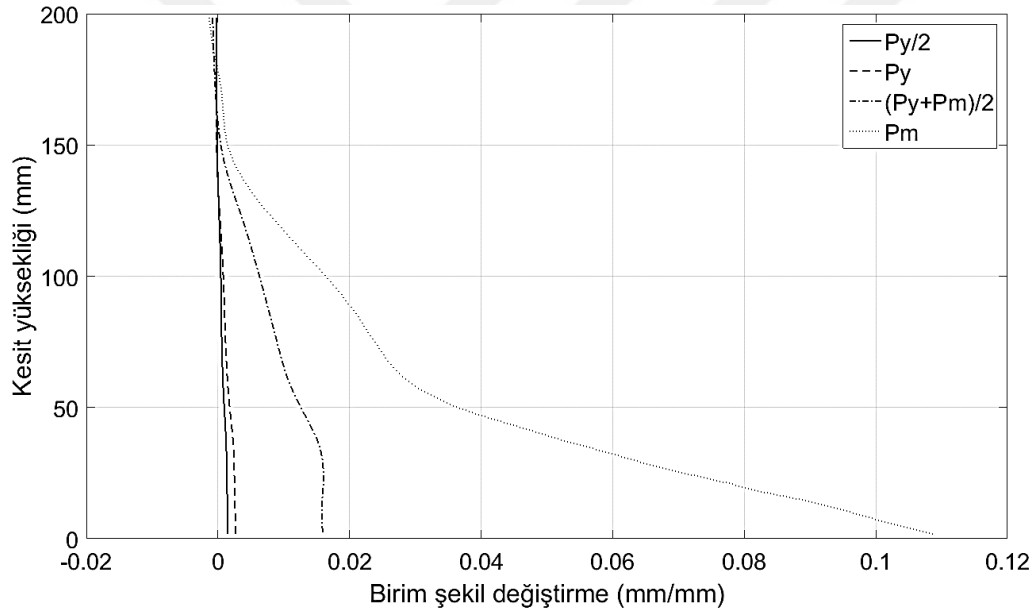
Şekil 5.95. C100F0R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.96’da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0047 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sabit moment bölgesindeki tüm çatlaklarda orantısal gelişim görülmüştür.



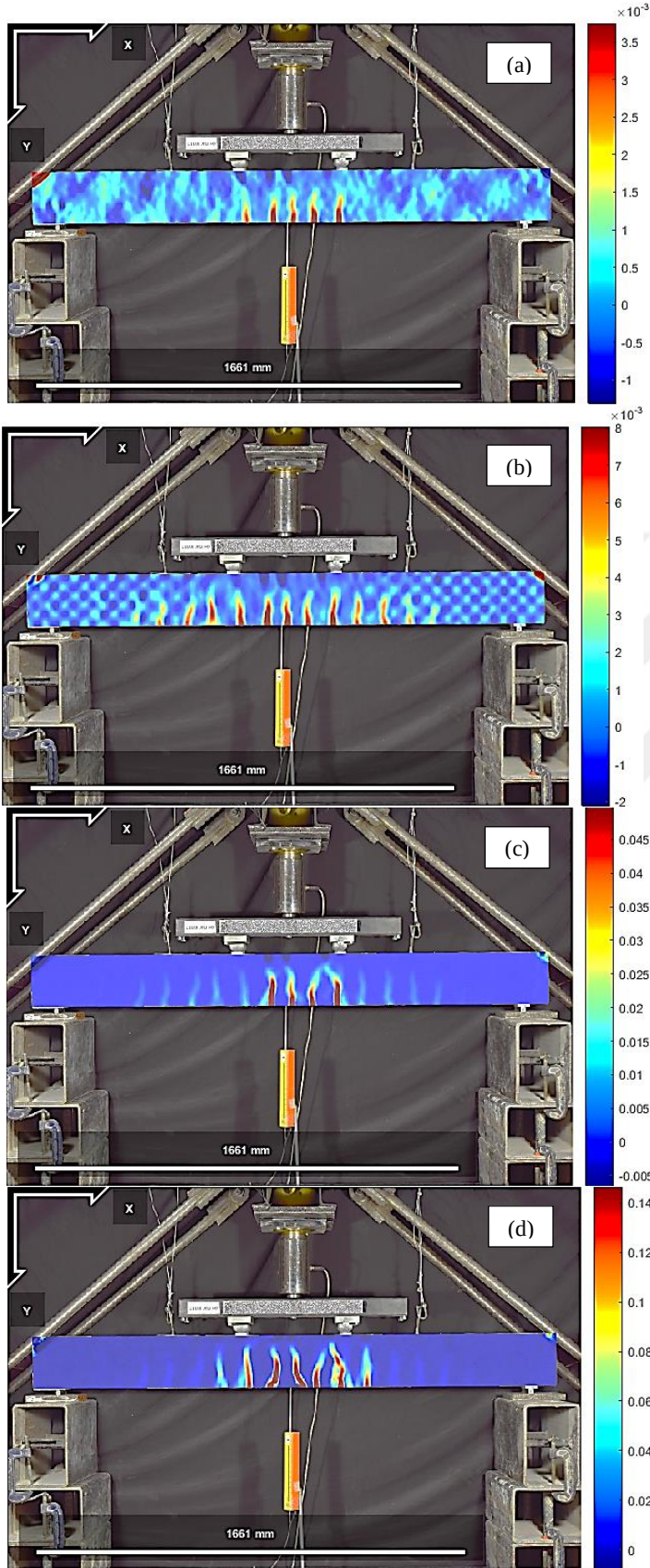
Şekil 5.96. C100F0R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.97’de verilmiştir. Buna göre akma yükünden itibaren maksimum yükleme anına kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren doğrusal olarak değişmediği görülmüştür. Maksimum yükleme anında betonda oluşan birim şekil değişimlerinde 149 mm ve 57 mm kesit yüksekliklerinde eğim değişimleri görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0016, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,109 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 135,5 mm ($\xi=0,678$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 178,3 mm ($\xi=0,892$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.97. C100F0R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

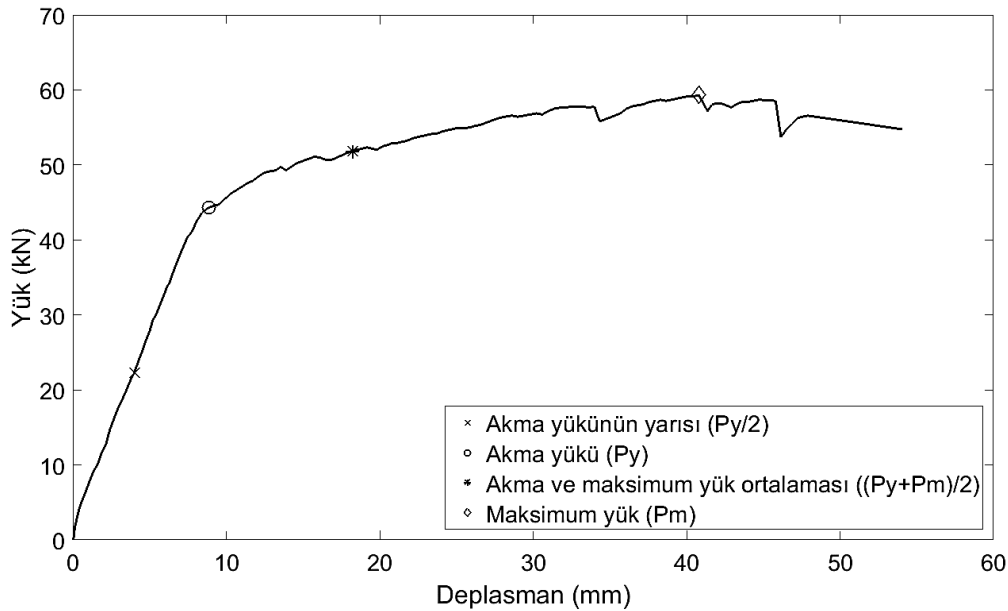
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farkı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.98’de sunulmuştur. Şekil 5.98a ve Şekil 5.98b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları arasındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.98. C100F0R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

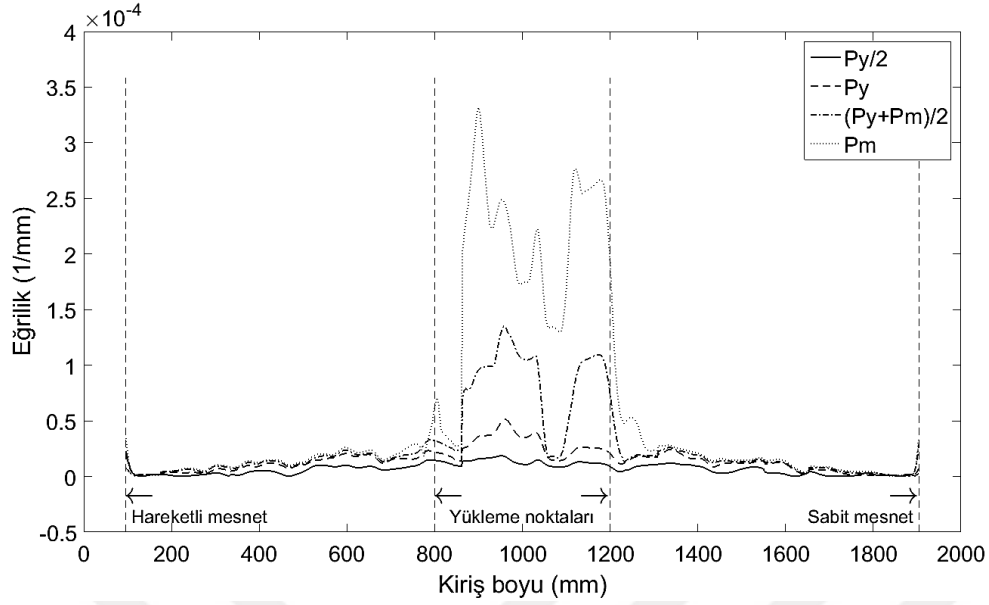
5.2.20. C100F0R0.9

C100F0R0.9 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.99’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 44,3 kN yük değerinde akma noktasına ve 59,3 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



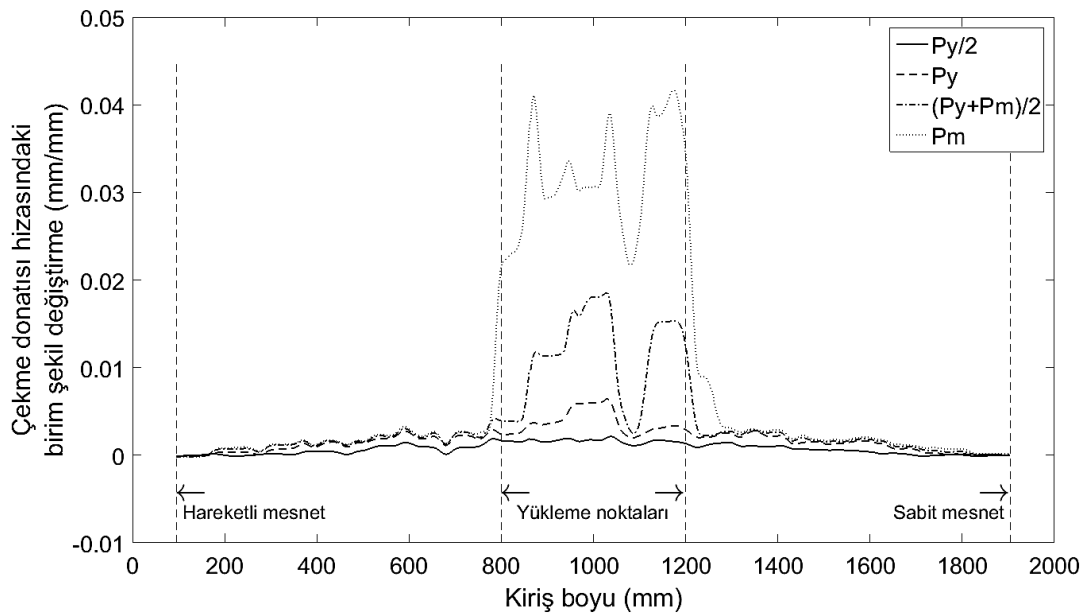
Şekil 5.99. C100F0R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.100’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



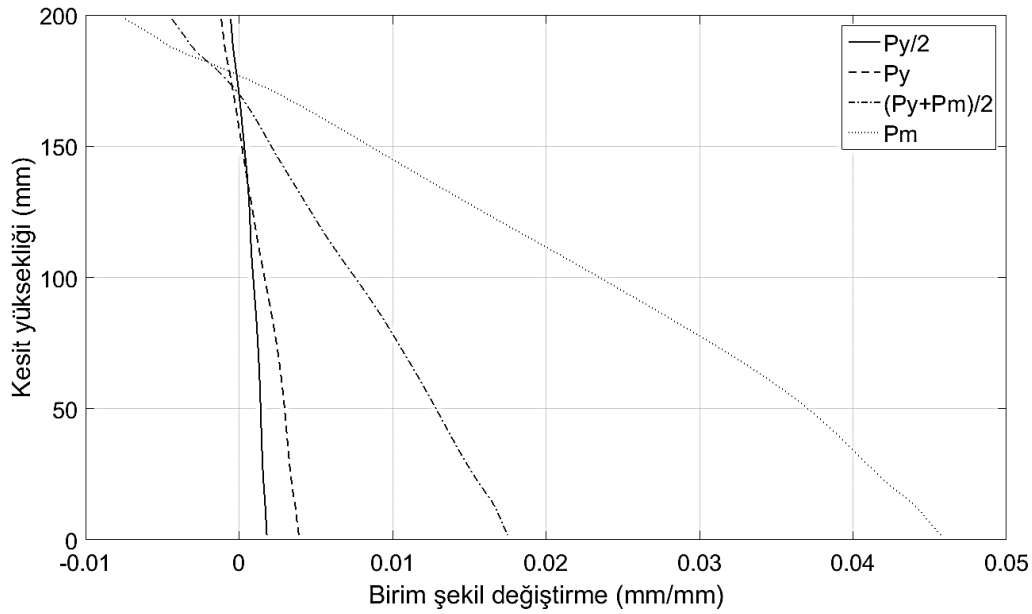
Şekil 5.100. C100F0R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.101’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,002 ile 0,0064 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sabit moment bölgesindeki tüm çatlaklarda benzer gelişim görülmüştür.



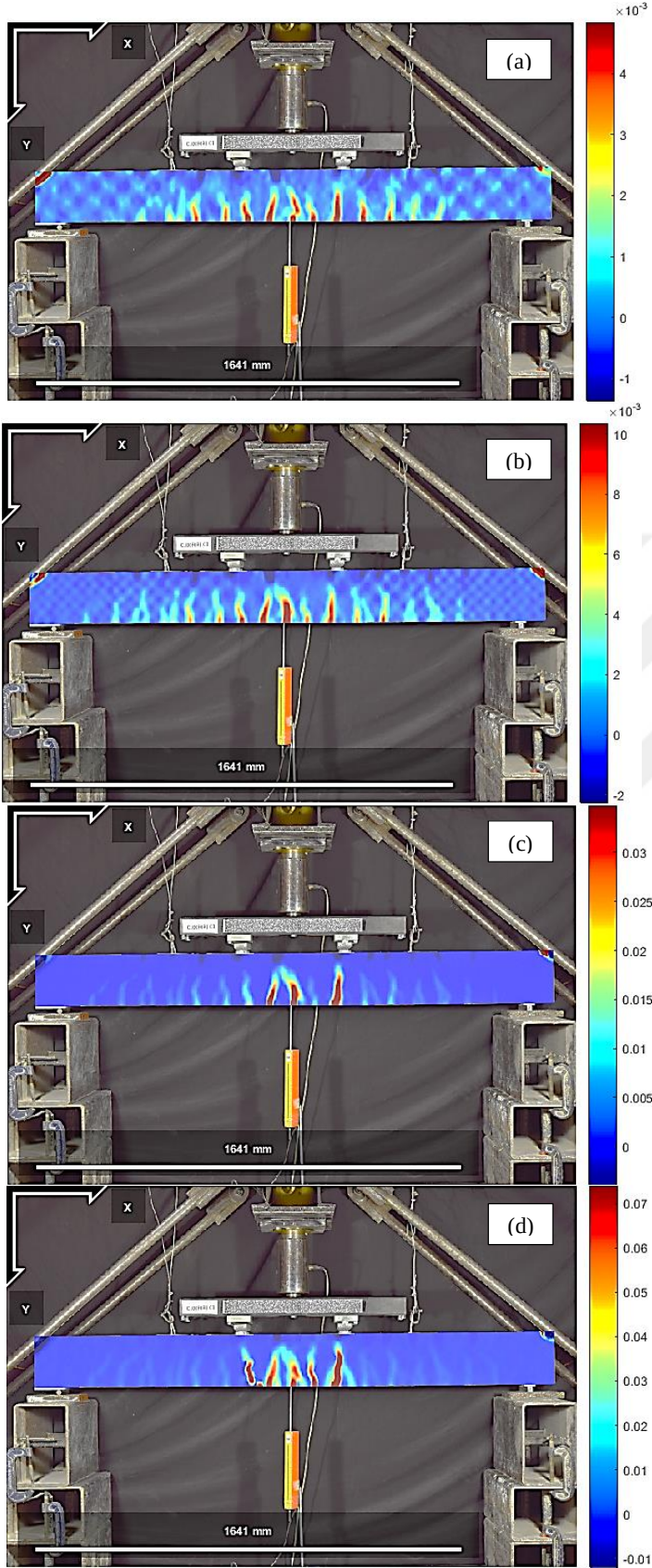
Şekil 5.101. C100F0R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.102’de verilmiştir. Buna göre tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0074, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,046 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar bir miktar azalma görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 156,9 mm ($\xi=0,785$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 176,9 mm ($\xi=0,885$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.102. C100F0R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

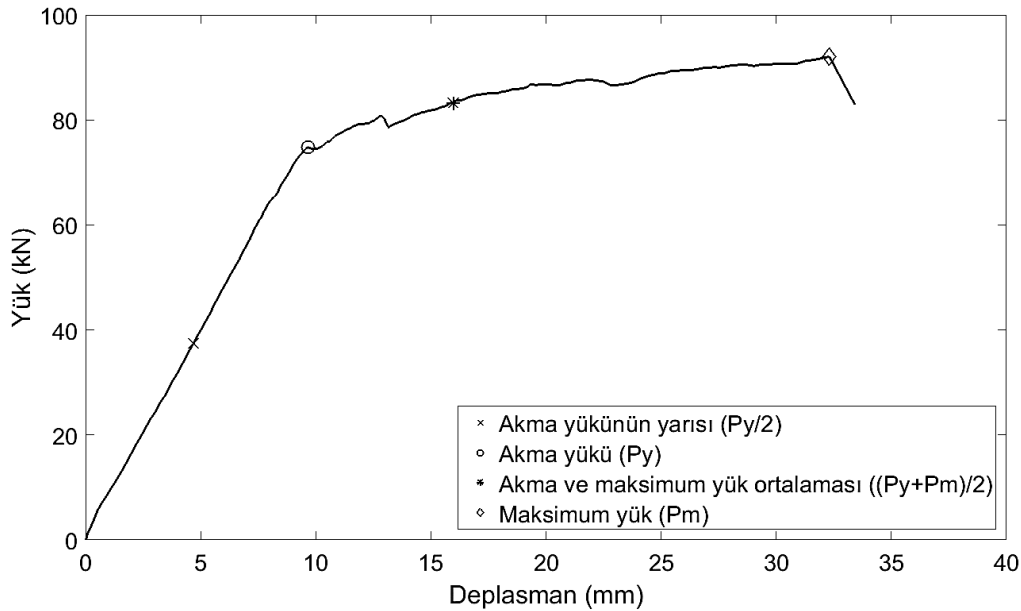
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F0R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.103’de sunulmuştur. Şekil 5.103a ve Şekil 5.103b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları arasındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.103. C100F0R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

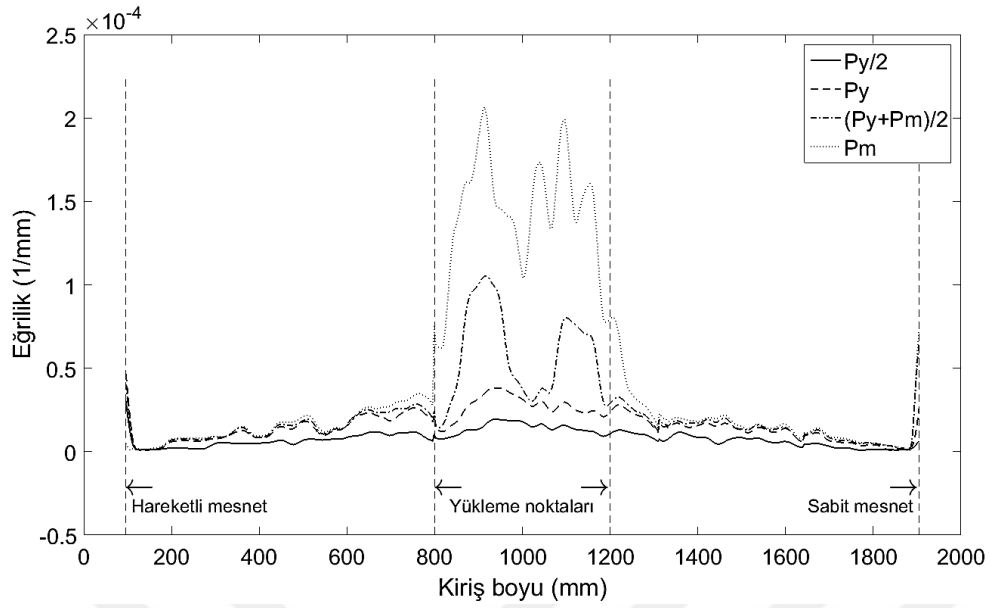
5.2.21. C100F0R1.6

C100F0R1.6 kiriş; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.104'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 74,9 kN yük değerinde akma noktasına ve 92,1 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



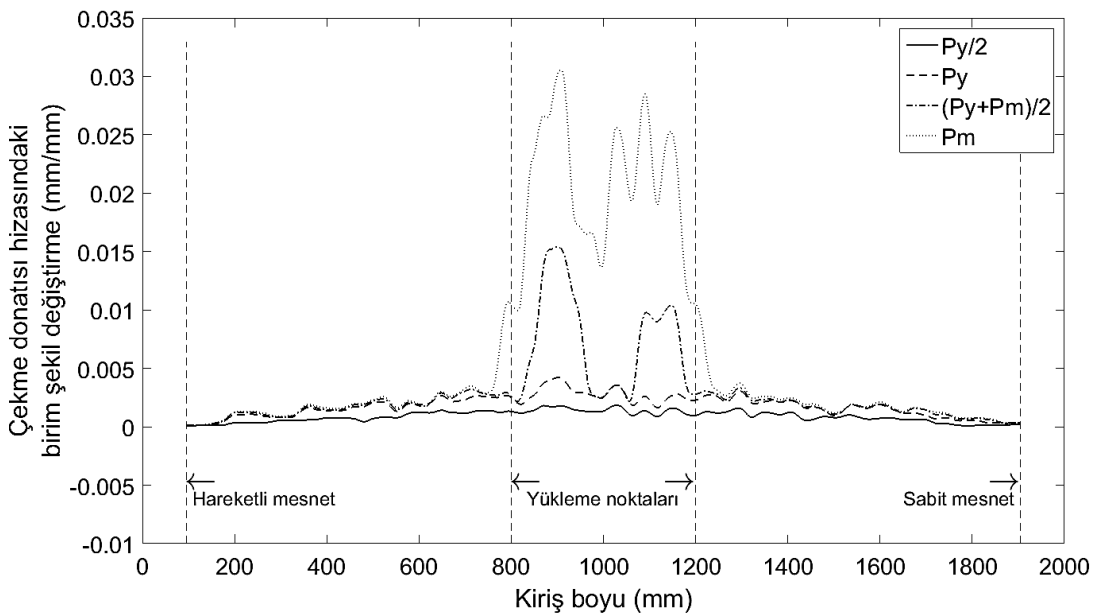
Şekil 5.104. C100F0R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.105'de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



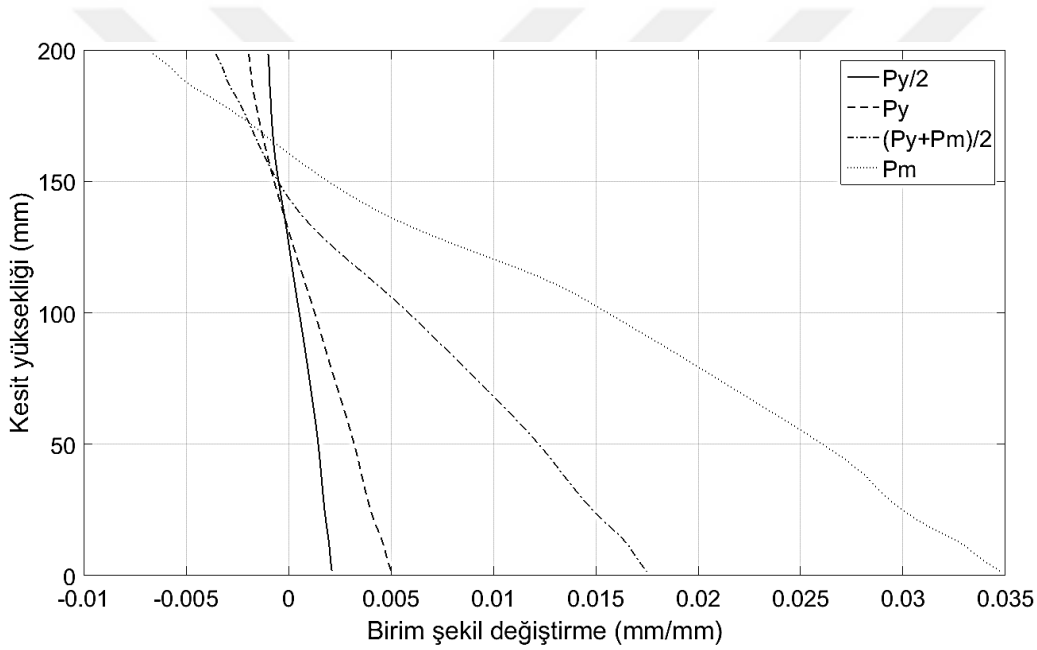
Şekil 5.105. C100F0R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.106'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0018 ile 0,0042 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sabit moment bölgesindeki genişleyen çatlak sayısında artış görülmüştür.



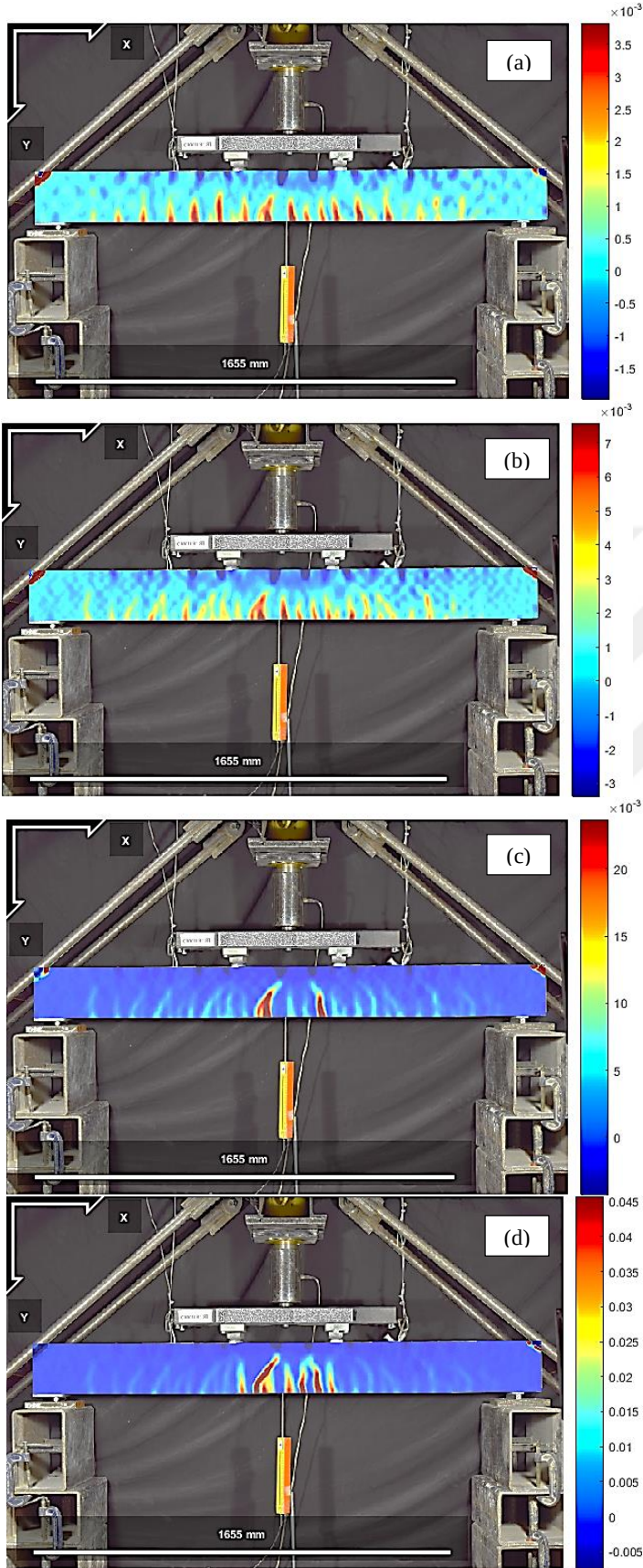
Şekil 5.106. C100F0R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.107’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme dahil tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0066, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,035 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişiklik görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 131,4 mm ($\xi=0,657$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 160,7 mm ($\xi=0,804$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.107. C100F0R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

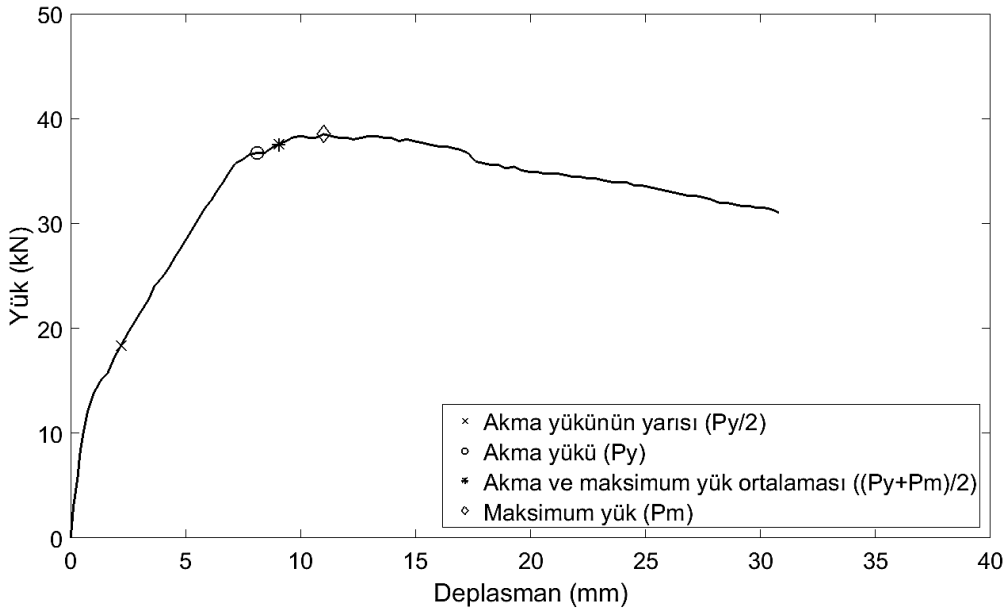
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F0R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.108’de sunulmuştur. Şekil 5.108a ve Şekil 5.108b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları arasındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.108. C100F0R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

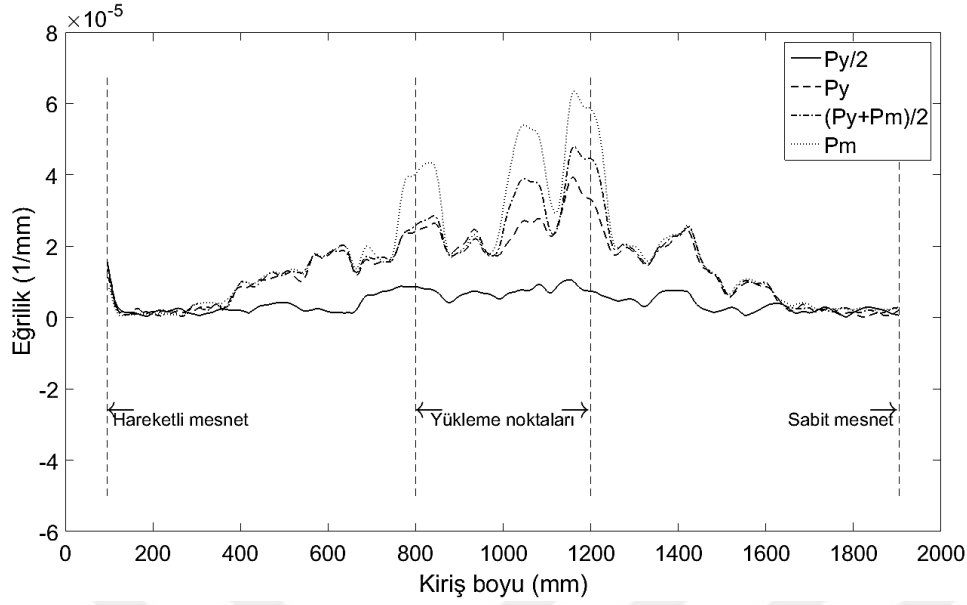
5.2.22. C100F0.75R0.4

C100F0.75R0.4 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.109’da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 36,7 kN yük değerinde akma noktasına ve 38,5 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



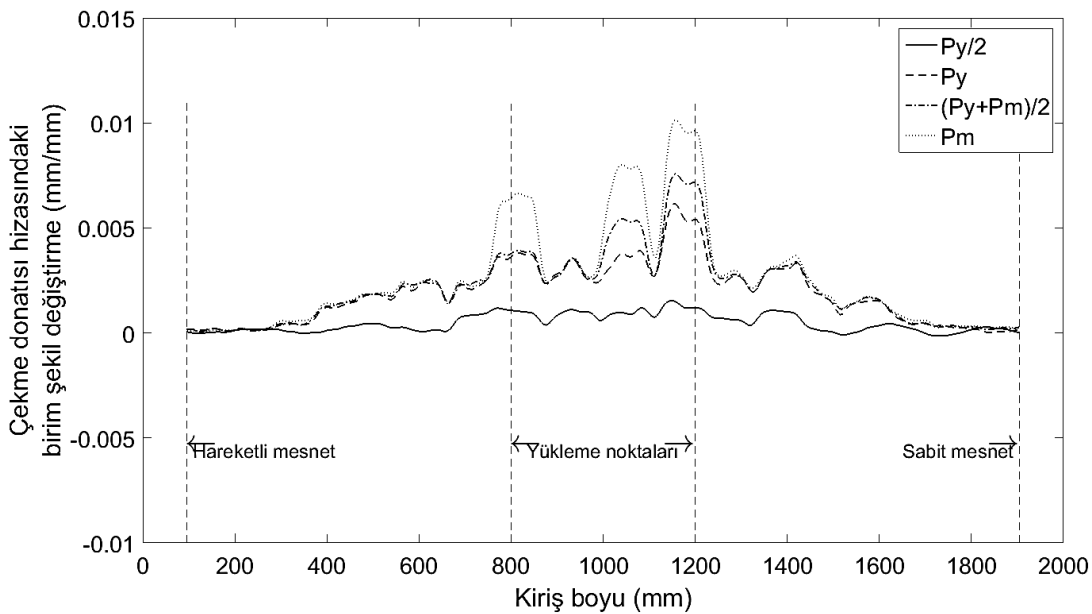
Şekil 5.109. C100F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.110’da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yükleme değerlerinde sabit moment bölgesinde gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



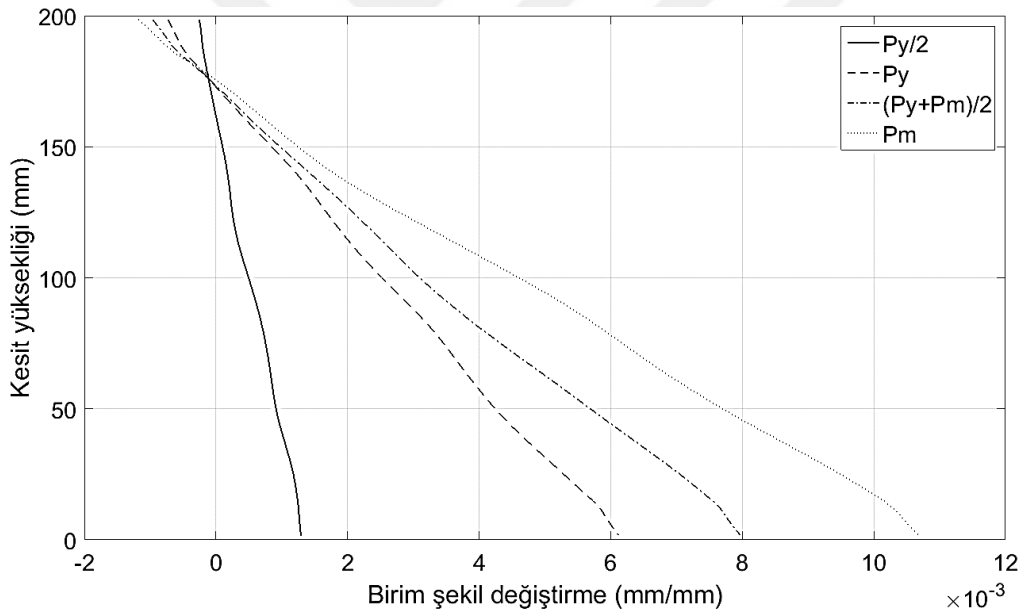
Şekil 5.110. C100F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.111’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0024 ile 0,0062 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Akma yükünden maksimum yükleme anında kadar, sabit moment bölgesindeki çatlak genişliklerinde orantısal büyüme görülmüştür.



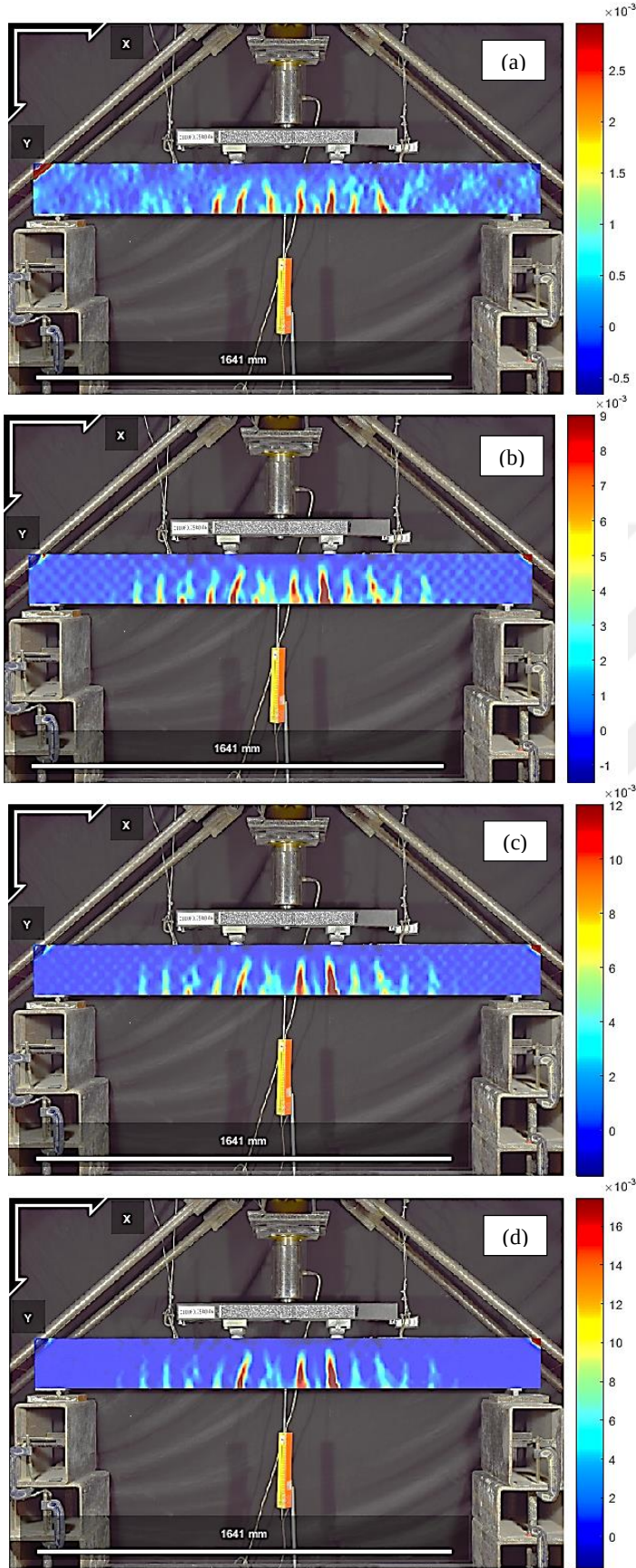
Şekil 5.111. C100F0.75R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.112’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme dahil tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0012, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,0107 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli miktarda artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 172,8 mm ($\xi=0,864$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda bir artış görülmemiştir. Bunun nedeni ise maksimum yükleme noktasının akma noktasına yakın bir düşey deformasyon değerinde gerçekleşmesi ve kirişte oluşan eğriliğin akma yükünden sonra çok fazla değişmemesidir. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 175,5 mm ($\xi=0,878$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.112. C100F0.75R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

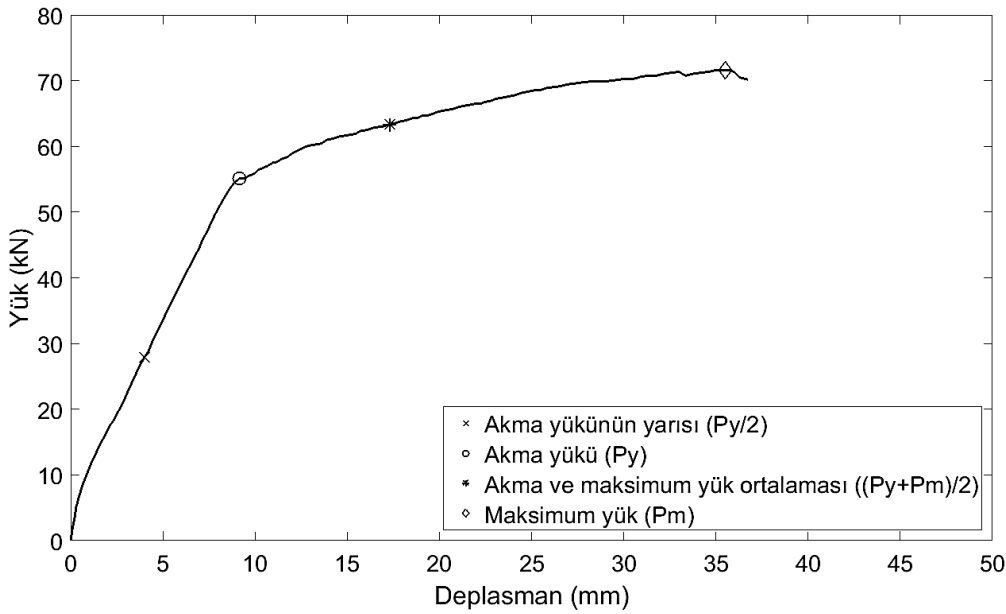
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farkı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F0.75R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.113’de sunulmuştur. Şekil 5.113a ve Şekil 5.113b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır.



Şekil 5.113. C100F0.75R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

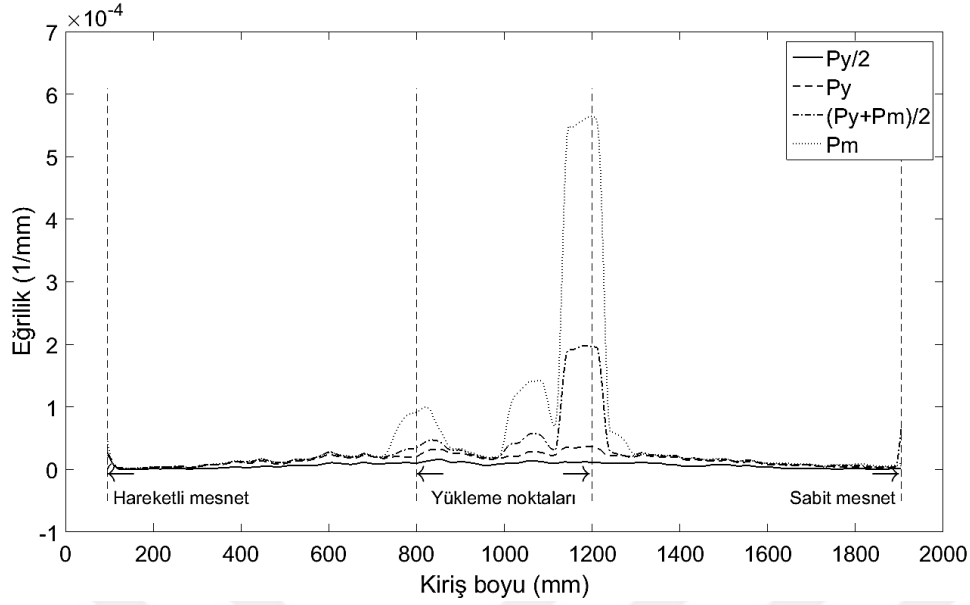
5.2.23. C100F0.75R0.9

C100F0.75R0.9 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.114’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 55,1 kN yük değerinde akma noktasına ve 71,7 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



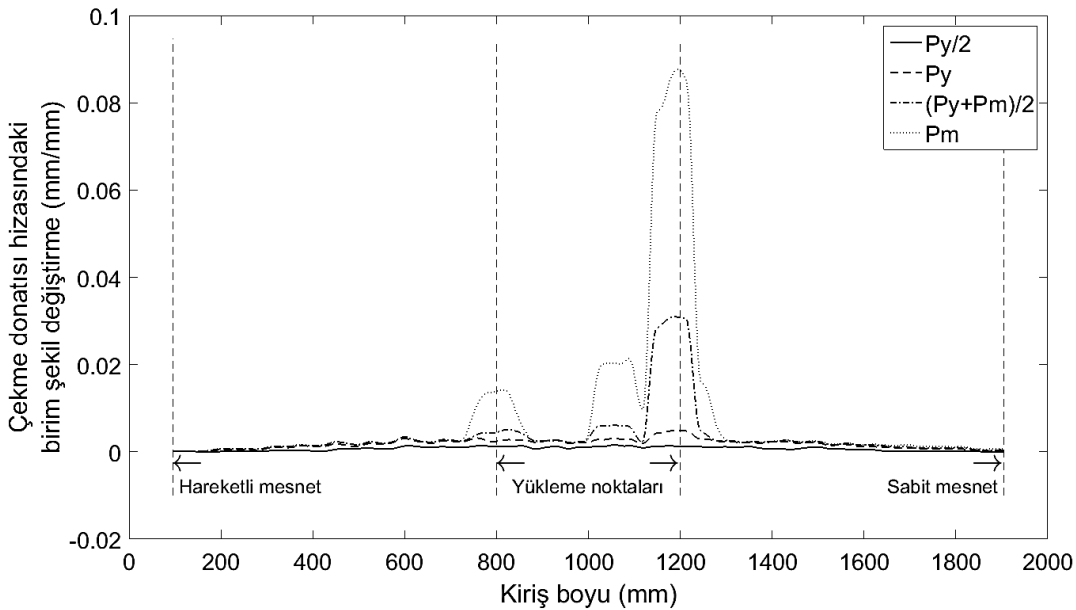
Şekil 5.114. C100F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.115’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yük değerlerinde sağ yükleme noktası altında gelişen çatlaktan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



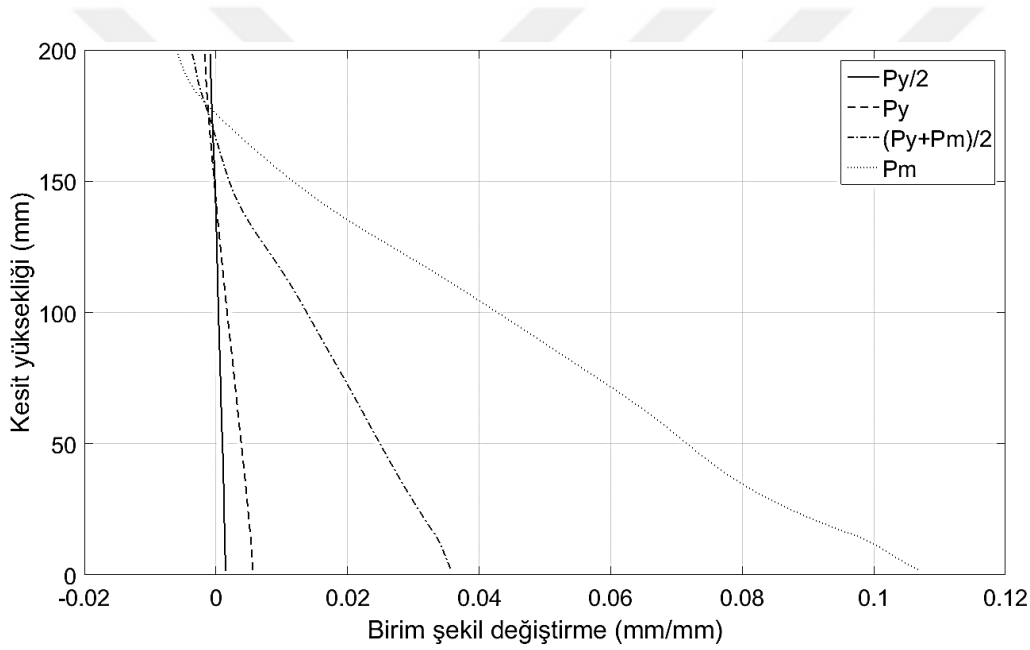
Şekil 5.115. C100F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.116'de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0019 ile 0,0049 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sağ yükleme noktası altındaki çatlak, akma yükünden maksimum yükleme anında kadar her zaman en çok gelişen çatlak olmuştur.



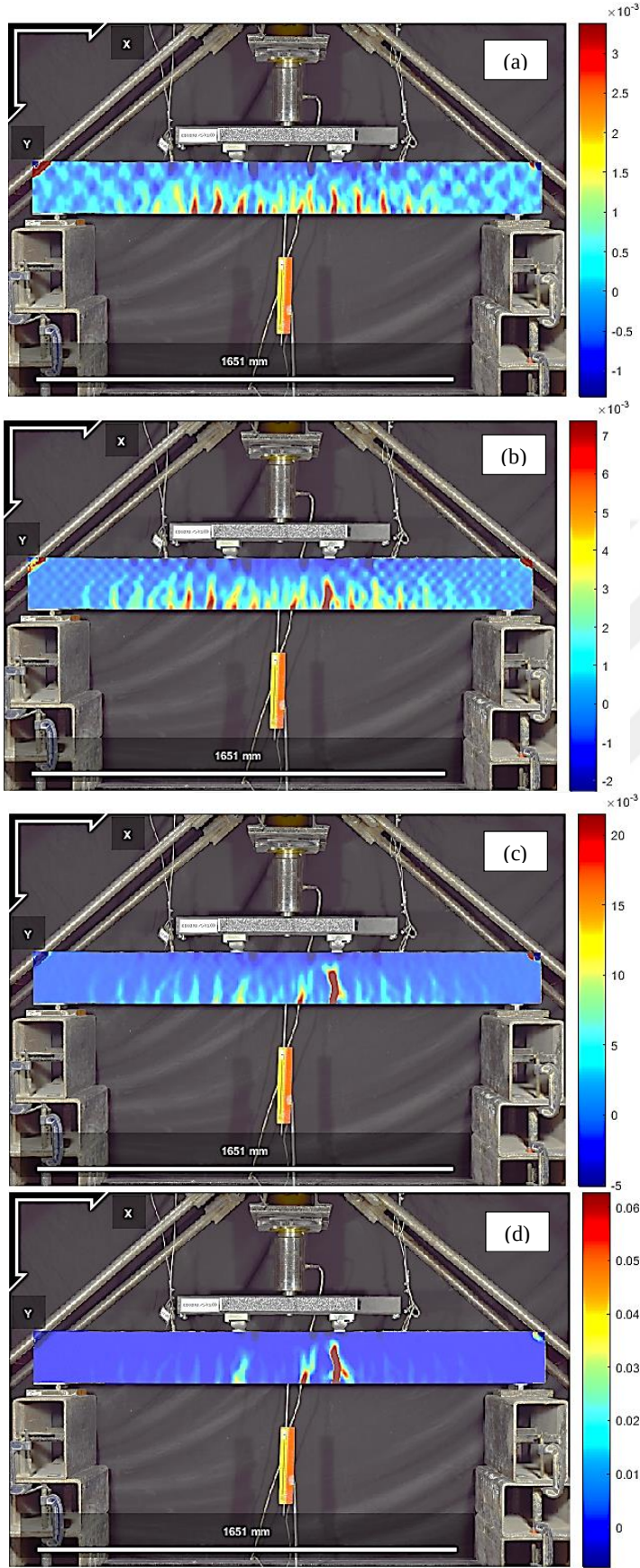
Şekil 5.116. C100F0.75R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.117’de verilmiştir. Buna göre maksimum yüklemeye kadar tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0058, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,0107 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişim görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 142,8 mm ($\xi=0,714$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 175,7 mm ($\xi=0,879$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.117. C100F0.75R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

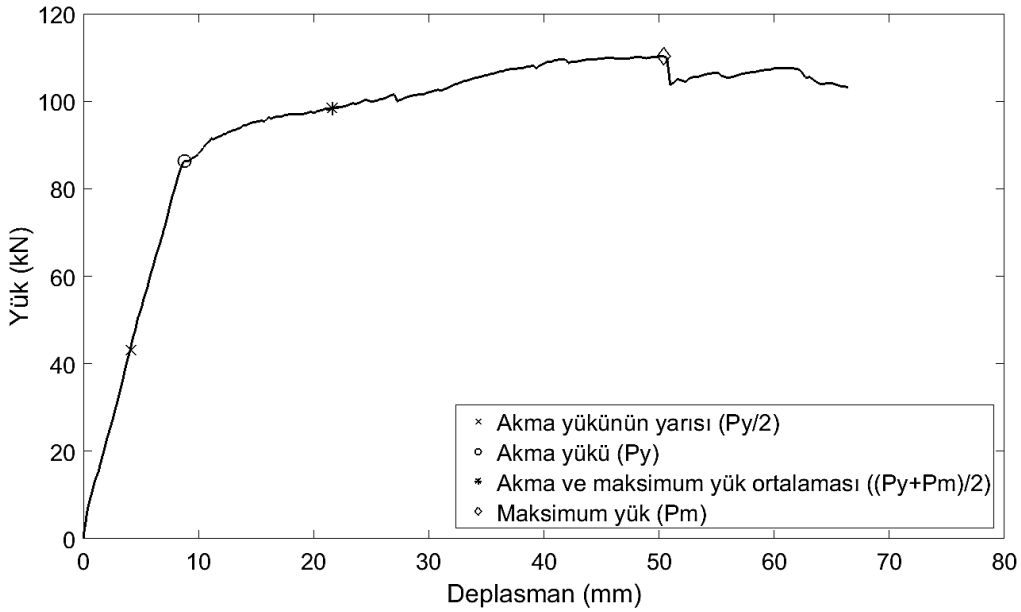
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yüklenme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F0.75R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.118’de sunulmuştur. Şekil 5.118a ve Şekil 5.118b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.118. C100F0.75R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

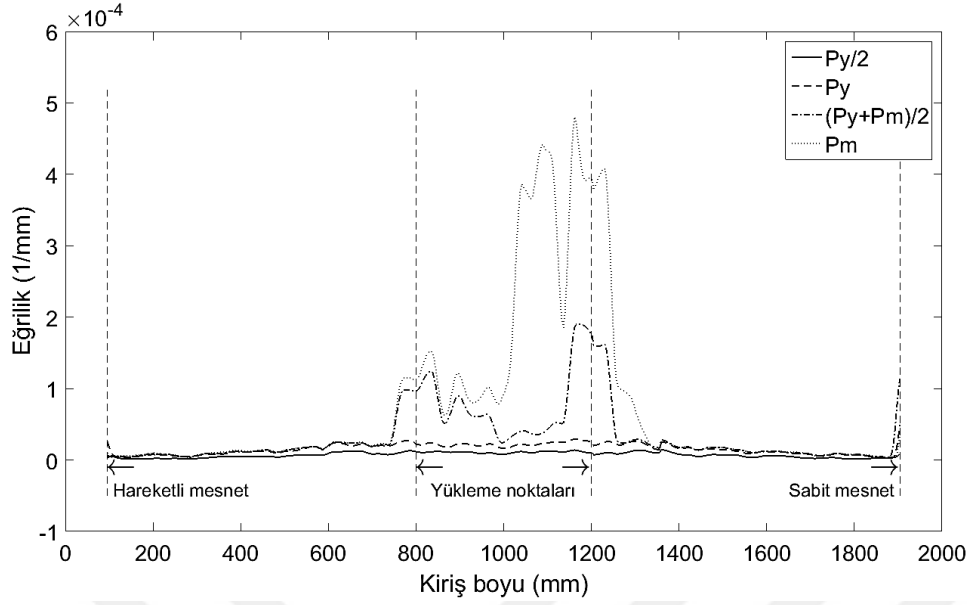
5.2.24. C100F0.75R1.6

C100F0.75R1.6 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %0,75 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.119'da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 86,4 kN yük değerinde akma noktasına ve 110,3 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



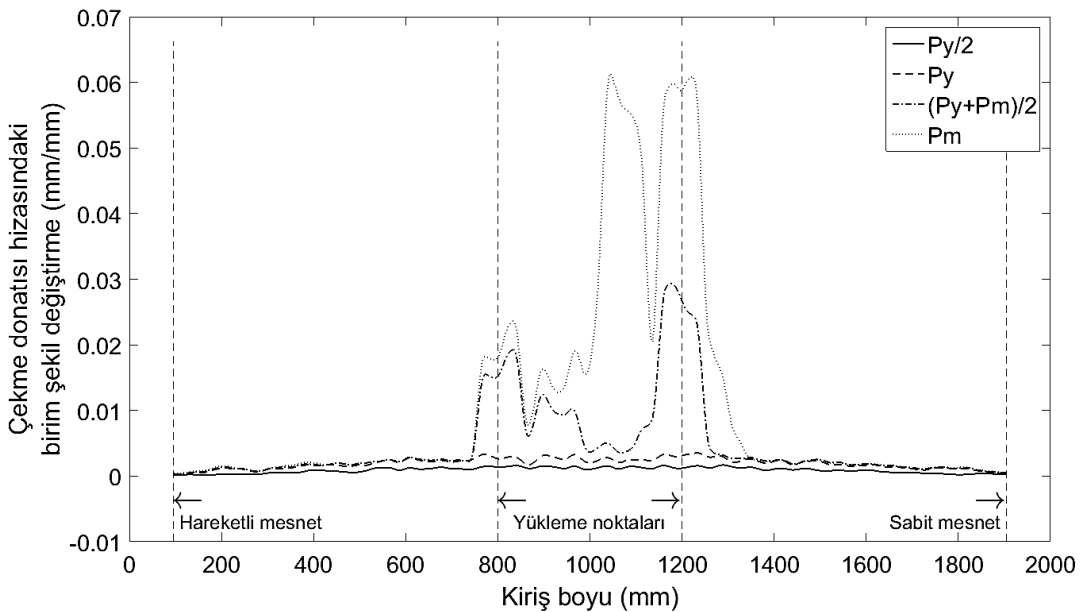
Şekil 5.119. C100F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.120'de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yük değerlerinde sağ yükleme noktası altında gelişen çatlaktan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



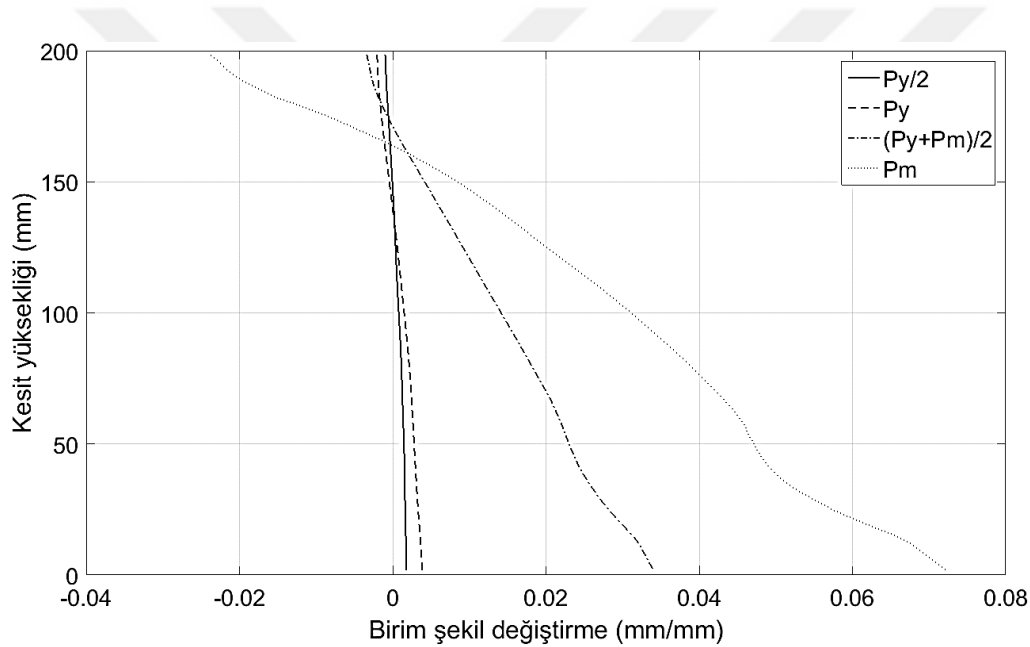
Şekil 5.120. C100F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.121’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0017 ile 0,0033 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sağ yükleme noktası altındaki çatlak, akma yükünden maksimum yükleme anında kadar her zaman en çok gelişen çatlak olmuştur.



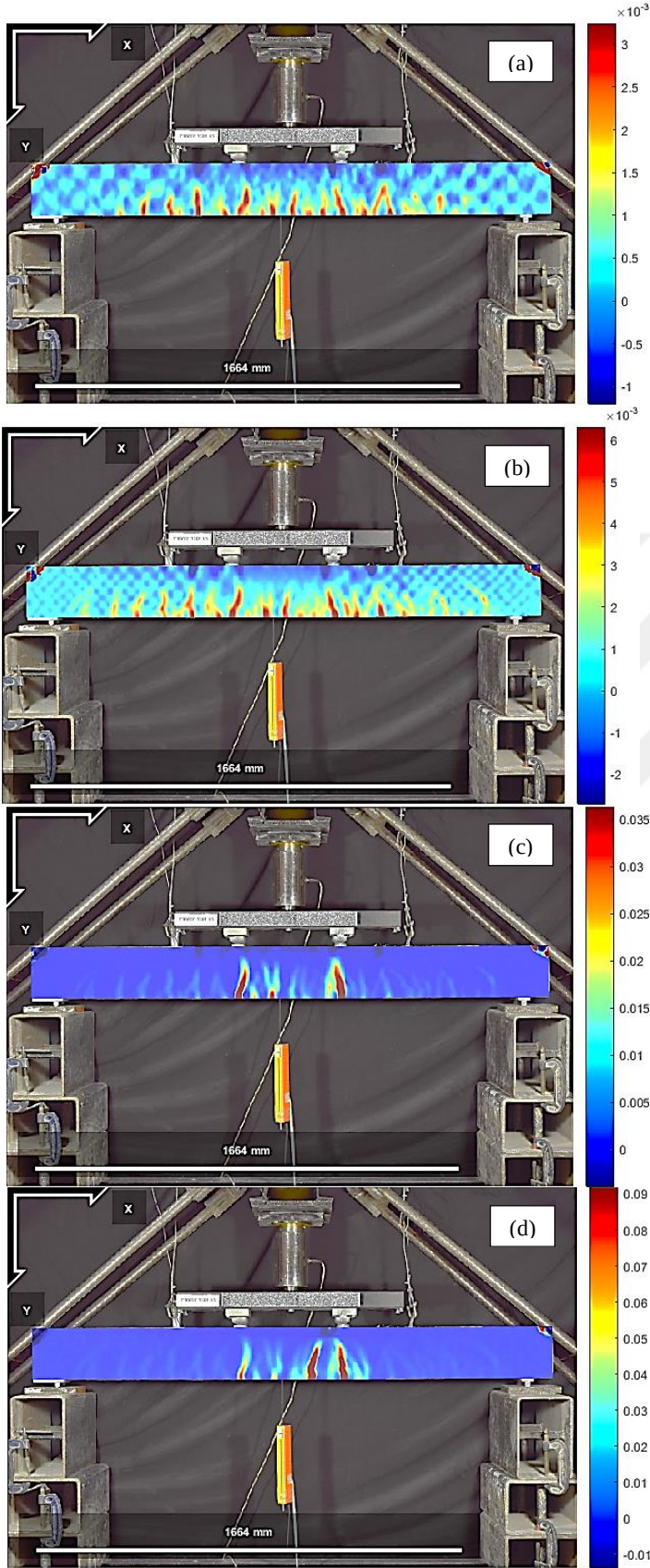
Şekil 5.121. C100F0.75R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değiştirme

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.122’de verilmiştir. Buna göre maksimum yükleme hariç diğer tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,024, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,072 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar önemli bir değişim görülmemiştir. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 139,4 mm ($\xi=0,697$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak, akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 163,7 mm ($\xi=0,819$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.122. C100F0.75R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

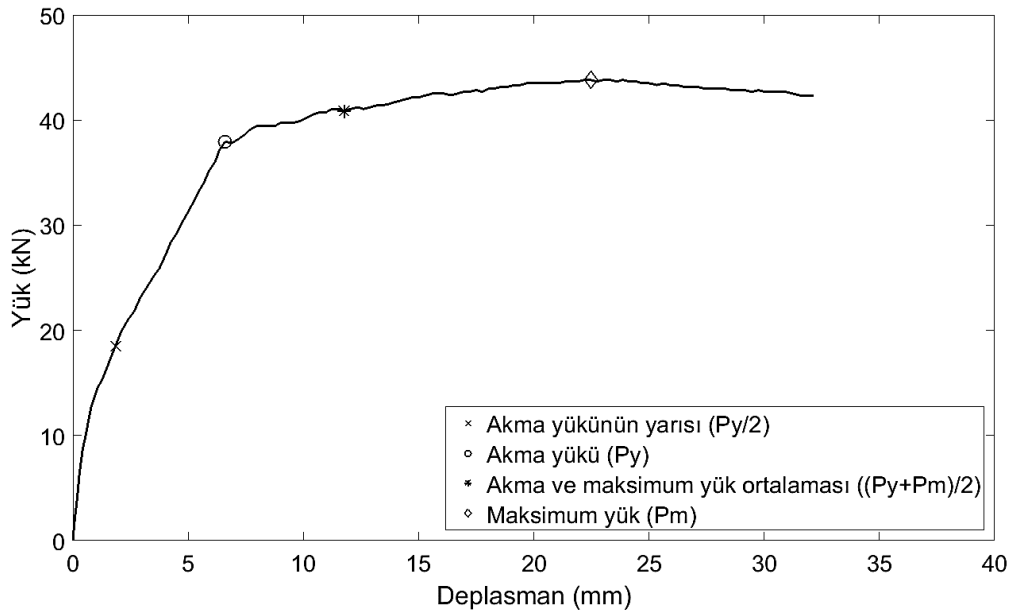
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F0.75R1.6 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.123’de sunulmuştur. Şekil 5.123a ve Şekil 5.123b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.123. C100F0.75R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

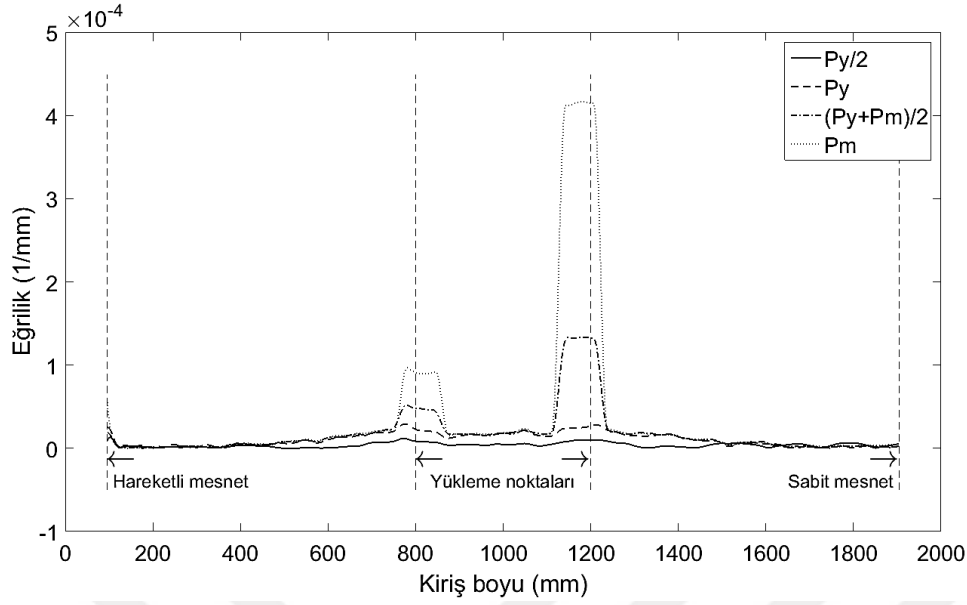
5.2.25. C100F1.5R0.4

C100F1.5R0.4 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,4 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.124’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 38,0 kN yük değerinde akma noktasına ve 43,8 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



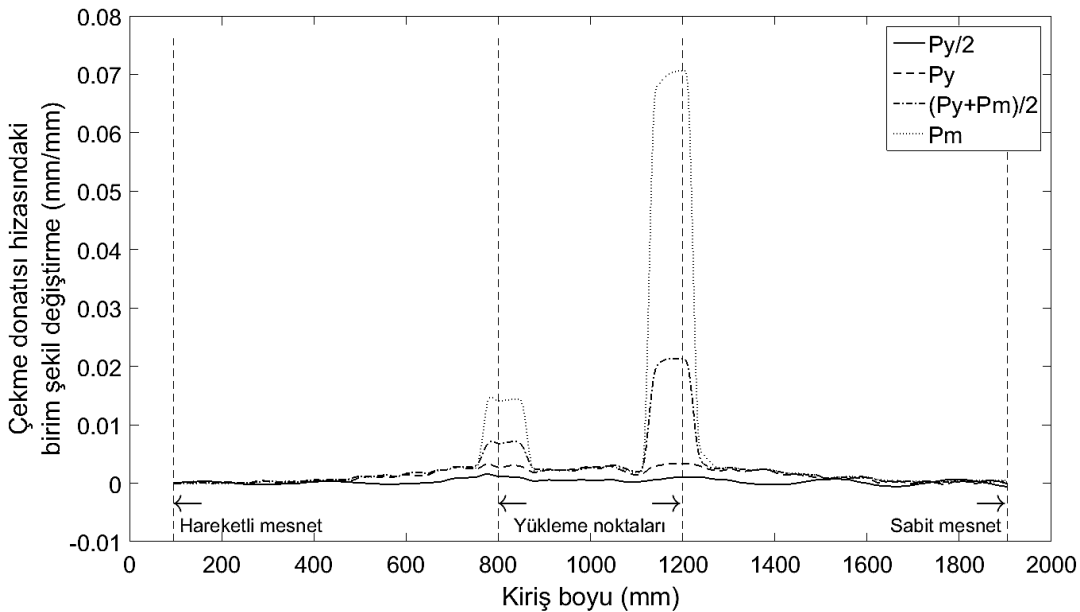
Şekil 5.124. C100F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.125’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yük değerlerinde sağ yükleme noktası altında gelişen çatlaktan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



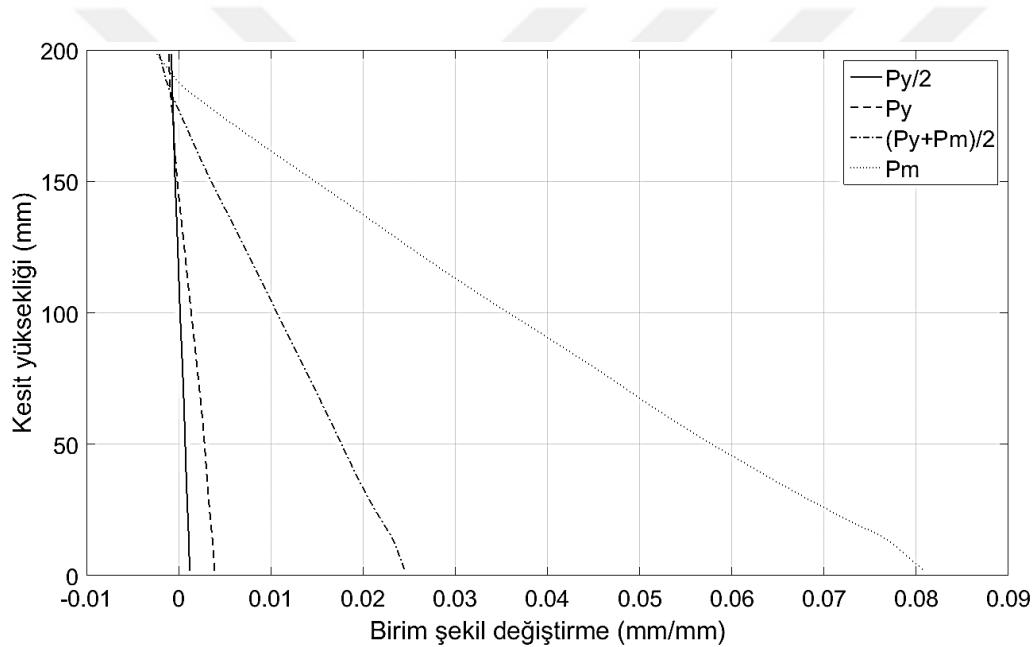
Şekil 5.125. C100F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.126'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0014 ile 0,0034 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sağ yükleme noktası altındaki çatlak, akma yükünden maksimum yükleme anında kadar her zaman en çok gelişen çatlak olmuştur.



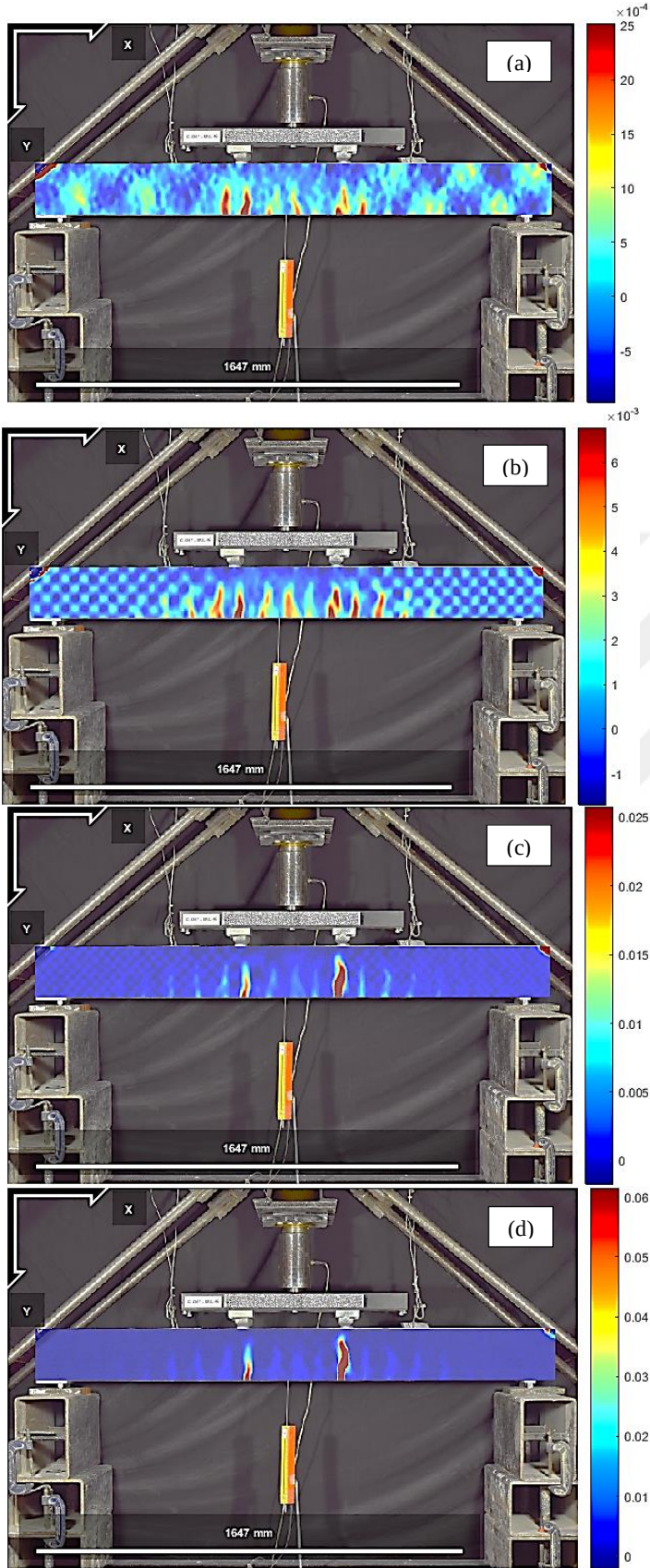
Şekil 5.126. C100F1.5R0.4 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.127’de verilmiştir. Buna göre tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0023, çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,081 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar dikkate değer bir artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 144,9 mm ($\xi=0,725$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Benzer şekilde akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 187,7 mm ($\xi=0,939$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.127. C100F1.5R0.4 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

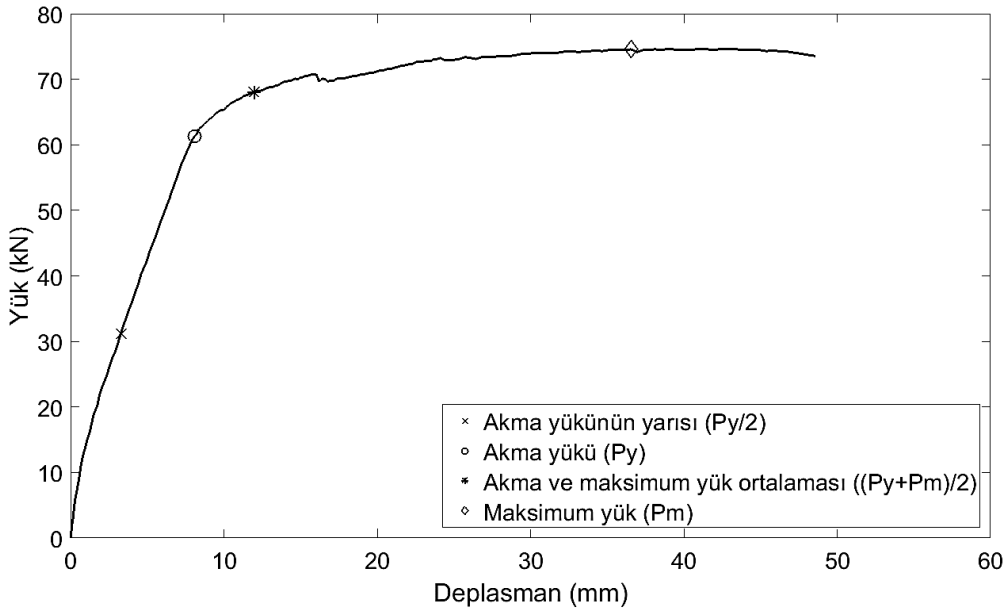
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F1.5R0.4 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.128’de sunulmuştur. Şekil 5.128a ve Şekil 5.128b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.128. C100F1.5R0.4 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

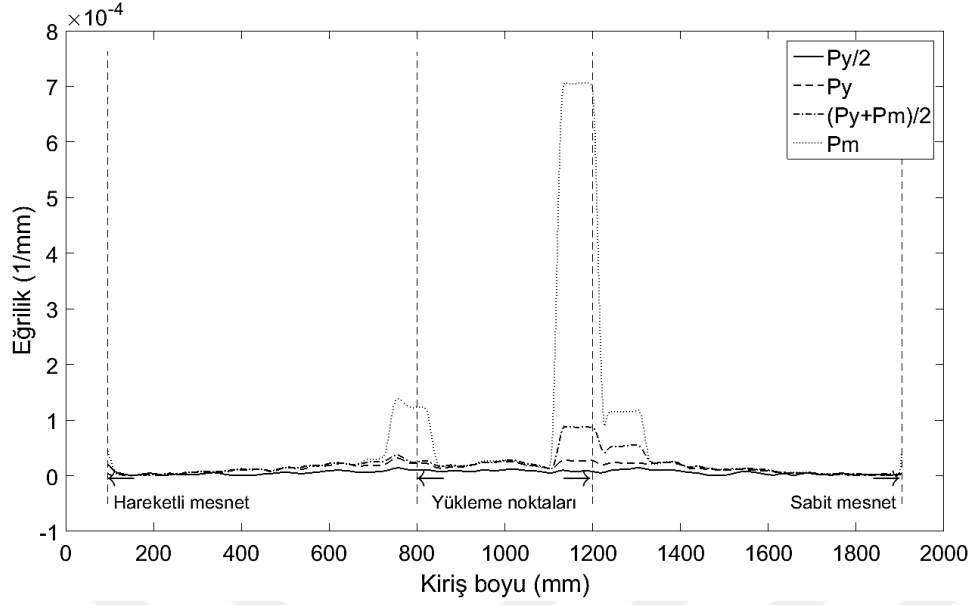
5.2.26. C100F1.5R0.9

C100F1.5R0.9 kirişi; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %0,9 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.129'da verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 61,3 kN yük değerinde akma noktasına ve 74,6 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



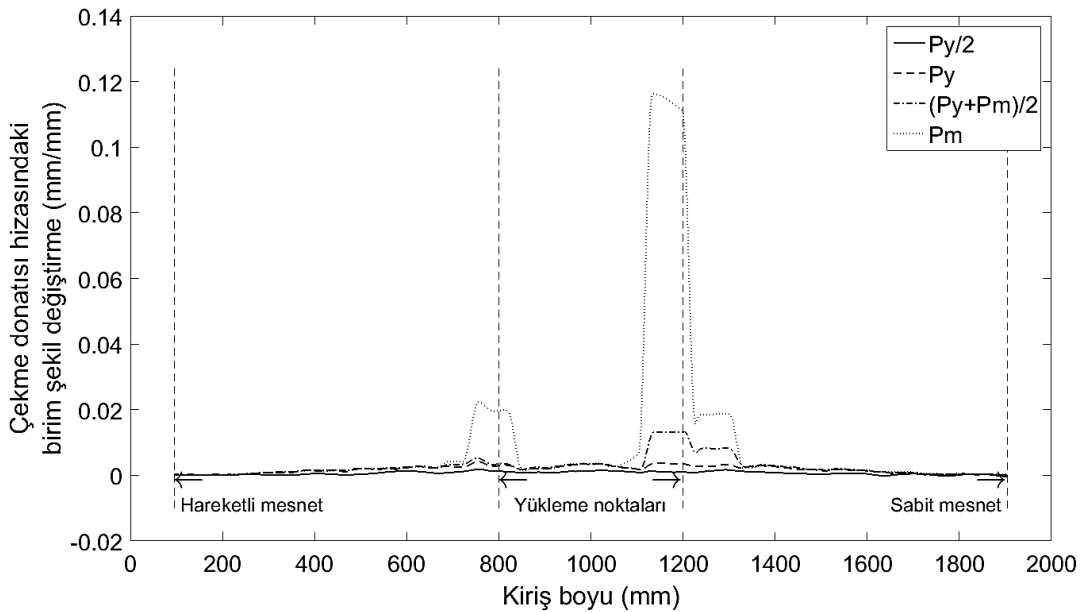
Şekil 5.129. C100F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.130'da verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yük değerlerinde sağ yükleme noktası altında gelişen çatlaktan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



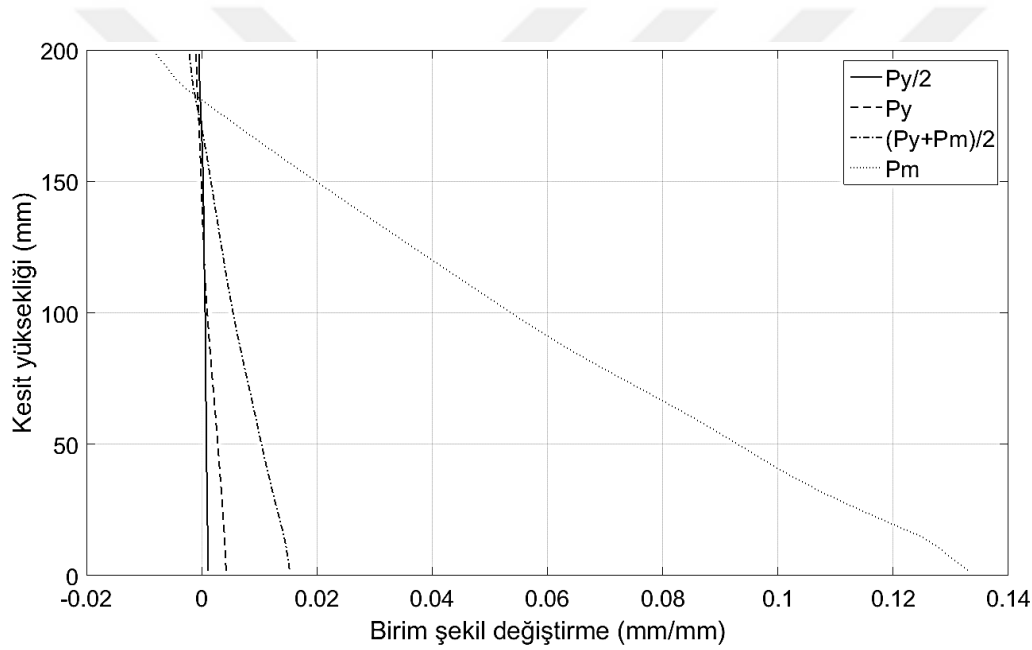
Şekil 5.130. C100F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.131’de verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0018 ile 0,0038 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sağ yükleme noktası altındaki çatlak, akma yükünden maksimum yükleme anında kadar her zaman en çok gelişen çatlak olmuştur.



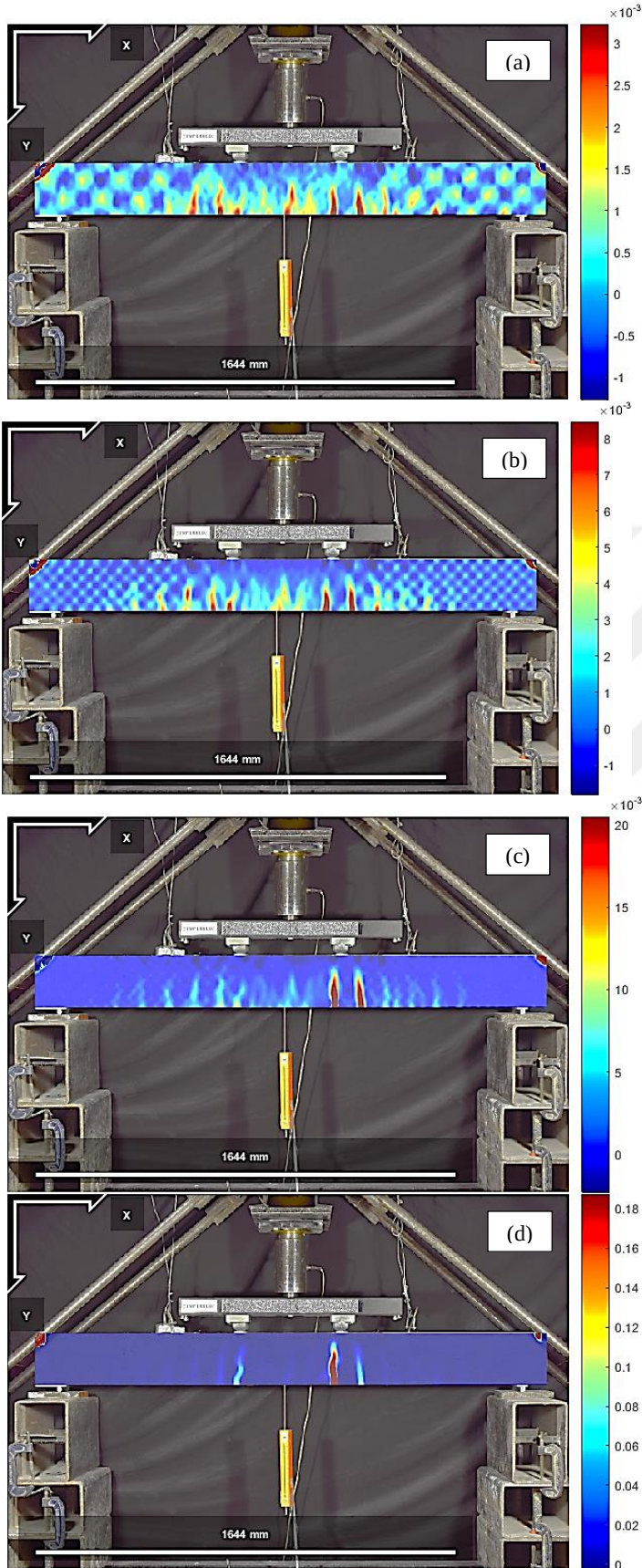
Şekil 5.131. C100F1.5R0.9 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.132’de verilmiştir. Buna göre tüm yükleme adımlarında birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Maksimum yükleme anında kritik kesitte betonda oluşan ezilme birim şekil değiştirme değeri 0,0079 ve çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,133 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar bir miktar azalma görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 144,5 mm ($\xi=0,723$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 180,9 mm ($\xi=0,905$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.132. C100F1.5R0.9 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

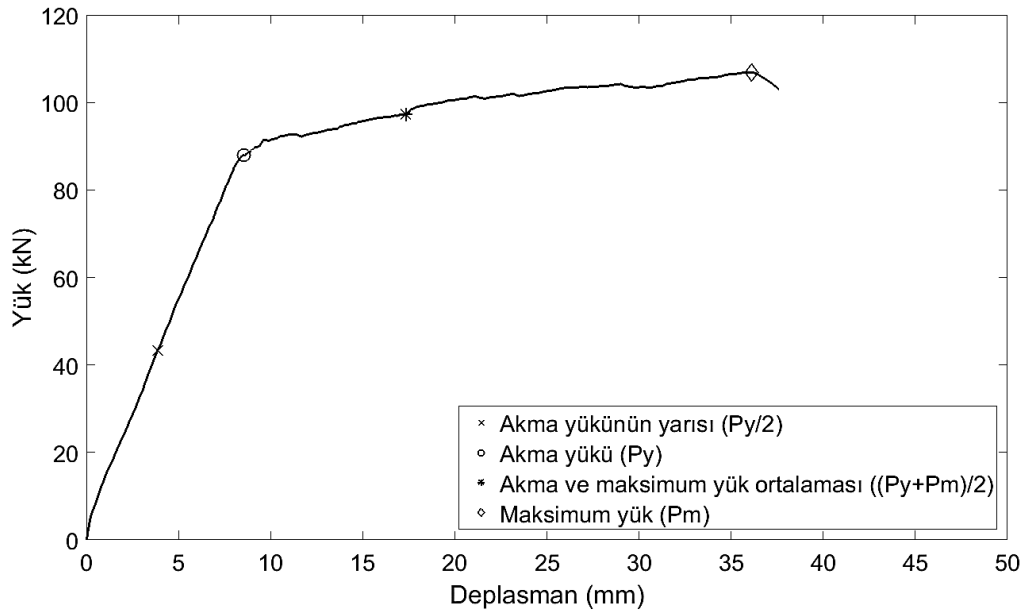
Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde C100F1.5R0.9 elemanında oluşan çatlak desenleri Şekil 5.133’de sunulmuştur. Şekil 5.133a ve Şekil 5.133b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren sağ yükleme noktası altındaki çatlak genişliğinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.133. C100F1.5R0.9 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y+P_m)/2$, d) P_m

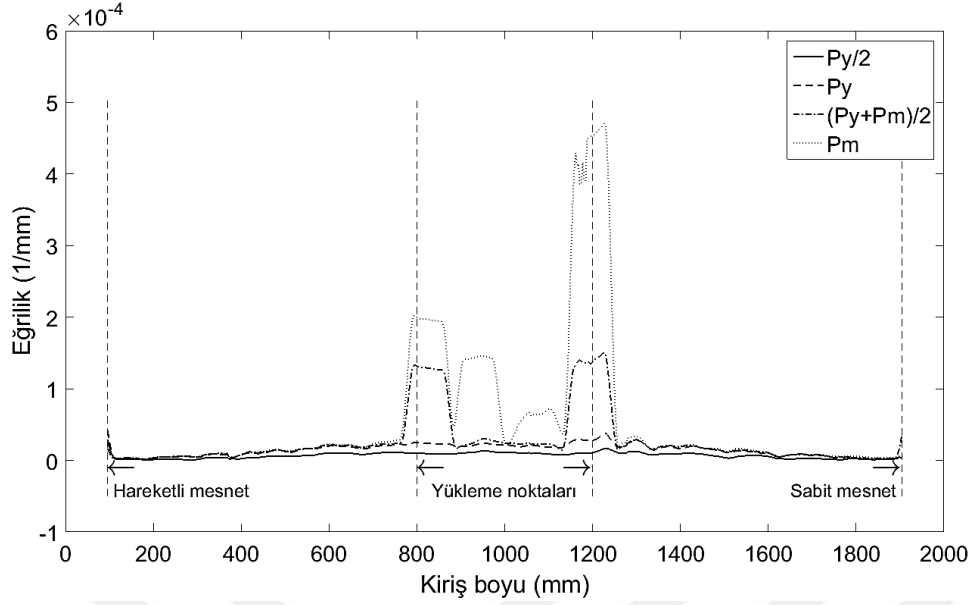
5.2.27. C100F1.5R1.6

C100F1.5R1.6 kirişı; hedeflenen beton basınç dayanımı 100 MPa olan, hacimce %1,5 çelik lif içeren ve donatı oranı %1,6 olan deney elemanıdır. Deney elemanına ait yük-düşey deplasman eğrisi Şekil 5.134’de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere deney elemanı 88,0 kN yük değerinde akma noktasına ve 106,8 kN değerinde eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Maksimum yük değerinde betonun basınç altındaki sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşılmasından dolayı bu noktadan itibaren artan deformasyon değerlerinde yük kapasitesinde azalma görülmüştür.



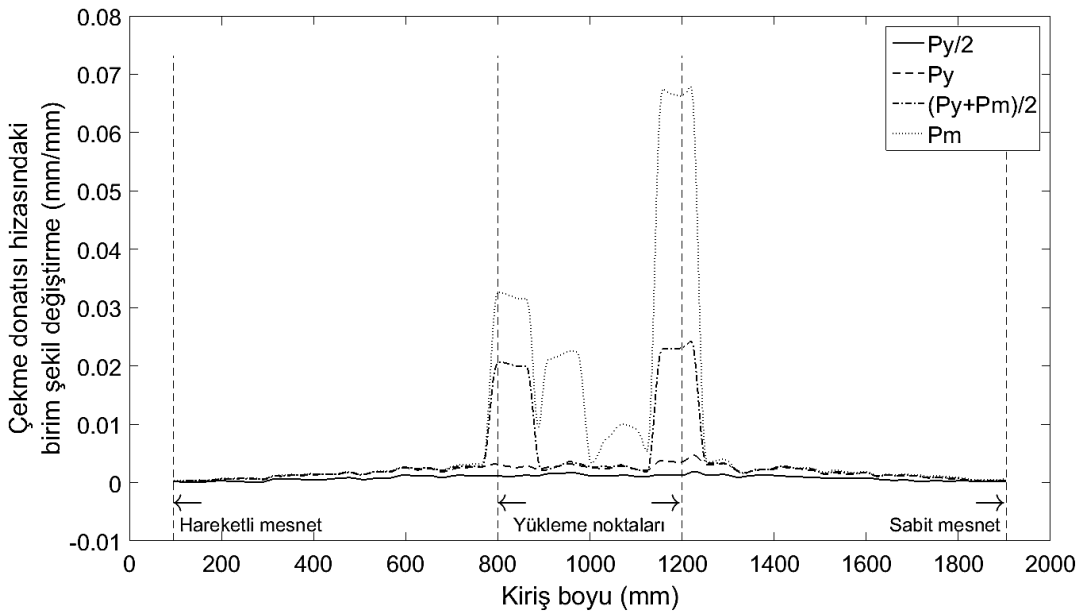
Şekil 5.134. C100F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman eğrisi

Deney elemanına ait kritik yükleme değerlerinde kiriş boyunca eğrilik değişimi Şekil 5.135’de verilmiştir. Deney elemanının eğrilik değişimi ve yük-düşey deformasyon davranışı arasında doğrusal bir ilişki görülmüştür. Akma yüküne kadar stabil bir eğilme davranışının oluşması, kesme bölgelerinde mesnetten itibaren yükleme noktalarına kadar doğrusal artan ve yükleme noktaları arasında sabit olan eğrilik değişiminden kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi akma anına kadar stabil olduğundan eğrilik değişiminde ve dolayısıyla düşey deplasman davranışında ihmal edilebilir dalgalanmalar oluşmuştur. Ancak akma yükünden sonraki yük değerlerinde yükleme noktaları arasında gelişen çatlaklardan dolayı (çatlak lokalizasyonu), eğrilik değişimlerinde önemli dalgalanmalar ve dolayısıyla düşey deformasyon davranışında önemli eğim değişimi oluşmuştur.



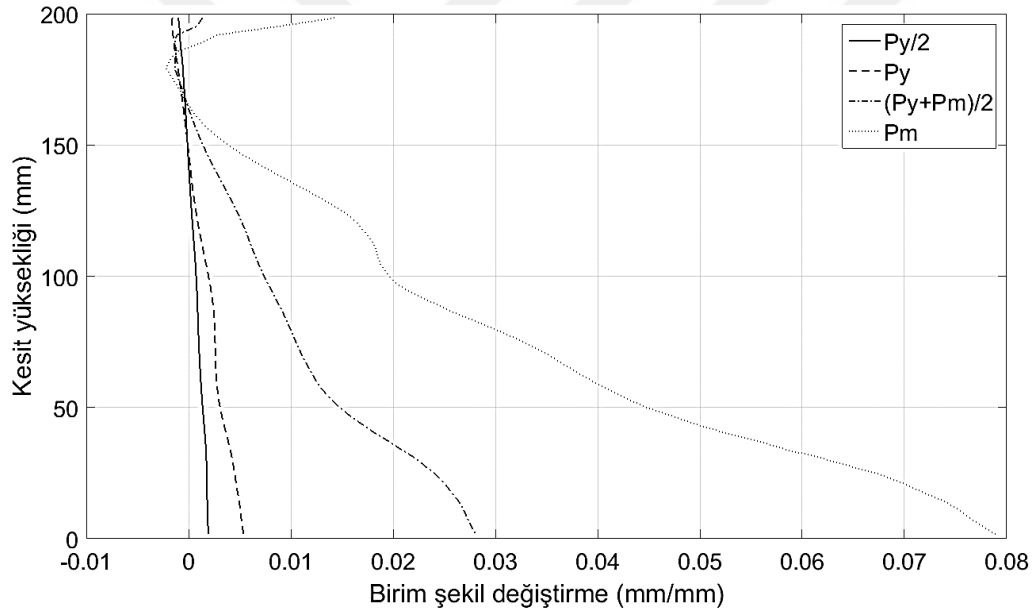
Şekil 5.135. C100F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca eğrilik değişimi

Deney elemanına ait kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.136'da verilmiştir. Akma yüküne ulaşıldığı anda, kirişin sabit moment bölgesindeki birim şekil değiştirme değerinin 0,0021 ile 0,0038 arasında değiştiği görülmüştür. Buna göre sabit moment bölgesinde donatıda oluşan minimum birim şekil değiştirme değeri, donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığında deney elemanının davranışında akma olduğu söylenebilir. Sağ yükleme noktası altındaki çatlak, akma yükünden maksimum yükleme anında kadar her zaman en çok gelişen çatlak olmuştur.



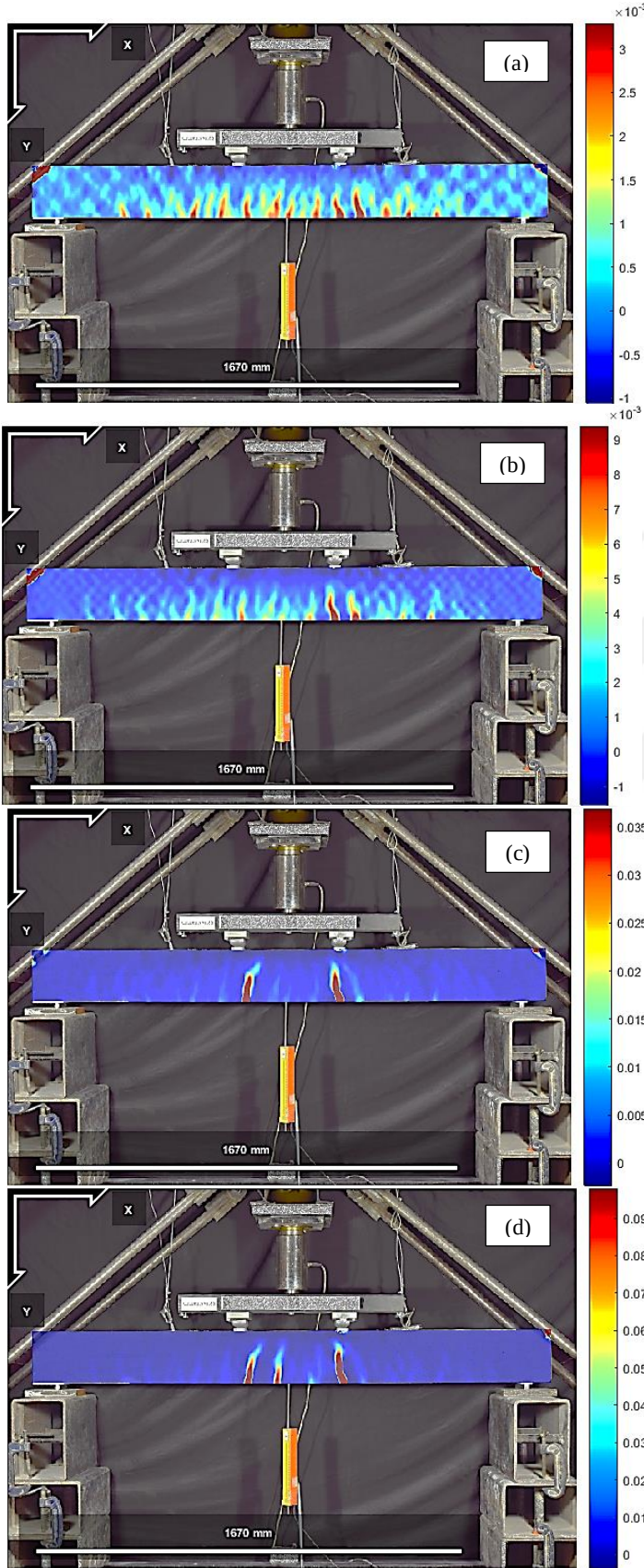
Şekil 5.136. C100F1.5R1.6 elemanı kiriş boyunca donatı hizasındaki birim şekil değişimi

Deney elemanına ait kiriş yüksekliği boyunca birim şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.137’de verilmiştir. Buna göre akma yüküne kadar birim şekil değiştirmelerin en üst basınç lifinden itibaren kesit boyunca neredeyse doğrusal olarak değiştiği görülmüştür. Akma yükünden itibaren kritik kesitin basınç bölgesinde oluşan yüzey dökülmelerinden kaynaklı olarak, basınç bölgesinin üst kısımlarında doğru veri alınamamıştır. Maksimum yükleme anında çekme birim şekil değiştirme değeri de 0,079 olarak ölçülmüştür. Tarafsız eksenin konumunda akma anına kadar bir miktar artış görülmüştür. Tarafsız eksen akma anında yaklaşık 147,3 mm ($\xi=0,737$) kesit yüksekliğine ulaşmıştır. Ancak akma yükünden itibaren maksimum yüke kadar tarafsız eksen konumunda önemli miktarda artış görülmüştür. Maksimum yükte tarafsız eksenin konumu yaklaşık olarak 165,3 mm ($\xi=0,827$) olarak ölçülmüştür.



Şekil 5.137. C100F1.5R1.6 elemanı kritik kesitte yükseklik boyunca birim şekil değişimi

Yukarıda ifade edilen düşey deplasman, kiriş uzunluğu boyunca eğrilik ve kesit boyunca birim şekil değiştirme davranışı aslında kiriş yüzeyinde farklı yükleme anlarında gelişen çatlaklarla ilişkilidir. Kritik yüklerde kiriş üzerinde oluşan çatlak desenleri Şekil 5.138’de sunulmuştur. Şekil 5.138a ve Şekil 5.138b’ye göre, akma yüküne kadar çatlakların kesit boyunca yayılma çalıştığı gözlenmiştir. Çatlak genişliğinde önemli derecede artış olmaması ve çatlakların kiriş boyunca üniform olarak artması, akma öncesinde stabil bir davranışa yol açmıştır. Akma yükünden itibaren yükleme noktaları arasındaki çatlak genişliklerinde hızlı artış olması (çatlak lokalizasyonu), eğriliklerin bu bölgede ani artışına neden olmuştur.



Şekil 5.138. C100F1.5R1.6 elemanı kritik yüklemelerde çatlak desenleri: a) $P_y/2$, b) P_y , c) $(P_y + P_m)/2$, d) P_m



6. DENEYSEL SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE KAPASİTE HESAPLARI

Bu bölümde, ilk olarak deneysel çalışmada kullanılan parametrelerin, deney sonuçlarına etkisi incelenmiştir. Daha sonra çalışma kapsamında elde edilen eşitlikler ve ACI tarafından önerilen denklemler yardımıyla deney elemanlarının kapasite hesapları yapılmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır. Son olarak, literatürdeki çeşitli deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlarla her iki yöntemle elde edilen teorik sonuçlar karşılaştırılmıştır.

6.1. İncelenen Parametrelerinin Deney Sonuçlarına Etkisi

Yapılan doktora çalışmasının amacı, iç denge denklemine bağlı olarak geliştirilen mevcut taşıma gücü yöntemlerinden farklı olarak, yalın ve lifli betonla üretilen betonarme kirişlerin her ikisi içinde geçerli olan enerji esaslı bir yöntem geliştirmektir. Bu nedenle deneysel çalışmada incelenen parametrelerin (beton basınç dayanımı, çekme donatısı oranı ve hacimsel lif oranı) tek donatılı betonarme kirişlerin taşıma kapasitesi ve bu andaki tarafsız eksen konumuna etkileri bu bölümde detaylı olarak incelenecektir. Tekrar ifade etmek gerekirse, deneysel olarak ölçülen tarafsız eksenin konumu için betonarme kesitin çekme bölgesindeki en dış çekme lifi referans alınmıştır.

Deneyde kullanılan parametreler ve deney sonuçları ayrıntılı olarak Çizelge 6.1’de sunulmuştur. Görüldüğü üzere, maksimum yüke ilave olarak çizelgede deneysel akma yükleri de bulunmaktadır. Bunun nedeni, kapasite hesabı yaptıktan sonra gerekli durumlarda akma yükü hesabı için pratik bir hesap önerisi sunmaktır. Şekil 6.1’de deneysel olarak elde edilen akma ve maksimum yükler karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Şekil incelendiğinde akma ve maksimum yük kapasiteleri arasında önemli bir ilişki görülmektedir ($r^2=0,95$). Aşağıda verilen Eş 6.1, akma ve maksimum yük arasındaki korelasyonu göstermektedir. Akma yükünün maksimum yüke oranındaki standart sapma 0,08 olarak bulunmuştur.

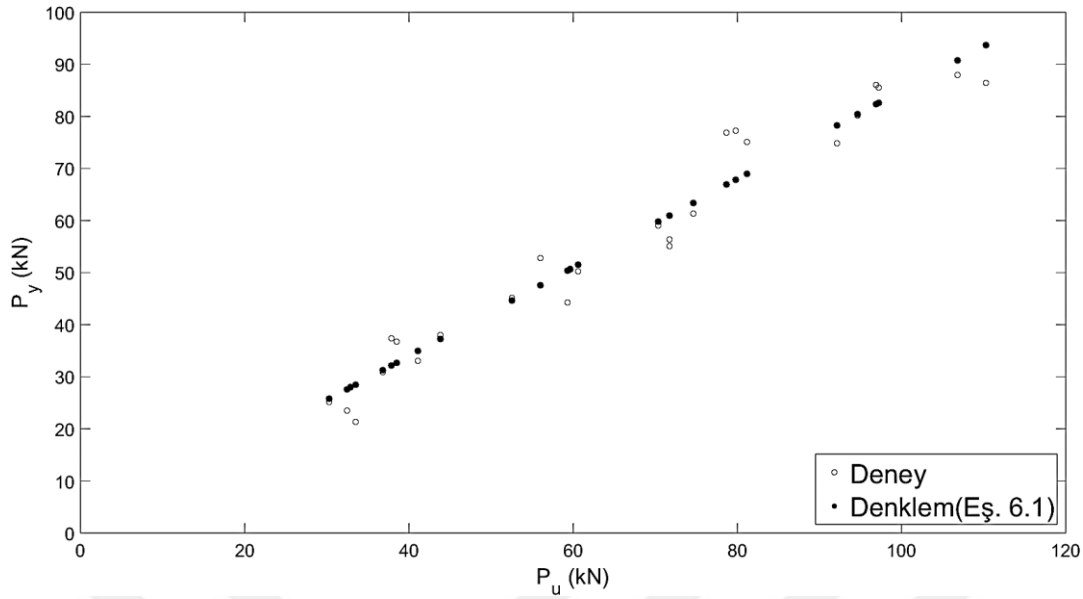
$$P_y = 0,85P_u \quad (6.1)$$

Eşitlikteki P_u ve P_y sırasıyla deneysel olarak elde edilen maksimum ve akma yüklerini göstermektedir.

Çizelge 6.1. Deney parametreleri ve deneysel sonuçlar

Deney elemanı adı	Deney parametreleri			Deney sonuçları		
	Beton basınç dayanımı (MPa)	Donatı oranı (%)	Hacimsel lif içeriği (%)	Akma yükü (kN)	Maksimum yük (kN)	Tarafsız eksen konumu* (mm)
C25F0R0.4	27,7	0,4	0	25,2	30,3	178,9
C25F0R0.9	27,7	0,9	0	45,1	52,5	159,6
C25F0R1.6	27,7	1,6	0	75,1	81,2	153,2
C25F0.75R0.4	27,5	0,4	0,75	28,1	32,9	176,7
C25F0.75R0.9	27,5	0,9	0,75	52,8	56,0	166,6
C25F0.75R1.6	27,5	1,6	0,75	76,9	78,7	137,7
C25F1.5R0.4	26,6	0,4	1,5	30,9	36,8	181,2
C25F1.5R0.9	26,6	0,9	1,5	50,3	60,6	155,0
C25F1.5R1.6	26,6	1,6	1,5	77,2	79,8	135,3
C50F0R0.4	55,3	0,4	0	23,5	32,5	186,1
C50F0R0.9	55,3	0,9	0	50,8	59,6	170,3
C50F0R1.6	55,3	1,6	0	80,2	94,6	159,2
C50F0.75R0.4	58,9	0,4	0,75	33,1	41,1	182,6
C50F0.75R0.9	58,9	0,9	0,75	56,4	71,7	170,2
C50F0.75R1.6	58,9	1,6	0,75	86,1	96,9	161,7
C50F1.5R0.4	58,5	0,4	1,5	37,4	37,9	174,5
C50F1.5R0.9	58,5	0,9	1,5	59,1	70,4	168,6
C50F1.5R1.6	58,5	1,6	1,5	85,6	97,2	159,6
C100F0R0.4	103,2	0,4	0	21,4	33,5	178,3
C100F0R0.9	103,2	0,9	0	44,3	59,3	176,9
C100F0R1.6	103,2	1,6	0	74,9	92,1	160,7
C100F0.75R0.4	100,5	0,4	0,75	36,7	38,5	175,5
C100F0.75R0.9	100,5	0,9	0,75	55,1	71,7	175,7
C100F0.75R1.6	100,5	1,6	0,75	86,4	110,3	163,7
C100F1.5R0.4	103,7	0,4	1,5	38,0	43,8	187,7
C100F1.5R0.9	103,7	0,9	1,5	61,3	74,6	180,9
C100F1.5R1.6	103,7	1,6	1,5	88,0	106,8	165,3

* Kesitin çekme bölgesindeki en dış beton çekme lifine göre



Şekil 6.1. Deneylerden elde edilen akma ve maksimum yüklerin karşılaştırılması

6.1.1. Beton basınç dayanımının etkisi

Bu bölümde, deneylerden elde edilen maksimum yük ve tarafsız eksen konumlarının deney parametrelerinden birisi olan beton basıncı ile değişimi incelenecektir. Bu nedenle deney elemanları öncelikle bağlı olduğu beton basınç sınıfına göre gruplandırılmıştır. Daha sonra her bir gruptaki deney elemanına ait sonuçların ortalaması alınarak Çizelge 6.2’de sunulmuştur.

Çizelge 6.2. Beton basınç dayanımının deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi

Beton sınıfı	Deney parametreleri			Deney sonuçları	
	Beton basınç dayanımı (MPa)	Donatı oranı (%)	Hacimsel lif içeriği (%)	Maksimum yük (kN)	Tarafsız eksen konumu (mm)
C25	27,3	0,97	0,75	56,5	160,5
C50	57,6	0,97	0,75	66,9	170,3
C100	102,5	0,97	0,75	70,1	173,9

Çizelge 6.2’deki veriler incelendiğinde beton basınç dayanımındaki artışın taşıma kapasitesi üzerinde olumlu bir etki yaparak kapasiteyi artırdığı görülmektedir. Ancak görülen artışın doğrusal olmadığı, parabolik bir artışın olduğu gözlenmiştir. Diğer taraftan, tarafsız eksen konumunun yani çatlak boyunun beton basıncıyla etkileşimi incelendiğinde benzer davranışın olduğu görülmektedir. Tarafsız eksen konumu basınç

dayanımıyla birlikte artmaktayken, artış hızında azalma görülmüştür. Çizelge 6.2'den çıkarılan diğer önemli bir sonuç ise betonarme kirişlerin yük kapasiteleri ile tarafsız eksen konumları (çatlak boyu) arasındaki doğrusal ilişkidir. Buna göre, beton basınç davranışının çatlak boyu değişimi üzerinden kirişlerin taşıma kapasiteleri üzerinde etkili olduğu söylenebilir.

6.1.2. Çekme donatısının etkisi

Bu bölümde, deney parametrelerinden biri olan donatı oranının kiriş kapasitesi ve tarafsız eksen konumu üzerindeki etkisi incelenecektir. Bunun için deney elemanları içerdikleri donatı oranına göre gruplandırılmıştır. Daha sonra her bir gruba deneysel sonuçların ortalaması alınarak Çizelge 6.3'de verilmiştir.

Çizelge 6.3. Donatı oranının deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi

Donatı oranı (%)	Deney parametreleri			Deney sonuçları	
	Beton basınç dayanımı (MPa)	Donatı oranı (%)	Hacimsel lif içeriği (%)	Maksimum yük (kN)	Tarafsız eksen konumu (mm)
0,4	62,4	0,4	0,75	36,4	180,2
0,9	66,8	0,9	0,75	65,5	170,5
1,6	62,4	1,6	0,75	93,1	155,2

Çizelge incelendiğinde, donatı oranlarındaki artışın betonarme kirişlerin taşıma kapasitelerini artırdığı görülmektedir. Ancak donatı oranı ile eğilme kapasiteleri arasında tam olarak doğrusal bir değişim yoktur. Unutulmamalıdır ki Çizelge 6.3'de verilen deney sonuçları, farklı oranlarda çelik lif içeren toplam dokuz adet deney elemanının ortalama sonucudur. Çizelgede verilen ortalama donatı oranı ve basınç dayanımı üzerinden çelik lif içermeyen elemanların eğilme kapasiteleri, %0,4, %0,9 ve %1,6 donatı oranları için sırasıyla yaklaşık olarak 24,1 kN, 53,9 kN ve 86,1 kN olarak elde edilebilir. Görülmektedir ki donatı oranı arttıkça kullanılan çelik liflerin eğilme kapasiteleri üzerindeki etkisi azalmaktadır. Diğer taraftan, artan donatı oranının tarafsız eksen konumunda azalmaya yol açtığı gözlenmiştir. Donatı oranı arttıkça oluşan çatlaklar donatılar tarafından tutulmakta, artan donatı alanı ile çekme bölgesindeki kuvvetler donatı seviyesinde yoğunlaşmakta ve çatlak davranışı daha stabil duruma gelerek çatlak boyu azalmaktadır. Bu da çatlak boyu ile betonarme kiriş yük kapasitesi arasında ters bir ilişkiye neden olmuştur.

6.1.3. Çelik lif miktarının etkisi

Bu bölümde, deney parametrelerinden biri olan çelik lif içeriğinin betonarme kirişlerin taşıma yükü kapasitesi ve tarafsız eksen konumu üzerindeki etkisi incelenecektir. Bunun için deney elemanları içerdikleri çelik lif miktarına göre gruplandırılmıştır. Daha sonra her bir gruba deneysel sonuçların ortalaması alınarak Çizelge 6.4’de verilmiştir.

Çizelge 6.4. Çelik lif içeriğinin deneysel sonuçlar üzerindeki etkisi

Hacimsel lif içeriği (%)	Deney parametreleri			Deney sonuçları	
	Beton basınç dayanımı (MPa)	Donatı oranı (%)	Hacimsel lif içeriği (%)	Maksimum yük (kN)	Tarafsız eksen konumu (mm)
0	62,1	0,97	0	59,5	169,2
0,75	62,3	0,97	0,75	66,4	167,8
1,5	62,9	0,97	1,5	67,5	167,6

Çizelge 6.4 incelendiğinde, beton karışımında kullanılan çelik liflerin betonarme kirişlerin taşıma kapasitelerini artırdığı ve tarafsız eksen konumunda diğer bir deyişle çatlak boyunda azalmaya neden olduğu gözlenmiştir. Dikkat edildiğinde çelik lif içeriğinin taşıma kapasitesi ve çatlak boyu üzerindeki etkisine benzer bir davranış, önceki bölümde çekme donatısı tarafından da sağlanmıştır. Ancak donatı etkisinde oluşan değişimler daha çok doğrusalken, lif etkisinde oluşan değişimler daha çok paraboliktir. Lif miktarındaki artış ile birlikte kiriş yük kapasitesinin ve çatlak boyunun değişim hızı yavaşlamaktadır.

6.2. Enerji Esaslı Yaklaşımla Tasarım Hesabı Önerisi

Betonarme bir kirişin taşıma kapasitesini etkileyen en önemli parametreler olan çekme donatısı oranı, basınç dayanımı ve çelik lif içeriğinin etki mekanizması Bölüm 6.1’de incelenmiştir. Buna göre, tüm bu parametrelerin betonarme bir kirişteki çekme çatlaklarını yönlendirerek dolaylı yoldan kapasiteye etki ettiği gözlenmiştir. Çatlak oluşumları kırılma mekaniği bilim dalının temel konusu olduğundan, betonarme kirişlerin taşıma kapasitelerini kırılma mekaniği prensipleriyle açıklamak daha kolay ve doğru bir seçenek olarak karşımıza çıkmaktadır.

Tez konusu kapsamında betonarme kirişlerin taşıma kapasiteleri hesabında kırılma mekaniği yaklaşımı Bölüm 3.1.2’de detaylı olarak incelenmiş, yapılan çok sayıda tek değişkenli regresyon analizleri sonucunda literatürde kullanılan şekil fonksiyonları sadeleştirilerek tasarım katsayıları elde edilmiştir. Sonunda bu tasarım katsayılarını (β_1 , β_2 , β_3) da içeren kapasite eşitliği (Eş. 3.26), normalize çatlak boyuna bağlı olarak elde edilmiştir. Burada eşitliğin her iki tarafı da beton katkısına göre normalize edildiğinde, boyutsuz moment denklemi aşağıdaki Eş. 6.2’de olduğu gibi elde edilir.

$$\frac{M}{bh^{1.5}K_{IC}} = \beta_1 + \lambda_p (\beta_2 \psi + \beta_3) + \lambda_f \xi (0,5\beta_2 + \beta_3) \quad (6.2)$$

Eşitlikteki λ_p ve λ_f sırasıyla donatı-beton ve lif-beton kombine etkisini ifade eden boyutsuz katsayılardır ve aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanır.

$$\begin{aligned} \lambda_p &= \frac{\rho f_{yk} h^{0.5}}{K_{IC}} \\ \lambda_f &= \frac{\sigma_t h^{0.5}}{K_{IC}} \end{aligned} \quad (6.3)$$

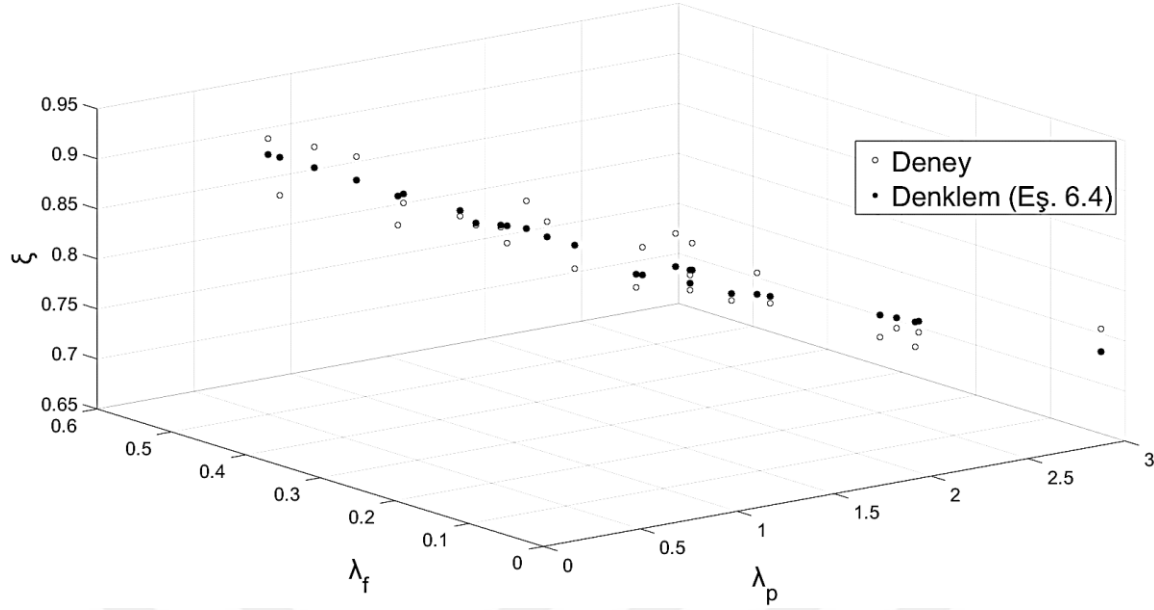
Eş. 6.2 dikkatli incelendiğinde betonarme bir kirişin taşıma kapasitesini λ_p ve λ_f (boyutsuz davranış parametreleri) katsayılarının belirlediği görülmektedir. Çünkü çekme donatısı, beton ve lif özelliklerinin tamamını barındıran λ_p ve λ_f katsayıları, aslında tasarımda bizim için kritik olan çatlak boyunu da belirlemektedir. Bu nedenle λ_p ve λ_f katsayıları ile deneylerden elde edilen normalize çatlak boylarının değişimlerini incelemek anlamlı olacaktır.

Çizelge 6.5’de λ_p ve λ_f katsayıları ve normalize çatlak boyları sunulmuştur. Burada gerekli olan gerilme şiddet faktörü (K_{IC}) Çizelge 5.1 ve Çizelge 5.2’den, donatı akma dayanımı (f_{yk}) Çizelge 4.3’den alınmıştır. Normalize çatlak boyu (ξ) için gerekli olan çatlak boyu (tarafsız eksen konumu) Çizelge 6.1’den alınmıştır. Çelik lif kullanımından kaynaklı artık gerilme (σ_t) hesabında Eş. 3.8 denklemi kullanılmıştır.

Çizelge 6.5. Boyutsuz davranış parametreleri ve normalize çatlak boyu

Deney elemanı	λ_p	λ_f	ξ
C25F0R0.4	0,758	0,000	0,895
C25F0R0.9	1,737	0,000	0,798
C25F0R1.6	2,878	0,000	0,766
C25F0.75R0.4	0,764	0,256	0,884
C25F0.75R0.9	1,750	0,256	0,833
C25F0.75R1.6	2,900	0,256	0,689
C25F1.5R0.4	0,769	0,508	0,906
C25F1.5R0.9	1,762	0,508	0,775
C25F1.5R1.6	2,920	0,508	0,677
C50F0R0.4	0,510	0,000	0,931
C50F0R0.9	1,169	0,000	0,852
C50F0R1.6	1,937	0,000	0,796
C50F0.75R0.4	0,396	0,194	0,913
C50F0.75R0.9	0,907	0,194	0,851
C50F0.75R1.6	1,503	0,194	0,809
C50F1.5R0.4	0,494	0,483	0,873
C50F1.5R0.9	1,131	0,483	0,843
C50F1.5R1.6	1,874	0,483	0,798
C100F0R0.4	0,480	0,000	0,892
C100F0R0.9	1,101	0,000	0,885
C100F0R1.6	1,824	0,000	0,804
C100F0.75R0.4	0,512	0,329	0,878
C100F0.75R0.9	1,173	0,329	0,879
C100F0.75R1.6	1,945	0,329	0,819
C100F1.5R0.4	0,355	0,463	0,939
C100F1.5R0.9	0,813	0,463	0,905
C100F1.5R1.6	1,347	0,463	0,827

Çizelge 6.5’de verilen boyutsuz davranış parametreleri ile normalize çatlak boyunun değişimi Şekil 6.2’de üç boyutlu olarak sunulmuştur. Şekil incelendiğinde elde edilen deneysel parametreler arasındaki uyum rahatlıkla görülmektedir. Sonuçlar arasında iki parametreleri regresyon analizi yapılmış ve normalize çatlak boyunun tahmini için Eş. 6.4 denklemi elde edilmiştir. Elde edilen eşitliğin istatistiksel sonuçları incelendiğinde r^2 değeri 0,902, düzeltilmiş R^2 değeri 0,89 ve ortalama karesel hatanın karekökü (root mean squared error) 0,022 olarak elde edilmiştir. Türetilen denklem (Eş. 6.4) ile elde edilen normalize çatlak boyları, deney sonuçlarıyla karşılaştırmak amacıyla Şekil 6.2’de sunulmuştur. Şekilden de görüldüğü üzere yüksek benzeşim oranına (R^2) sahip eşitlikle elde edilen sonuçlar, deneysel sonuçlarla yüksek benzeşim göstermektedir.



Şekil 6.2. Normalize çatlak boyunun boyutsuz davranış parametreleri ile değişimi

$$\xi = (93,8 - \lambda_p 6,8 + \lambda_f 3,8 - \lambda_p \lambda_f 5,1) / 100 \quad (6.4)$$

Özetlemek gerekirse, betonarme bir kirişin önerilen yöntemle kapasite hesabında, tarafsız eksenin konumu iç kuvvet eşitliği hesabından değil yukarıda verilen Eş. 6.4 denklemiyle hesaplanır. Normalize çatlak boyu Eş. 3.22, Eş. 3.24 ve Eş. 3.26 'de yerine yazılır ve tez çalışması kapsamında elde edilen tasarım katsayıları (β_1 , β_2 , β_3) elde edilir. Son olarak, hesaplanan tasarım katsayıları Eş. 3.26'da yerlerine yazılarak kapasite hesabı yapılır.

6.3. Teorik Sonuçların Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması

Bu bölümde, önerilen yöntem kullanılarak hesaplanan deney elemanlarına ait teorik taşıma yükü kapasiteleri ile deneysel olarak elde edilen kapasite değerleri karşılaştırılmıştır. Ayrıca önerilen hesap yönteminin yeterliliğini göstermek amacıyla, karşılaştırmaya sıklıkla kullanılan ACI-318 ve ACI-544 modelleri ile elde edilen yük kapasiteleri de dahil edilmiştir [2, 20]. ACI ile hesap yönteminin detayları Bölüm 3.1.1'de detaylı olarak verilmiştir.

Deneysel olarak, önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile elde edilen betonarme kirişlere ait taşıma yükü kapasiteleri aşağıda verilen Çizelge 6.6'da sunulmuştur. Verilen çizelgede teorik olarak elde edilen yüklerin deneysel olarak elde edilen yüklere göre hata oranları sunulmuştur. Hata oranları hesabı teorik ve deneysel yük arasındaki farkın deneysel yüke

bölünmesiyle elde edilmiştir. Çizelge 6.6'ya göre, ACI ile elde edilen teorik yük kapasitelerinin tamamı deneysel olarak elde edilen yük kapasitelerinden daha düşük çıkmıştır. Önerilen yöntemde ise 20 deney elemanında hesaplanan teorik kapasite deneysel olarak elde edilen kapasiteden daha düşüktür. Bu sonuçlara göre ilk izlenim, önerilen yöntemle elde edilen sonuçlar yaklaşık olarak %26 oranında güvensiz bölgede kalsa da, istatistiksel olarak mutlak ortalama hata ve ortalama karesel hatanın karekökü değerlerini dikkate almak daha doğru sonuçlar vermektedir.

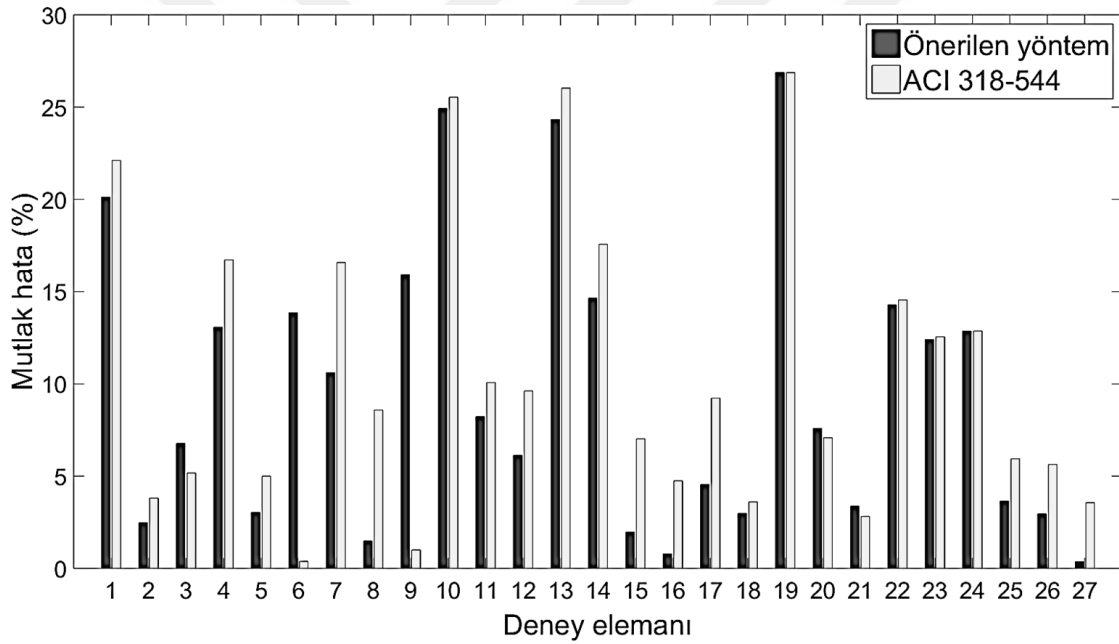
Çizelge 6.6. Deneysel ve teorik yük kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	Önerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
C25F0R0.4	30,3	24,2	-20,13	23,6	-22,11
C25F0R0.9	52,5	53,8	2,48	50,5	-3,81
C25F0R1.6	81,2	86,7	6,77	77,0	-5,17
C25F0.75R0.4	32,9	28,6	-13,07	27,4	-16,72
C25F0.75R0.9	56,0	57,7	3,04	53,2	-5,00
C25F0.75R1.6	78,7	89,6	13,85	78,4	-0,38
C25F1.5R0.4	36,8	32,9	-10,60	30,7	-16,58
C25F1.5R0.9	60,6	61,5	1,49	55,4	-8,58
C25F1.5R1.6	79,8	92,5	15,91	79,0	-1,00
C50F0R0.4	32,5	24,4	-24,92	24,2	-25,54
C50F0R0.9	59,6	54,7	-8,22	53,6	-10,07
C50F0R1.6	94,6	88,8	-6,13	85,5	-9,62
C50F0.75R0.4	41,1	31,1	-24,33	30,4	-26,03
C50F0.75R0.9	71,7	61,2	-14,64	59,1	-17,57
C50F0.75R1.6	96,9	95,0	-1,96	90,1	-7,02
C50F1.5R0.4	37,9	37,6	-0,79	36,1	-4,75
C50F1.5R0.9	70,4	67,2	-4,55	63,9	-9,23
C50F1.5R1.6	97,2	100,1	2,98	93,7	-3,60
C100F0R0.4	33,5	24,5	-26,87	24,5	-26,87
C100F0R0.9	59,3	54,8	-7,59	55,1	-7,08
C100F0R1.6	92,1	89,0	-3,37	89,5	-2,82
C100F0.75R0.4	38,5	33,0	-14,29	32,9	-14,55
C100F0.75R0.9	71,7	62,8	-12,41	62,7	-12,55
C100F0.75R1.6	110,3	96,1	-12,87	96,1	-12,87
C100F1.5R0.4	43,8	42,2	-3,65	41,2	-5,94
C100F1.5R0.9	74,6	72,4	-2,95	70,4	-5,63
C100F1.5R1.6	106,8	106,4	-0,37	103,0	-3,56

Mutlak ortalama hata değerleri Çizelge 6.6'da verilen hata sütunlarının mutlak değerlerinin ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için sırasıyla %9,6 ve %10,5 olarak bulunmuştur. Diğer taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü

alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve ACI modellerinin her ikisi için de ortalama karesel hatanın karekökü değerleri yaklaşık 6,6 olarak hesaplanmıştır. Elde edilen bu istatistiksel değerlere dayanarak, deney elemanları için önerilen yöntemin ACI modellerine göre gerçeğe daha yakın sonuçlar verdiğini söylemek mümkündür.

Çizelge 6.6’da hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.3’de sunulmuştur. Şekle göre önerilen yöntem ve ACI modellerinden elde edilen mutlak hatalardaki dalgalanmaların benzer olduğu görülmektedir. Ayrıca, toplam 27 adet deney elemanından 20’sinde önerilen yöntemdeki mutlak hataların ACI modellerine göre daha düşük olduğu, yani önerilen yöntemin gerçeğe %74 oranında daha yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 6.3. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar

6.4. Literatür Karşılaştırması

Tez çalışmasında üretilen deney elemanlarından elde edilen sonuçların tamamı, Bölüm 6.2’deki denklem önermesinde kullanılmıştır. Önerilen denklemin yük kapasitelerini tahmin etmedeki performansı Bölüm 6.3’de deney sonuçları üzerinden irdelenmiştir. Ancak önerilen yöntemi, bu denklemleri türetmekte kullanılan deney elemanlarından farklı bir takım kontrol elemanları sonuçlarıyla test etmek gerekmektedir. Tez çalışmasında kontrol

elemanı üretilmediğinden, önerilen yöntemin performansı literatürdeki deney sonuçları ile değerlendirilecektir. Bu bölümde, Bosco ve diğerleri [89], Ashour ve diğerleri [18], Mertol ve diğerleri [143], Hasgul ve diğerleri [46] ve Cardoso ve diğerleri [144] tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmalarda toplam 68 adet tek donatılı betonarme kiriş eleman sonuçları kullanılarak önerilen yöntemin doğrulaması yapılacaktır. Bu çalışmalarda kullanılan beton, donatı ve çelik liflere ait özellikler aşağıdaki Çizelge 6.7’de sunulmuştur.

Betonarme kirişlerin taşıma kapasiteleri için önerilen yöntem kırılma mekaniğinde sıklıkla kullanılan gerilme şiddet faktörüne (K_{IC}) bağlıdır. Ancak geleneksel taşıma gücü yöntemlerinde ağırlıklı olarak beton basınç dayanımı kullanıldığından dolayı, çoğu çalışmada kullanılan betona ait gerilme şiddet faktörü belirtilmemiştir. Bu nedenle gerilme şiddet faktörünün rapor edilmediği çalışmalarda, beton basınç dayanımına bağlı olarak aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmıştır [145]. Eşitlikte kullanılan basınç dayanımının birimi MPa ve elde edilen gerilme şiddet faktörünün birimi de $N/mm^{1,5}$ ’dir.

$$K_{ic} = 31,62(0,0081f_c + 0,7246)^2 \quad (6.5)$$

Çizelge 6.7. Literatürdeki deney elemanlarına ait özellikler

Referans	Eleman Adı	f_c (MPa)	K_{IC} ($N/mm^{1,5}$)	A_s (mm^2)	f_{yk} (mm^2)	ρ_f (%)	l_f/d_f
Bosco ve diğerleri [89]	A-1	91,2	55,56	12,56	637	0	0
	A-2	91,2	55,56	39,25	569	0	0
	A-3	91,2	55,56	100,48	441	0	0
	A-4	91,2	55,56	157,00	456	0	0
	B-1	91,2	55,56	19,63	569	0	0
	B-2	91,2	55,56	58,88	569	0	0
	B-3	91,2	55,56	150,72	441	0	0
	B-4	91,2	55,56	235,50	456	0	0
	C-1	91,2	55,56	25,12	637	0	0
	C-2	91,2	55,56	78,50	569	0	0
	C-3	91,2	55,56	200,96	441	0	0
	C-4	91,2	55,56	314,00	456	0	0
Ashour ve diğerleri [18]	B-0.0-N2	49,0	40,13	508,70	530	0	0
	B-0.5-N2	49,0	40,13	508,70	530	0,50	75
	B-1.0-N2	49,0	40,13	508,70	530	1,00	75
	B-0.0-N3	49,0	40,13	763,00	530	0	0
	B-0.5-N3	49,0	40,13	763,00	530	0,50	75
	B-1.0-N3	49,0	40,13	763,00	530	1,00	75
	B-0.0-N4	49,0	40,13	1017,40	530	0	0
	B-0.5-N4	49,0	40,13	1017,40	530	0,50	75
	B-1.0-N4	49,0	40,13	1017,40	530	1,00	75

Çizelge 6.7. (devam) Literatürdeki deney elemanlarına ait özellikler

Referans	Eleman Adı	f_c (MPa)	K_{IC} (N/mm ^{1.5})	A_s (mm ²)	f_{yk} (mm ²)	ρ_f (%)	l_f/d_f
Ashour ve diğerleri [18]	B-0.0-M2	79,0	59,30	508,70	530	0	0
	B-0.5-M2	79,0	59,30	508,70	530	0,50	75
	B-1.0-M2	79,0	59,30	508,70	530	1,00	75
	B-0.0-M3	79,0	59,30	763,00	530	0	0
	B-0.5-M3	79,0	59,30	763,00	530	0,50	75
	B-1.0-M3	79,0	59,30	763,00	530	1,00	75
	B-0.0-M4	79,0	59,30	1017,40	530	0	0
	B-0.5-M4	79,0	59,30	1017,40	530	0,50	75
	B-1.0-M4	79,0	59,30	1017,40	530	1,00	75
	B-0.0-H2	102,0	76,54	508,70	530	0	0
	B-0.5-H2	102,0	76,54	508,70	530	0,50	75
	B-1.0-H2	102,0	76,54	508,70	530	1,00	75
	B-0.0-H3	102,0	76,54	763,00	530	0	0
	B-0.5-H3	102,0	76,54	763,00	530	0,50	75
	B-1.0-H3	102,0	76,54	763,00	530	1,00	75
	B-0.0-H4	102,0	76,54	1017,40	530	0	0
	B-0.5-H4	102,0	76,54	1017,40	530	0,50	75
	B-1.0-H4	102,0	76,54	1017,40	530	1,00	75
Mertol ve diğerleri [143]	CC0.20	32,0	30,92	78,50	420	0	0
	SFRC0.20	34,7	32,30	78,50	420	0,98	55
	CC0.30	34,2	32,04	113,10	420	0	0
	SFRC0.30	40,6	35,43	113,10	420	0,98	55
	CC0.40	33,8	31,83	153,90	420	0	0
	SFRC0.40	31,1	30,46	153,90	420	0,98	55
	CC0.53	37,8	33,92	201,10	420	0	0
	SFRC0.53	41,7	36,02	201,10	420	0,98	55
	CC0.81	31,4	30,61	307,90	420	0	0
	SFRC0.81	29,6	29,71	307,90	420	0,98	55
	CC1.06	35,0	32,45	402,10	420	0	0
	SFRC1.06	43,9	37,24	402,10	420	0,98	55
	CC1.60	36,7	33,34	603,20	420	0	0
	SFRC1.60	31,9	30,87	603,20	420	0,98	55
Hasgul ve diğerleri [46]	B1-NF	137,0	106,97	307,70	469	0	0
	B2-NF	133,0	103,24	628,00	462	0	0
	B3-NF	135,0	105,10	904,30	491	0	0
	B1-F	157,0	126,64	307,70	453	1,50	81
	B2-F	167,0	137,10	628,00	463	1,50	81
	B3-F	157,0	126,64	904,30	456	1,50	81
Cardoso ve diğerleri [144]	B1-0-6	76,3	57,43	62,30	575	0	0
	B2-0-8	76,3	57,43	100,50	574	0	0
	B3-0-10	76,3	57,43	157,00	553	0	0
	B4-0.5/45-10	95,2	71,21	157,00	553	0,50	45
	B5-1/45-10	80,2	60,15	157,00	553	1,00	45
	B6-2/45-6	81,3	60,93	62,30	575	2,00	45
	B7-2/45-8	81,3	60,93	100,50	574	2,00	45
	B8-2/45-10	81,3	60,93	157,00	553	2,00	45
	B9-2/80-10	84,9	63,52	157,00	553	2,00	80

6.4.1. Bosco ve diğerleri (1990)

Bu çalışmada yüksek dayanımlı ve lif içermeyen betonarme kirişlerde, boyut etkisinin minimum donatı oranı üzerindeki etkisi deneysel olarak incelenmiştir [89]. Bu nedenle deney elemanları farklı yükseklik ve kesme açıklığına sahiptir. A, B ve C serisi deney elemanları için betonarme kiriş yükseklikleri sırasıyla 100 mm, 200 mm ve 400 mm; kesme açıklıkları da sırasıyla 300 mm, 600 mm ve 1200 mm'dir. Betonarme kirişlerin faydalı yüksekliği tüm seriler için sabit ve kesit yüksekliğinin 0,9 katı olarak belirtilmiştir. Deneysel çalışmada tek bir beton karışımı kullanılmış ve bu karışıma ait gerilme şiddet faktörü (K_{IC}) $55,56 \text{ N/mm}^{1.5}$ olarak rapor edilmiştir. Deneylerden, önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile elde edilen betonarme kirişlere ait taşıma yükü kapasiteleri Çizelge 6.8'de sunulmuştur. Çizelgede verilen deneysel yük kapasiteleri, çalışmada rapor edilen nihai yük kapasitelerinin ortalamasıdır.

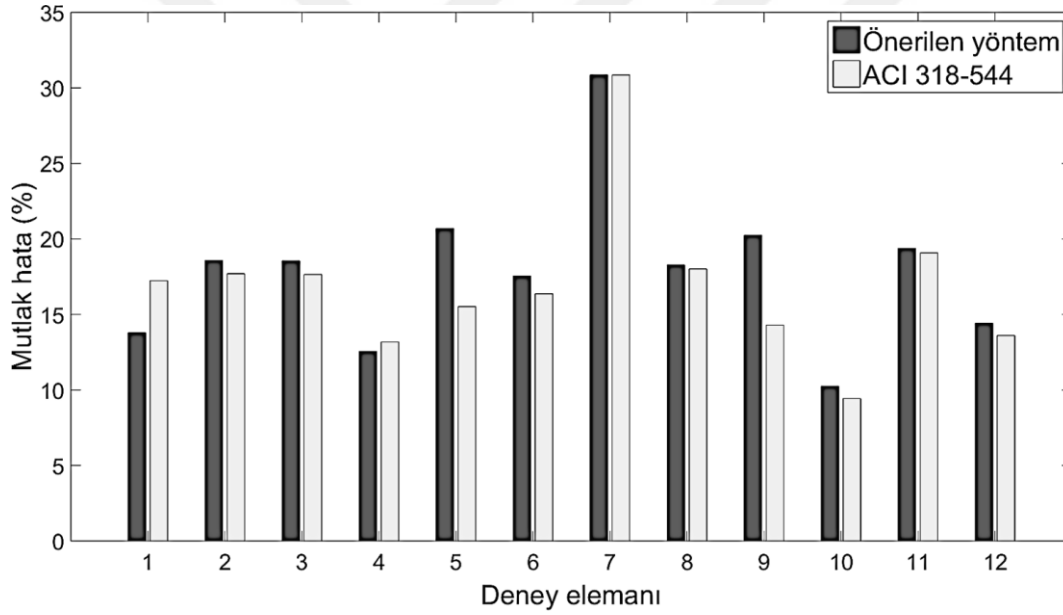
Çizelge 6.8. Deneysel (Bosco ve diğerleri [89]) ve analitik yük kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	Önerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
A-1	5,8	5,0	-13,79	4,8	-17,24
A-2	11,3	13,4	18,58	13,3	17,70
A-3	22,1	26,2	18,55	26,0	17,65
A-4	47,8	41,8	-12,55	41,5	-13,18
B-1	5,8	7,0	20,69	6,7	15,52
B-2	17,1	20,1	17,54	19,9	16,37
B-3	56,7	39,2	-30,86	39,2	-30,86
B-4	76,6	62,6	-18,28	62,8	-18,02
C-1	8,4	10,1	20,24	9,6	14,29
C-2	24,4	26,9	10,25	26,7	9,43
C-3	65,0	52,4	-19,38	52,6	-19,08
C-4	97,7	83,6	-14,43	84,4	-13,61

Mutlak ortalama hata değerleri Çizelge 6.8'de verilen hata sütunlarının mutlak değerce ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için sırasıyla %17,9 ve %16,9 olarak bulunmuştur. Diğer taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve ACI modelleri için ortalama karesel hatanın karekökü değerleri sırasıyla 8,8 ve 8,7 olarak hesaplanmıştır. Buna göre mevcut deney elemanlarının yük kapasitelerinin tahmininde, ACI modellerinin önerilen yöntemden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir. Önerilen

yöntemde beton fazın taşıma gücüne katkısı hesaplanırken, saf eğilme kabulü yapılmıştır. Ancak incelenen deney elemanları üç noktalı eğilme (kesmeli eğilme) altında test edilmiştir. Bu deney elemanları için yapılan kapasite hesaplarında önerilen yöntemin performansının düşük çıkmasının, yükleme düzeneğinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Çizelge 6.8’de hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.4’de sunulmuştur. Şekle göre önerilen yöntem ve ACI modellerinden elde edilen mutlak hatalardaki dalgalanmaların benzer olduğu görülmektedir. Diğer taraftan, toplam 12 adet deney elemanından sadece ikisinde önerilen yöntemdeki mutlak hataların ACI modellerine göre daha düşük olduğu görülmektedir. Ancak her iki yöntemden elde edilen mutlak hataların oldukça yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 6.4. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Bosco ve diğerleri [89])

6.4.2. Ashour ve diğerleri (1999)

Bu çalışmada beton basınç dayanımı, çelik lif kullanımı ve donatı oranlarının betonarme kirişlerin eğilme davranışına etkileri deneysel olarak incelenmiştir [18]. Bu deneysel parametrelere ilişkin detaylar Çizelge 6.7’de verilmiştir. Üretilen betonarme kirişlerin deneyi dört noktalı yükleme altında gerçekleştirilmiştir. Deney elemanlarına ait kesit genişliği, yükseklik, faydalı yükseklik ve kesme açıklığı sabit olup sırasıyla 200 mm, 250 mm, 215 mm ve 1290 mm olarak rapor edilmiştir.

Çalışmada karışımlara ait gerilme şiddet faktörü belirtilmediğinden dolayı, Eş. 6.5 yardımıyla hesaplanan değerler Çizelge 6.7’de sunulmuştur. Önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile hesaplanan teorik yük taşıma kapasiteleri, rapor edilen deneysel sonuçlarla birlikte Çizelge 6.9’da verilmiştir.

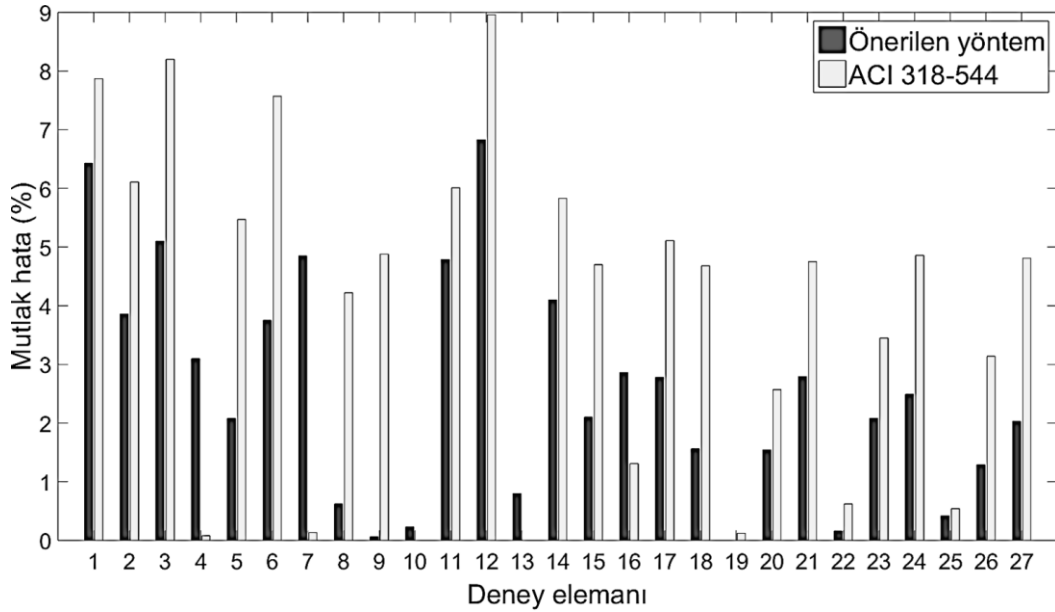
Çizelge 6.9. Deneysel (Ashour ve diğerleri [18]) ve analitik yük kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	Önerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
B-0.0-N2	90,2	84,4	-6,43	83,1	-7,87
B-0.5-N2	93,3	89,7	-3,86	87,6	-6,11
B-1.0-N2	100,0	94,9	-5,10	91,8	-8,20
B-0.0-N3	119,5	123,2	3,10	119,6	0,08
B-0.5-N3	129,9	127,2	-2,08	122,8	-5,47
B-1.0-N3	136,0	130,9	-3,75	125,7	-7,57
B-0.0-N4	152,5	159,9	4,85	152,7	0,13
B-0.5-N4	161,2	162,2	0,62	154,4	-4,22
B-1.0-N4	164,0	163,9	-0,06	156,0	-4,88
B-0.0-M2	85,7	85,9	0,23	85,7	0
B-0.5-M2	98,2	93,5	-4,79	92,3	-6,01
B-1.0-M2	108,3	100,9	-6,83	98,6	-8,96
B-0.0-M3	125,4	126,4	0,80	125,4	0
B-0.5-M3	138,9	133,2	-4,1	130,8	-5,83
B-1.0-M3	142,7	139,7	-2,1	136,0	-4,70
B-0.0-M4	160,9	165,5	2,86	163,0	1,31
B-0.5-M4	176,1	171,2	-2,78	167,1	-5,11
B-1.0-M4	179,4	176,6	-1,56	171,0	-4,68
B-0.0-H2	86,7	86,7	0	86,6	-0,12
B-0.5-H2	97,1	95,6	-1,54	94,6	-2,57
B-1.0-H2	107,4	104,4	-2,79	102,3	-4,75
B-0.0-H3	128,3	128,1	-0,16	127,5	-0,62
B-0.5-H3	139,3	136,4	-2,08	134,5	-3,45
B-1.0-H3	148,3	144,6	-2,49	141,1	-4,86
B-0.0-H4	167,6	168,3	0,42	166,7	-0,54
B-0.5-H4	178,2	175,9	-1,29	172,6	-3,14
B-1.0-H4	187,0	183,2	-2,03	178,0	-4,81

Mutlak ortalama hata değerleri Çizelge 6.9’da verilen hata sütunlarının mutlak değerce ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için sırasıyla %2,5 ve %3,9 olarak bulunmuştur. Diğer taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve ACI modelleri için ortalama karesel hatanın karekökü değerleri sırasıyla 3,9 ve 6,2 olarak

hesaplanmıştır. Buna göre mevcut deney elemanlarının yük kapasitelerinin tahmininde, önerilen yöntemin ACI modellerinden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

Çizelge 6.9’da hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.5’de sunulmuştur. Çizelgeye göre, ACI modellerinden ve önerilen yöntemle elde edilen teorik kapasite değerleri genellikle deneysel kapasite değerlerinden düşük çıkmıştır. Ayrıca, Şekil 6.5 incelendiğinde toplam 27 adet deney elemanından 22’sinde önerilen yöntemdeki mutlak hataların ACI modellerine göre daha düşük olduğu, yani önerilen yöntemin gerçeğe yaklaşık olarak %81 oranında daha yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 6.5. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Ashour ve diğerleri [18])

6.4.3. Mertol ve diğerleri (2015)

Bu çalışmada, iki farklı beton türü (yalın ve lifli beton) ve on farklı donatı oranı kullanılarak üretilen betonarme kirişlerin eğilme davranışları incelenmiştir [143]. Kullanılan donatı oranlarından üçü gevrek davranışa neden olan maksimum donatı limitinin üzerinde olduğundan, bu deney elemanları karşılaştırmada kullanılmamıştır. Karşılaştırma için seçilen toplamda 14 adet betonarme kirişe ait detaylar Çizelge 6.7’de verilmiştir. Dört noktalı yükleme altında test edilen deney elemanlarına ait kesit genişliği, yükseklik, faydalı yükseklik ve kesme açıklığı sabit olup sırasıyla 180 mm, 250 mm, 220 mm ve 1400 mm olarak rapor edilmiştir. Ayrıca, çalışmada karışımlara ait gerilme şiddet faktörü

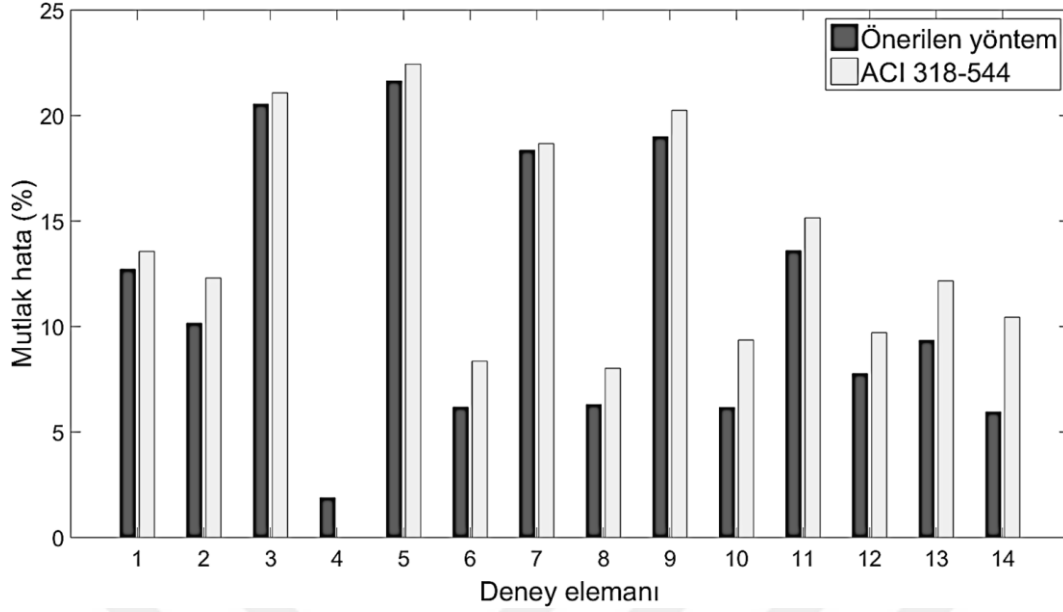
belirtilmediğinden dolayı, Eş. 6.5 yardımıyla hesaplanan değerler Çizelge 6.7’de sunulmuştur. Önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile hesaplanan teorik yük taşıma kapasiteleri, rapor edilen deneysel sonuçlarla birlikte Çizelge 6.10’da verilmiştir.

Çizelge 6.10. Deneysel (Mertol ve diğerleri [143]) ve analitik yük kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	Önerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
CC0.20	11,8	10,3	-12,71	10,2	-13,56
SFRC0.20	18,7	16,8	-10,16	16,4	-12,3
CC0.30	18,5	14,7	-20,54	14,6	-21,08
SFRC0.30	21,3	21,7	1,88	21,3	0
CC0.40	25,4	19,9	-21,65	19,7	-22,44
SFRC0.40	27,5	25,8	-6,18	25,2	-8,36
CC0.53	31,6	25,8	-18,35	25,7	-18,67
SFRC0.53	34,9	32,7	-6,30	32,1	-8,02
CC0.81	47,9	38,8	-19,00	38,2	-20,25
SFRC0.81	47,0	44,1	-6,17	42,6	-9,36
CC1.06	58,1	50,2	-13,6	49,3	-15,15
SFRC1.06	61,8	57,0	-7,77	55,8	-9,71
CC1.60	81,4	73,8	-9,34	71,5	-12,16
SFRC1.60	82,4	77,5	-5,95	73,8	-10,44

Mutlak ortalama hata değerleri Çizelge 6.10’da verilen hata sütunlarının mutlak değerce ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için yaklaşık olarak sırasıyla %11,4 ve %13,0 bulunmuştur. Diğer taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve ACI modelleri için ortalama karesel hatanın karekökü değerleri sırasıyla 5,0 ve 6,0 olarak hesaplanmıştır. Buna göre mevcut deney elemanlarının yük kapasitelerinin tahmininde, önerilen yöntemin ACI modellerinden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

Çizelge 6.10’da hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.6’da sunulmuştur. Çizelgeye göre, hem önerilen yöntem hem de ACI modellerinden elde edilen teorik kapasiteler genellikle deneysel kapasite değerlerinden düşük çıkmıştır. Diğer taraftan, Şekil 6.6 incelendiğinde toplam 14 adet deney elemanından 13’ünde önerilen yöntemdeki mutlak hataların ACI modellerine göre daha düşük olduğu, yani önerilen yöntemin gerçeğe yaklaşık olarak %93 oranında daha yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 6.6. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Mertol ve diğerleri [143])

6.4.4. Hasgul ve diğerleri (2017)

Bu çalışmada, iki farklı yüksek dayanımlı beton (yalın ve lifli beton) ve dört farklı donatı oranı kullanılarak üretilen betonarme kirişlerin eğilme davranışları incelenmiştir [46]. Deney elemanlarının ikisinde çift sıra donatı olduğundan bu elemanlar referans olarak alınmamıştır. Karşılaştırma için seçilen toplamda 6 adet betonarme kirişe ait detaylar Çizelge 6.7’de verilmiştir. Dört noktalı yükleme altında test edilen deney elemanlarına ait kesit genişliği, yükseklik ve kesme açıklığı sabit olup sırasıyla 150 mm, 250 mm ve 700 mm olarak rapor edilmiştir. Farklı donatı çaplarından dolayı değişen faydalı yükseklikler B1, B2, ve B3 kirişleri için sırasıyla 223 mm, 220 mm ve 218 mm’dir. Ayrıca, çalışmada karışımlara ait gerilme şiddet faktörü belirtilmediğinden dolayı, Eş 6.5 yardımıyla hesaplanan değerler Çizelge 6.7’de sunulmuştur. Önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile hesaplanan teorik yük taşıma kapasiteleri, rapor edilen deneysel sonuçlarla birlikte Çizelge 6.11’de verilmiştir.

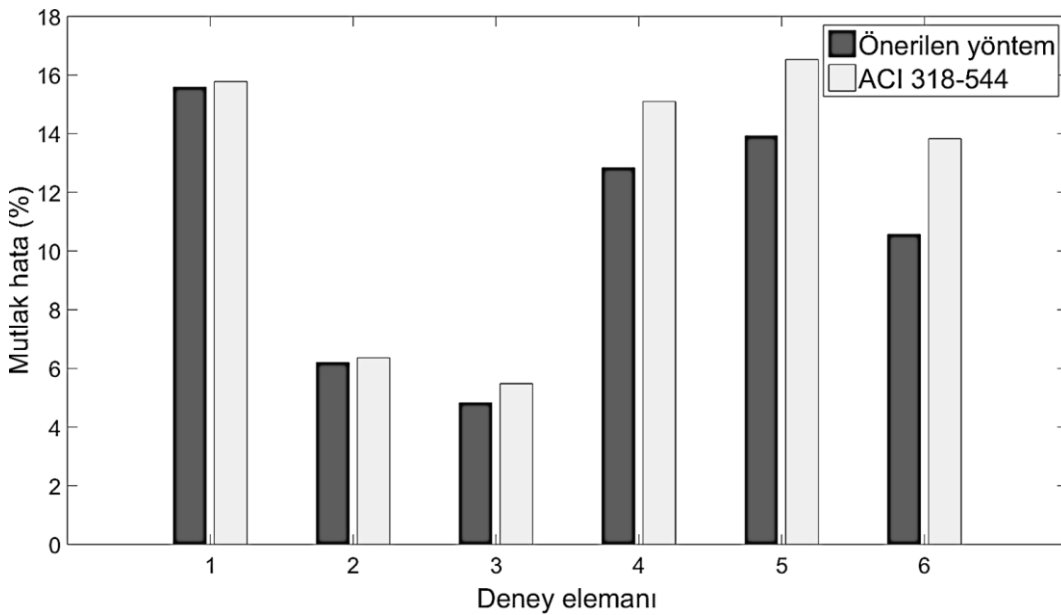
Mutlak ortalama hata değerleri Çizelge 6.11’de verilen hata sütunlarının mutlak değerce ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için sırasıyla %10,7 ve %12,2 olarak bulunmuştur. Diğer taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve

ACI modelleri için ortalama karesel hatanın karekökü değerleri sırasıyla 23,7 ve 28,6 olarak hesaplanmıştır. Buna göre mevcut deney elemanlarının yük kapasitelerinin tahmininde, önerilen yöntemin ACI modellerinden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

Çizelge 6.11. Deneysel (Hasgul ve diğerleri [46]) ve analitik yük kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	Önerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
B1-NF	107,1	90,4	-15,59	90,2	-15,78
B2-NF	187,2	175,6	-6,20	175,3	-6,36
B3-NF	275,3	262,0	-4,83	260,2	-5,48
B1-F	150,3	131,0	-12,84	127,6	-15,10
B2-F	256,5	220,8	-13,92	214,1	-16,53
B3-F	319,7	285,9	-10,57	275,5	-13,83

Çizelge 6.11’de hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.7’de sunulmuştur. Çizelgeye göre, hem önerilen yöntem hem de ACI modellerinden elde edilen teorik kapasitelerin tamamı deneysel kapasite değerlerinden düşük çıkmıştır. Diğer taraftan, Şekil 6.7 incelendiğinde toplam 6 adet deney elemanın tamamında önerilen yöntemdeki mutlak hataların ACI modellerine göre daha düşük olduğu, yani önerilen yöntemin gerçeğe %100 oranında daha yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 6.7. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Hasgul ve diğerleri [46])

6.4.5. Cardoso ve diğ erleri (2019)

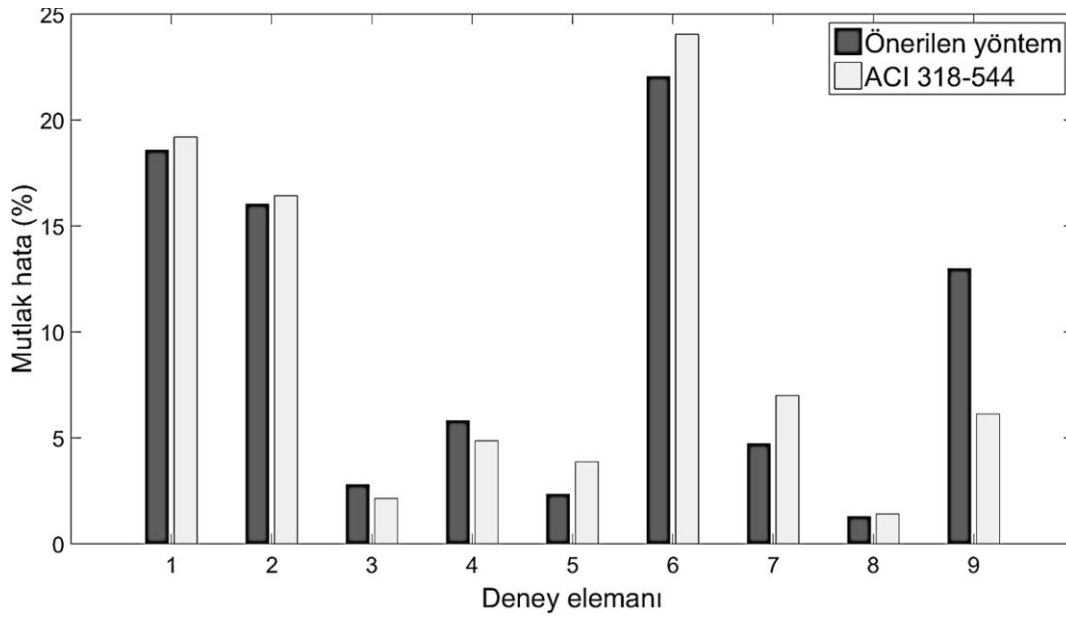
Bu çalışmada, yüksek dayanımlı beton ile üretilen betonarme kirişlerde  elik lif kullanımı ve farklı donatı oranlarının eğilme davranışları üzerindeki etkisi incelenmiştir [144]. Toplamda 9 adet betonarme kirişe ait detaylar  izelge 6.7’de verilmiştir. Dört noktalı yükleme altında test edilen deney elemanlarına ait kesit genişliği, yükseklik, faydalı yükseklik ve kesme açıklığı sabit olup sırasıyla 150 mm, 140 mm, 135 mm ve 365 mm olarak rapor edilmiştir. Ayrıca, çalışmada karışımlara ait gerilme şiddet faktörü belirtilmediğinden dolayı, Eş. 6.5 yardımıyla hesaplanan değerler  izelge 6.7’de sunulmuştur. Önerilen yöntemle ve ACI modelleri ile hesaplanan teorik yük taşıma kapasiteleri, rapor edilen deneysel sonuçlarla birlikte  izelge 6.12’de verilmiştir. Çizelgedeki deneysel y k kapasiteleri, deney sırasında elde edilen maksimum yük değerleridir (rapor edilen akma yükü ve nihai yükten büyük olanı).

Çizelge 6.12. Deneysel (Cardoso ve diğ erleri [144]) ve analitik y k kapasiteleri

Deney elemanı	Deney (kN)	�nerilen yöntem (kN)	Hata (%)	ACI 318-544 (kN)	Hata (%)
B1-0-6	32,3	26,3	-18,58	26,1	-19,20
B2-0-8	49,9	41,9	-16,03	41,7	-16,43
B3-0-10	60,8	62,5	2,80	62,1	2,14
B4-0.5/45-10	63,6	67,3	5,82	66,7	4,87
B5-1/45-10	72,3	70,6	-2,35	69,5	-3,87
B6-2/45-6	55,3	43,1	-22,06	42,0	-24,05
B7-2/45-8	61,4	58,5	-4,72	57,1	-7,00
B8-2/45-10	77,8	78,8	1,29	76,7	-1,41
B9-2/80-10	81,6	92,2	12,99	86,6	6,13

Mutlak ortalama hata değerleri  izelge 6.12’de verilen hata sütunlarının mutlak değerce ortalaması alınarak hesaplanmış, önerilen yöntem ve ACI modeli için sırasıyla %9,6 ve %9,5 olarak bulunmuştur. Diğ er taraftan, deneysel ve teorik yükler arasındaki farkın kareleri her bir eleman için hesaplanmış, elde edilen değerlerin ortalamasının karekökü alınarak ortalama karesel hatanın karekökü hesaplanmıştır. Buna göre, önerilen yöntem ve ACI modelleri için ortalama karesel hatanın karekökü değerleri sırasıyla 6,6 ve 6,2 olarak hesaplanmıştır. Buna göre, istatistiksel sonuçlar birbirine oldukça yakın olsa da mevcut deney elemanlarının y k kapasitelerinin tahmininde, ACI modellerinin önerilen yöntemden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

Çizelge 6.12’de hata oranlarının mutlak değerleri hesaplanarak Şekil 6.8’de sunulmuştur. Çizelgeye göre, hem önerilen yöntem hem de ACI modellerinden elde edilen teorik kapasitelerin çoğunluğu, deneysel kapasite değerlerinden düşük çıkmıştır. Diğer taraftan, Şekil 6.8 incelendiğinde hata oranlarındaki dalgalanmaların benzer olduğu görülmektedir. Ayrıca, toplam 9 adet deney elemanın 6 tanesinde önerilen yöntemdeki mutlak hatalar ACI modellerine göre daha düşük çıkmıştır, yani önerilen yöntem gerçeğe %67 oranında daha yakındır.



Şekil 6.8. Deney elemanı kapasite hesabındaki mutlak hatalar (Cardoso ve diğerleri [144])

Farklı çalışmalardan elde edilen deney sonuçlarının tamamı bir bütün olarak incelendiğinde, mutlak ortalama hata değeri önerilen yöntem ve ACI modelleri için sırasıyla %8,7 ve %9,5 olmaktadır. 68 adet betonarme kiriş için ortalama karesel hatanın karekökü hesaplandığında önerilen yöntem ve ACI modelleri için sırasıyla 8,9 ve 10,6 değerleri bulunur. Ayrıca 49 deney elemanının önerilen yöntemle hesaplanan taşıma yükü kapasiteleri deneysel sonuca daha yakın (%72) çıkmıştır. Görüldüğü üzere, kırılma mekaniği prensiplerine bağlı olarak önerilen taşıma yükü modelinin performansı, denge ve uygunluk denklemlerine bağlı olarak türetilen mevcut ACI modellerine göre oldukça yüksektir. Çünkü betonarme kesitlerin davranışı en doğru şekilde kırılma mekaniği ile ortaya konabilir [146].



7. SONLU ELEMAN ANALİZLERİ

Tez çalışmasının bu bölümünde, önceki bölümlerde deneysel olarak araştırılan parametrelerin etkisi iki boyutlu sonlu eleman analizleriyle incelenecektir. Betonarme kirişlerin bilgisayar destekli simülasyonu, tez çalışması kapsamında geliştirilen ve Bölüm 3.2’de detaylı olarak anlatılan doğrusal bozulma analizi (LDA) yardımıyla yapılmıştır. Gerçekleştirilen sonlu eleman analizlerinin amacı; (i) geliştirilen bu basit simülasyon yazılımının yalın ve lif katkılı betonarme kirişlerin modellenmesindeki performansını ve (ii) deneysel parametrelerin etkisini incelemektir. Bunun için iki boyutlu sonlu eleman programı LDA ile elde edilen simülasyon sonuçları, deneysel olarak elde edilen davranışlarla karşılaştırılmıştır.

7.1. Malzeme Modelleri

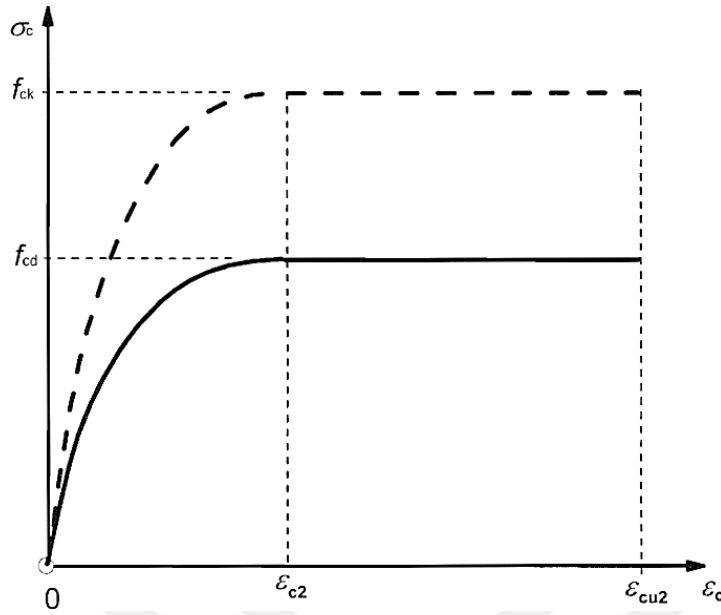
Betonarme bir elemanın simülasyonu ile elde edilen davranış, yapılan kabullere ve kullanılan malzeme modellerine oldukça bağlıdır. Bu nedenle deneysel olarak elde edilen davranışa yakın bir simülasyon sonucu elde edebilmek için, deneyde kullanılan malzemelerin davranışlarını gerçeğe yakın bir şekilde saptamak büyük önem taşımaktadır.

Bu bölümde betonarme kirişlerin üretiminde kullanılan beton ve donatı malzeme modelleri verilmiştir. Ayrıca deney esnasında mesnet ve yükleme noktalarında kullanılan rijit plakalara ait malzeme modeli de sunulmuştur.

7.1.1. Beton basınç modelleri

Simülasyonda kullanılacak beton eksenel basınç modelleri için, Eurocode-2’de [3] önerilen önce parabol olarak değişen ardından maksimum birim şekil değiştirme değerine kadar sabit olarak devam eden parabol-dikdörtgen eğrisi kullanılmıştır (Şekil 7.1). Elde edilen simülasyon sonuçları deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılacağından, kirişlerin modellenmesinde karakteristik dayanım (Bkz. Çizelge 4.2) kullanılmıştır. Şekil 7.1’deki eğrinin parabol kısmı aşağıda verilen eşitlik yardımıyla belirlenmektedir.

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c2} \right)^n \right] \quad (7.1)$$



Şekil 7.1. Parabol-dikdörtgen gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi [3]

Burada verilen f_c , ϵ_{c2} ve n sırasıyla beton basınç dayanımını, maksimum dayanımdaki birim şekil değişimini ve parabol denkleminin üssünü ifade etmektedir. Farklı karışım oranları için gerekli terimler aşağıdaki Çizelge 7.1’de verilmiştir. Çizelgede verilen basınç dayanımı ve elastisite modülleri deneysel olarak elde edilen ortalama değerlerdir. Diğer ifadeler Eurocode-2’den alınmıştır.

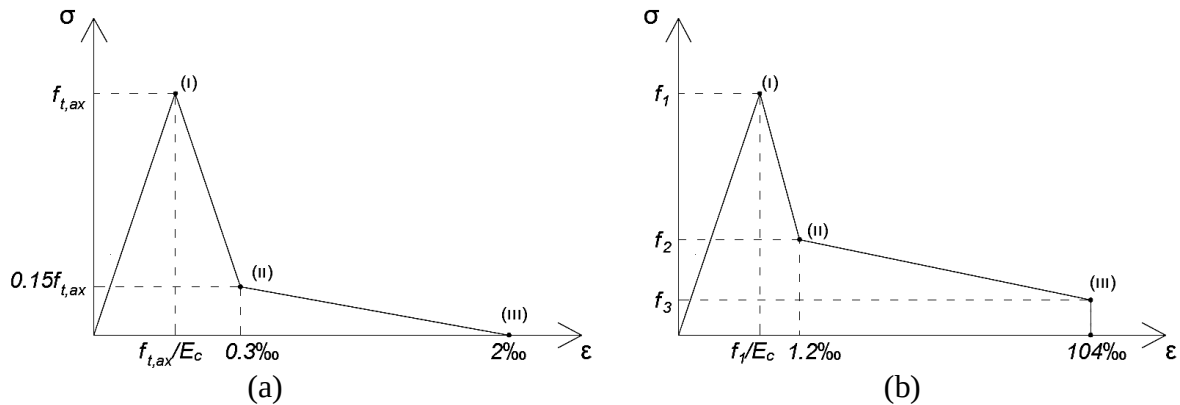
Çizelge 7.1. Beton basınç davranışı modeli için gerekli terimler

Karışım	f_c (MPa)	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu} (‰)	n
C25F0	27,7	2	3,5	2
C25F0.75	27,5	2	3,5	2
C25F1.5	26,6	2	3,5	2
C50F0	55,3	2	3,5	2
C50F0.75	58,9	2	3,5	2
C50F1.5	58,5	2	3,5	2
C100F0	103,2	2,6	2,6	1,4
C100F0.75	100,5	2,6	2,6	1,4
C100F1.5	103,7	2,6	2,6	1,4

7.1.2. Beton çekme modelleri

Lif kullanımının betonun basınç dayanımından ziyade çekme dayanımı ve çekme uzamasına katkı sağladığı yaygın olarak bilinen bir durumdur. Bu nedenle doktora çalışması kapsamında üretilen betonarme kirişlerin simülasyonu için gereken çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrileri, yalın ve lifli betonlar için ayrı ayrı elde edilmiştir.

Lif içermeyen yalın beton için Şekil 7.2a'da verilen Han ve diğerleri [147] tarafından önerilen model kullanılmıştır. Bu modele göre, betonun eksenel çekme dayanımına kadar doğrusal davranışa sahip olduğu, 0,0003 birim şekil değiştirme değerinde çekme dayanımının %85 oranında azaldığı ve 0,002 birim şekil değiştirme değerinde çekme dayanımının sıfırlandığı görülmektedir. Betonun eksenel çekme dayanımının ($f_{t,ax}$), eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımının (f_t) yarısı olduğu kabul edilmiştir. Rilem [148] ile oluşturulan lifli beton çekme davranışı kullanılarak elde edilen nümerik sonuçlar, deneysel sonuçlara göre çok fazla güvenli tarafta kalmaktadır [149, 150]. Bu nedenle bu çalışmada, Lifli betonlara ait çekme davranışı ise Şekil 7.2b'de verildiği gibi Barros ve diğerleri [151] tarafından önerilen ve temeli Rilem'e [148] dayanan yöntemle elde edilmiştir.



Şekil 7.2. Betonun a) yalın haldeki, b) lifli haldeki çekme birim şekil değiştirme eğrileri

Şekil 7.2b'de verilen f_1 , f_2 ve f_3 gerilme değerleri aşağıdaki eşitlikler kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned}
f_1 &= 0,52 f_t (1,6 - d) \\
f_2 &= 0,36 f_{R,1} k_h \\
f_3 &= 0,27 f_{R,4} k_h
\end{aligned}
\tag{7.2}$$

Burada d metre cinsinden betonarme kiriş faydalı yüksekliğini ifade etmektedir. $f_{R,1}$ ve $f_{R,4}$ çentikli elemanların üç noktalı eğilme deneylerinden elde edilen ve sırasıyla 0,46 mm ve 3 mm düşey deplasman değerlerinde Eş. 5.3 yardımıyla elde edilen çekme dayanımlarıdır. k_h ise boyut faktörüdür ve toplam kiriş yüksekliğinin 12,5 cm ve 60 cm arasında olması durumunda aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanır.

$$k_h = 1 - 0,6(h - 12,5) / 47,5 \tag{7.3}$$

Simülasyonda kullanılacak farklı karışım oranlarına sahip betonların çekme-birim şekil değiştirme eğrileri için gerekli terimler, yukarıda verilen eşitlikler ve deneysel sonuçlar kullanılarak elde edilmiş ve aşağıda Çizelge 7.2’de sunulmuştur.

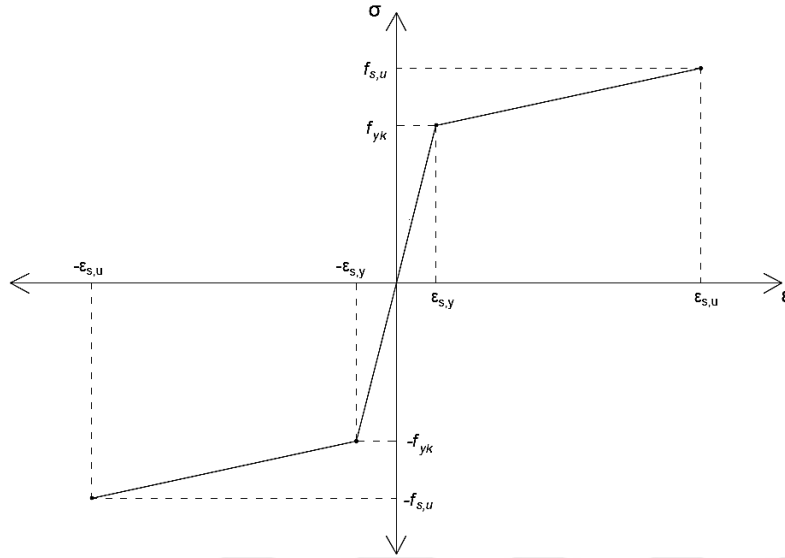
Çizelge 7.2. Beton çekme davranışı modeli için gerekli terimler

Karışım	E_c (MPa)	$f_{t,ax}$ (MPa)	f_1 (MPa)	f_2 (MPa)	f_3 (MPa)
C25F0	20000	1,43	-	-	-
C25F0.75	17150	-	2,10	1,18	1,17
C25F1.5	14425	-	2,04	1,45	1,29
C50F0	35160	2,13	-	-	-
C50F0.75	33130	-	3,63	1,65	1,27
C50F1.5	31000	-	3,53	2,61	2,19
C100F0	45960	2,31	-	-	-
C100F0.75	47990	-	3,31	1,22	1,25
C100F1.5	52020	-	4,68	3,76	1,75

7.1.3. Donatı basınç-çekme modelleri

Daha öncede belirtildiği üzere, boyuna ve enine donatı elemanların modellenmesinde eksenel yük taşıyabilen kafes elemanlar kullanılmıştır. Bu nedenle betonarme elemanların modellenebilmesi için donatıların tek eksenli çekme davranışına ihtiyaç duyulmaktadır. Bölüm 4.1.2’de deneyde kullanılan 8, 12 ve 16 mm çaplara sahip donatıların eksenel çekme

deneyi sonuçları sunulmuştur (Bkz. Çizelge 4.3). Elde edilen deney sonuçları Şekil 7.3’de verildiği şekilde idealleştirilmiş ve betonarme elemanların modellenmesinde kullanılmıştır.



Şekil 7.3. Donatıya ait çekme ve basınç yükleri altındaki idealleştirilmiş davranış eğrisi

Belarbi ve Hsu [152] deneysel olarak elde ettikleri sonuçlara dayanarak, beton içerisindeki donatı davranışı ile donatının eksenel çekme davranışı arasında bir takım farklılıkların olduğunu ifade etmişlerdir. Beton içerisindeki donatının aktıktan sonra geniş akma platosuna sahip olmadığı ve akma dayanımının eksenel çekme dayanımından daha az olduğu belirtilmiştir. Deney elemanlarının modellenmesinde beton içerisindeki donatı davranışı, eksenel çekme davranışından elde edilen akma dayanımı, çekme dayanımı ve bu dayanımlara karşı gelen birim şekil değiştirmeler Eş. 7.4’de verilen dayanım azaltma katsayısı ile çarpılarak elde edilmiştir.

$$B = 0,93 - 2(f_{t,ax} / f_{yk})^{1,5} / \rho \quad (7.4)$$

7.1.4. Çelik plaka basınç ve çekme modeli

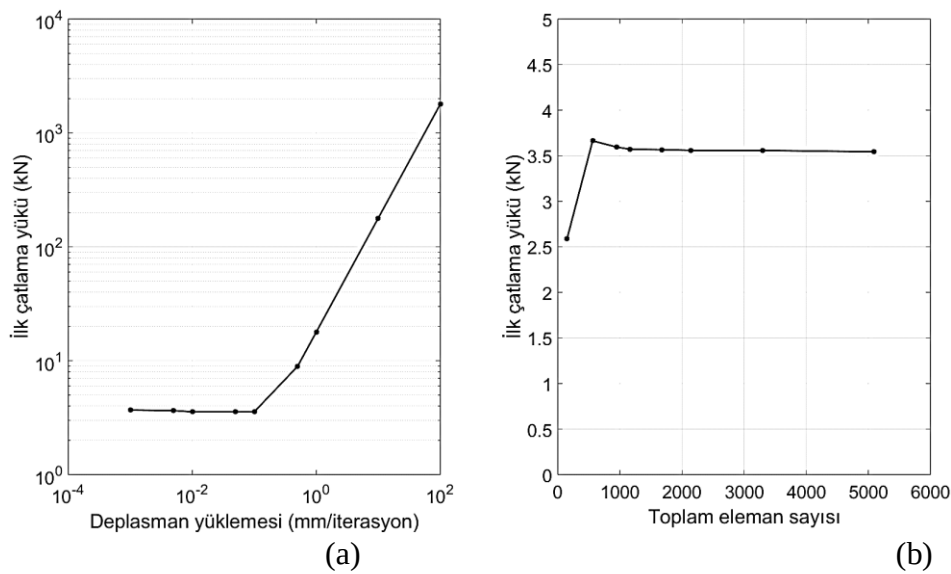
Betonarme kirişlerin deneylerinde yükleme ve mesnet noktalarında lokal ezilmeleri önlemek amacıyla çelik plakalar kullanılmıştır. Bu nedenle betonarme kirişlerin simülasyonlarında da benzer şekilde çelik plakalar kullanılmıştır. Nümerik modeldeki çelik plakaların amacı, tek bir noda uygulanan yükün yanlardaki nodlarla paylaşılması ve lokal

ezilmelerin önlenmesidir. Daha açık bir şekilde ifade etmek gerekirse, çelik plakalardaki deformasyonlar bizim için önem taşımamaktadır. Bu nedenle çelik plakaların elastik modülleri normal bir çeliğin elastik modülünün yaklaşık olarak 100 katı (20000 GPa) olarak alınmış ve tüm analiz süresi boyunca elastik bölgede kalması sağlanmıştır.

7.2. Hassasiyet Analizi

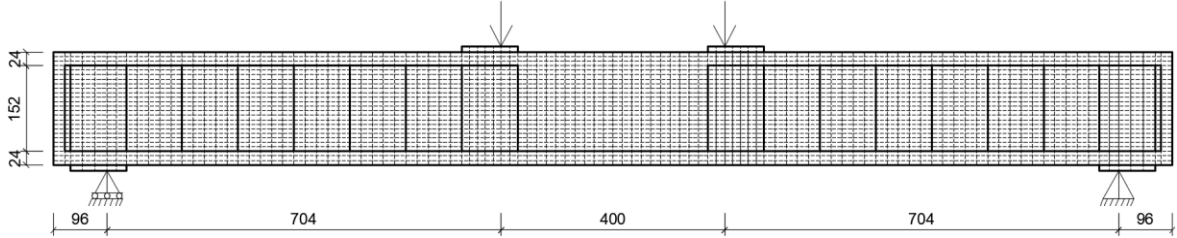
Sonlu eleman analizlerinde eleman boyutlarına azaltmak ve bu sayede eleman sayısını artırmak genellikle daha hassas sonuçlar vermektedir. Ancak eleman sayısı arttıkça analiz süresi de artmaktadır. Ayrıca bazı durumlarda özellikle yükleme ve mesnet bölgelerinde lokal ezilmelere karşı daha hassas durumlar oluşabilmekte ve eleman boyutunun sınırlandırılması gerekmektedir. Bu nedenle eleman sayısının simülasyon sonuçlarına etkisinin minimum olduğu nokta optimum nokta olarak belirlenebilir.

Daha önce ifade edildiği üzere, doktora çalışması kapsamında geliştirilen doğrusal bozulma analizinde eleman boyutu için gerekli hassasiyet analizlerinin yanında, yükleme hızı için de ayrı bir hassasiyet analizi yapılması gerekmektedir. Çatlama dayanımı dikkate alınarak önce yükleme hızı için, sonrada eleman sayısı için hassasiyet analizleri yapılmıştır (Şekil 7.4). Buna göre yükleme hızı 0,05 mm/iterasyon, toplam eleman sayısı da 3296 olarak belirlenmiştir.



Şekil 7.4. Hassasiyet analizleri: a) yükleme hızı, b) eleman sayısı

İki noktalı donatı elemanı, dört noktalı beton eleman ve çelik plakaların olduğu sonlu eleman ağı aşağıdaki Şekil 7.5’de sunulmuştur. Şekilde verilen sonlu eleman modeli tüm deney elemanları için sabittir. Her betonarme elemana ait donatı ve beton davranışı modele tanıtılarak, deplasman kontrollü yükleme ile analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 7.5. Betonarme kirişlerin sonlu eleman modeli

7.3. Sonlu Eleman Analiz Sonuçları

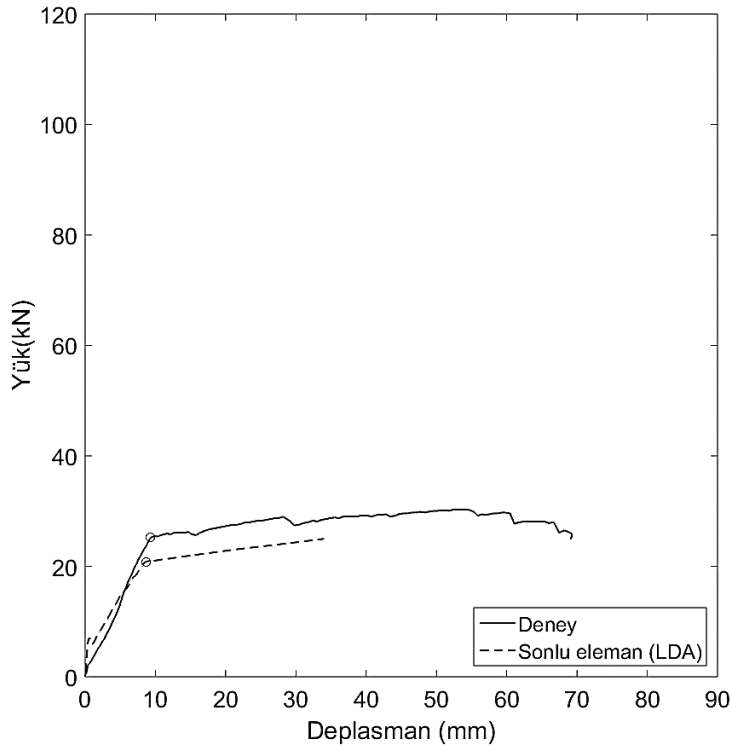
Bu bölümde betonarme kiriş elemanlara ait sonlu eleman sonuçları, deneysel olarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılarak sunulmuştur. Karşılaştırma amacıyla; (i) yük-deplasman davranışı, (ii) akma yükünde kiriş uzunluğu boyunca eğrilik değişimi, (iii) akma anında çekme bölgesindeki boyuna donatı hizasında oluşan birim şekil değiştirmelerin kiriş boyunca değişimi, (iv) akma anında oluşan birim şekil değiştirmelerin kiriş yüksekliği boyunca değişimi ve (v) akma yükünde oluşan çatlak şekilleri kullanılmıştır.

Kirişlere ait yük-düşey deformasyon eğrileri, deformasyon yüklemelerinin etkidiği nodlarda oluşan düşey yüklerin toplamı ve bu yüke karşılık açıklık ortasında oluşan düşey deformasyon değerleri kullanılarak elde edilmiştir. Yük-deplasman eğrisi üzerinde işaretlenen nokta akma yüküne karşılık gelmektedir. Bu yükleme anında kiriş boyunca oluşan eğrilik değerleri incelenmiştir. Herhangi bir kesitteki eğrilik, donatı seviyesindeki ve kiriş üst yüzeyinde oluşan birim şekil değiştirmelerin mutlak değerce toplamının faydalı yüksekliğe bölünmesiyle elde edilmiştir. Kiriş uzunluğu boyunca hesaplanan eğrilik ölçümlerinde ve çatlak deseni çiziminde kullanılan birim şekil değiştirmeler, dört noktalı eleman nodlarında oluşan birim şekil değiştirme değerleridir. Sonlu eleman modeli gereği deformasyonlar sürekli ancak birim şekil değişimleri süresiz olarak elde edilmektedir. Daha açık ifade etmek gerekirse, ortak olarak kullanılan herhangi bir nodda her eleman için farklı birim şekil değiştirme değeri oluşmaktadır. Bu nedenle kullanılan nodal birim şekil değiştirmeler, ortalama birim şekil değiştirme değerleridir.

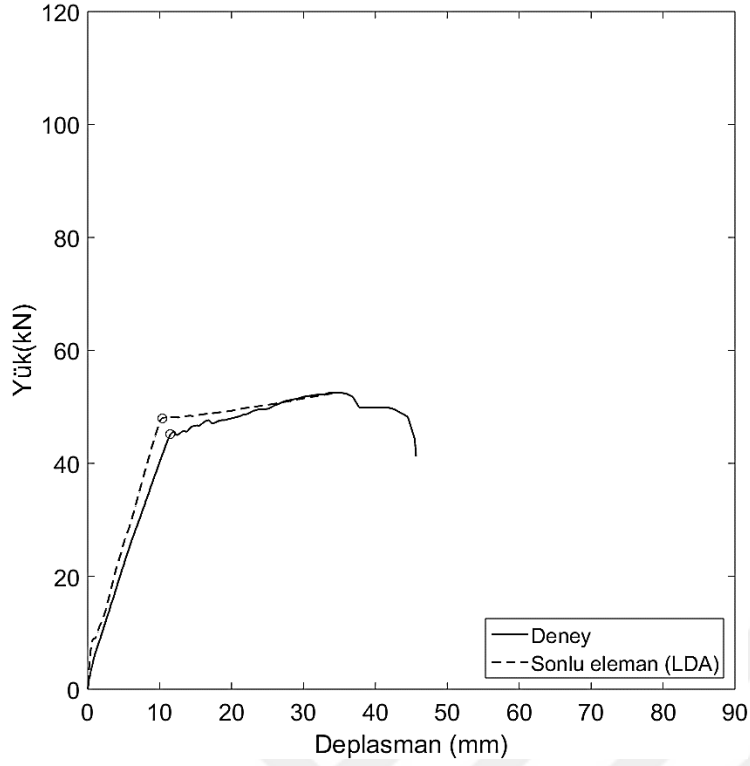
7.3.1. Yük-deplasman davranışı

Sonlu eleman analizlerinden elde edilen yük-deplasman eğrisi deney sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 7.6-7.32’de verilmiştir. Yük-deplasman eğrilerinin akma noktaları şekil üzerinde işaretlenmiştir. Sonlu eleman analizleri, yükleme noktalarına uygulanan deplasman yükü 30 mm değerine ulaştığında sonlandırılmıştır. Açıklık ortasında kirişin alt yüzünde alınan deformasyon ölçümleri, düşey yükler altında kirişlerde oluşan eğrilik sonucu her zaman yükleme noktalarına uygulanan deformasyon değerlerinden büyük çıkmıştır.

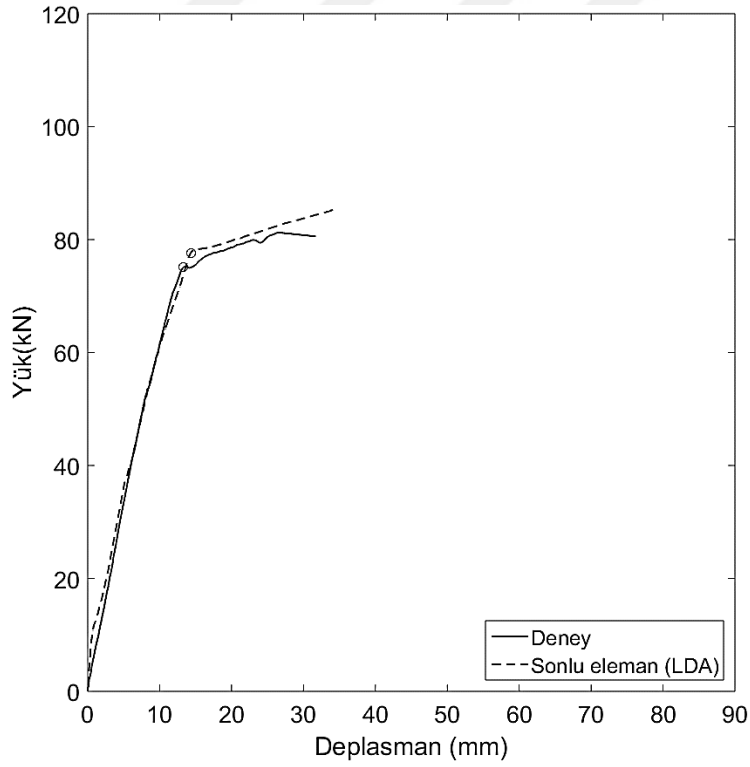
Deney sonuçlarına göre, deney elemanlarının tümünde önce çekme bölgesindeki boyuna donatıda akma görülmüş ve ardından maksimum yükte basınç bölgesindeki ezilmeden kaynaklı yük kapasitesinde azalma gerçekleşmiştir. Deney sonuçlarıyla uyumlu olarak, yapılan tüm sonlu eleman analizlerinde donatı akmasının olduğu sünek davranış görülmüştür. Şekiller incelendiğinde, deneysel olarak elde edilen yük-deplasman davranışı ile sonlu eleman analizlerinden elde edilen yük-deplasman davranışları arasında önemli benzerliğin olduğu görülmektedir.



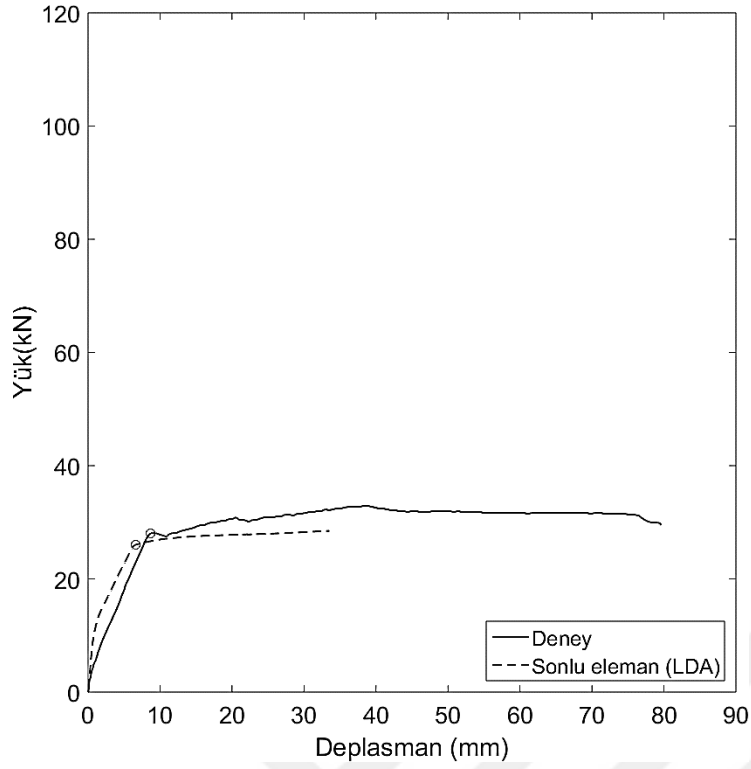
Şekil 7.6. C25F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



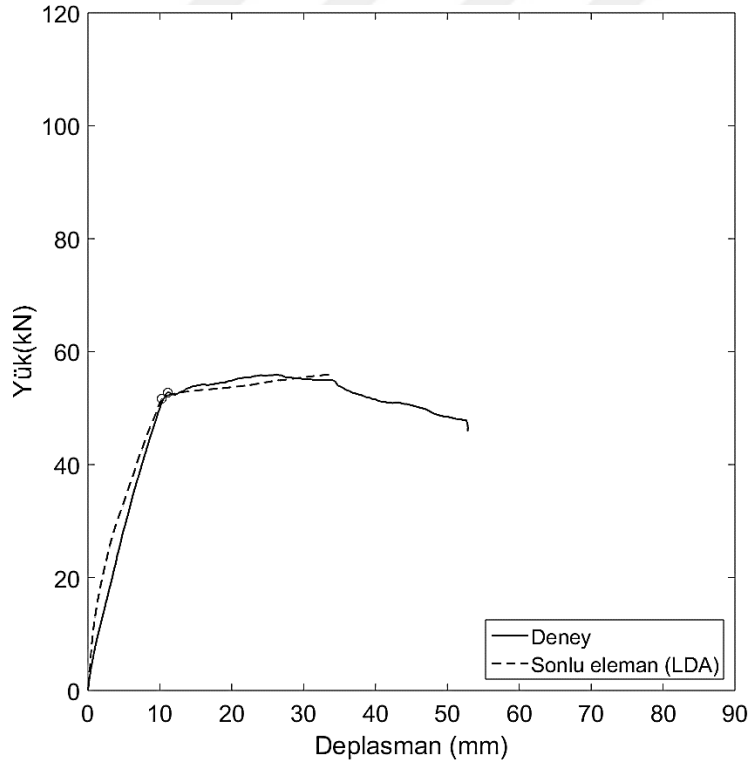
Şekil 7.7. C25F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



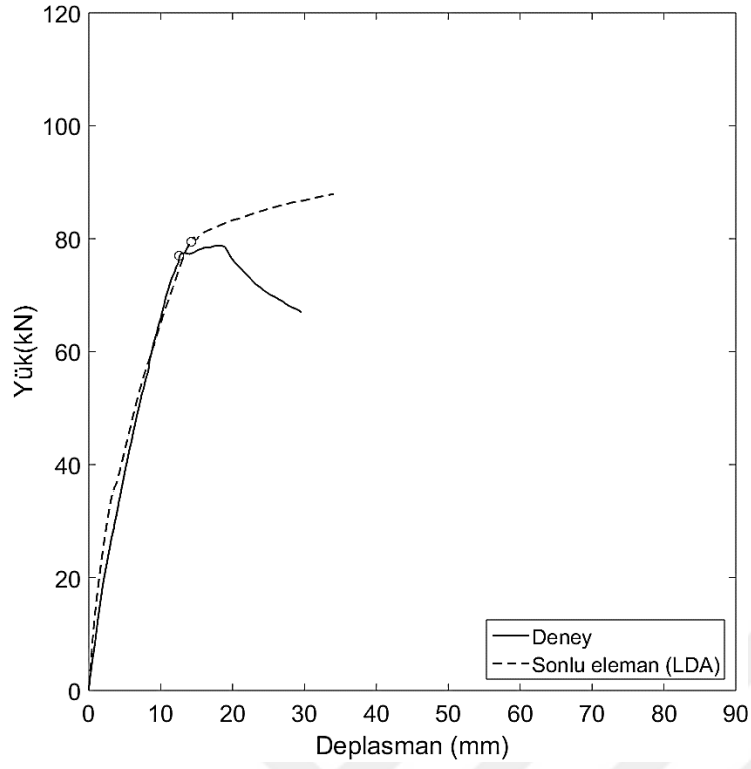
Şekil 7.8. C25F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



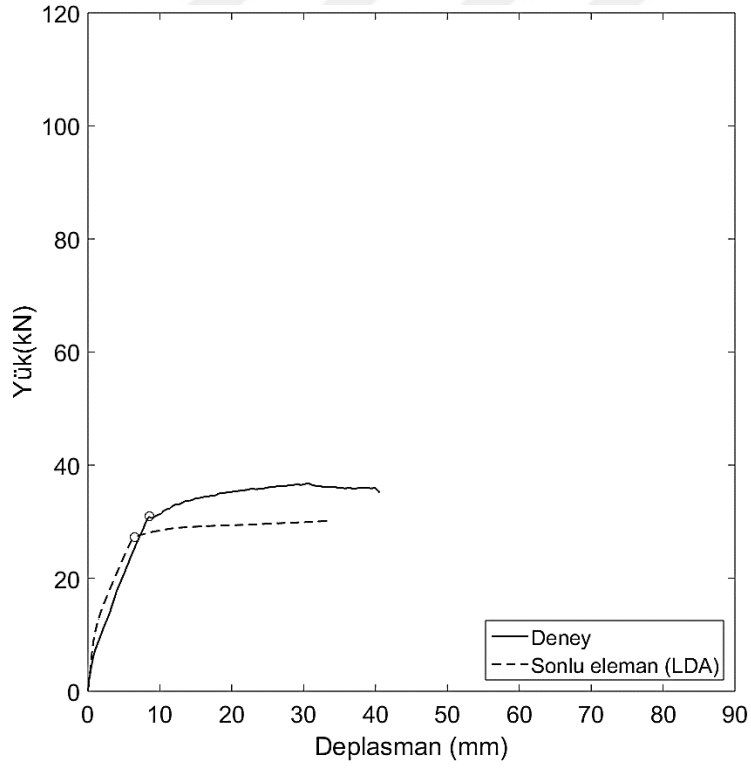
Şekil 7.9. C25F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



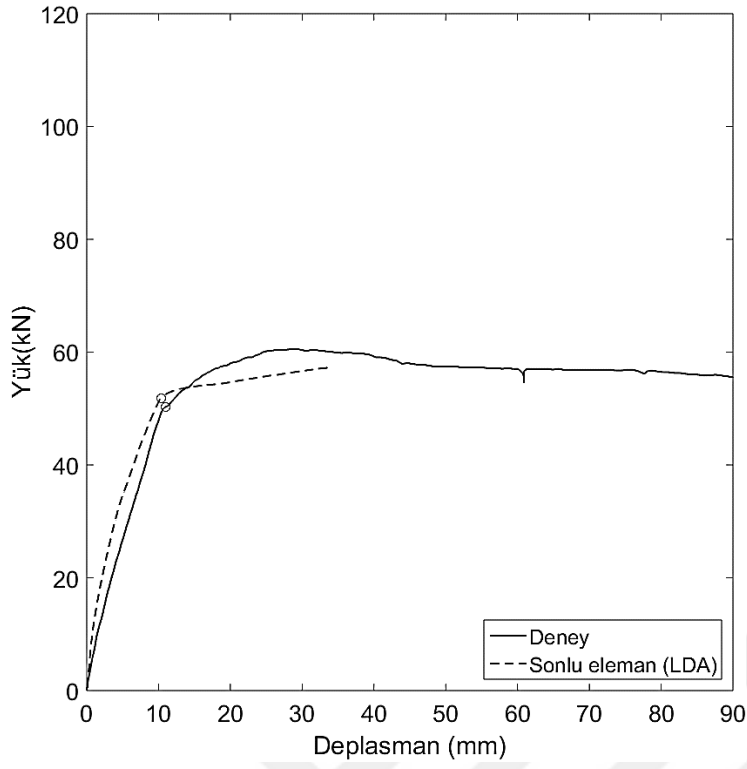
Şekil 7.10. C25F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



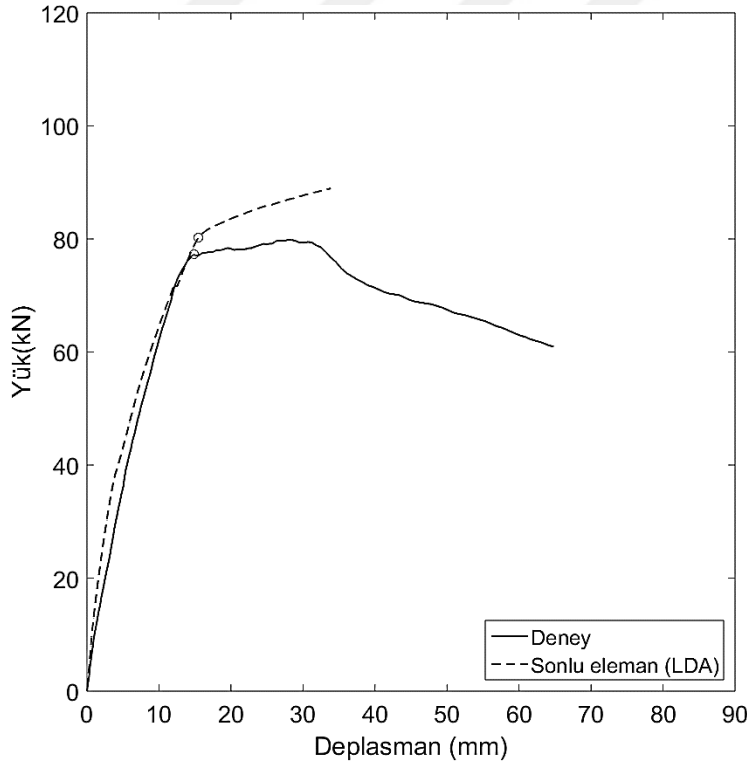
Şekil 7.11. C25F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



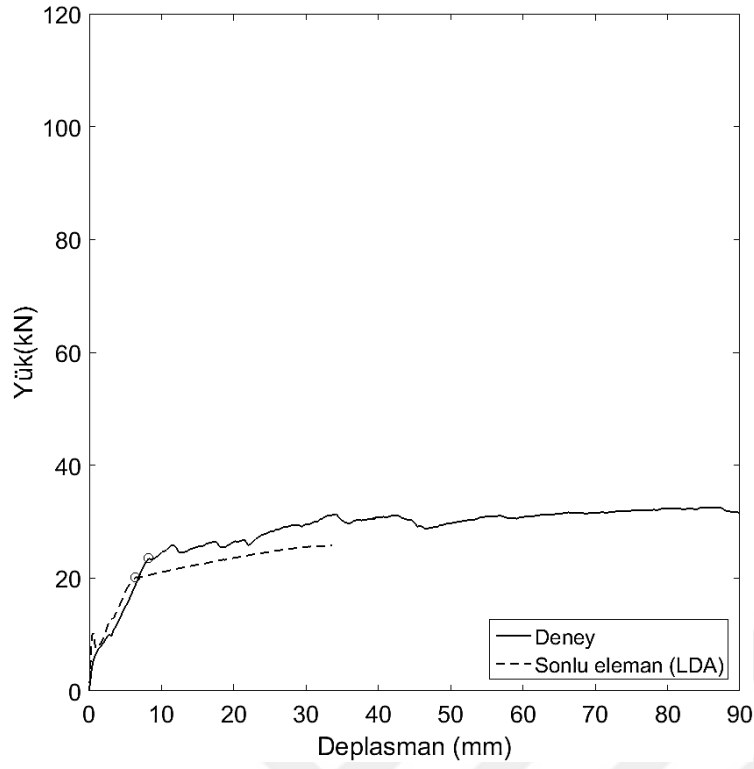
Şekil 7.12. C25F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



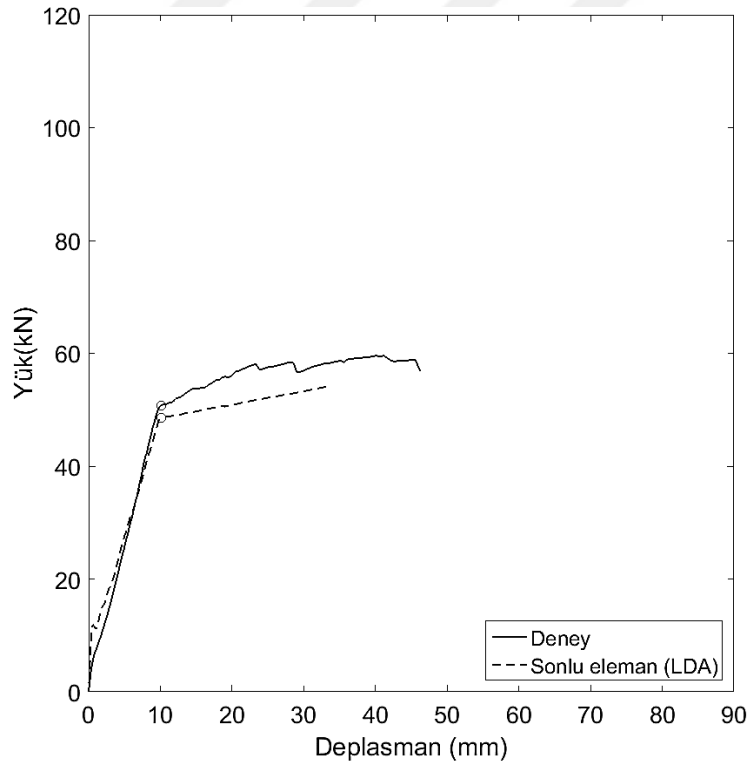
Şekil 7.13. C25F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



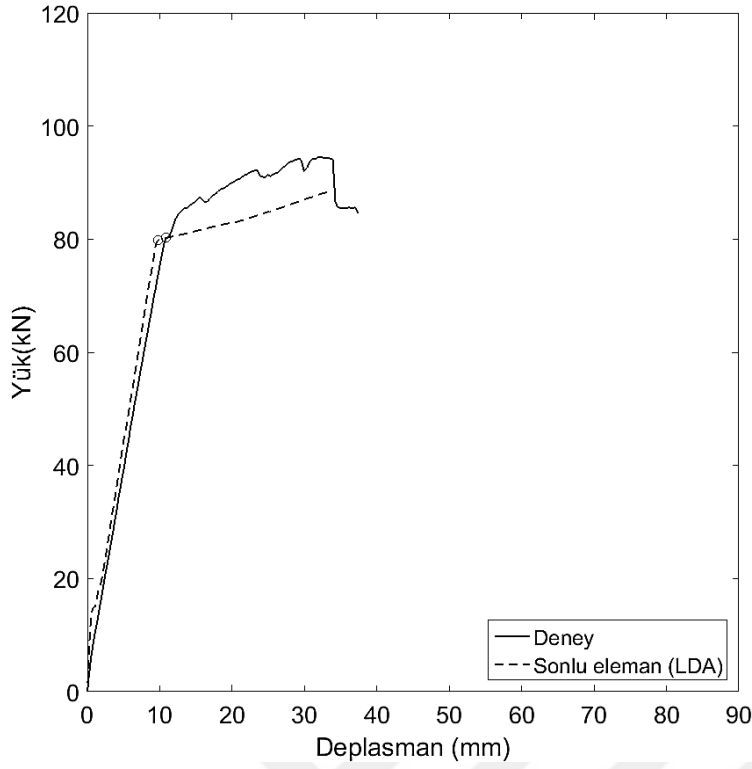
Şekil 7.14. C25F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



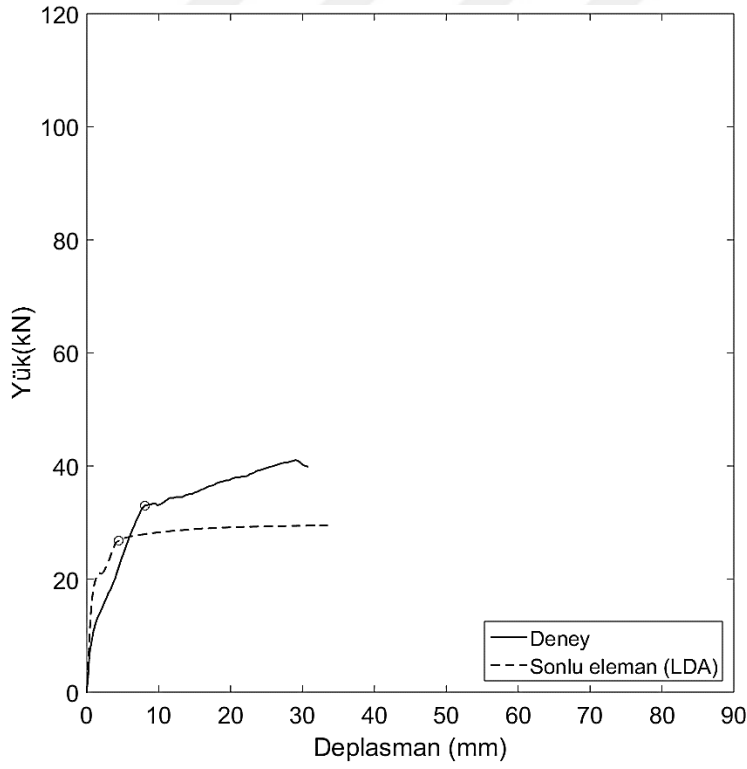
Şekil 7.15. C50F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



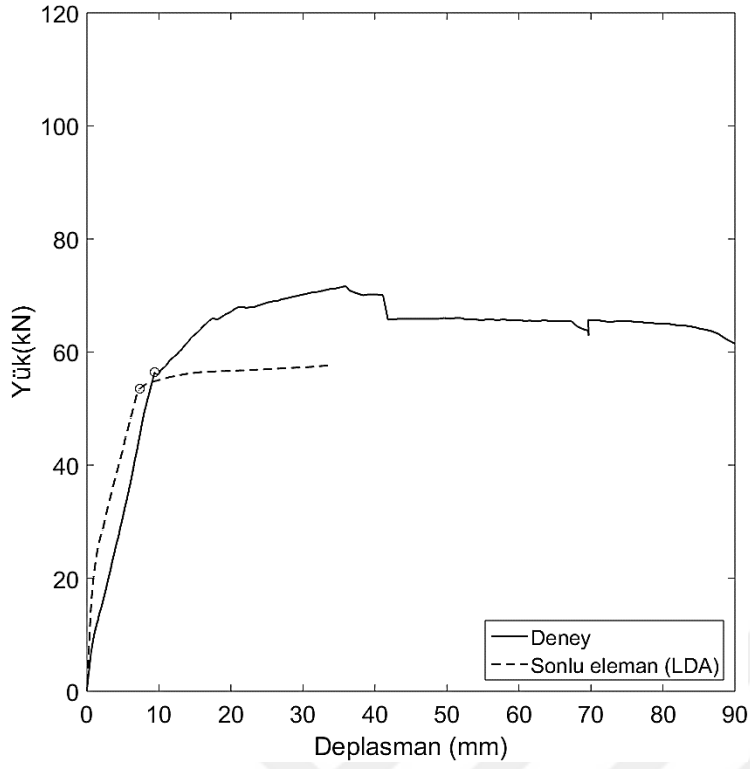
Şekil 7.16. C50F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



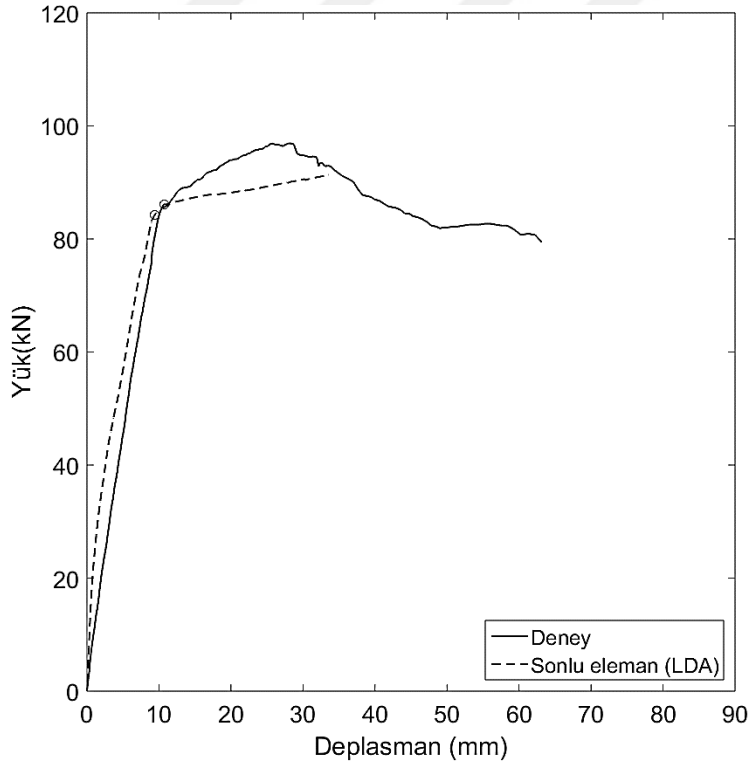
Şekil 7.17. C50F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



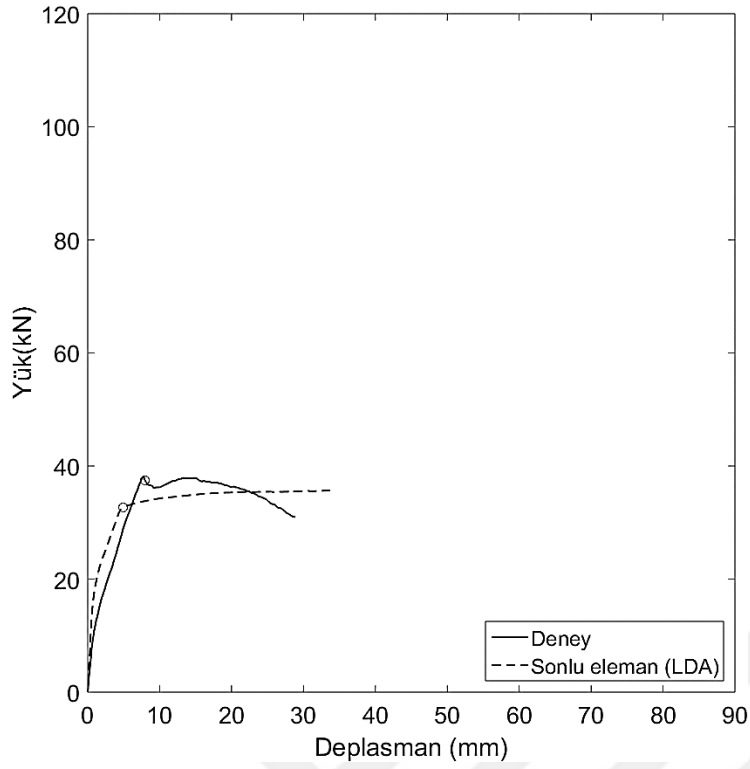
Şekil 7.18. C50F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



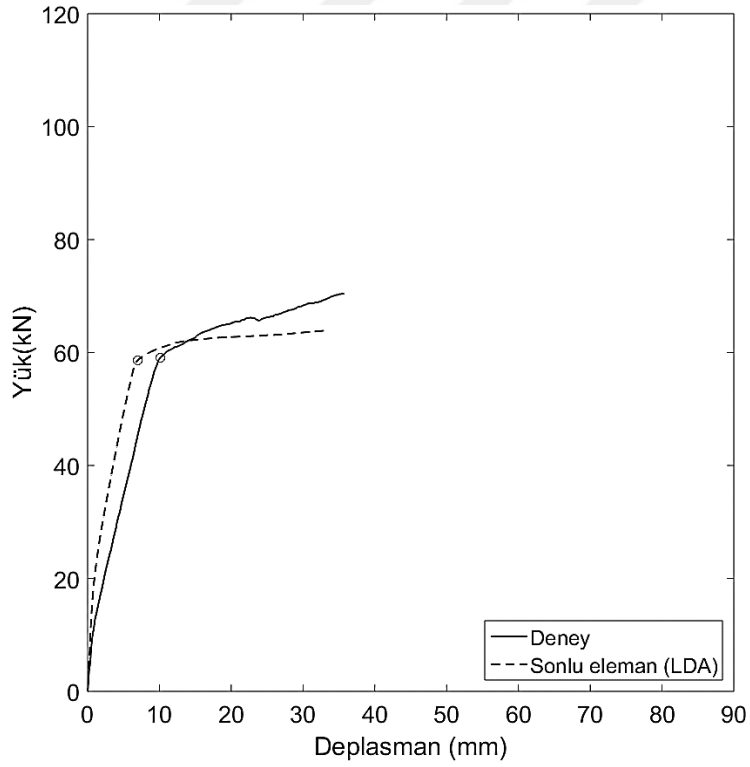
Şekil 7.19. C50F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



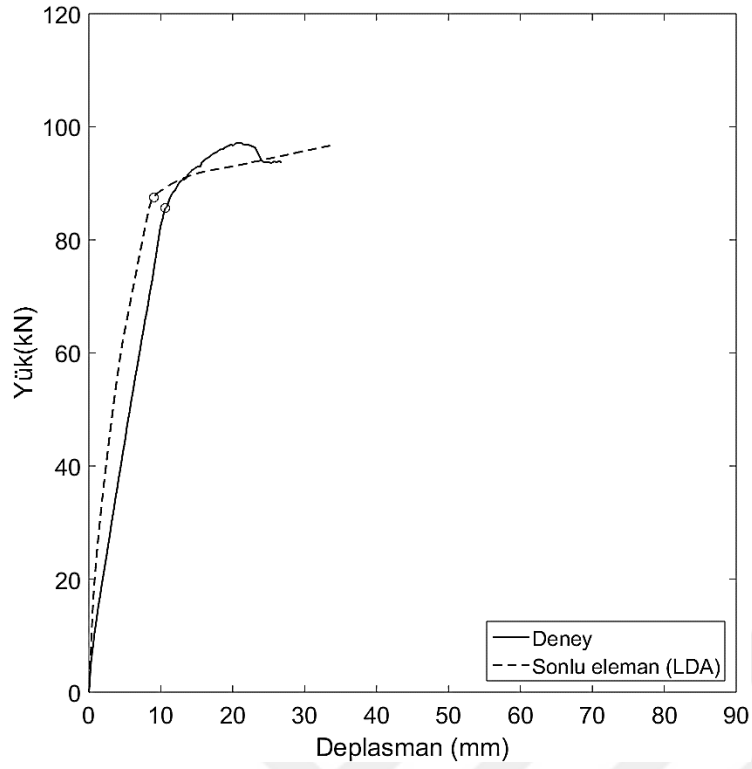
Şekil 7.20. C50F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



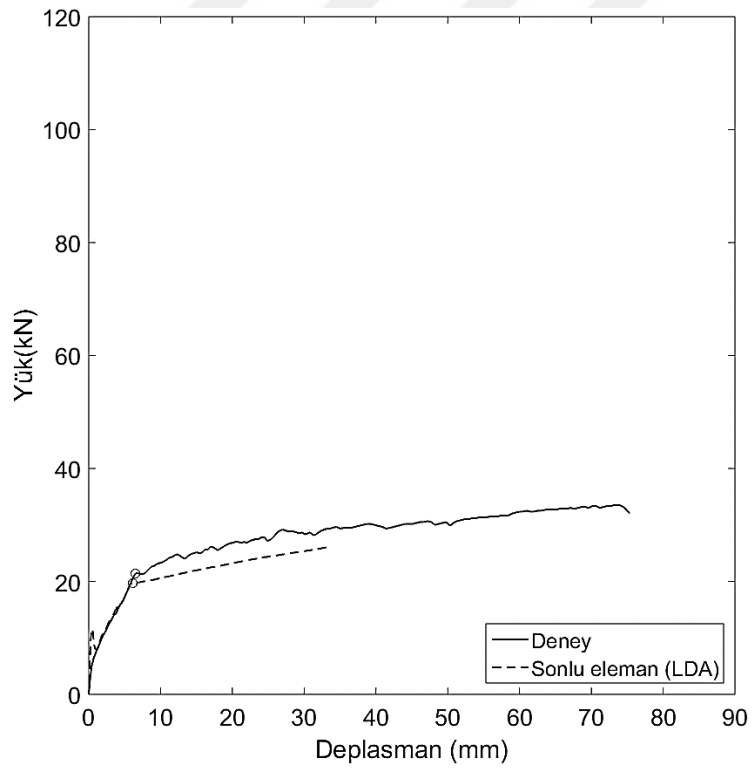
Şekil 7.21. C50F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



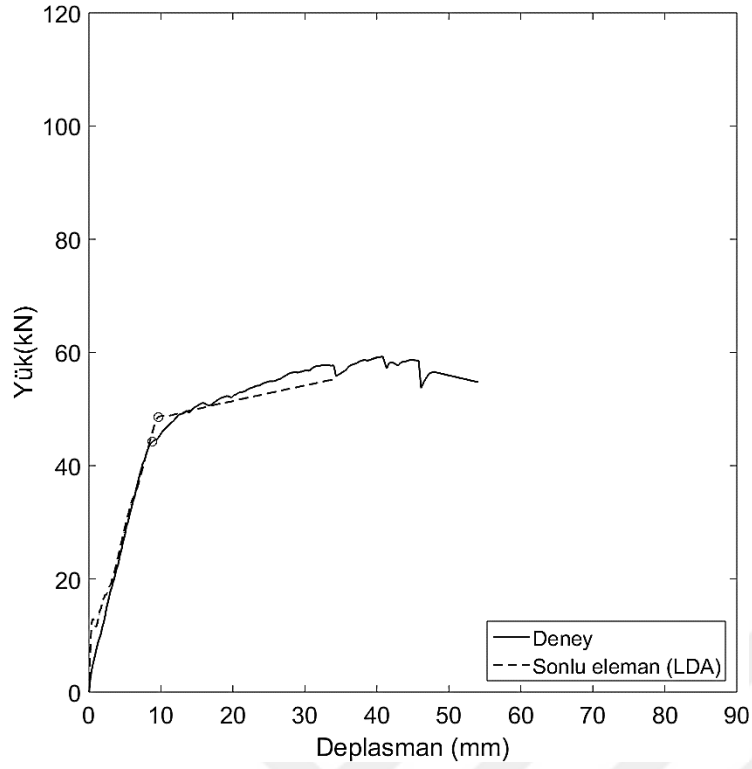
Şekil 7.22. C50F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



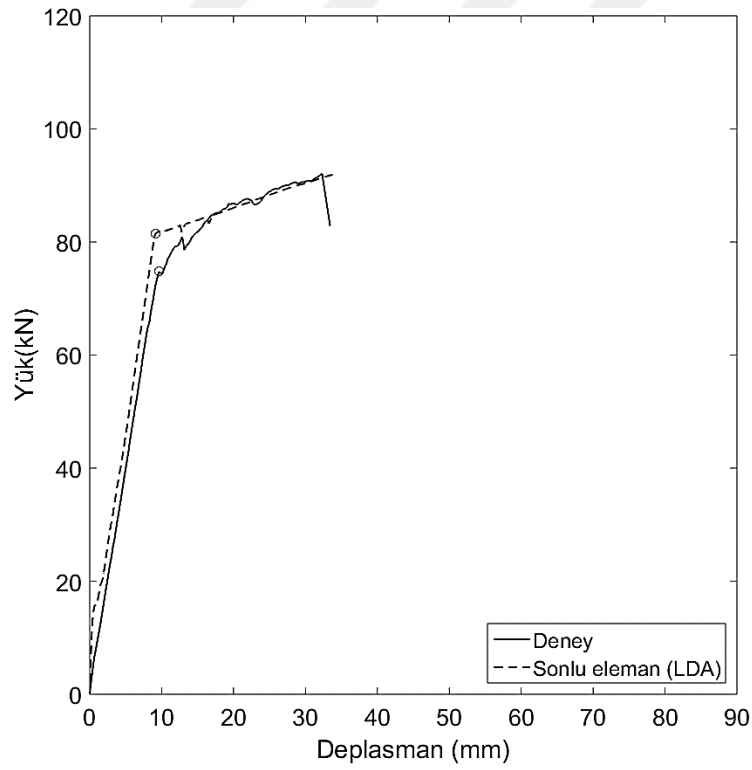
Şekil 7.23. C50F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



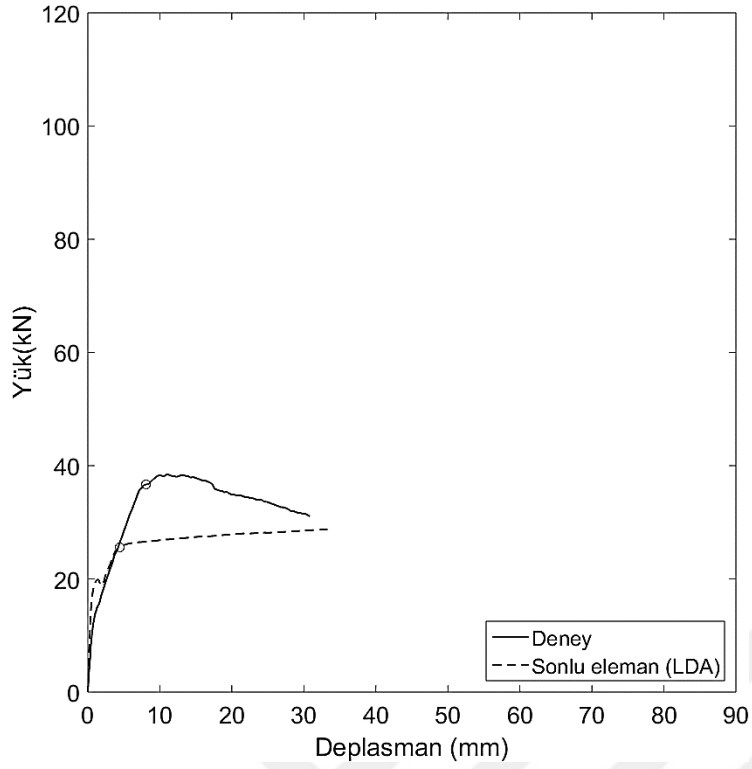
Şekil 7.24. C100F0R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



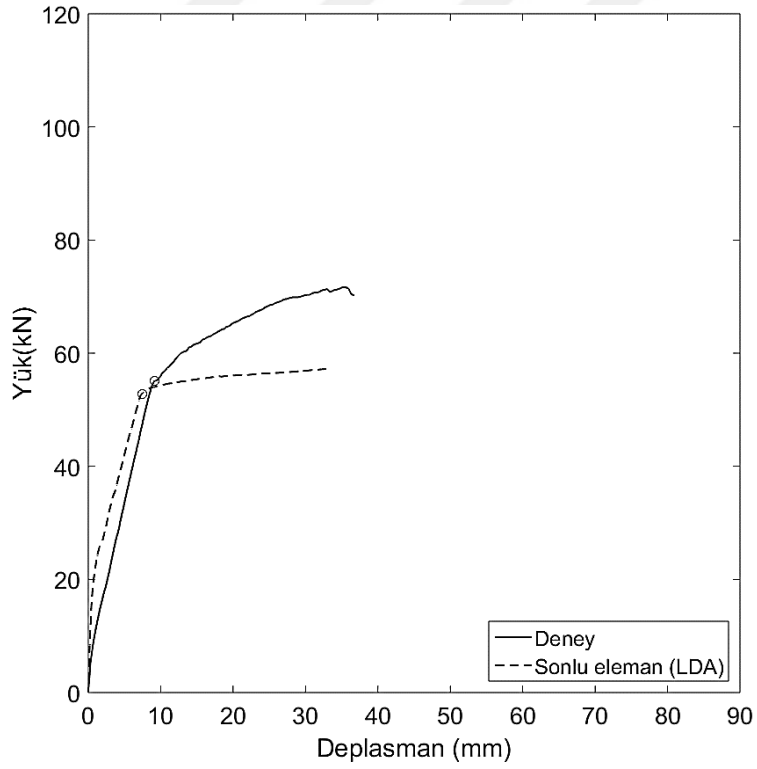
Şekil 7.25. C100F0R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



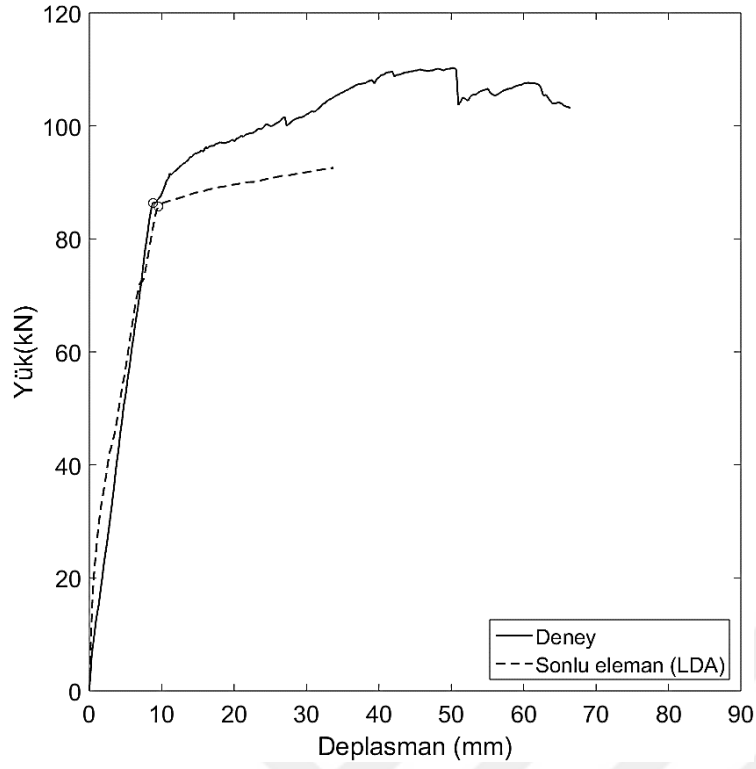
Şekil 7.26. C100F0R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



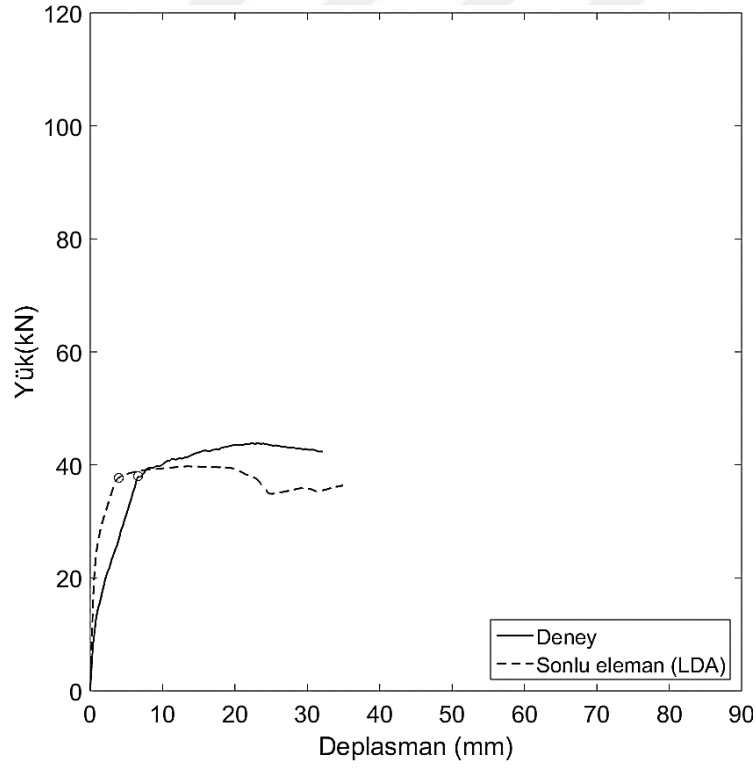
Şekil 7.27. C100F0.75R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



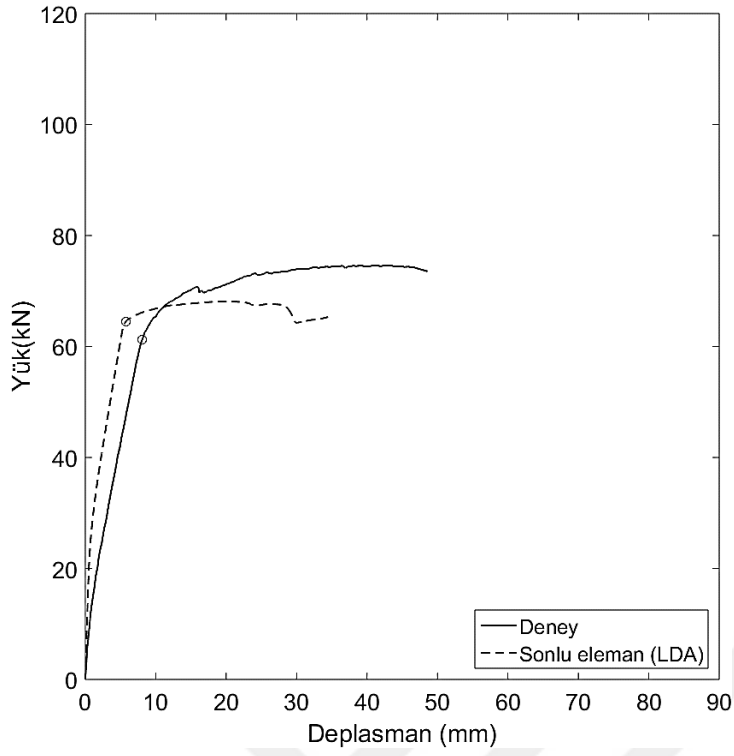
Şekil 7.28. C100F0.75R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



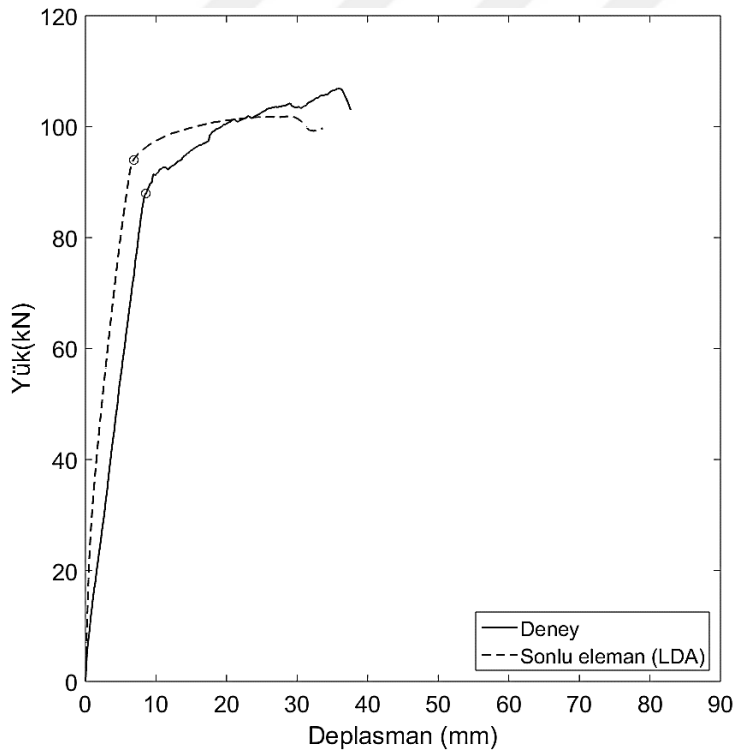
Şekil 7.29. C100F0.75R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği



Şekil 7.30. C100F1.5R0.4 elemanı yük-deplasman grafiği



Şekil 7.31. C100F1.5R0.9 elemanı yük-deplasman grafiği



Şekil 7.32. C100F1.5R1.6 elemanı yük-deplasman grafiği

Özellikle lif içermeyen yalın betonların sonlu eleman analizleri ve deneysel olarak elde edilen davranış arasında, ilk çatlak sonrası ve akma sonrası oluşan rijitlikler açısından

önemli benzerlikler görülmektedir. Ancak, lifli deney elemanlarının sonlu eleman analizlerinden elde edilen ilk çatlak sonrasındaki yük kapasiteleri, deneysel yük kapasitelerinden genellikle daha yüksek çıkmıştır. Diğer taraftan, lifli betonların akma yükünden sonraki yük artış oranlarının, deneysel olarak elde edilen yük artış oranlarından genellikle daha düşük olduğu görülmüştür. Bu çalışmada ve literatürdeki çeşitli çalışmalarda [149, 150] ifade edilen benzer sonuçların oluşmasındaki temel nedenler, sonlu eleman analizlerinde uygulanan ve esasen Rilem tarafından önerilen lifli beton çekme davranışı modellerinin gerçek malzeme davranışını temsil etmedeki yetersizliği ve donatı sıyrılma modellerinin tam olarak uygulanmamasıdır. Çizelge 7.3’de deneysel olarak ve sonlu eleman analizlerinden elde edilen akma yükleri ile bu yüklerin oranları verilmiştir. Kapasite oranları incelendiğinde değerlerin 0,7 ile 1,10 arasında değiştiği görülmektedir. Akma yükü oranlarının ortalaması 0,97 ve standart sapması 0,09 olarak bulunmuştur.

Çizelge 7.3. Deneysel ve sonlu elemanlar ile elde edilen akma yüklerinin karşılaştırılması

Deney elemanı	Deneysel akma yükü (kN)	Sonlu eleman akma yükü (kN)	Oran (sonlu eleman/deney)
C25F0R0.4	25,2	20,8	0,83
C25F0R0.9	45,1	48,0	1,06
C25F0R1.6	75,1	77,7	1,03
C25F0.75R0.4	28,1	26,0	0,93
C25F0.75R0.9	52,8	51,6	0,98
C25F0.75R1.6	77,0	79,5	1,03
C25F1.5R0.4	30,9	27,2	0,88
C25F1.5R0.9	50,3	51,8	1,03
C25F1.5R1.6	77,2	80,2	1,04
C50F0R0.4	23,5	20,1	0,86
C50F0R0.9	50,8	48,5	0,96
C50F0R1.6	80,2	79,8	0,99
C50F0.75R0.4	33,0	26,8	0,81
C50F0.75R0.9	56,4	53,5	0,95
C50F0.75R1.6	86,1	84,3	0,98
C50F1.5R0.4	37,4	32,6	0,87
C50F1.5R0.9	59,1	58,6	0,99
C50F1.5R1.6	85,6	87,6	1,02
C100F0R0.4	21,4	19,7	0,92
C100F0R0.9	44,3	48,6	1,10
C100F0R1.6	74,8	81,5	1,09
C100F0.75R0.4	36,7	25,5	0,70
C100F0.75R0.9	55,1	52,8	0,96
C100F0.75R1.6	86,4	85,8	0,99
C100F1.5R0.4	38,0	37,7	0,99
C100F1.5R0.9	61,3	64,5	1,05
C100F1.5R1.6	88,0	94,0	1,07

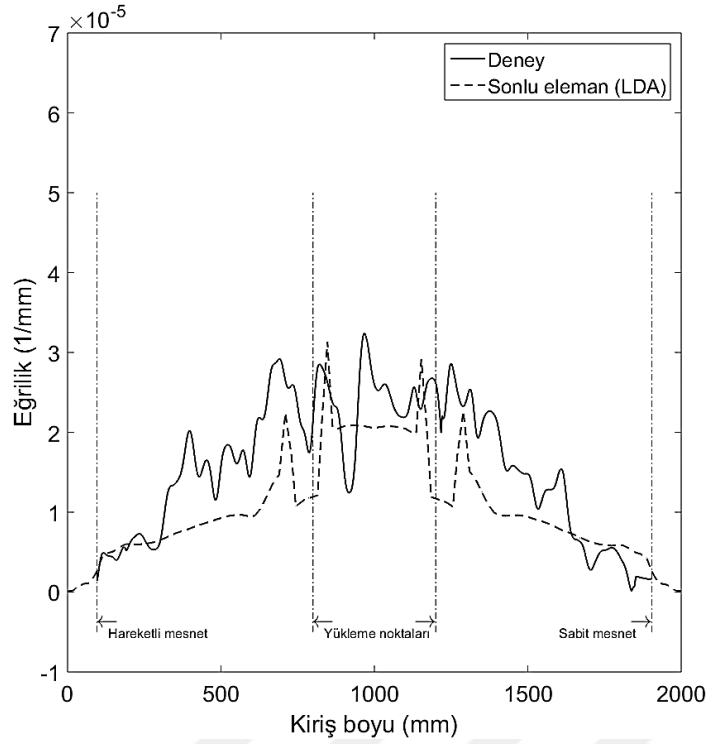
7.3.2. Kiriş boyunca eğrilik değişimi

Sonlu eleman analizlerinden elde edilen akma yükündeki kiriş boyunca eğrilik değişimleri, deney sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 7.33-7.59’da verilmiştir. Şekil üzerinde yükleme ve mesnet bölgeleri noktalı çizgilerle gösterilmiştir. Deneysel eğrilik ölçümleri mesnet noktaları arasında, sonlu eleman analizlerinden elde edilen eğrilik ölçümleri ise kiriş boyunca verilmiştir. Bunun nedeni kirişin mesnet dışından sonraki bölümünün bir kısmı yükleme çerçevesi diyagonallerinin içinde kalmaktadır. Bu nedenle iki boyutlu dijital görüntü korelasyon analizleri ile elde edilen kiriş doğrultusundaki birim şekil değişimlerinde, bu bölgelerdeki kiriş hareketleri ezilme olarak sonuçlandırılmış ve dolayısıyla eğrilik ölçümlerinde ani artışlara neden olmuştur.

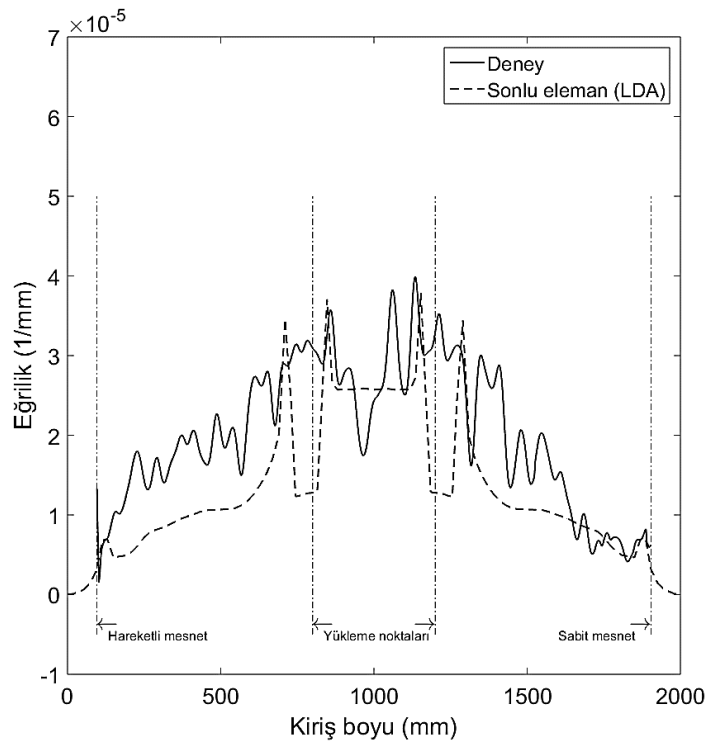
Şekiller incelendiği zaman deneysel olarak elde edilen ve kiriş boyunca oluşan eğrilik ile sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçların genel olarak benzediği görülmektedir. Deneysel çalışmada kiriş boyunca bölgesel ezilmelerin ve ayırık çatlakların oluşmasına karşın, sonlu eleman analizlerinde izotropik yayılı çatlak kabulü sonucu daha üniform bir çatlak davranışı elde edilmiştir. Bunun doğal bir sonucu olarak, deneysel eğrilik değerlerindeki dalgalanmalarının, sonlu eleman analizlerindeki dalgalanmalardan daha fazla olduğu görülmektedir. Diğer taraftan sonlu eleman analizlerinde yükleme noktaları altındaki çelik plaka boyunca oluşan eğrilikler, deneysel olarak elde edilen eğrilik değerlerinden daha düşüktür ve donatı oranı arttıkça aradaki farkta artmaktadır. Bu durumun, sonlu eleman analizlerindeki mükemmel simetriye bağlı olarak yükleme plakaları altında oluşan düşey yöndeki birim şekil değiştirmelerin, eğrilik hesabında kullanılan ve kiriş doğrultusu boyunca oluşan birim şekil değiştirmelere göre çok daha baskın olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Dikkat edilirse yükleme plakalarının bitiminde oluşan ezilmelerden kaynaklı olarak eğrilik değerlerinde de ani artışlar görülmektedir.

Sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlara göre donatı oranındaki artış, basınç dayanımından bağımsız olarak sabit moment bölgesinde oluşan eğriliklerde artışa neden olmaktadır. Ancak çelik lif kullanımına bağlı olarak sabit moment bölgesinde belirgin bir eğrilik artışı görülmemiştir. Diğer taraftan en düşük donatı oranına (%0,4) sahip kirişlerde kullanılan çelik lif oranındaki artışla birlikte, basınç dayanımından bağımsız olarak eğrilik değişim aralığının kiriş orta bölgesine doğru daraldığı görülmüştür. Bunun nedeni donatı oranı azaldıkça kullanılan çelik liflerin çatlakları bir noktada lokalize etmeye çalışmasıdır.

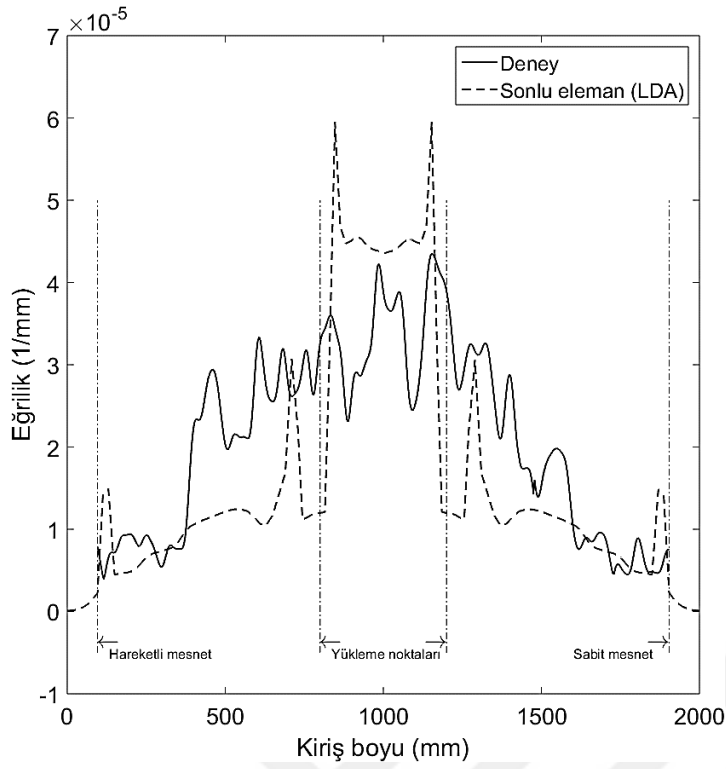
Bunun bir sonucu olarak kirişlerdeki minimum donatı oranının çelik lif içeriğine bağlı olduğu sonucu literatürde ifade edilmiştir [15, 16, 42].



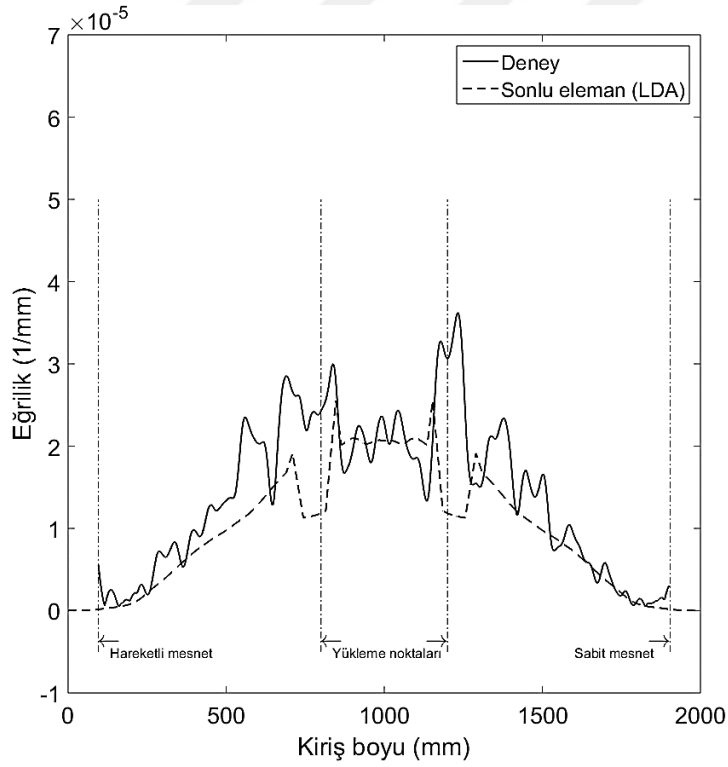
Şekil 7.33. C25F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi



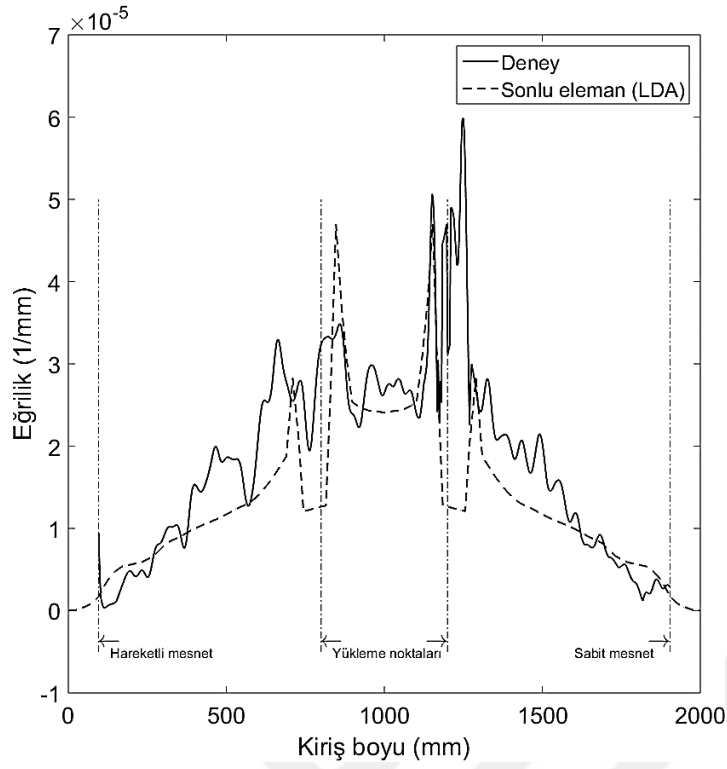
Şekil 7.34. C25F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi



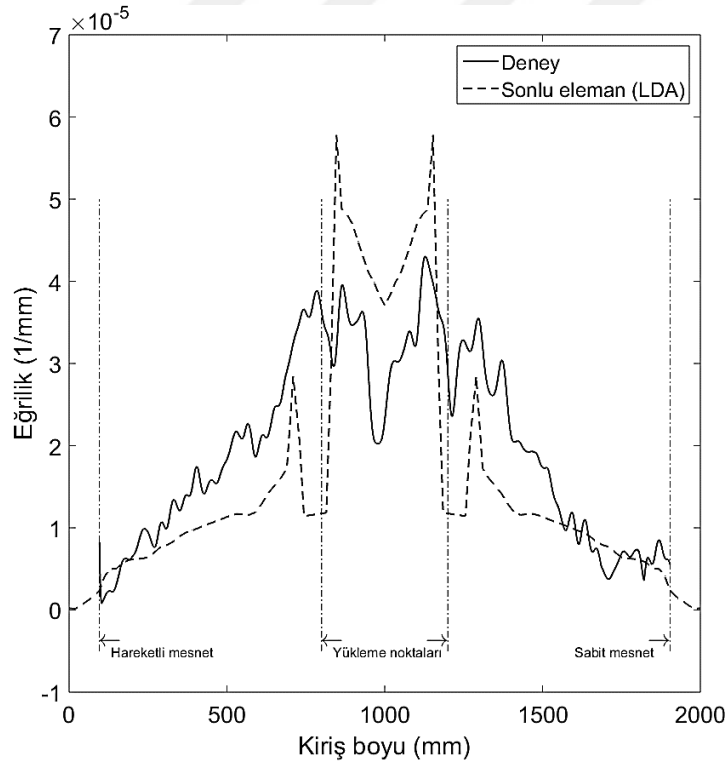
Şekil 7.35. C25F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi



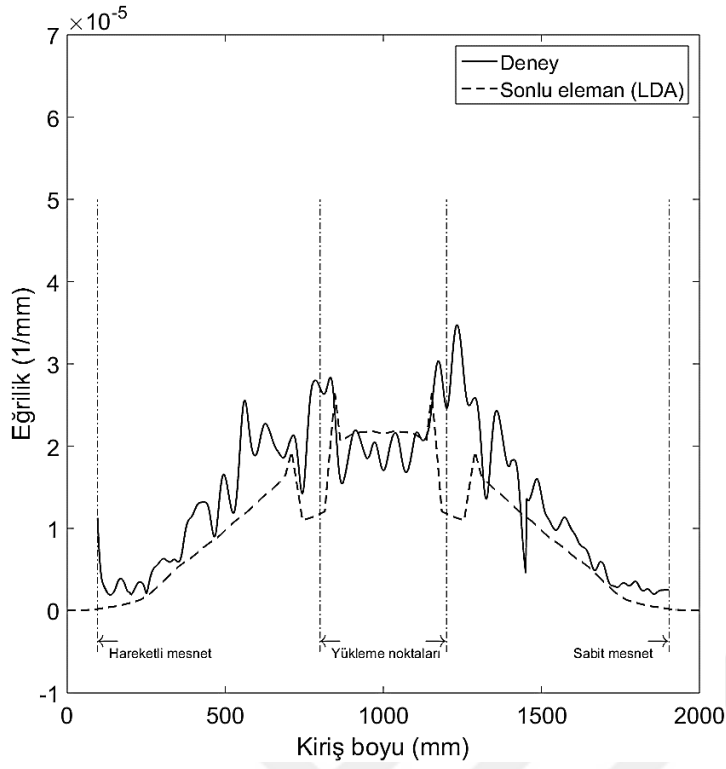
Şekil 7.36. C25F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi



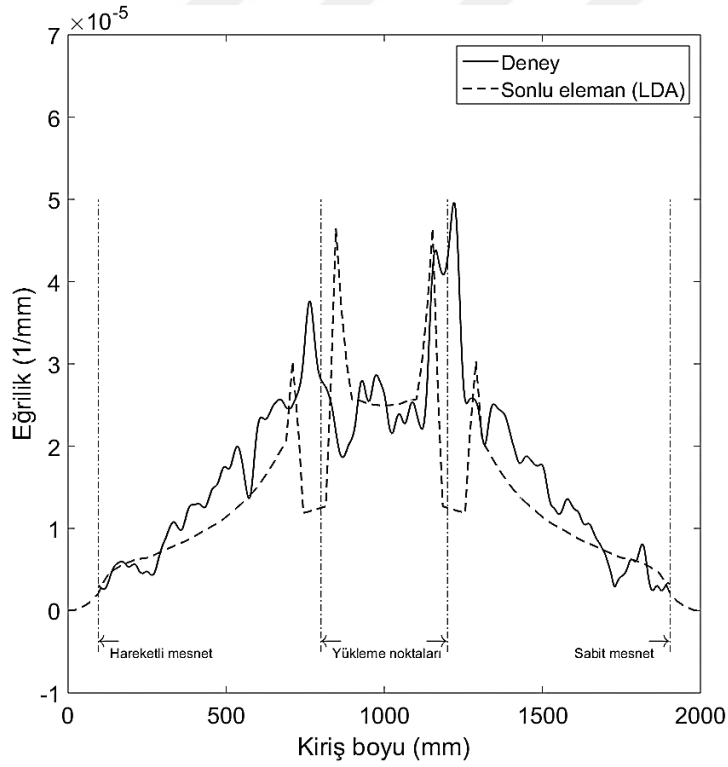
Şekil 7.37. C25F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi



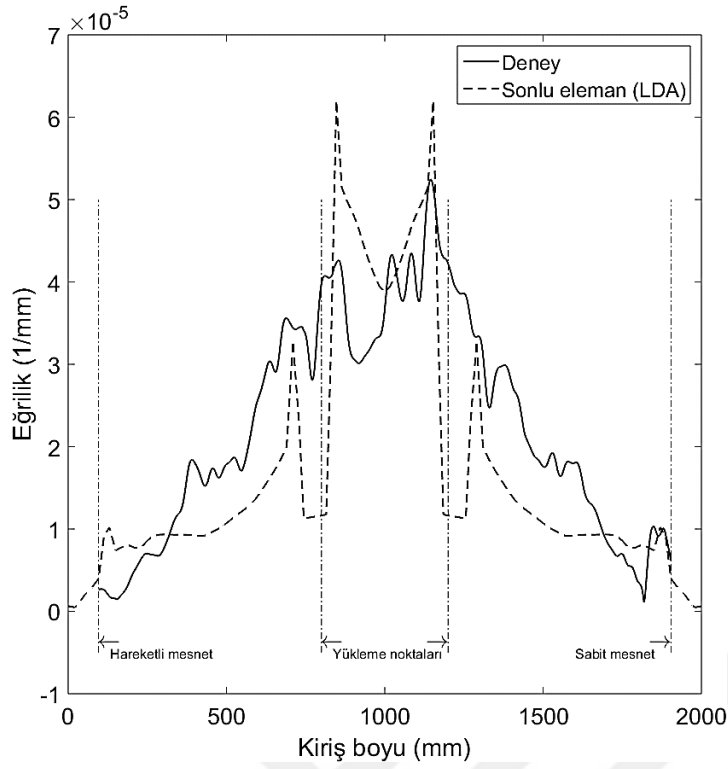
Şekil 7.38. C25F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi



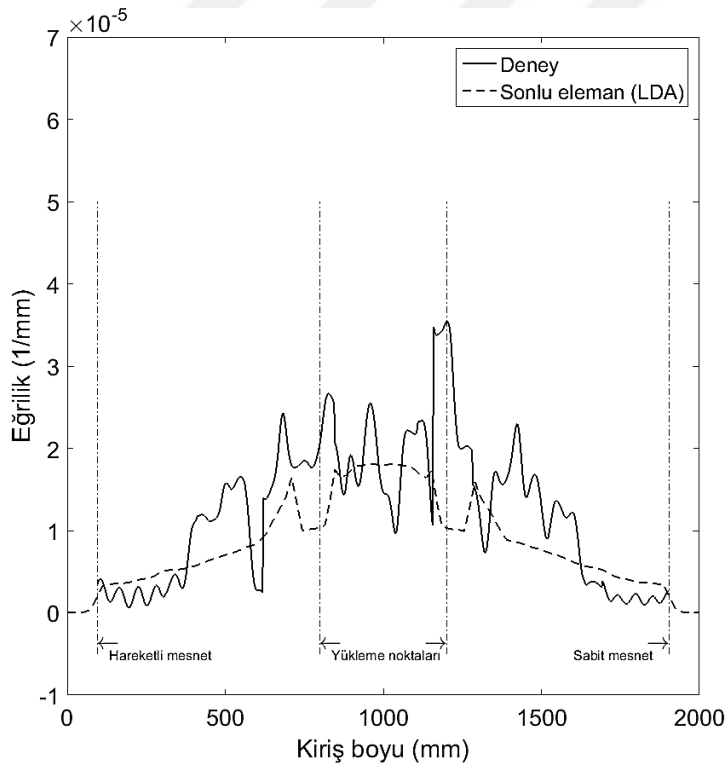
Şekil 7.39. C25F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi



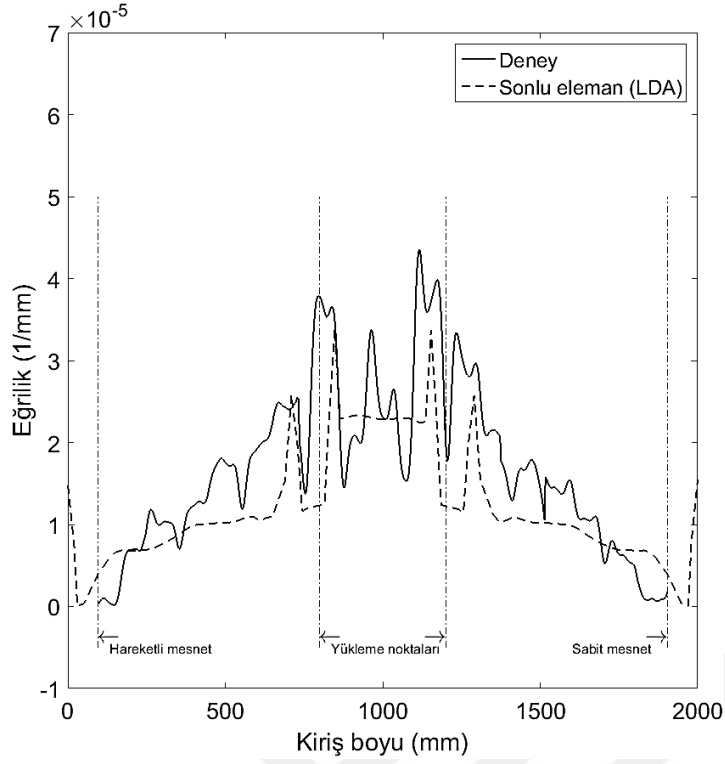
Şekil 7.40. C25F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi



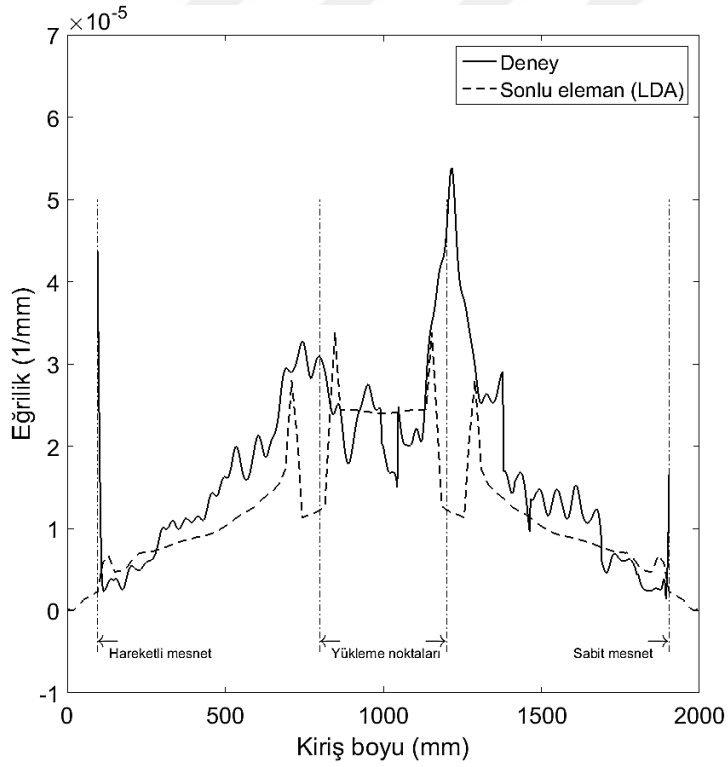
Şekil 7.41. C25F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi



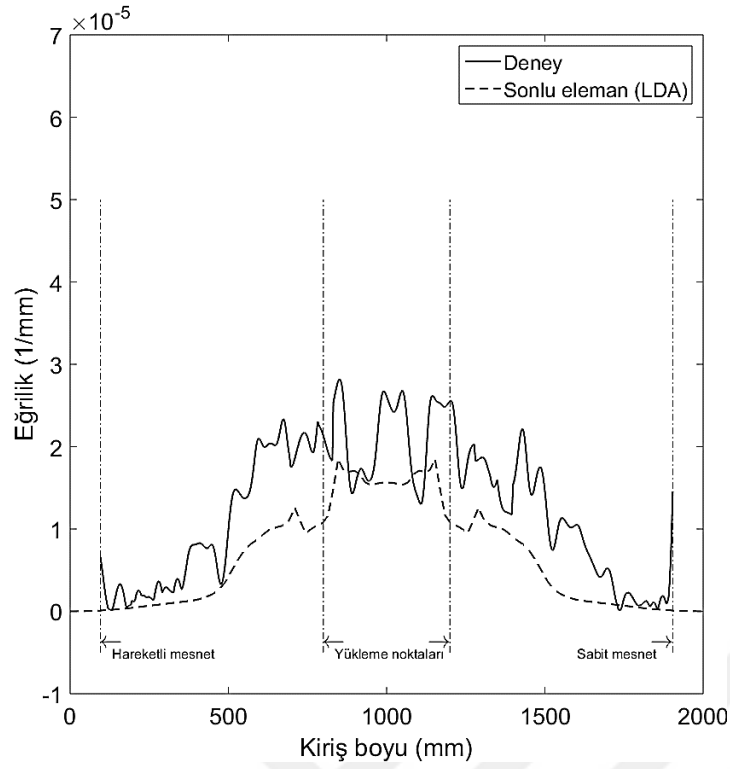
Şekil 7.42. C50F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi



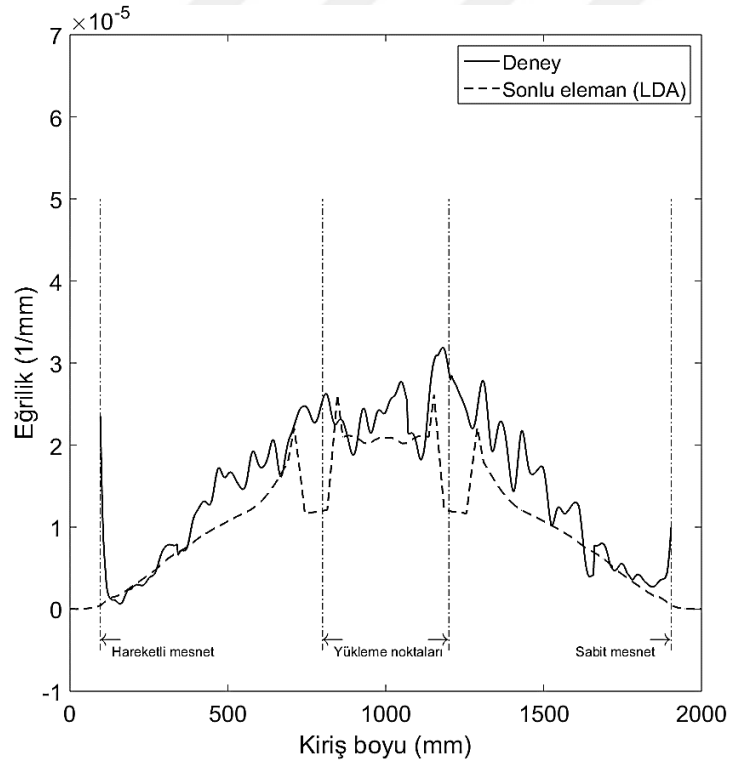
Şekil 7.43. C50F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi



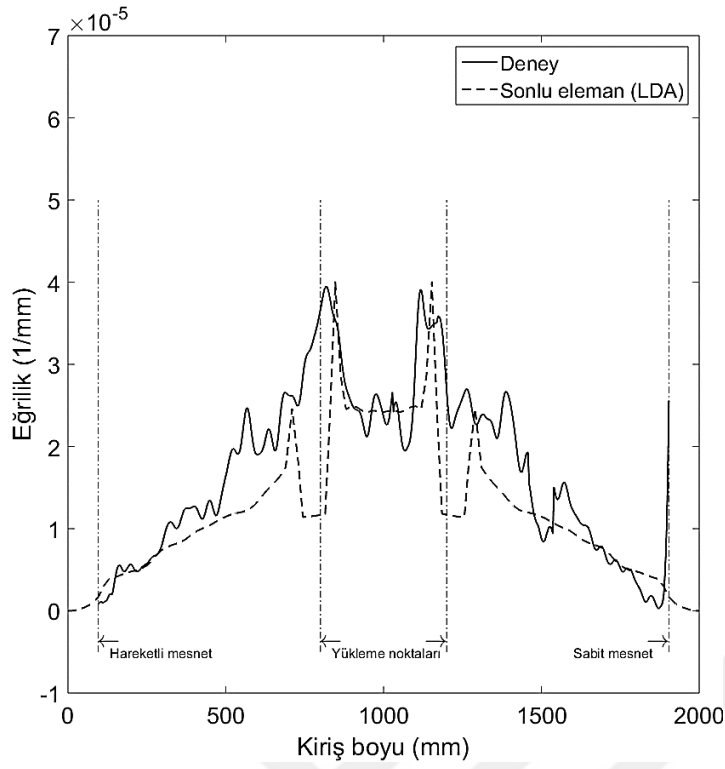
Şekil 7.44. C50F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi



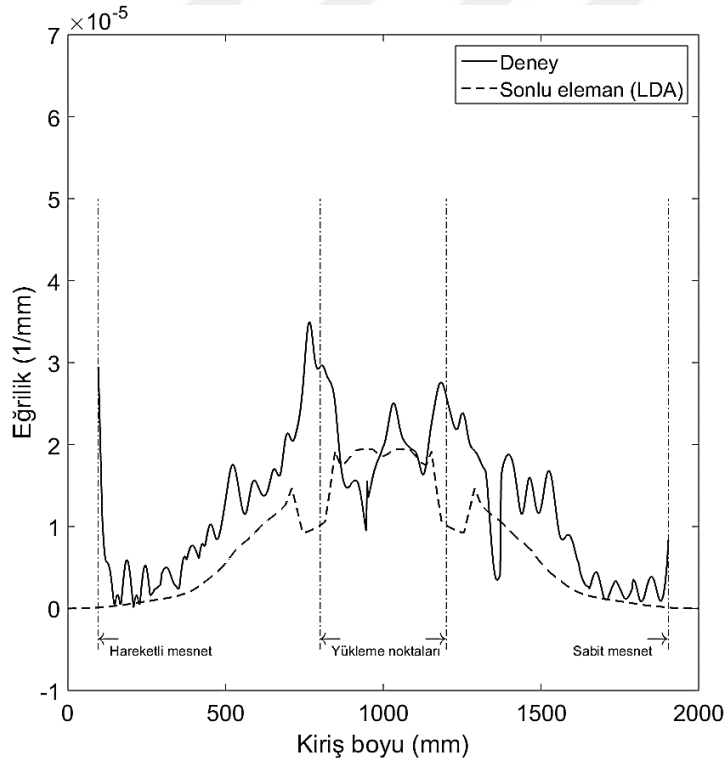
Şekil 7.45. C50F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi



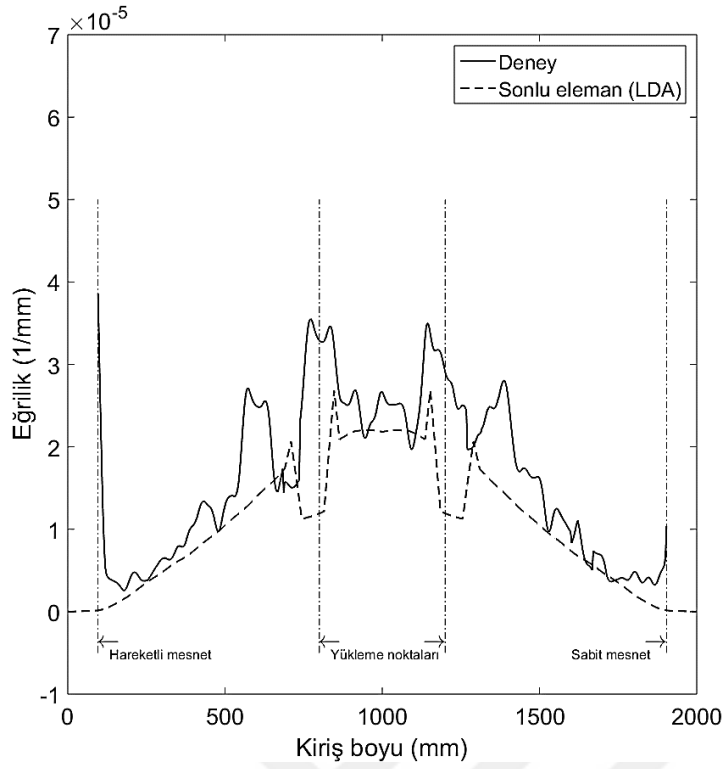
Şekil 7.46. C50F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi



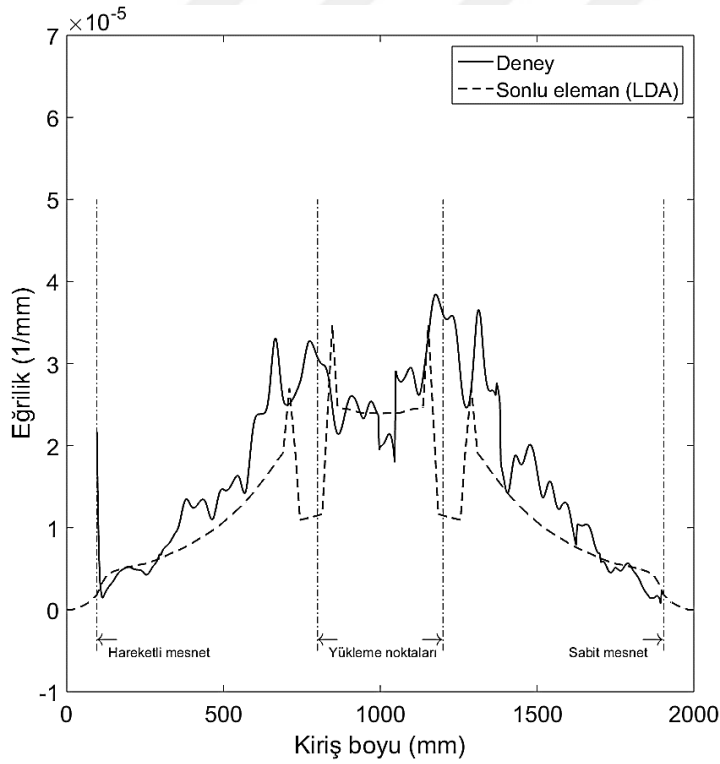
Şekil 7.47. C50F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi



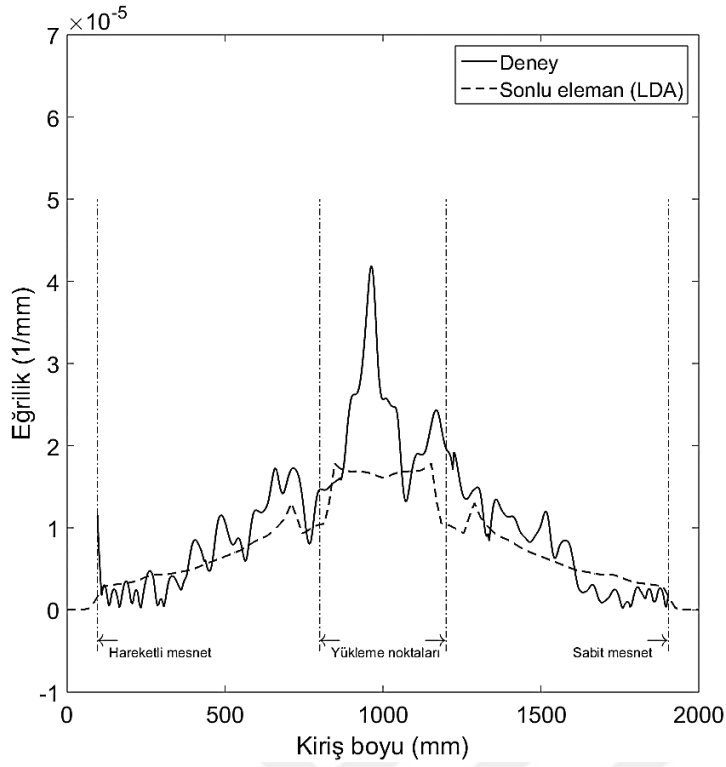
Şekil 7.48. C50F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi



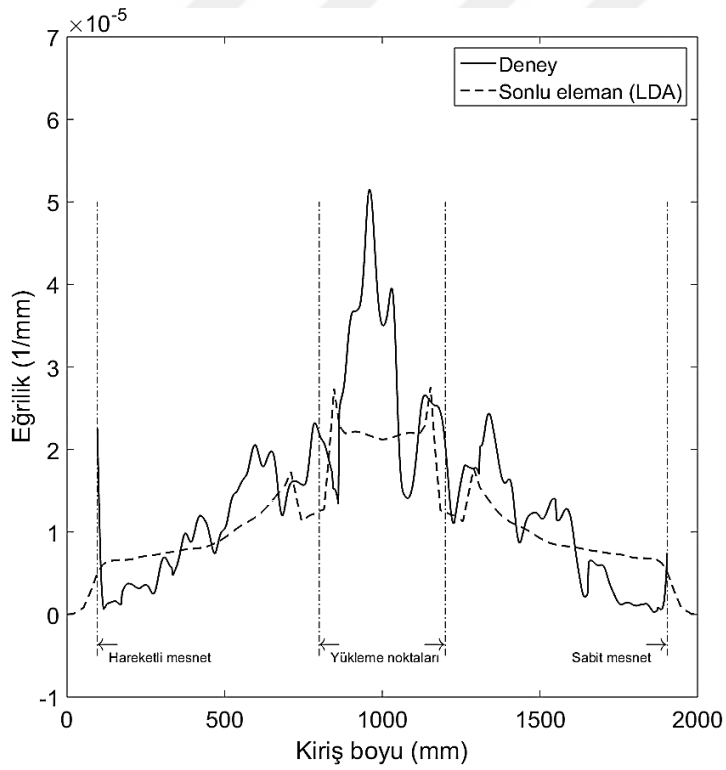
Şekil 7.49. C50F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi



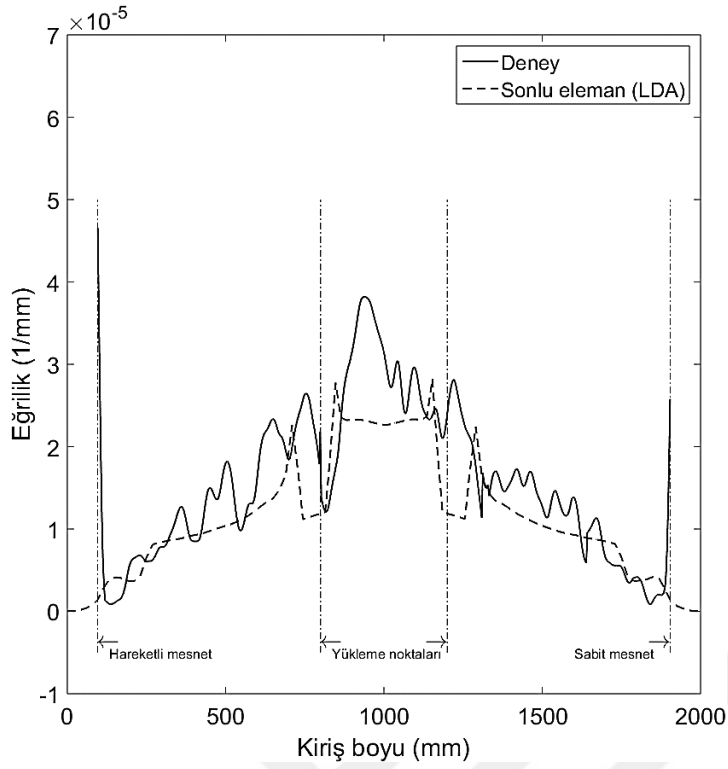
Şekil 7.50. C50F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi



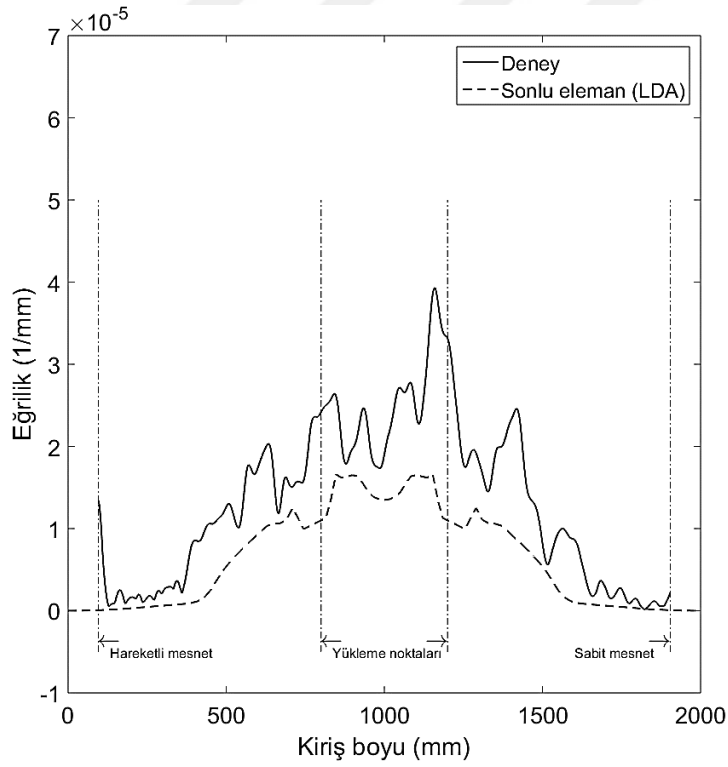
Şekil 7.51. C100F0R0.4 elemanı eğrilik değişimi



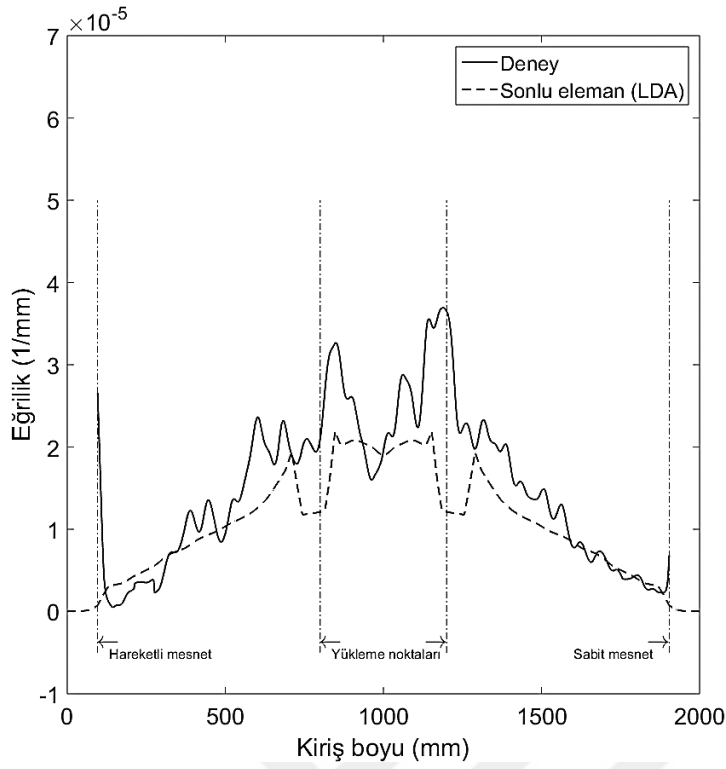
Şekil 7.52. C100F0R0.9 elemanı eğrilik değişimi



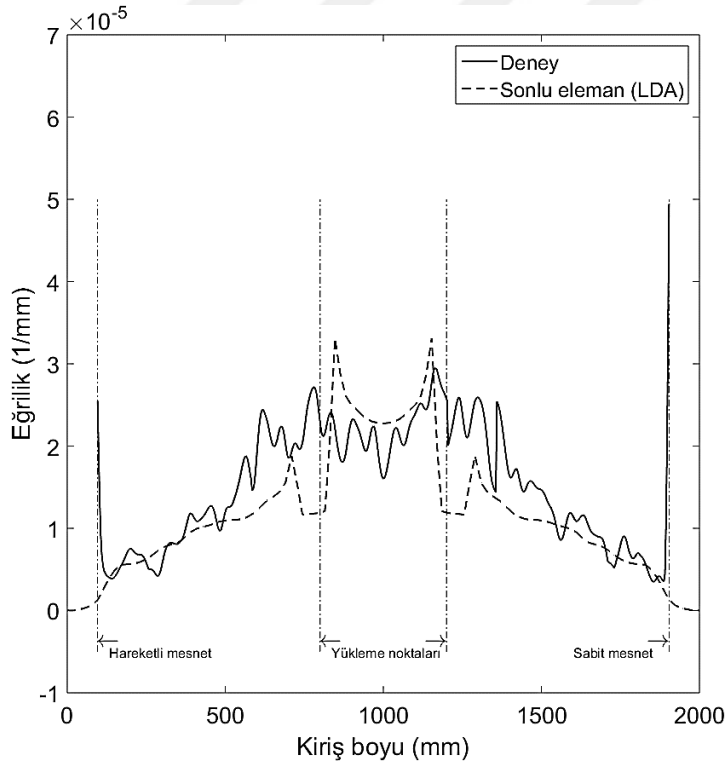
Şekil 7.53. C100F0R1.6 elemanı eğrilik değişimi



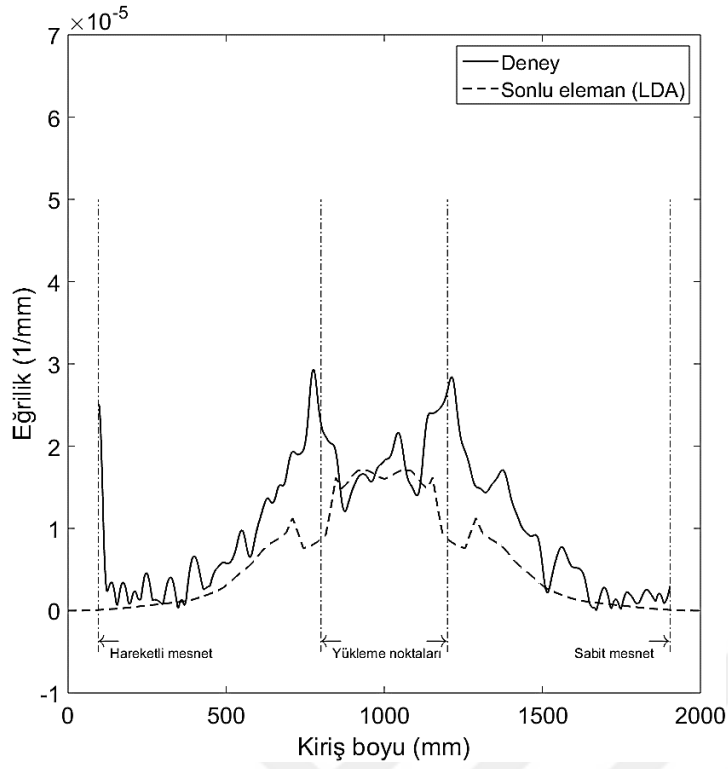
Şekil 7.54. C100F0.75R0.4 elemanı eğrilik değişimi



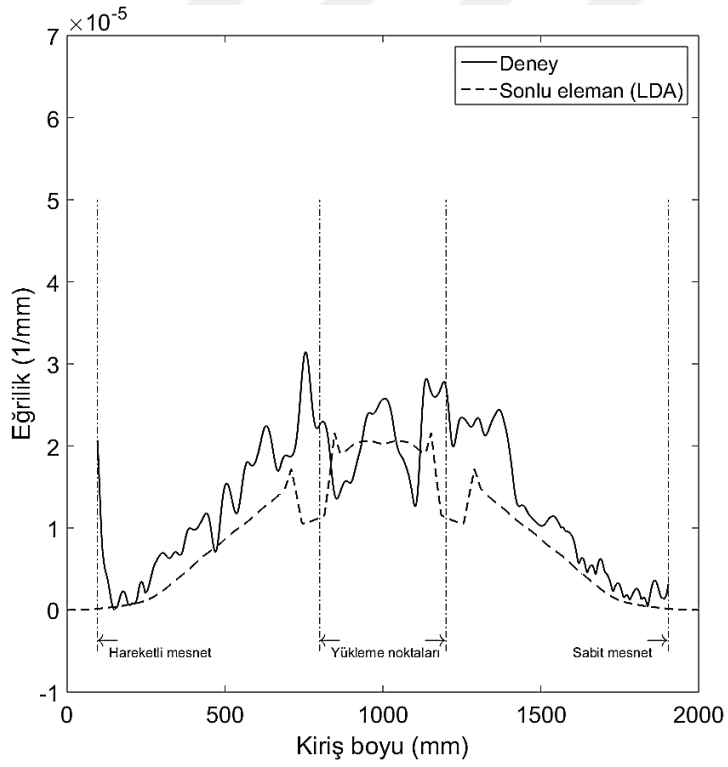
Şekil 7.55. C100F0.75R0.9 elemanı eğrilik değişimi



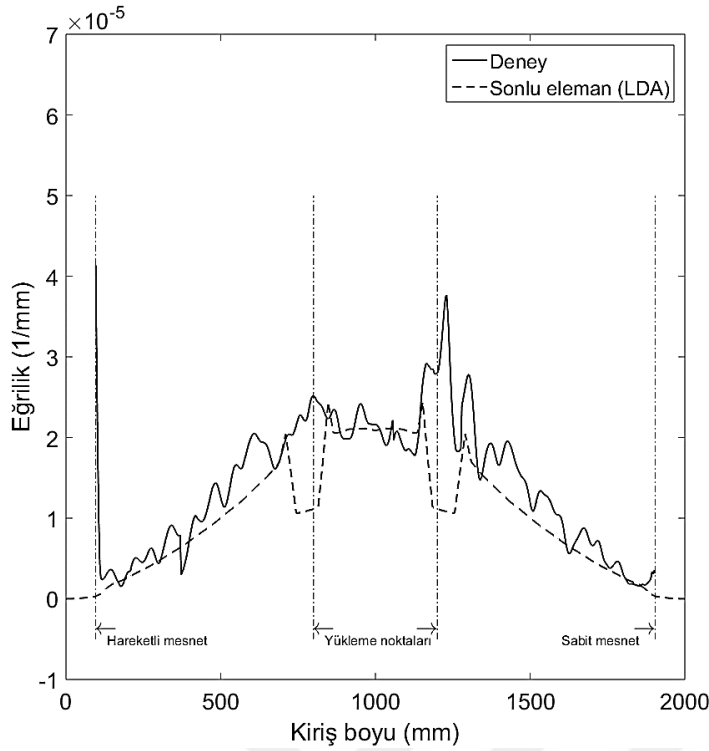
Şekil 7.56. C100F0.75R1.6 elemanı eğrilik değişimi



Şekil 7.57. C100F1.5R0.4 elemanı eğrilik değişimi



Şekil 7.58. C100F1.5R0.9 elemanı eğrilik değişimi



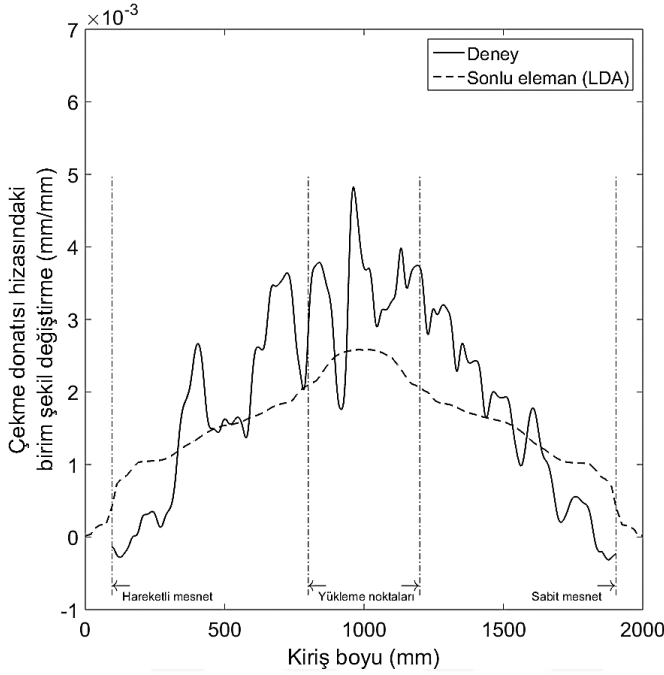
Şekil 7.59. C100F1.5R1.6 elemanı eğrilik değişimi

7.3.3. Çekme donatısı hizasında birim şekil değişimi

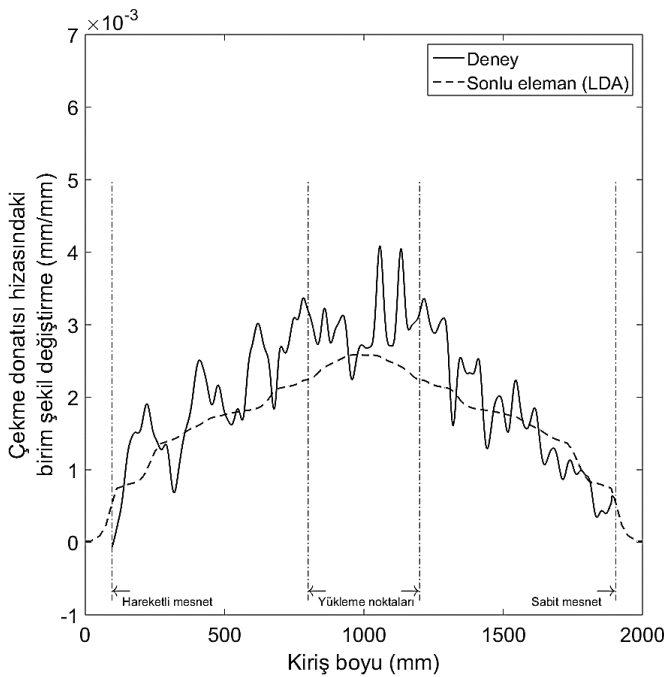
Sonlu eleman analizlerinden elde edilen akma anında kiriş boyunca oluşan donatı seviyesindeki birim şekil değiştirmeler, deney sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 7.60-7.86'da verilmiştir. Şekil üzerinde yükleme ve mesnet bölgeleri noktalı çizgilerle gösterilmiştir. Deneysel veriler mesnet noktaları arasında, sonlu eleman analizlerinden elde edilen veriler ise kiriş boyunca verilmiştir. Şekiller incelendiği zaman deneysel olarak elde edilen birim şekil değişimleri ile sonlu eleman analizlerinden elde edilen birim şekil değişimleri arasında önemli benzerliğin olduğu görülmektedir. Ancak deneysel olarak elde edilen birim şekil değişimlerinde kiriş uzunluğu boyunca dalgalanma gözlenirken, sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlarda yapılan izotropik yayılı çatlak kabulü gereği dalgalanma görülmemiştir.

Donatı seviyesindeki maksimum birim şekil değişimi, olması gerektiği gibi, deneysel ve sonlu eleman analizlerinde sabit moment bölgesi içerisinde oluşmuştur. Ancak, deneysel olarak elde edilen maksimum birim şekil değiştirme değeri genellikle sonlu eleman analizinden elde edilen değerden daha büyüktür. Bu durumun, gerçekte lokal çatlak bölgesinde donatı sıyrılması oluşurken, yapılan sonlu eleman analizlerinde donatı

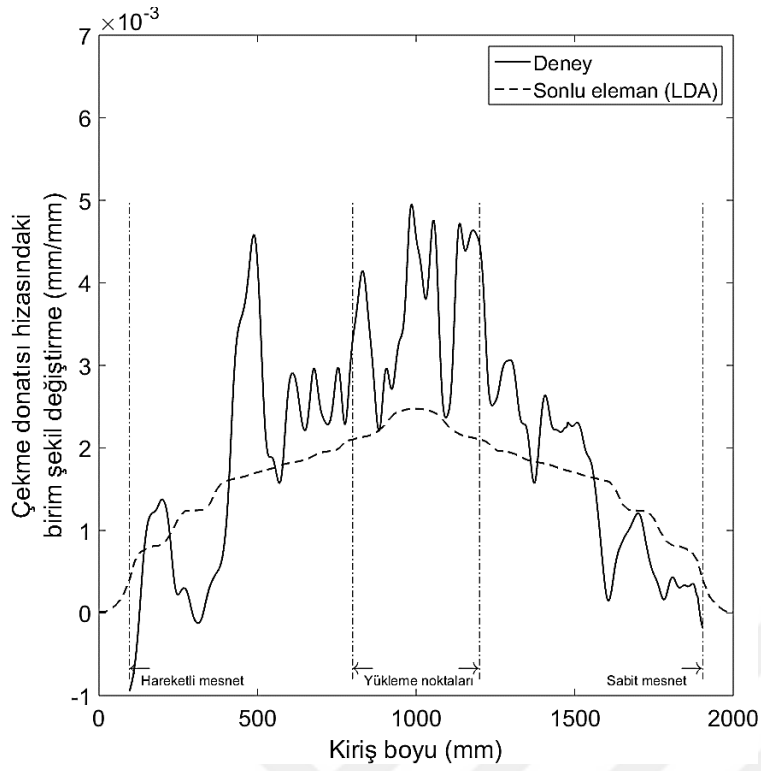
sıyrılmasını tam olarak temsil eden bir model kullanılmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Son olarak, en düşük donatı oranına (%0,4) sahip kirişlerde basınç dayanımı ve lif içeriğindeki artışla birlikte, kiriş boyunca donatı seviyesindeki birim şekil değişimi aralığının küçüldüğü gözlenmiştir.



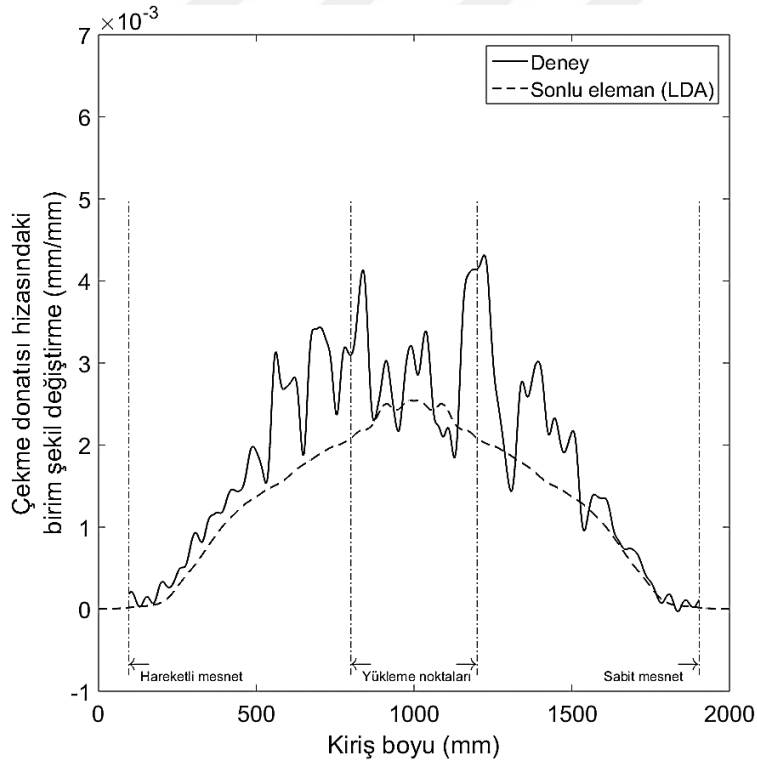
Şekil 7.60. C25F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



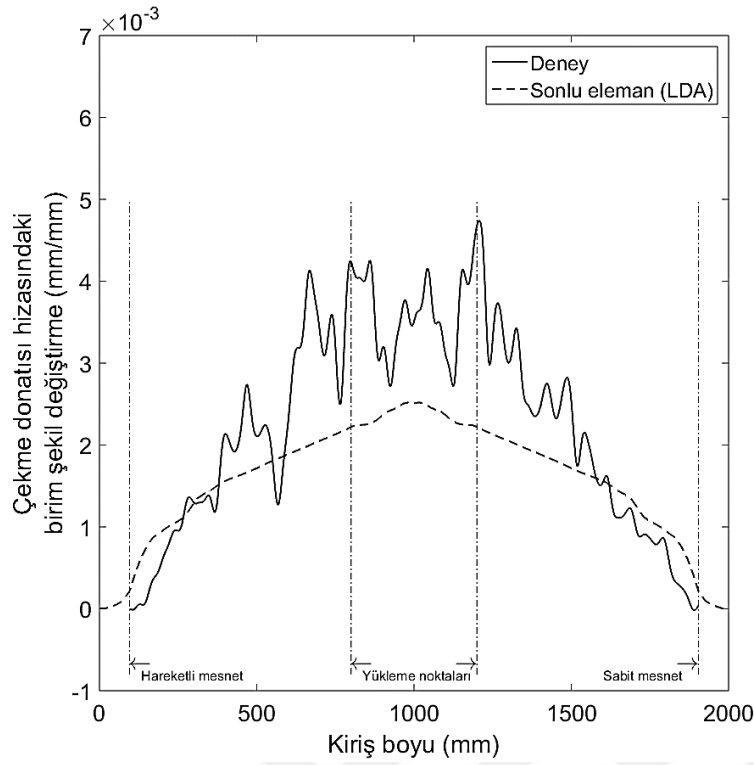
Şekil 7.61. C25F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



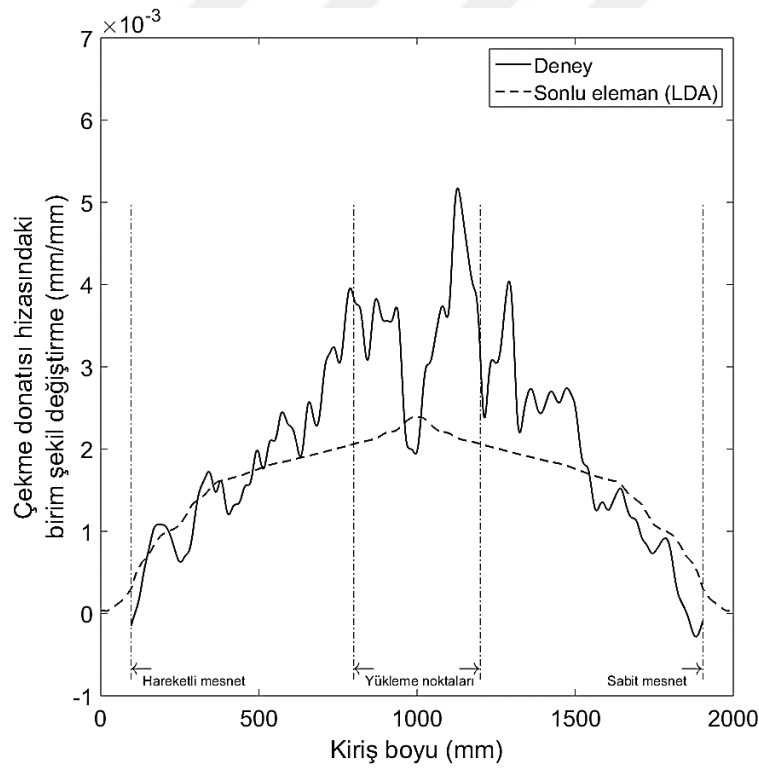
Şekil 7.62. C25F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



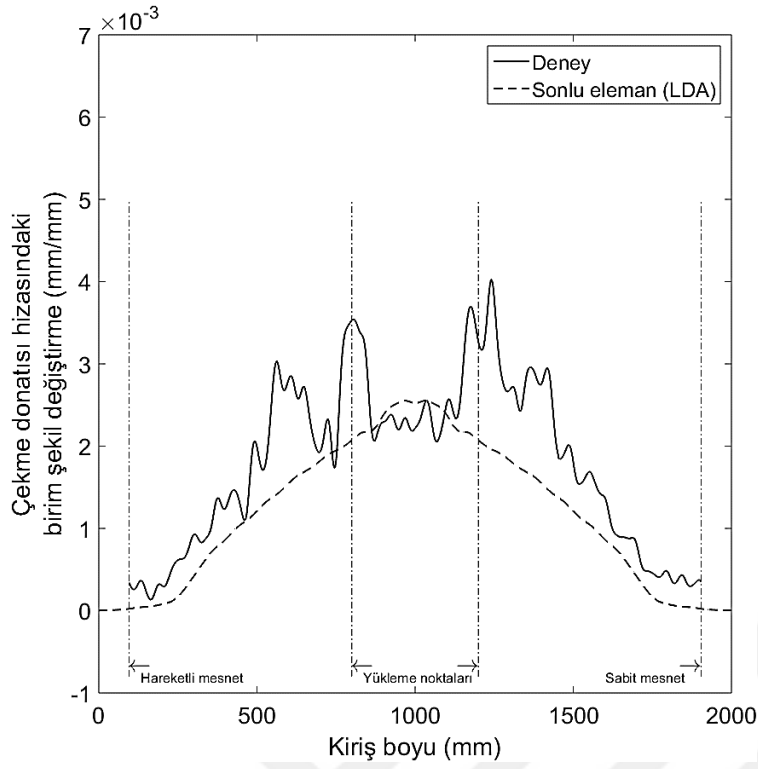
Şekil 7.63. C25F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



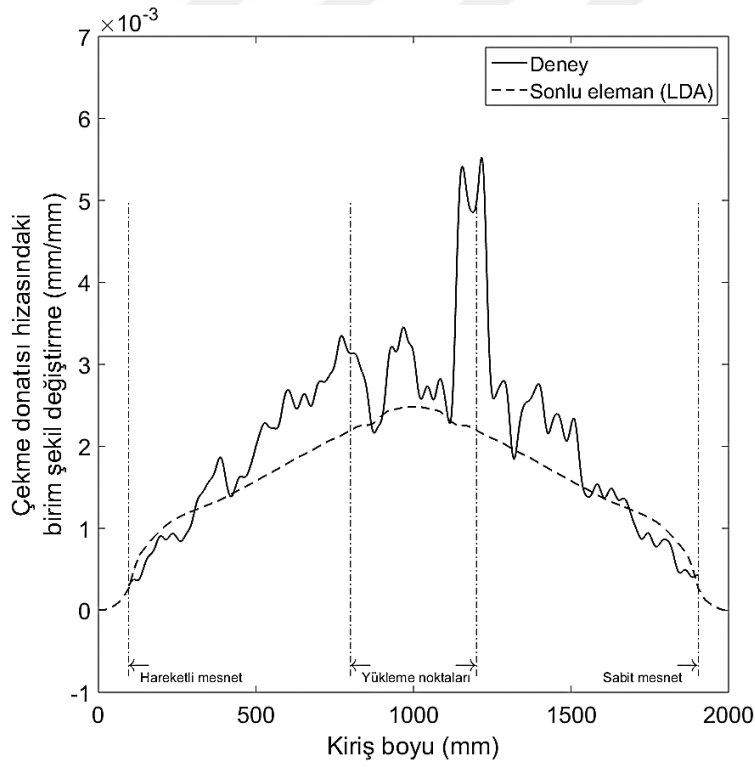
Şekil 7.64. C25F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



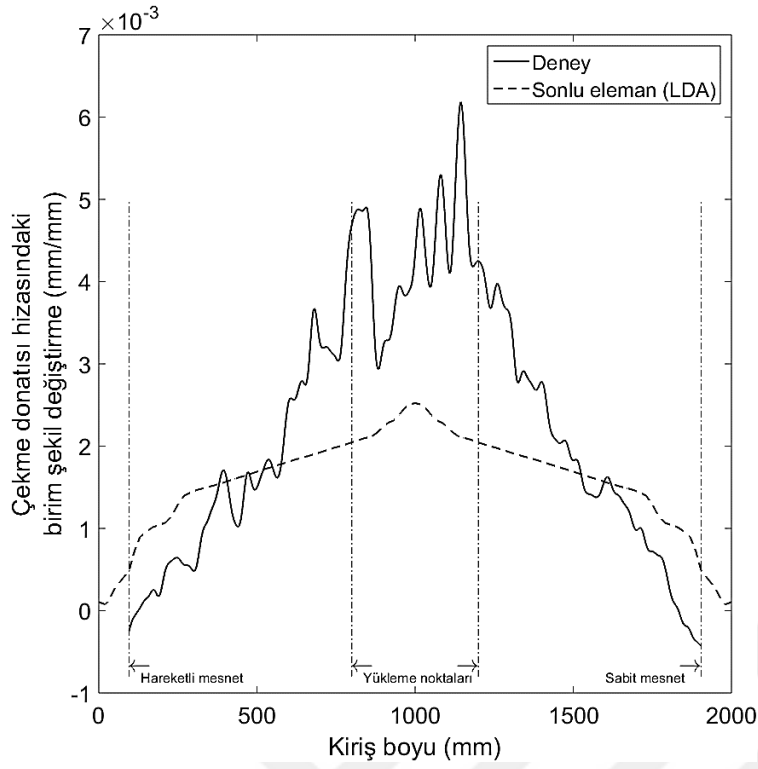
Şekil 7.65. C25F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



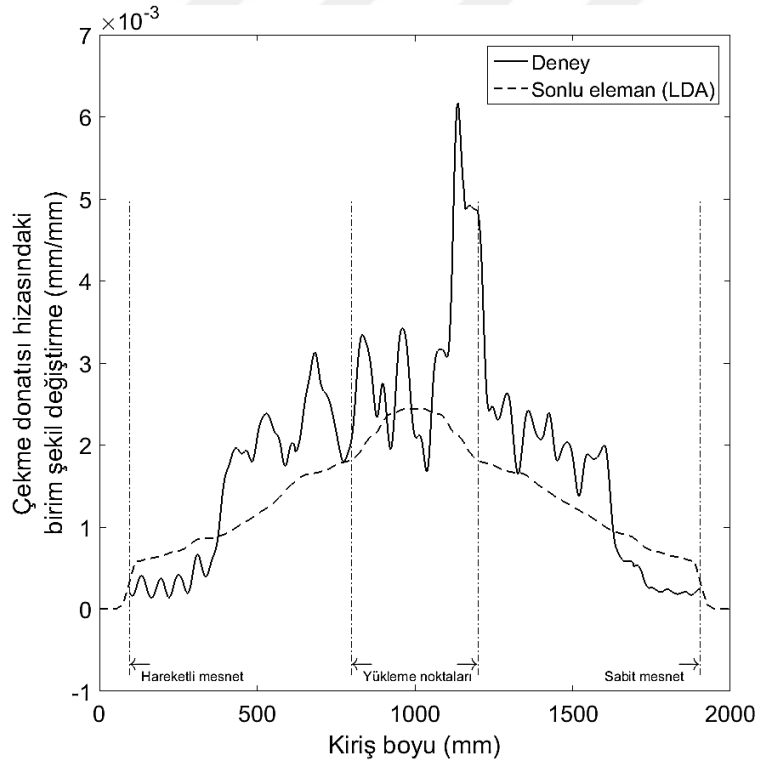
Şekil 7.66. C25F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



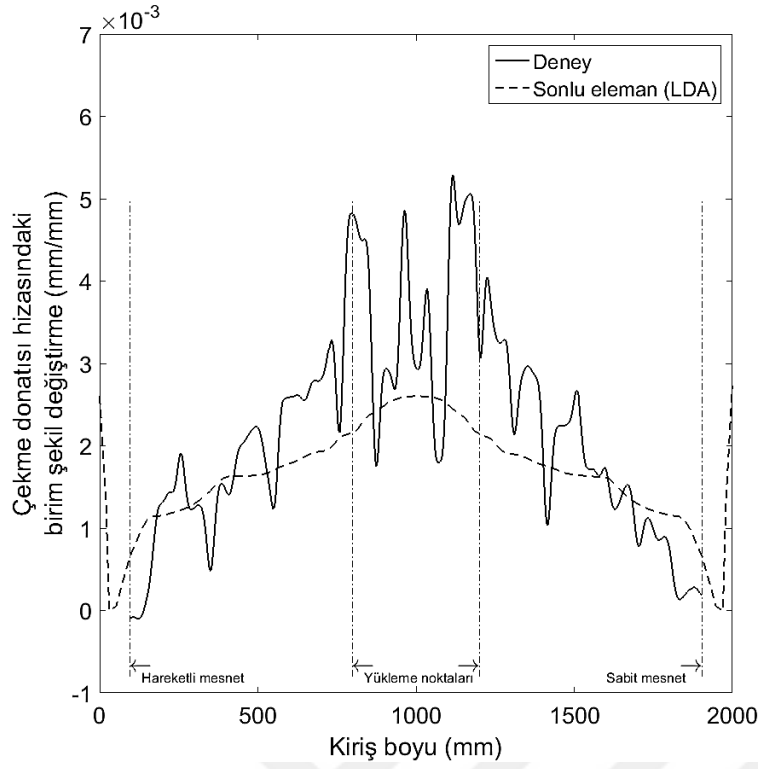
Şekil 7.67. C25F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



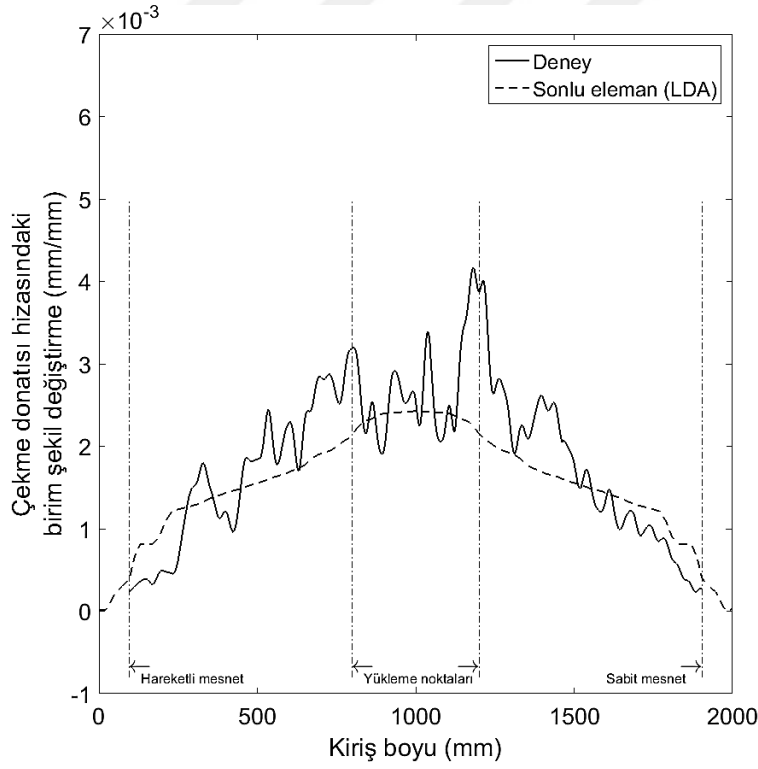
Şekil 7.68. C25F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



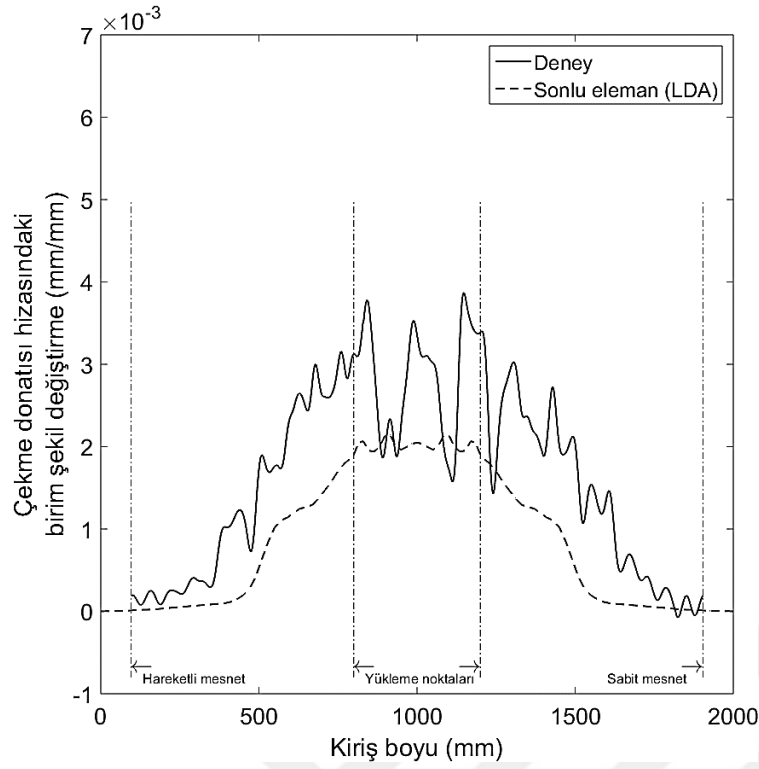
Şekil 7.69. C50F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



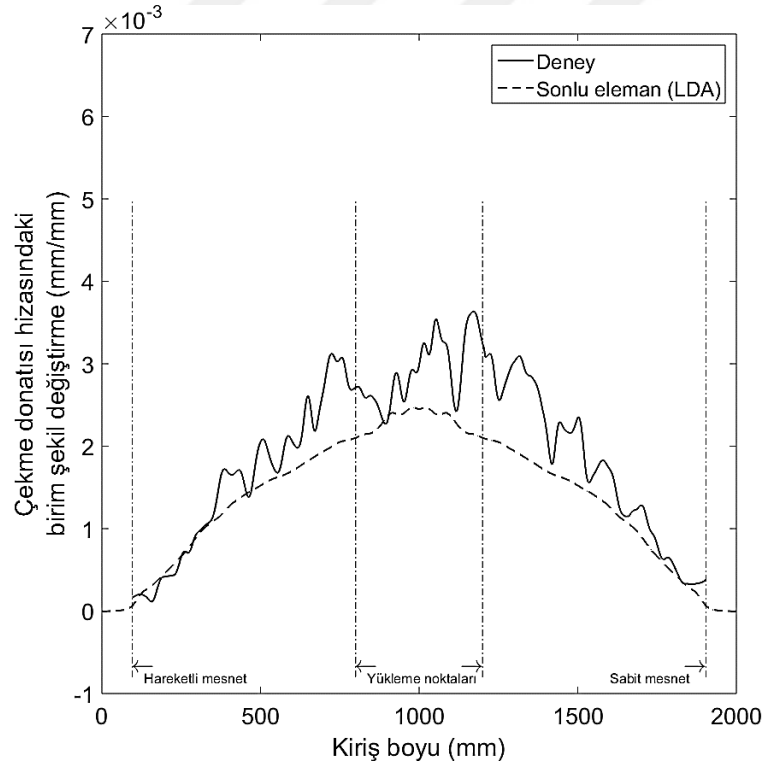
Şekil 7.70. C50F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



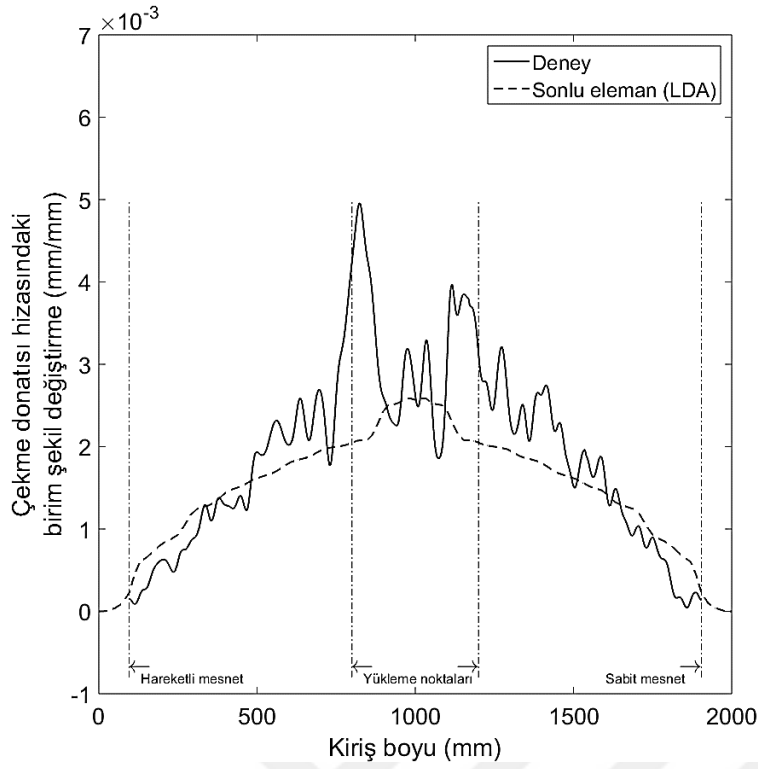
Şekil 7.71. C50F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



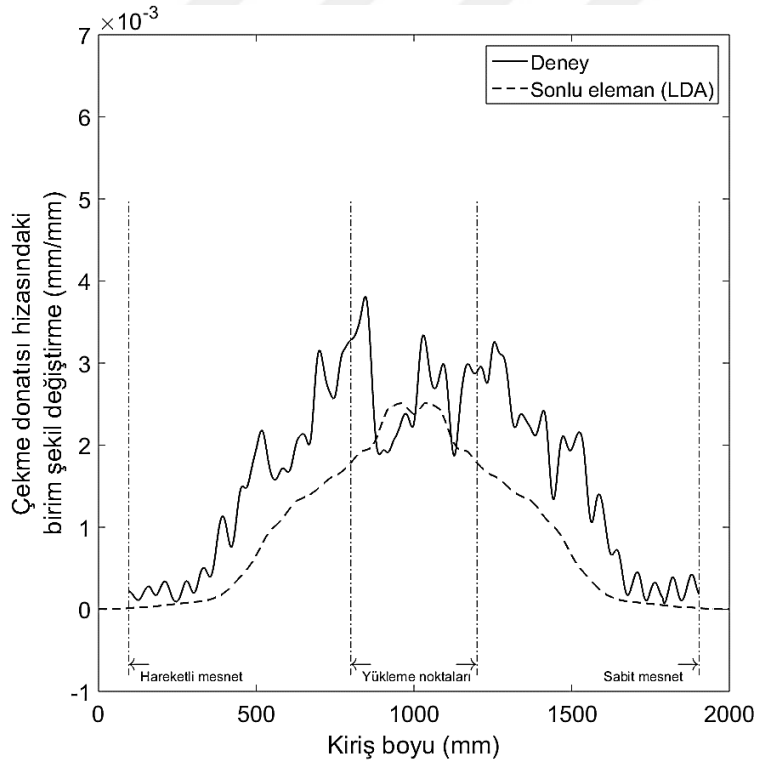
Şekil 7.72. C50F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



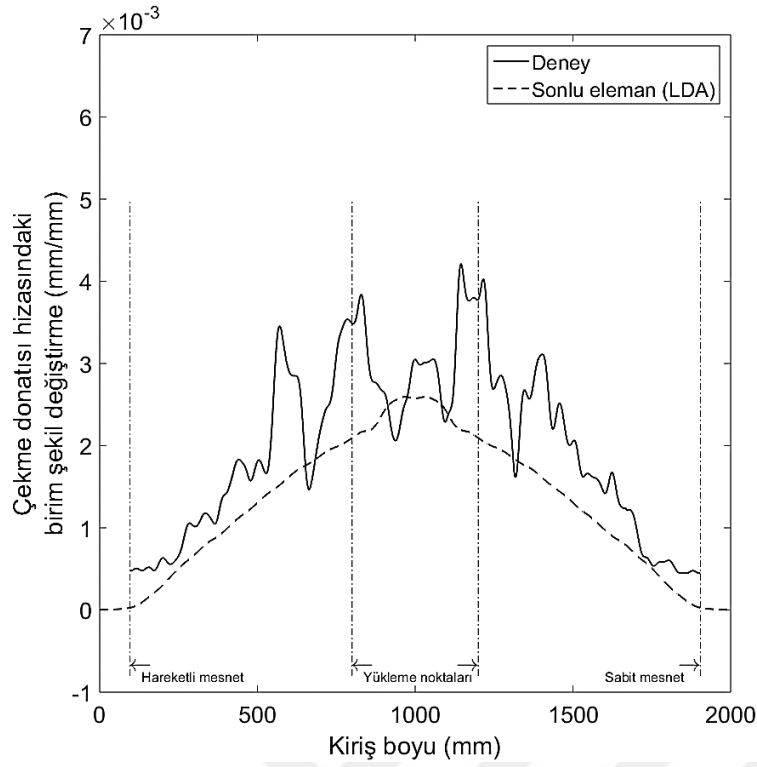
Şekil 7.73. C50F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



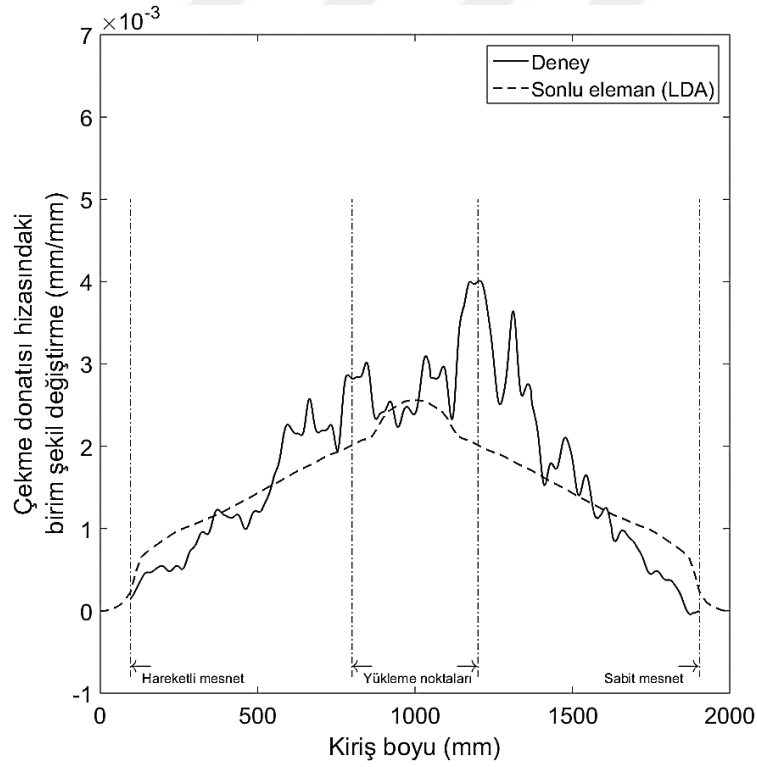
Şekil 7.74. C50F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



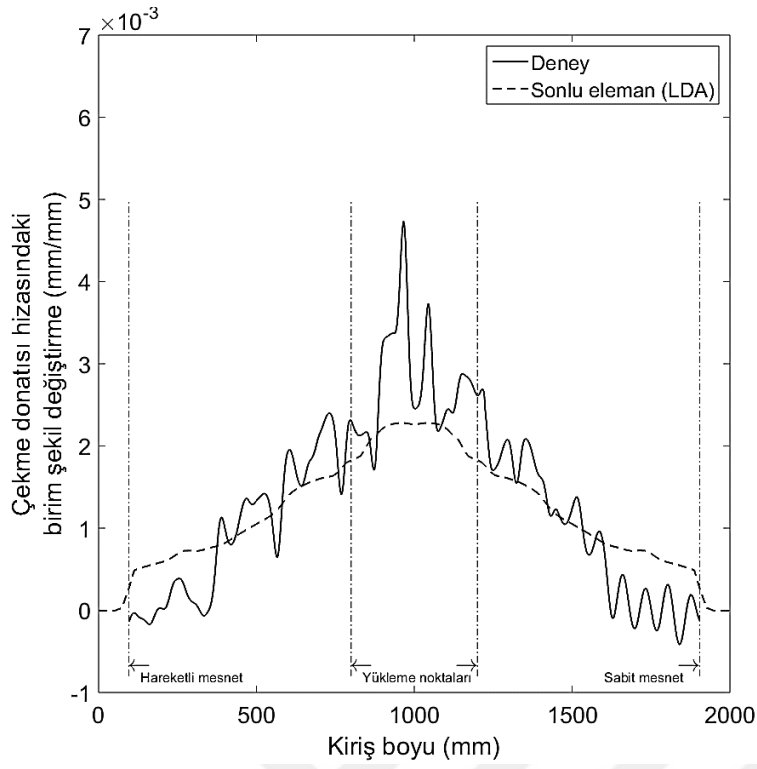
Şekil 7.75. C50F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



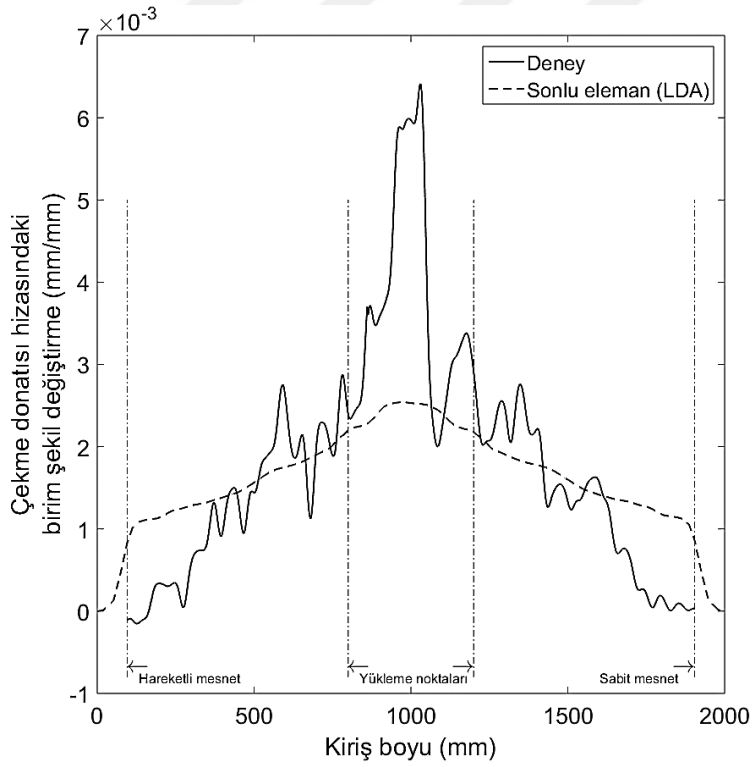
Şekil 7.76. C50F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



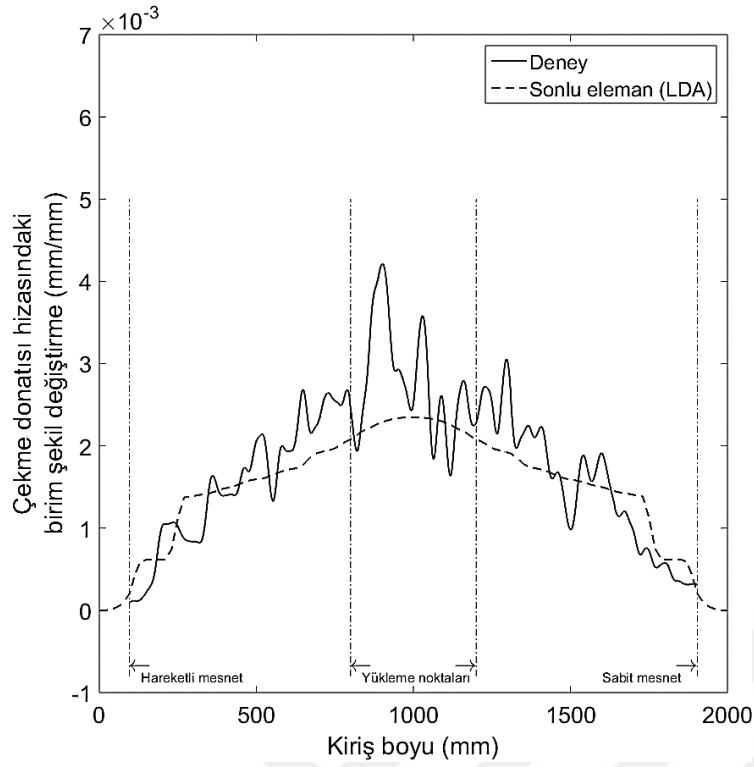
Şekil 7.77. C50F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



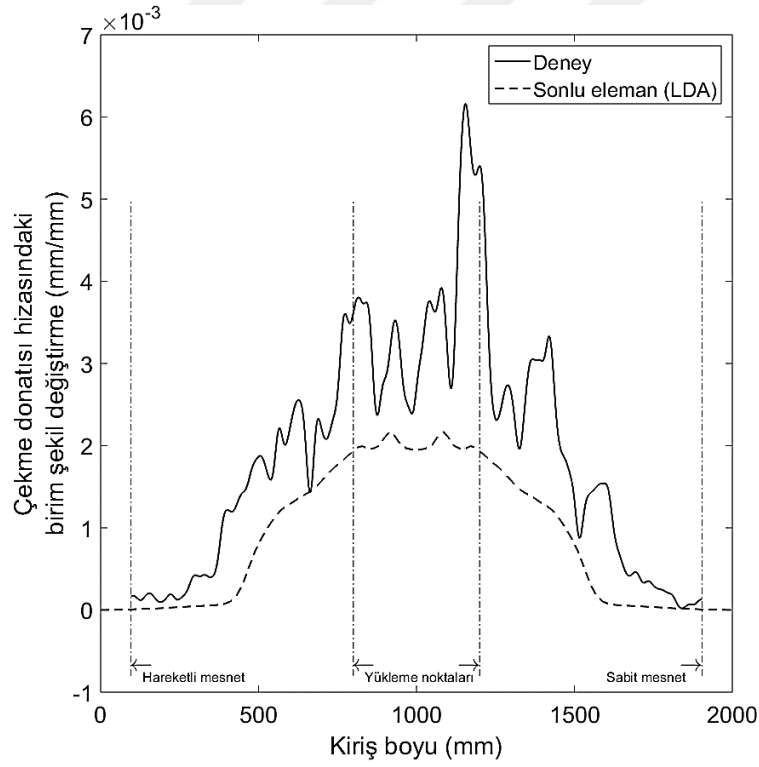
Şekil 7.78. C100F0R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



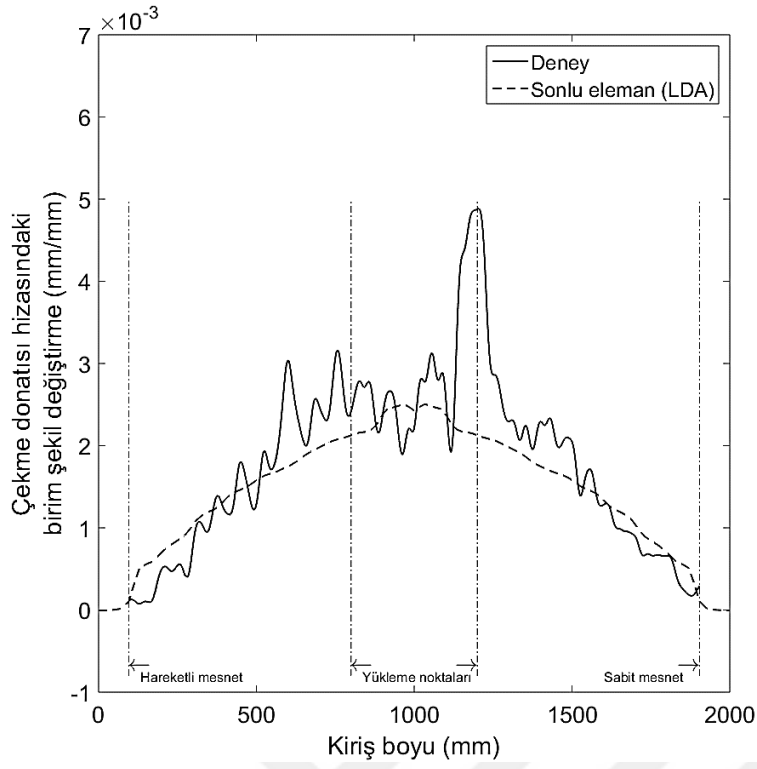
Şekil 7.79. C100F0R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



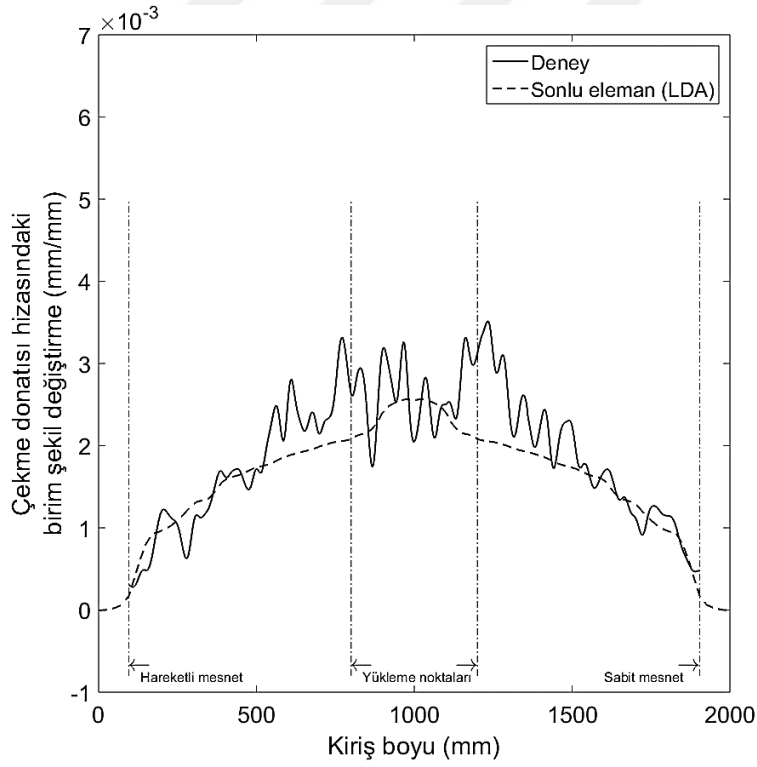
Şekil 7.80. C100F0R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



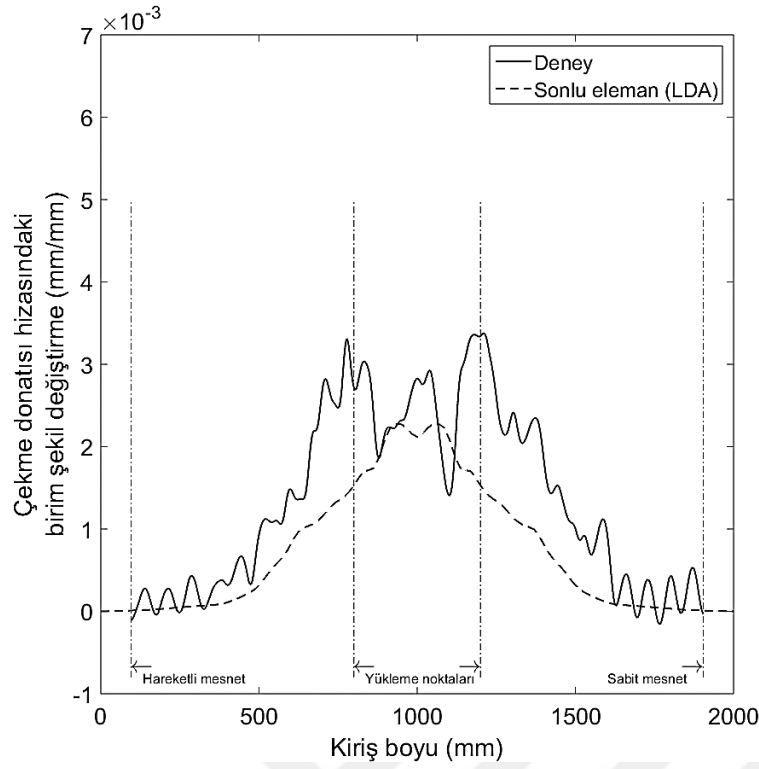
Şekil 7.81. C100F0.75R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



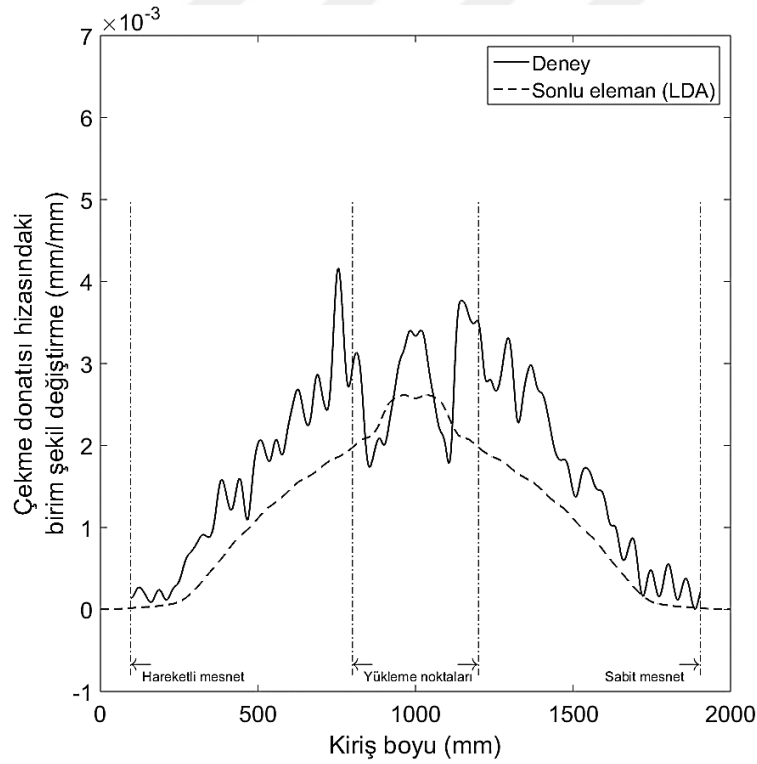
Şekil 7.82. C100F0.75R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



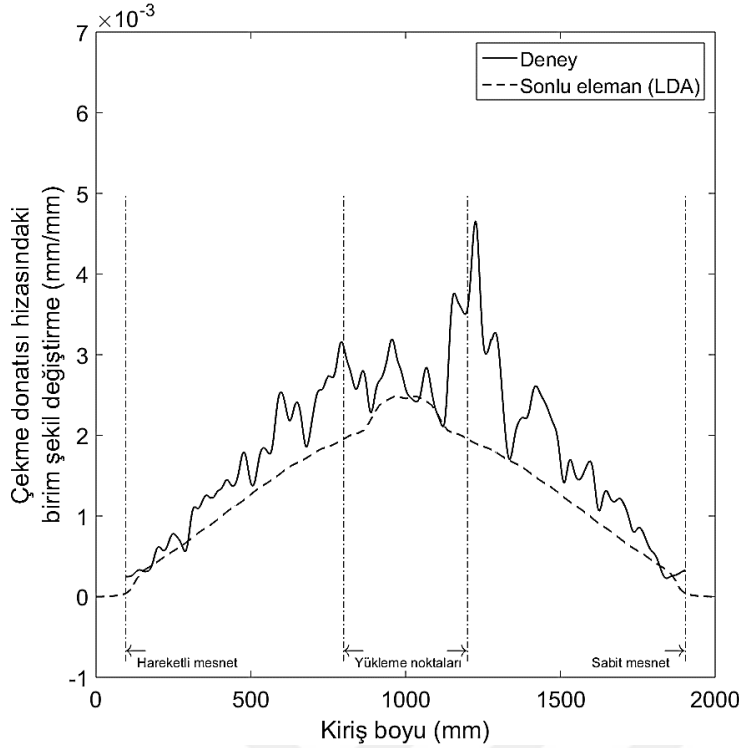
Şekil 7.83. C100F0.75R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



Şekil 7.84. C100F1.5R0.4 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



Şekil 7.85. C100F1.5R0.9 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi



Şekil 7.86. C100F1.5R1.6 elemanı donatı hizasındaki birim şekil değişimi

7.3.4. Kesit yüksekliği boyunca birim şekil değişimi

Sonlu eleman analizlerinden elde edilen maksimum eğriliğin olduğu kesitteki birim şekil değiştirmelerin akma anındaki kesit boyunca değişimi, deney sonuçlarıyla karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 7.87-7.113’de verilmiştir. Şekiller incelendiği zaman deneysel olarak elde edilen birim şekil değişimleri ile sonlu eleman analizlerinden elde edilen birim şekil değişimleri arasında benzerliğin olduğu görülmektedir. Ancak sonlu eleman analizinden elde edilen birim şekil değişimlerinde kesit boyunca dalgalanmalar görülürken, deneysel olarak elde edilen birim şekil değişimlerinin kesit boyunca daha doğrusal değiştiği gözlenmiştir. Çünkü deneysel olarak elde edilen veriler yaklaşık 100 mm bant genişliğindeki ortalama değerler iken, sonlu eleman analizinden elde edilen veriler sonlu elemana ait nodal değerlerdir.

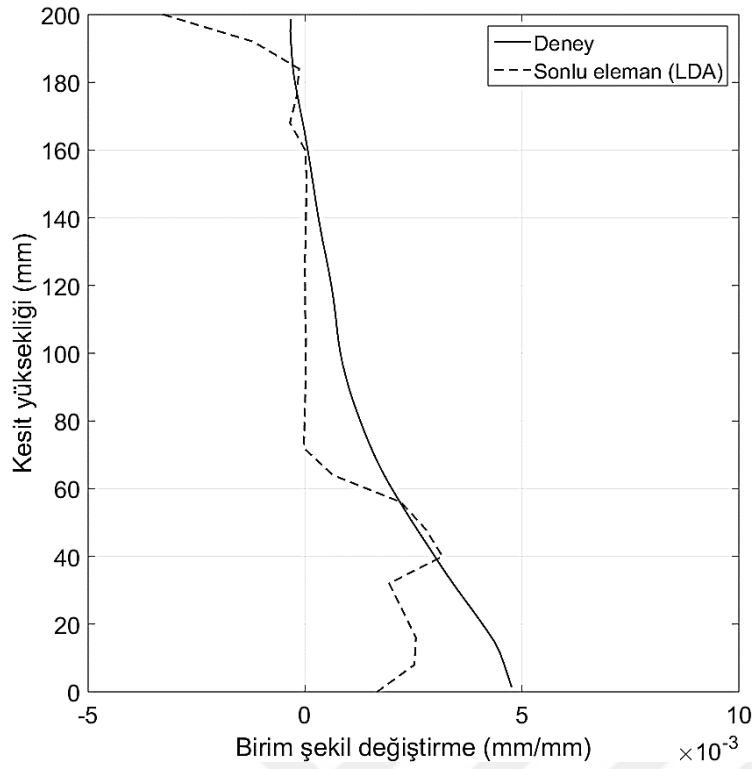
Şekillerden elde edilen diğer bir sonuç ise sonlu elemanlar analizi ile elde edilen birim şekil değişimlerinin, kirişin basınç bölgesindeki davranışı temsil etmede çekme bölgesine göre daha başarılı olduğudur. Bunun nedeni deneysel çalışmada oluşan tekil çatlaktaki donatının sıyrılması ve bu nedenle çatlağın nispeten daha serbest şekilde açılmaya maruz kalmasıdır. Bunun belirgin bir sonucu olarak aşağıdaki şekillerden de görüleceği üzere, deneysel olarak

elde edilen çekme bölgesindeki maksimum birim şekil değiştirme değeri genellikle sonlu eleman analizi ile elde edilen değerden büyüktür.

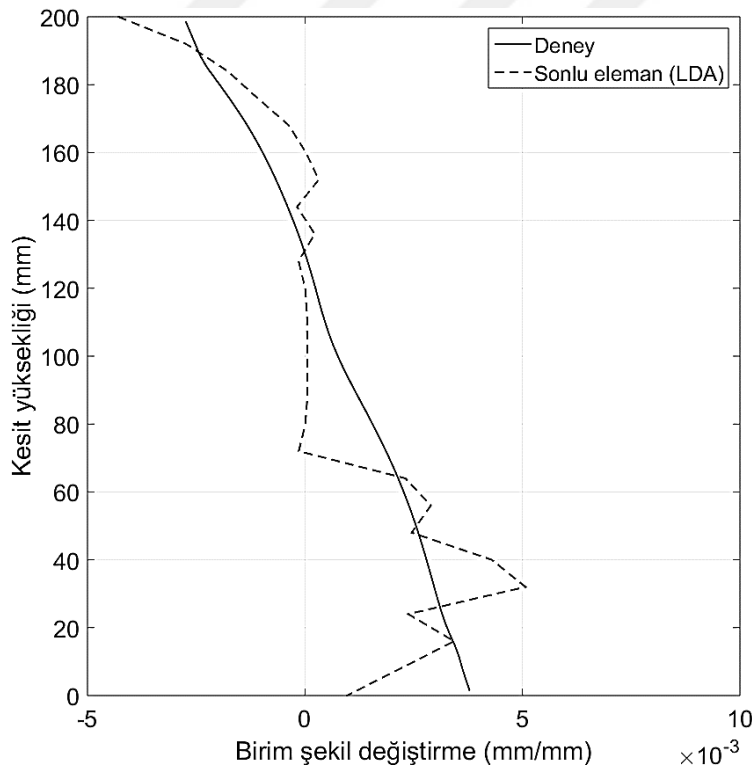
Çizelge 7.4’de deneysel olarak ve sonlu eleman analizlerinden akma yükünde elde edilen çatlak boyları ve bunların oranları verilmiştir. Çizelgeden çatlak boylarının oranlarının 0,98 ile 1,39 arasında değiştiği görülmektedir. Ortalama çatlak boyu oranı 1,15 ve standart sapması 0,10 olarak bulunmuştur. Sonlu eleman analizlerinden elde edilen ortalama çatlak boyunun, deneysel olarak elde edilen çatlak boyundan daha büyük olması kesit boyunca oluşan birim şekil değişimi ile ilgilidir. Sonlu eleman analizlerinden elde edilen çekme bölgesindeki birim şekil değiştirme değerleri deneysel olarak elde edilen değerlerden genellikle daha küçüktür. Bu nedenle iç kuvvet dengesi gereği sonlu elemanlarla elde edilen çatlak boyunun (tarafsız eksenin yeri) daha yüksek çıkması beklenen bir sonuçtur.

Çizelge 7.4. Deneysel ve sonlu elemanlar ile elde edilen çatlak boylarının karşılaştırılması

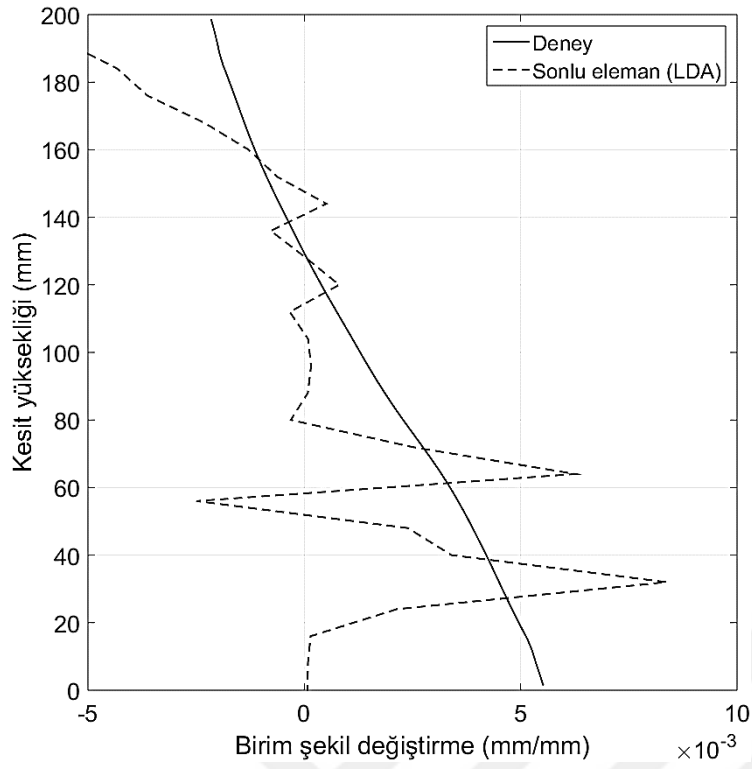
Deney elemanı	Deneysel çatlak boyu (mm)	Sonlu eleman çatlak boyu (mm)	Oran (sonlu eleman/deney)
C25F0R0.4	164,5	160,6	0,98
C25F0R0.9	130,3	160,4	1,23
C25F0R1.6	129,4	147,6	1,14
C25F0.75R0.4	151,6	163,5	1,08
C25F0.75R0.9	149,6	158,2	1,06
C25F0.75R1.6	124,2	147,6	1,19
C25F1.5R0.4	153,3	156,0	1,02
C25F1.5R0.9	142,3	160,6	1,13
C25F1.5R1.6	134,6	153,0	1,14
C50F0R0.4	160,3	174,5	1,09
C50F0R0.9	147,7	173,8	1,18
C50F0R1.6	119,8	166,9	1,39
C50F0.75R0.4	158,6	170,4	1,07
C50F0.75R0.9	141,6	165,2	1,17
C50F0.75R1.6	133,7	159,6	1,19
C50F1.5R0.4	147,6	151,5	1,03
C50F1.5R0.9	135,3	158,2	1,17
C50F1.5R1.6	128,1	161,7	1,26
C100F0R0.4	135,5	186,2	1,37
C100F0R0.9	156,9	184,9	1,18
C100F0R1.6	131,4	172,1	1,31
C100F0.75R0.4	172,8	174,8	1,01
C100F0.75R0.9	142,8	171,7	1,20
C100F0.75R1.6	139,4	160,1	1,15
C100F1.5R0.4	143,3	156,4	1,09
C100F1.5R0.9	144,5	163,0	1,13
C100F1.5R1.6	147,3	158,7	1,08



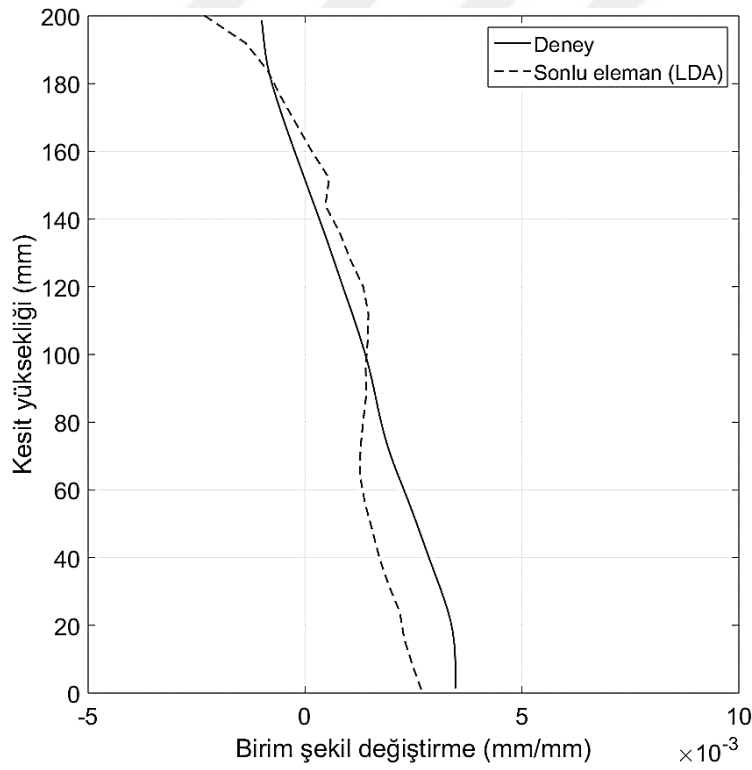
Şekil 7.87. C25F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



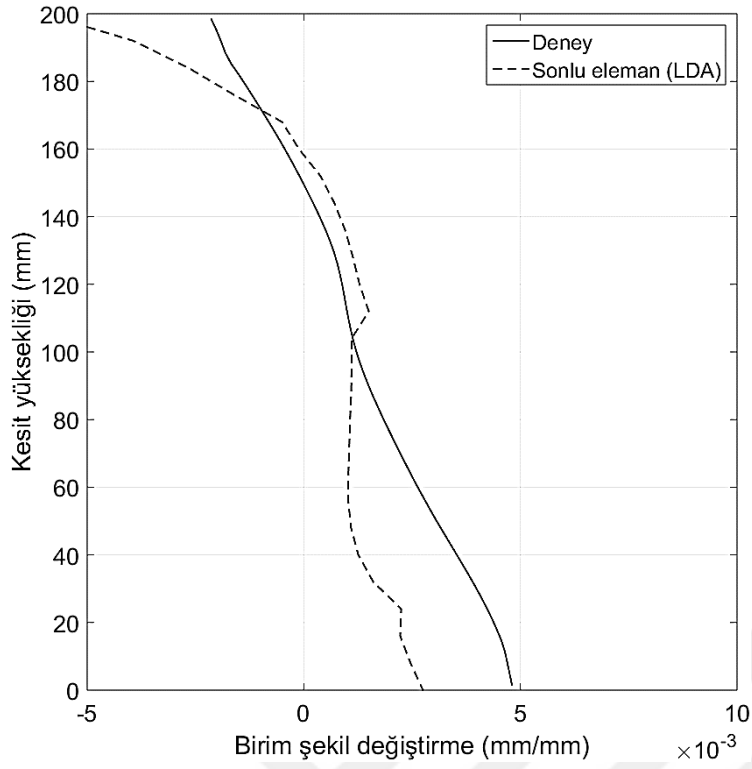
Şekil 7.88. C25F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



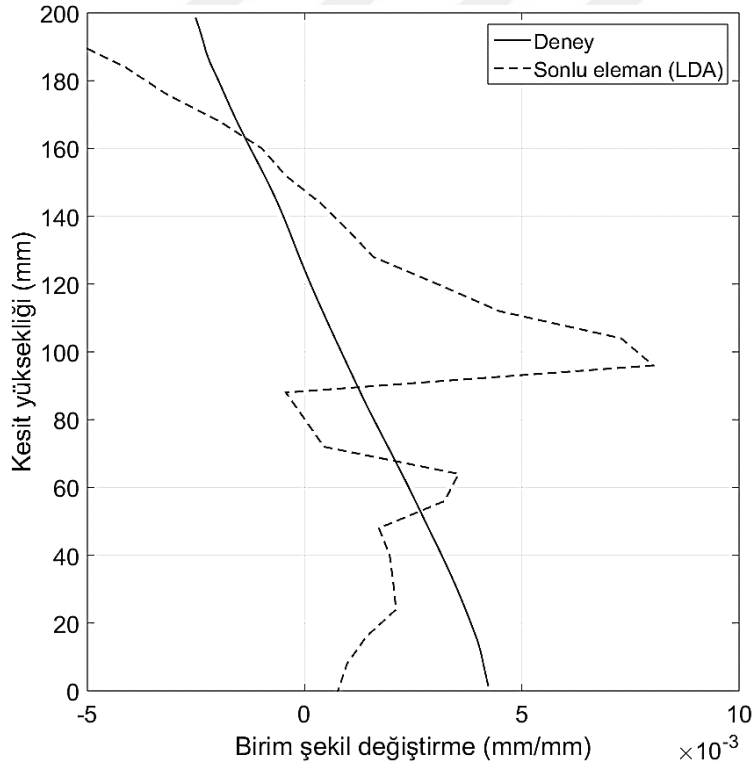
Şekil 7.89. C25F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



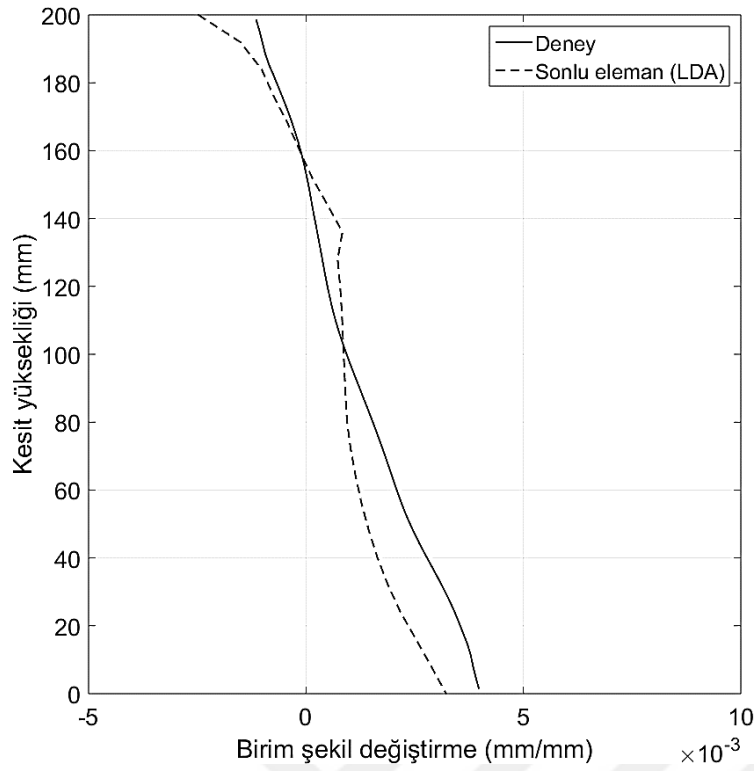
Şekil 7.90. C25F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



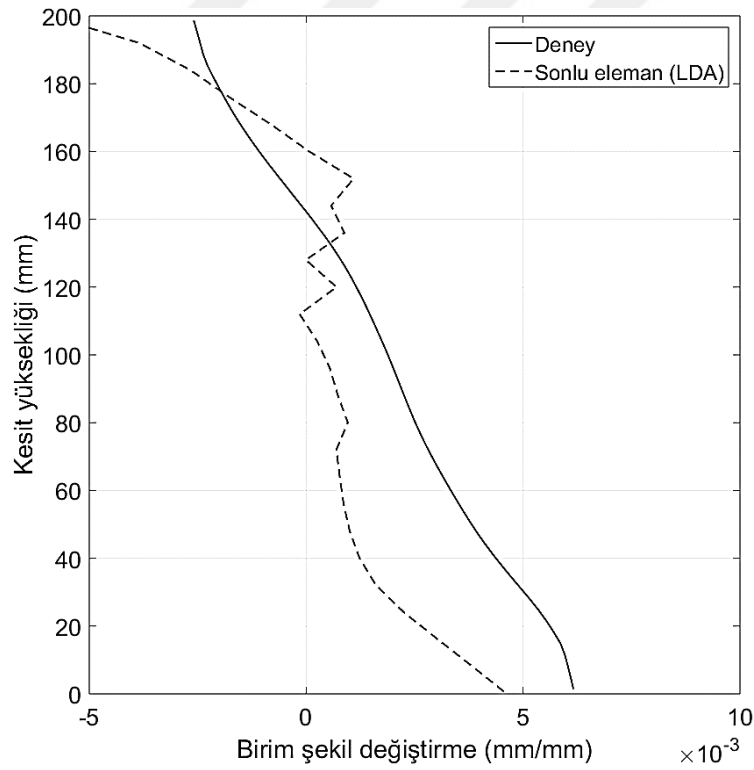
Şekil 7.91. C25F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



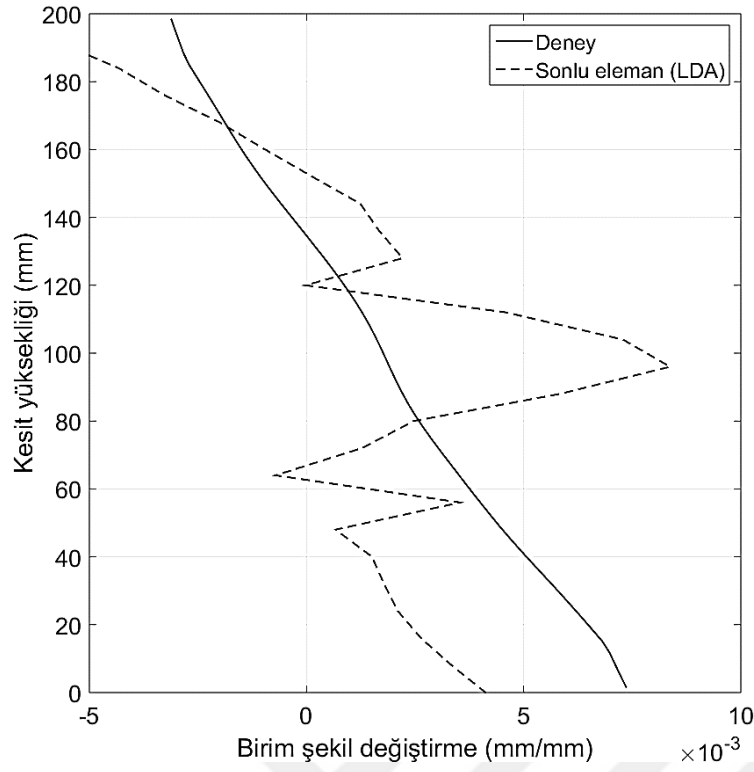
Şekil 7.92. C25F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



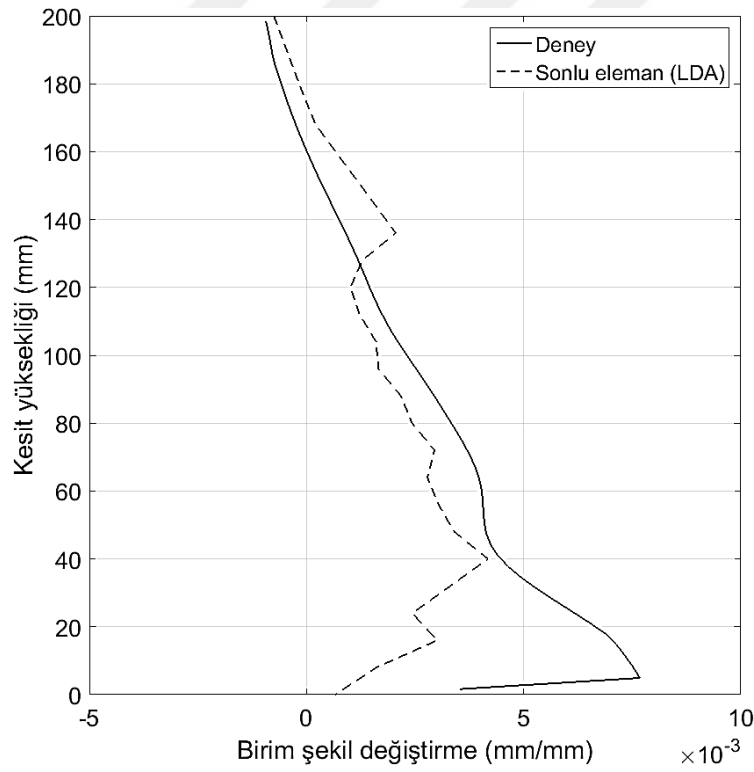
Şekil 7.93. C25F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



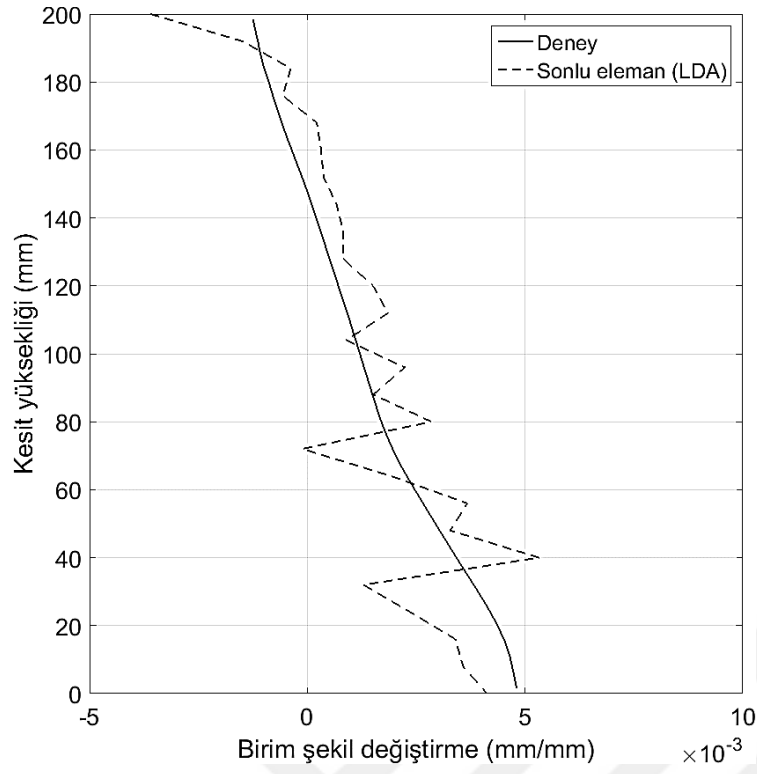
Şekil 7.94. C25F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



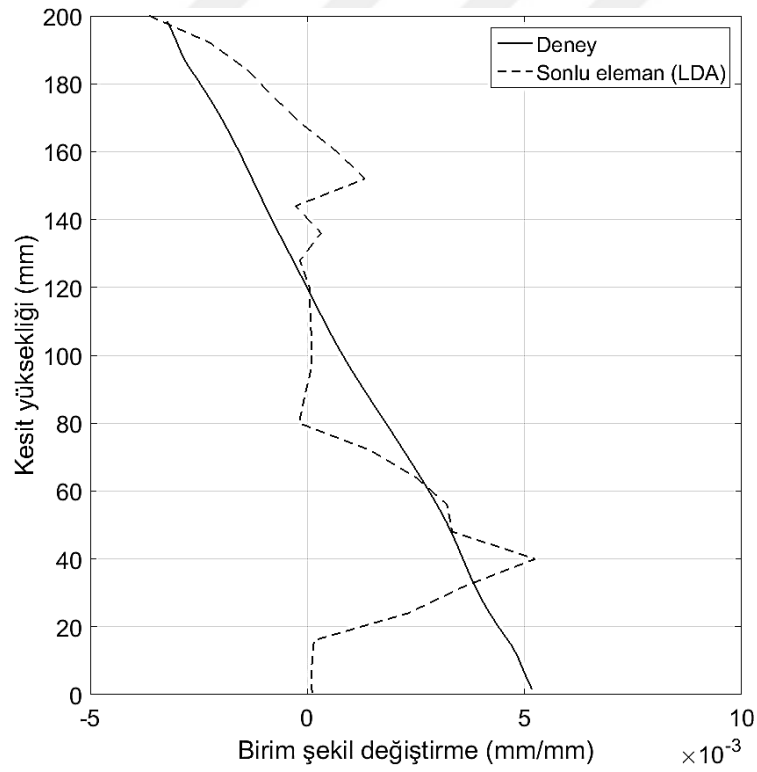
Şekil 7.95. C25F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



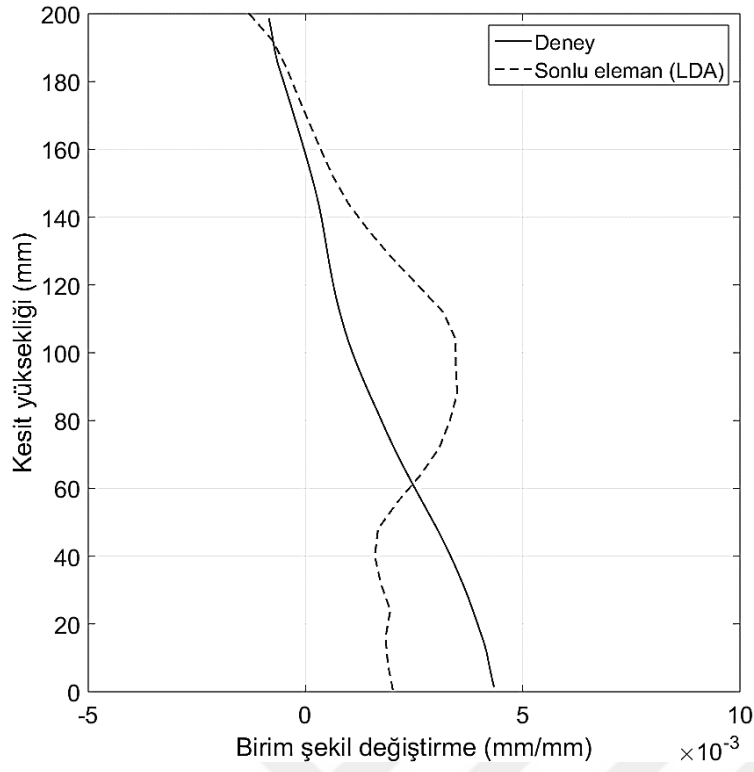
Şekil 7.96. C50F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



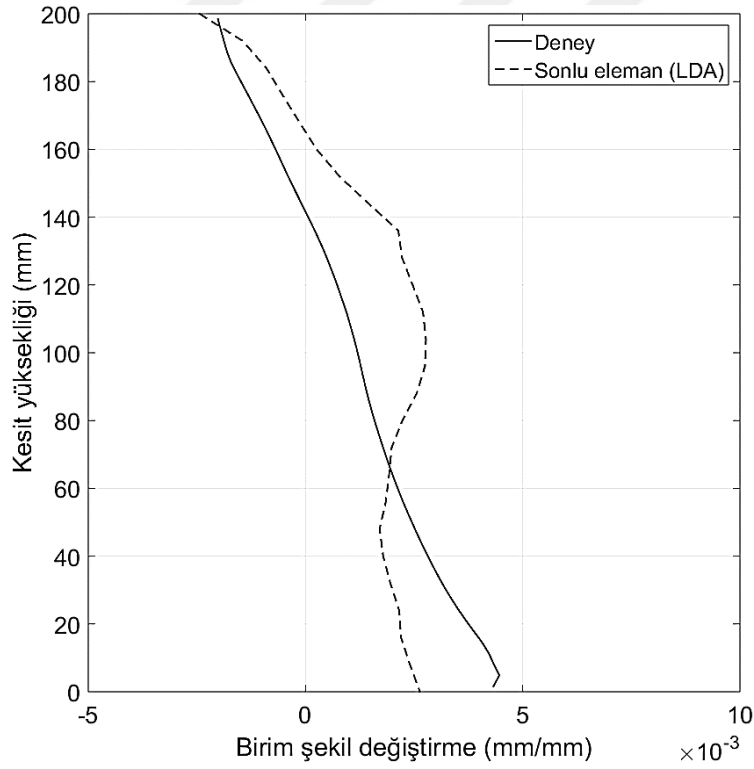
Şekil 7.97. C50F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



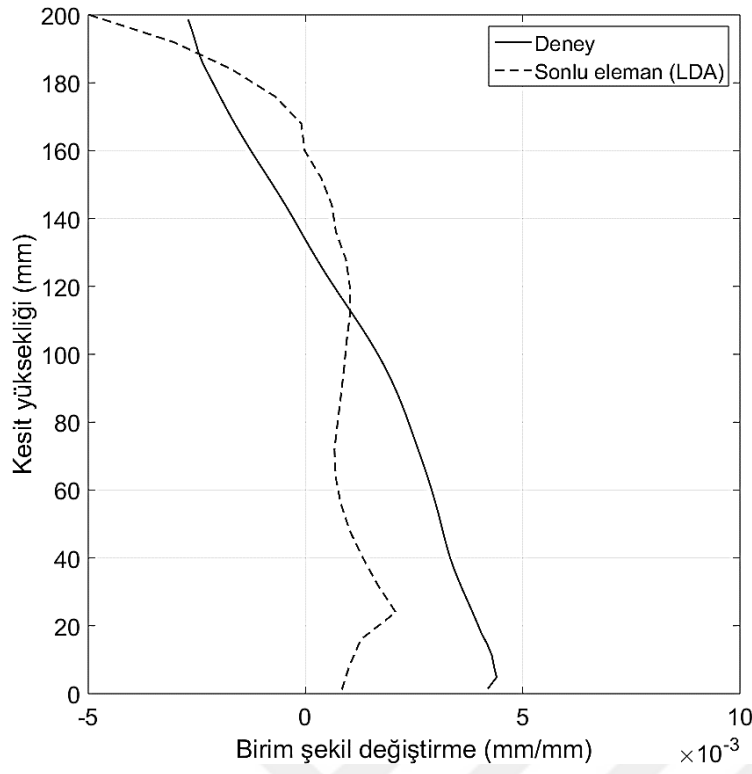
Şekil 7.98. C50F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



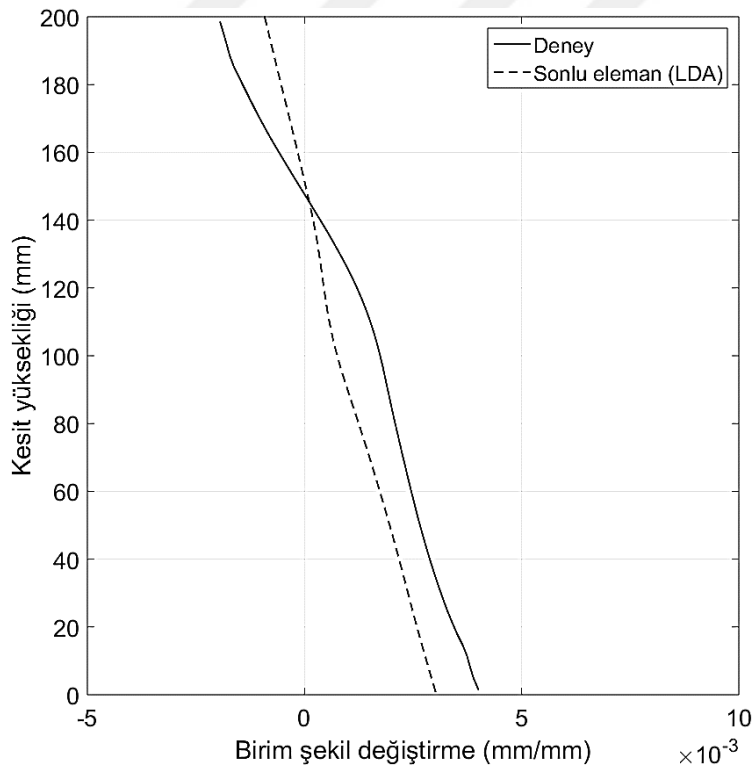
Şekil 7.99. C50F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



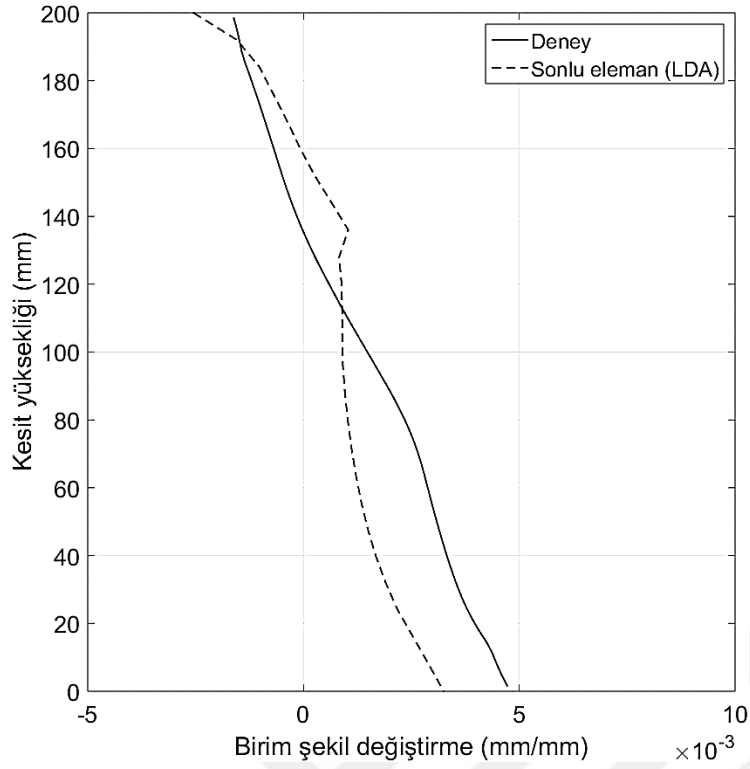
Şekil 7.100. C50F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



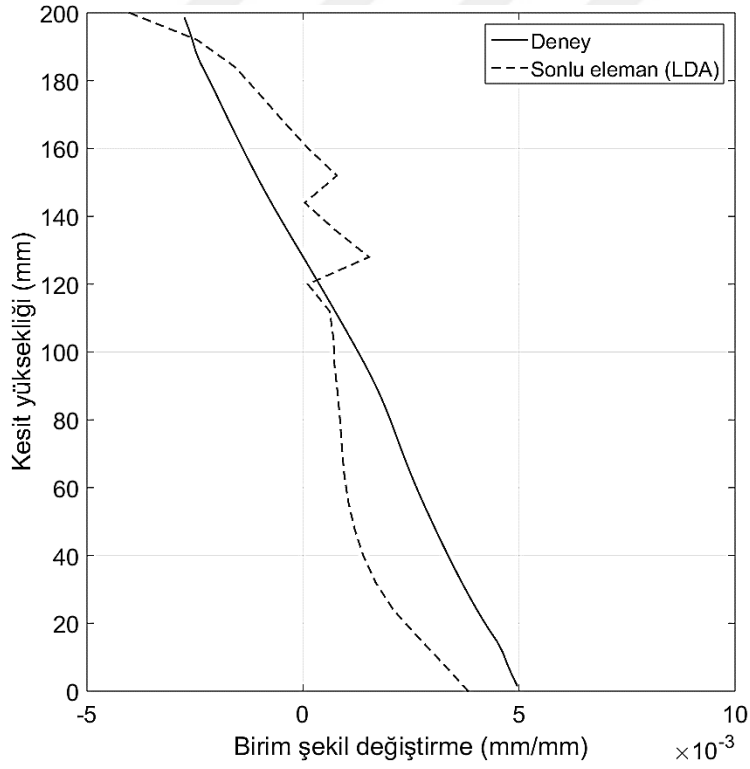
Şekil 7.101. C50F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



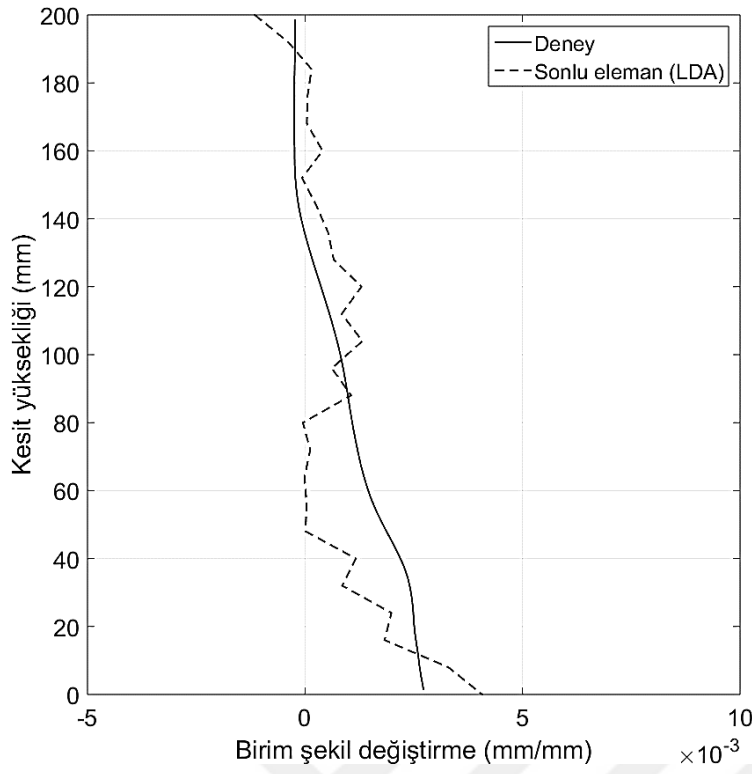
Şekil 7.102. C50F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



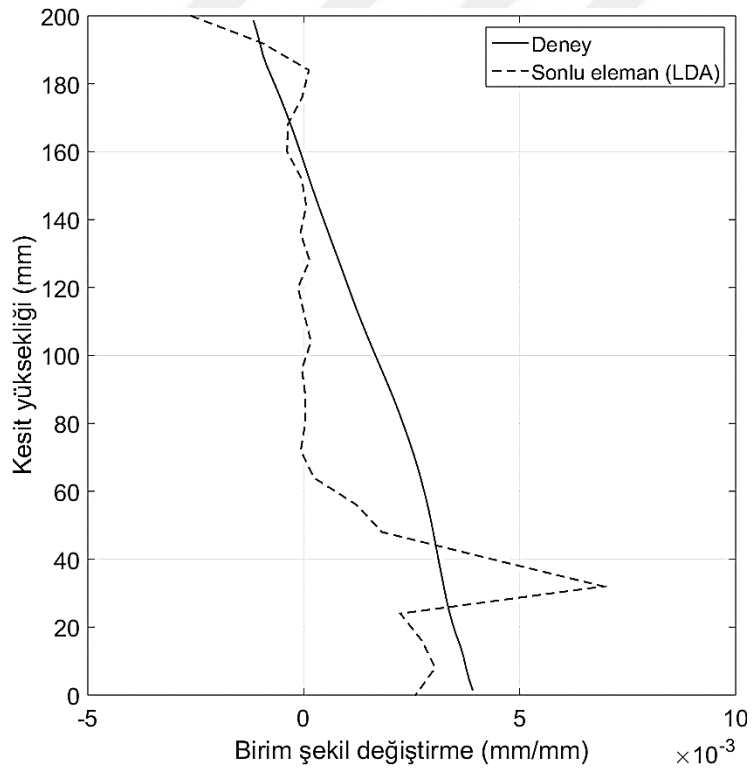
Şekil 7.103. C50F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



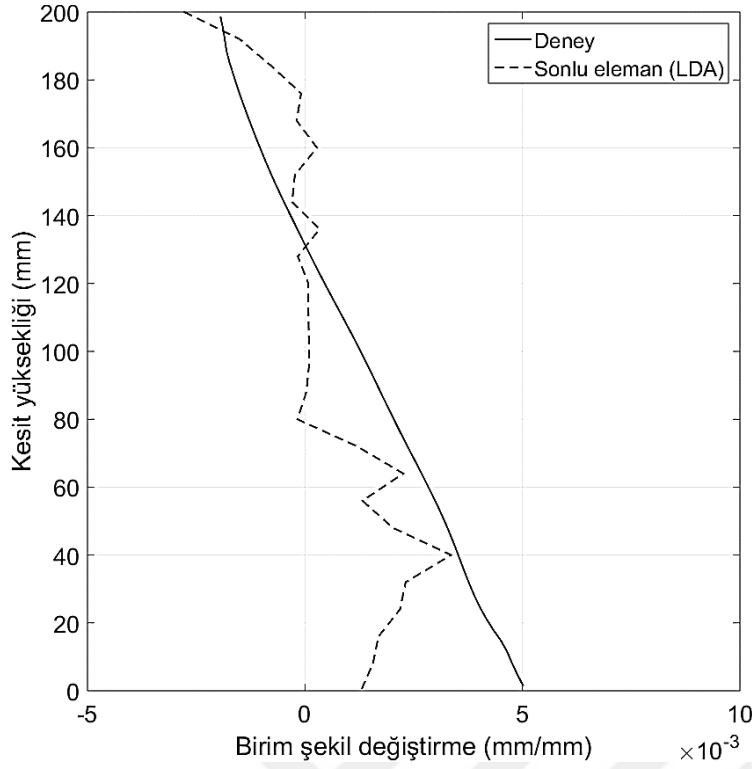
Şekil 7.104. C50F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi



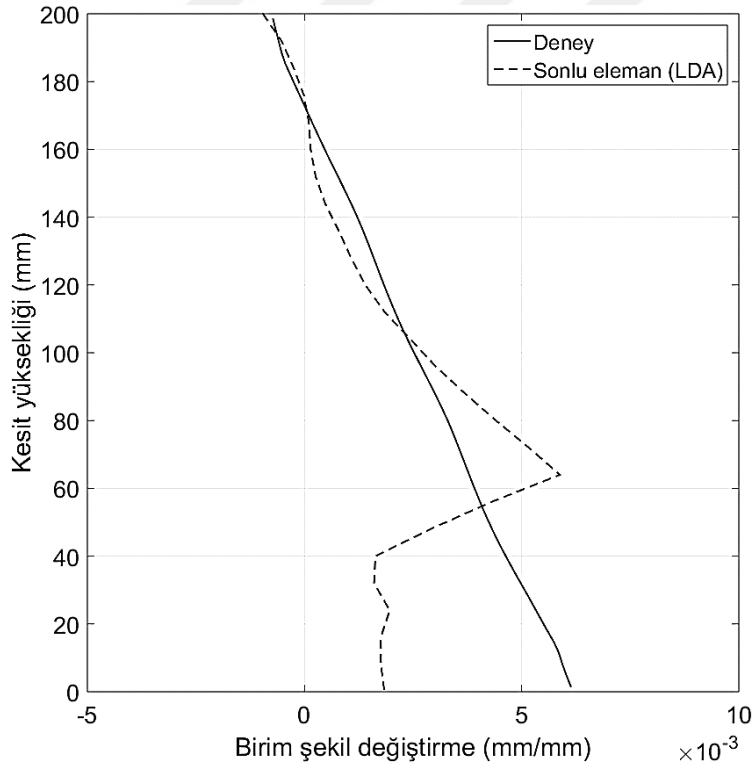
Şekil 7.105. C100F0R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



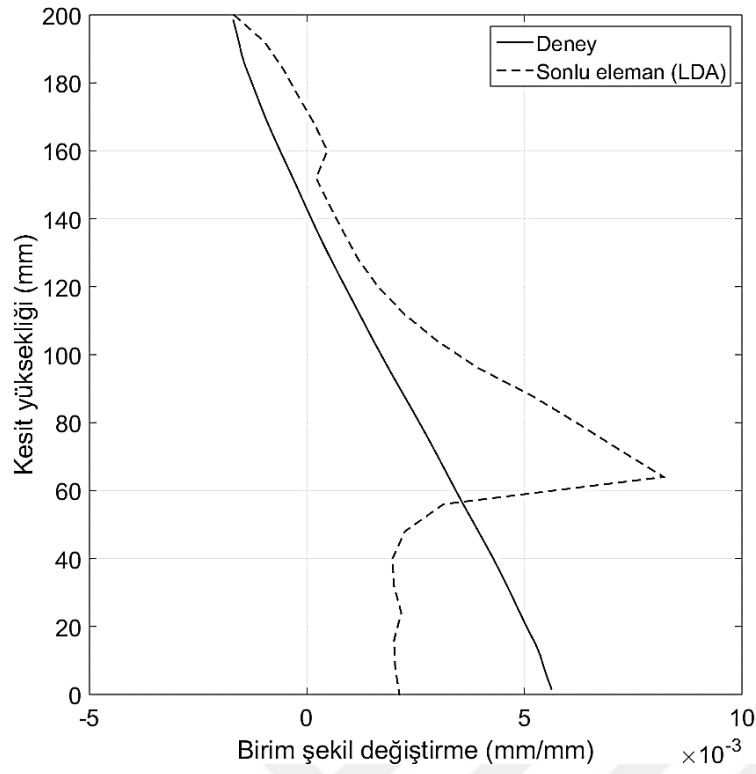
Şekil 7.106. C100F0R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



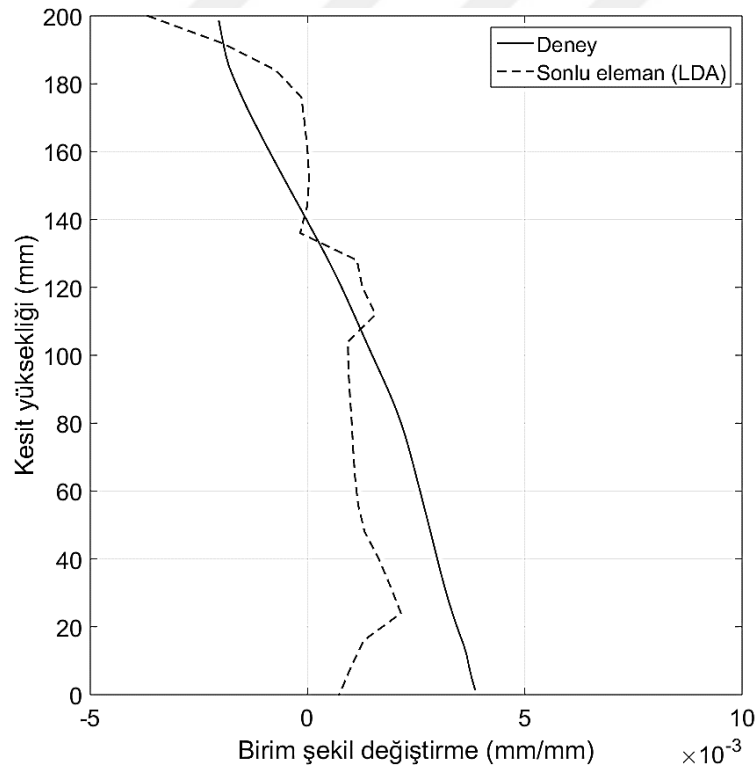
Şekil 7.107. C100F0R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



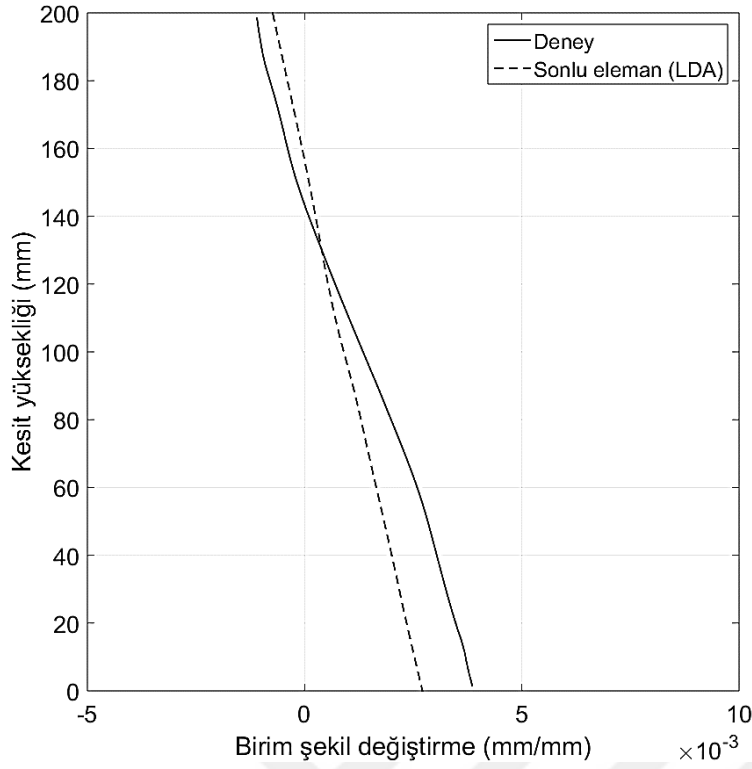
Şekil 7.108. C100F0.75R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



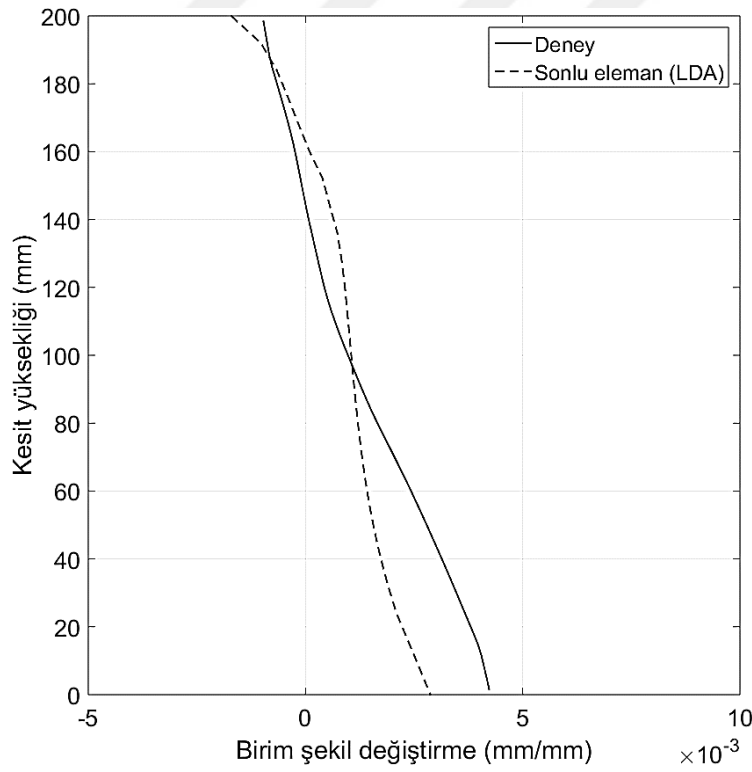
Şekil 7.109. C100F0.75R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



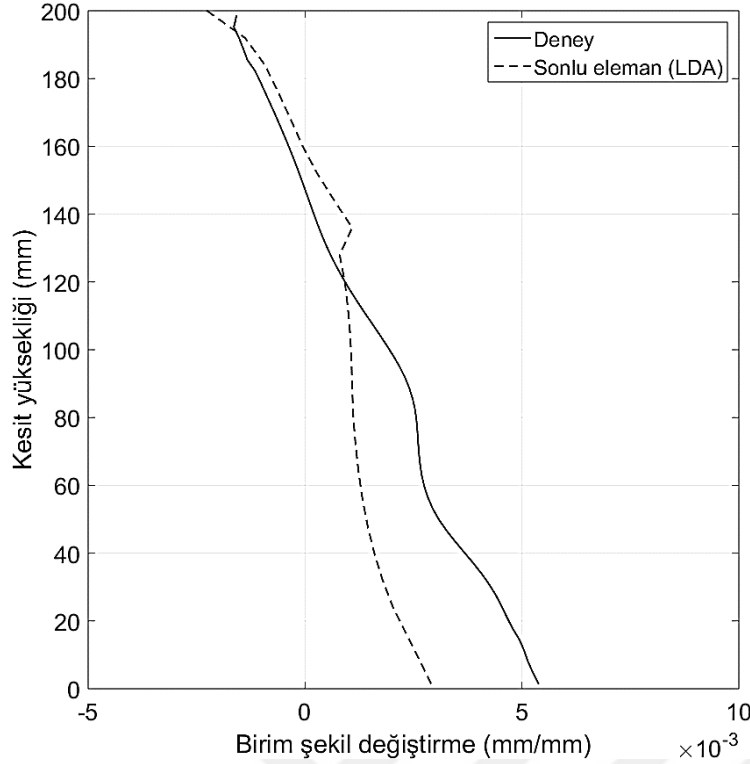
Şekil 7.110. C100F0.75R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



Şekil 7.111. C100F1.5R0.4 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi



Şekil 7.112. C100F1.5R0.9 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değışimi

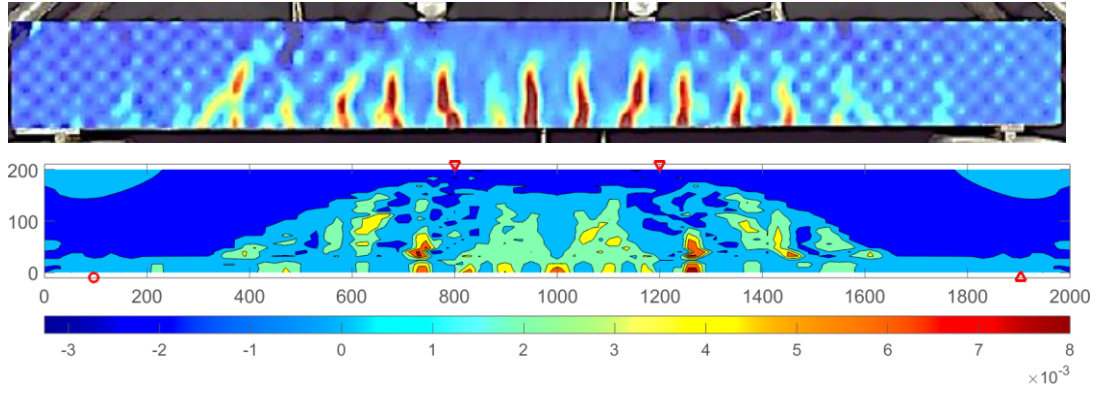


Şekil 7.113. C100F1.5R1.6 elemanı yükseklik boyunca birim şekil değişimi

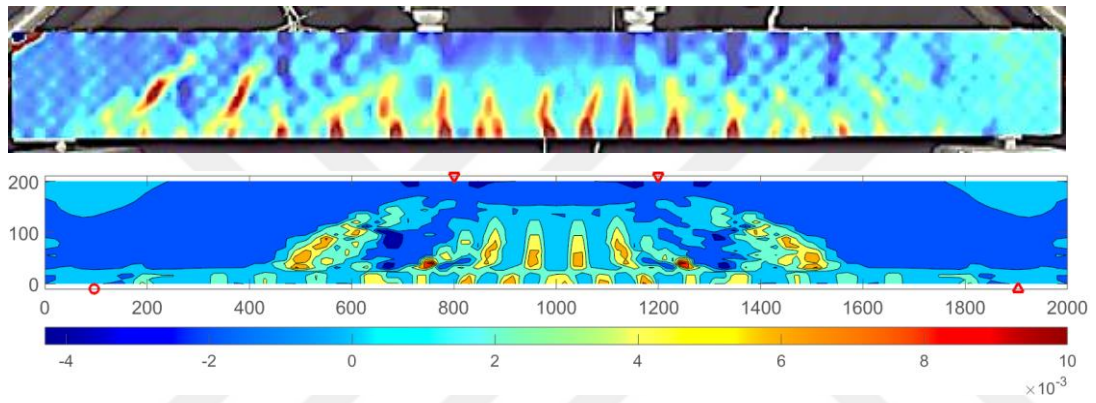
7.3.5. Çatlak şekilleri

Bu bölümde deneylerden ve sonlu eleman analizlerinden elde edilen çatlak şekilleri karşılaştırılmıştır. Bunun için boyuna doğrultuda oluşan birim şekil değiştirme değerleri kullanılmıştır. Akma yüküne ulaşıldığı anda deneysel ve sonlu eleman analizlerinden elde edilen birim şekil değiştirme değerleri karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 7.114-7.140'da verilmiştir.

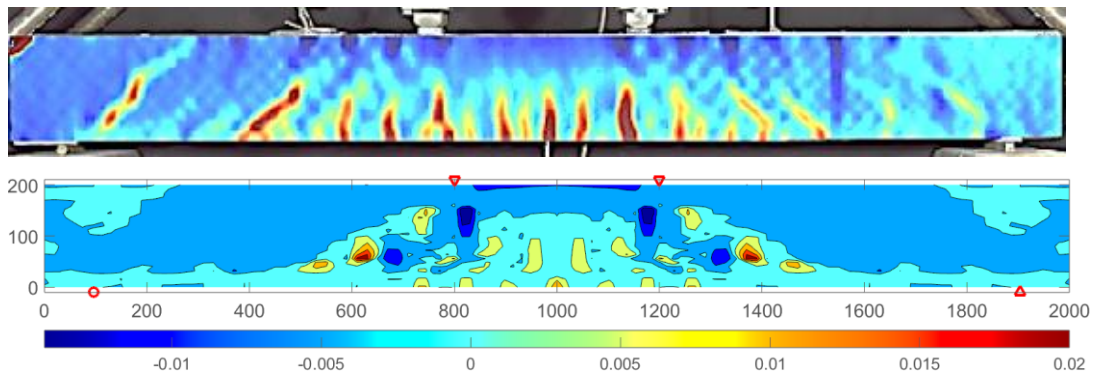
Şekiller incelendiği zaman kirişin çelme bölgesinde deneysel olarak elde edilen çatlak bölgesi, sonlu eleman analizleri sonucunda başarılı bir şekilde tahmin edildiği görülmektedir. Özellikle lif içermeyen betonarme kirişlerin sonlu eleman analizleri sonucunda, çatlakların lokalize olduğu bölgeler de elde edilmiştir. Deneysel olarak elde edilen çatlak şekilleri incelendiğinde, donatı oranının artmasıyla birlikte çatlakların kesit boyunca dağılmaya çalıştığı gözlenirken, artan lif oranıyla birlikte çatlakların kiriş ortasında lokalize olmaya çalıştığı görülmüştür. Lifli betonların sonlu eleman analizlerinden elde edilen çatlak şekillerinde de benzer durumun olduğu gözlenmiştir.



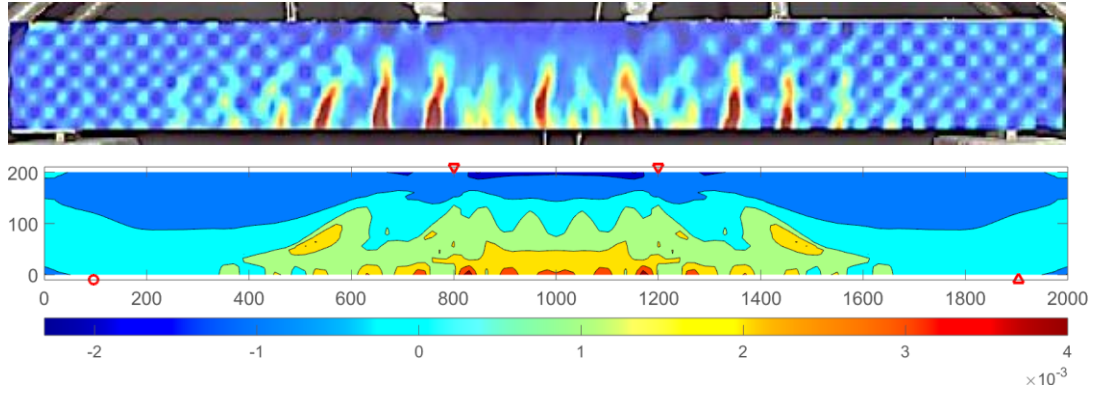
Şekil 7.114. C25F0R0.4 elemanı çatlak deseni



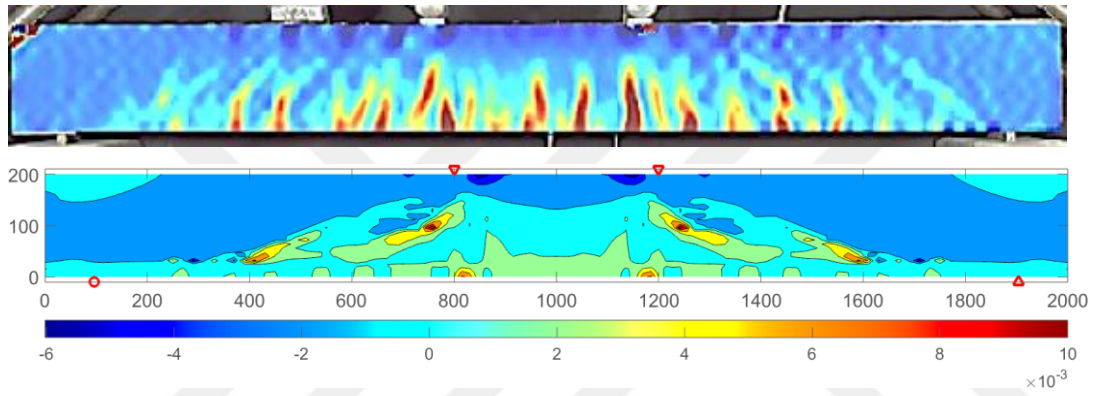
Şekil 7.115. C25F0R0.9 elemanı çatlak deseni



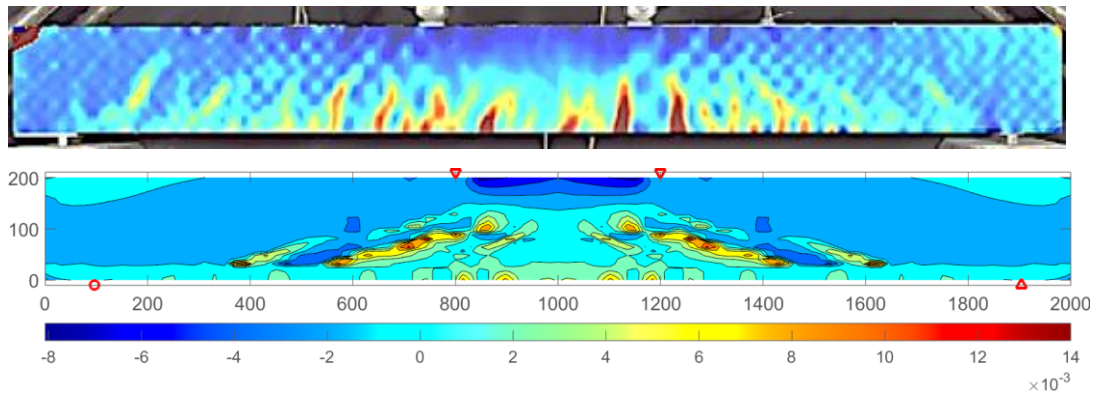
Şekil 7.116. C25F0R1.6 elemanı çatlak deseni



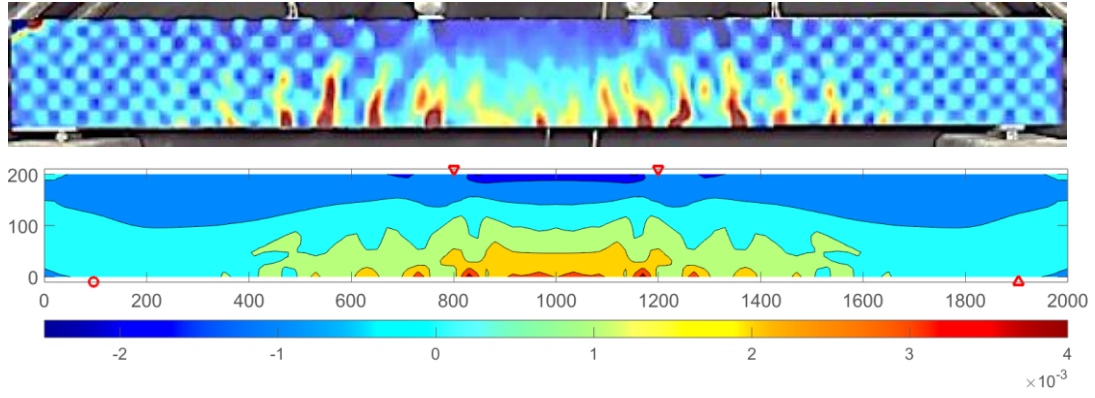
Şekil 7.117. C25F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni



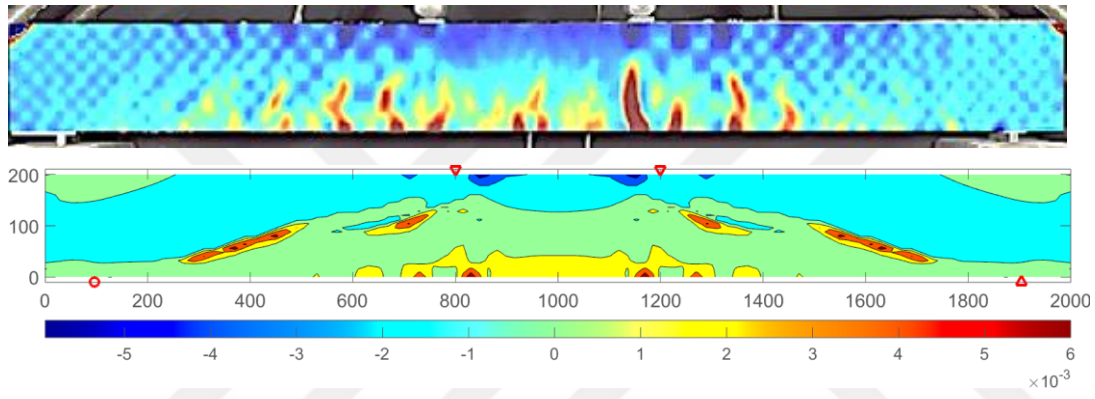
Şekil 7.118. C25F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni



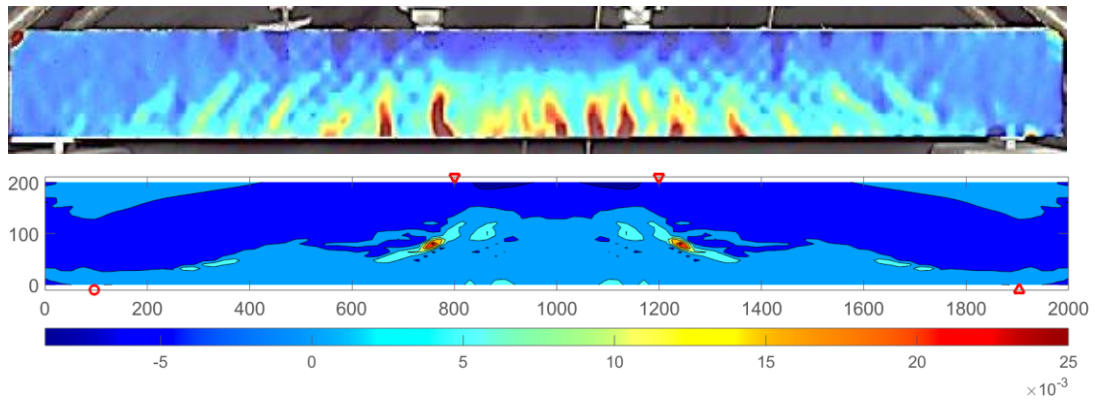
Şekil 7.119. C25F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni



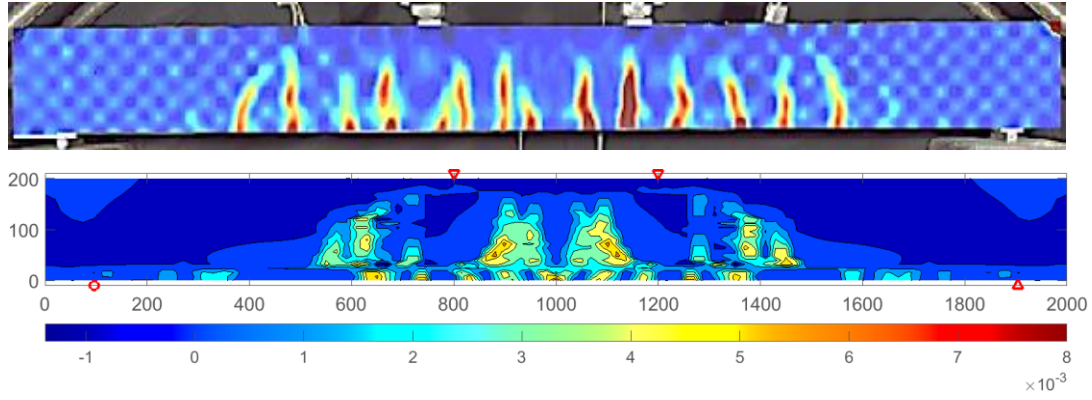
Şekil 7.120. C25F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni



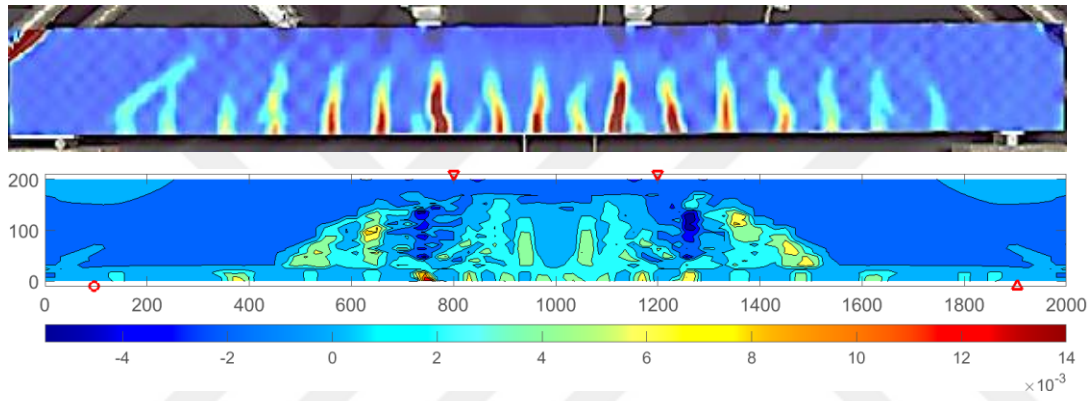
Şekil 7.121. C25F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni



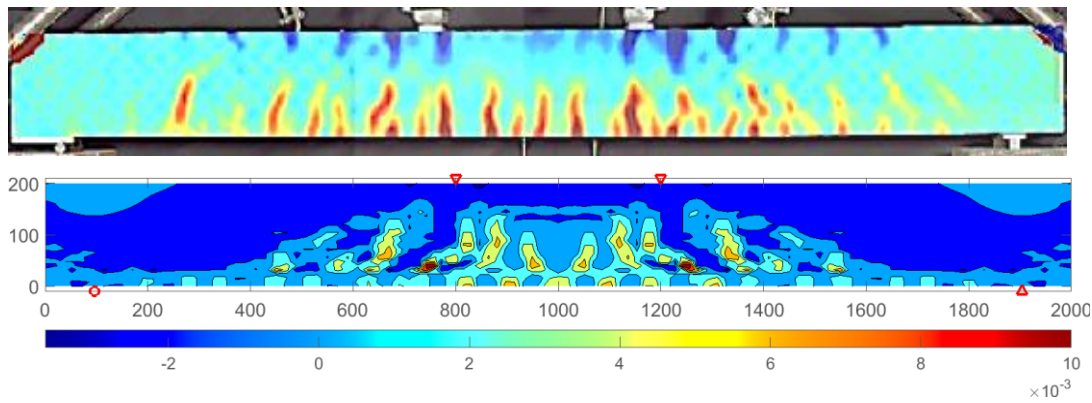
Şekil 7.122. C25F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni



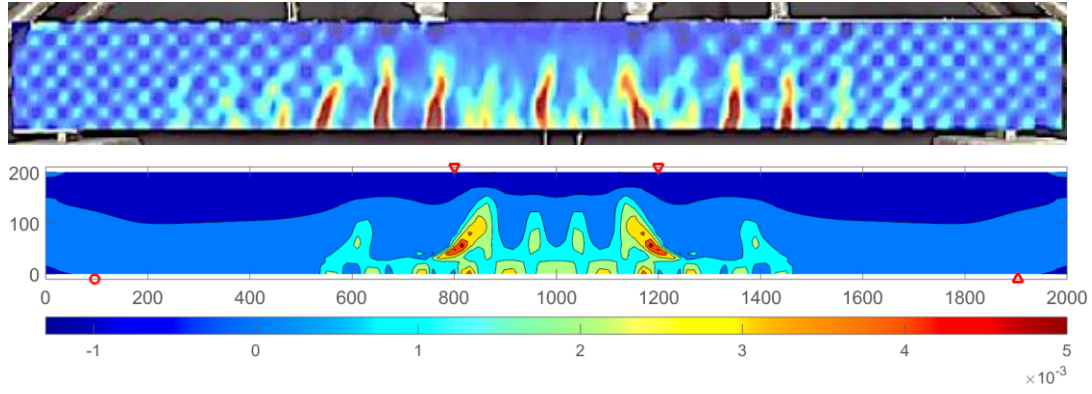
Şekil 7.123. C50F0R0.4 elemanı çatlak deseni



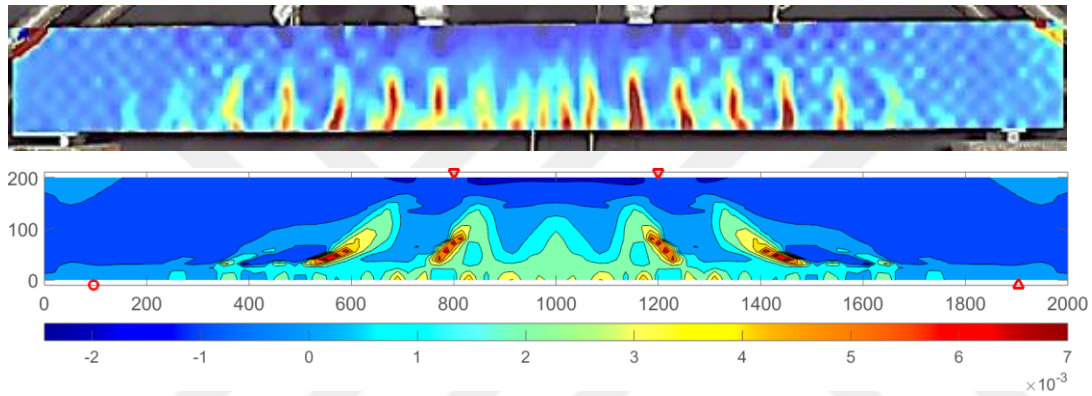
Şekil 7.124. C50F0R0.9 elemanı çatlak deseni



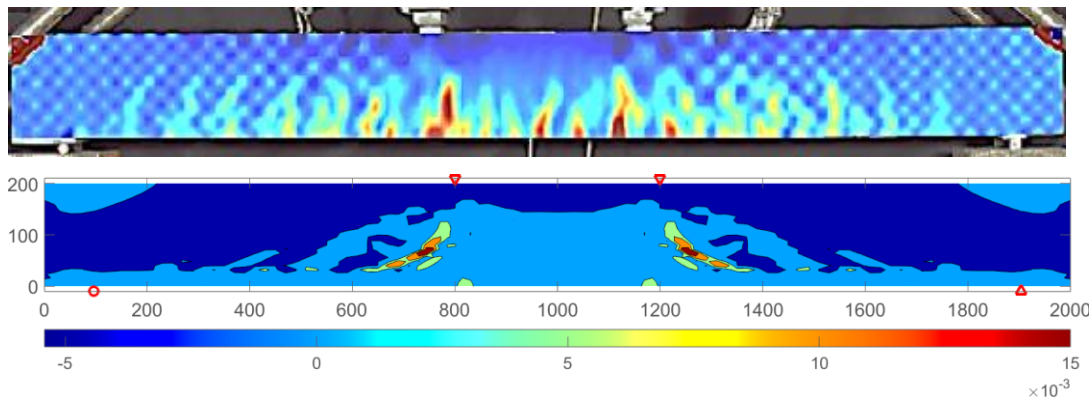
Şekil 7.125. C50F0R1.6 elemanı çatlak deseni



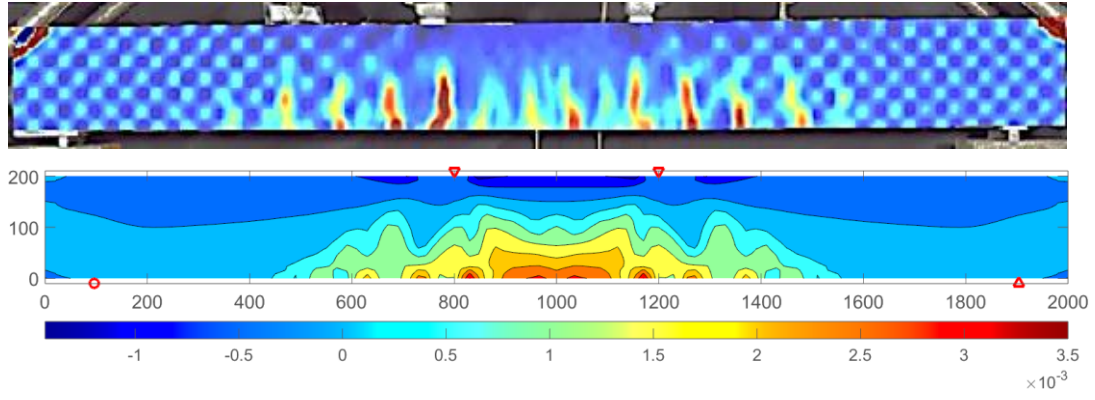
Şekil 7.126. C50F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni



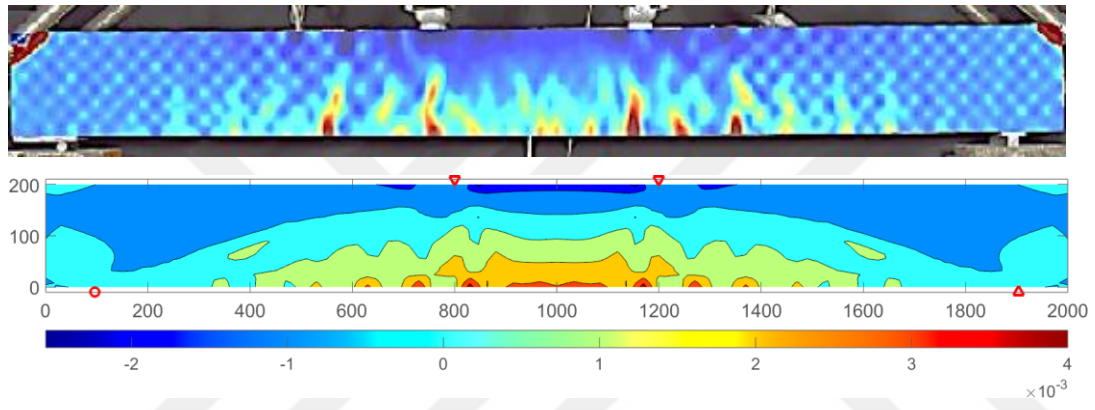
Şekil 7.127. C50F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni



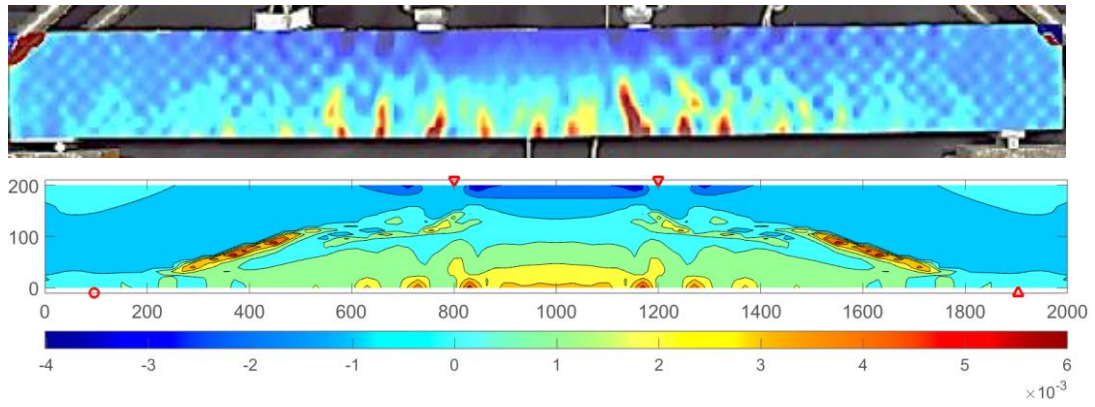
Şekil 7.128. C50F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni



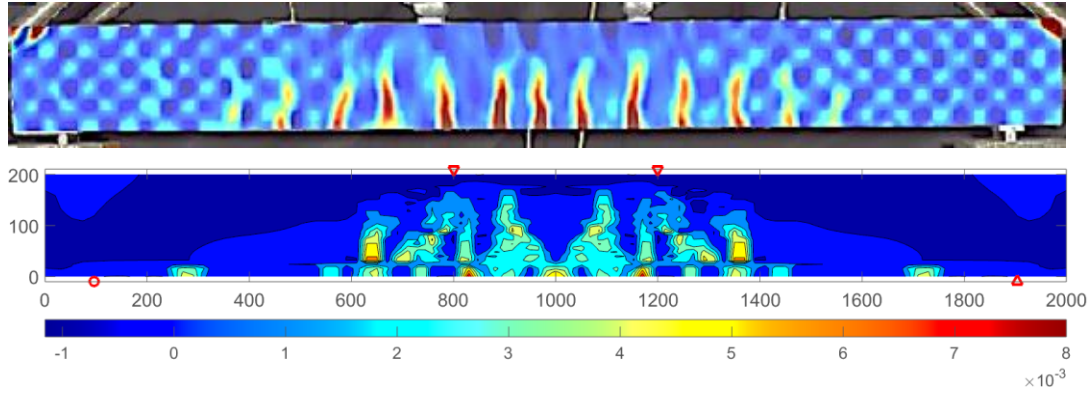
Şekil 7.129. C50F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni



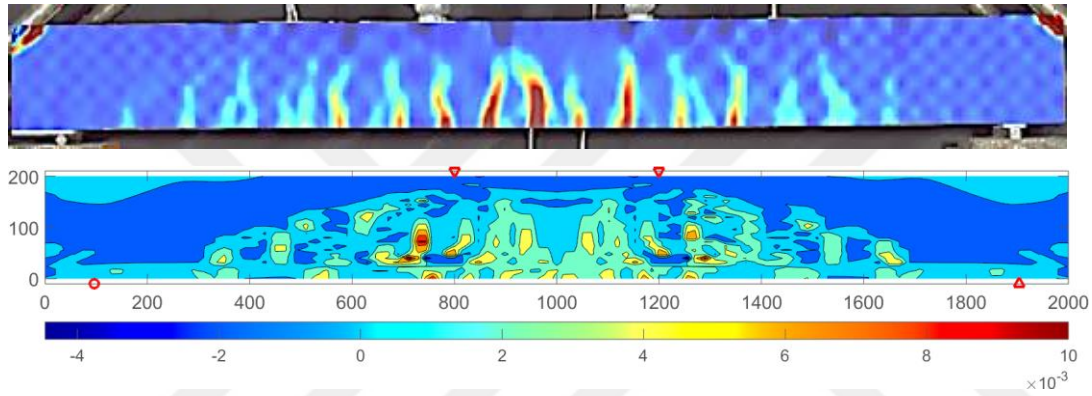
Şekil 7.130. C50F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni



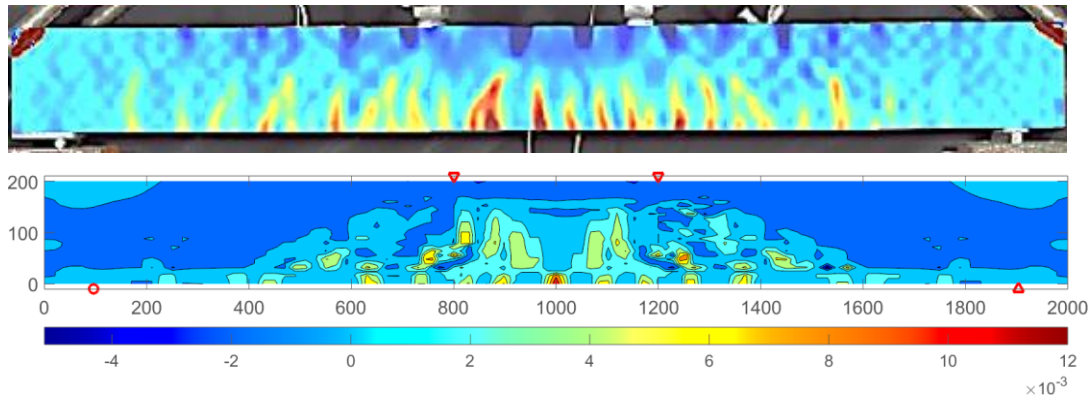
Şekil 7.131. C50F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni



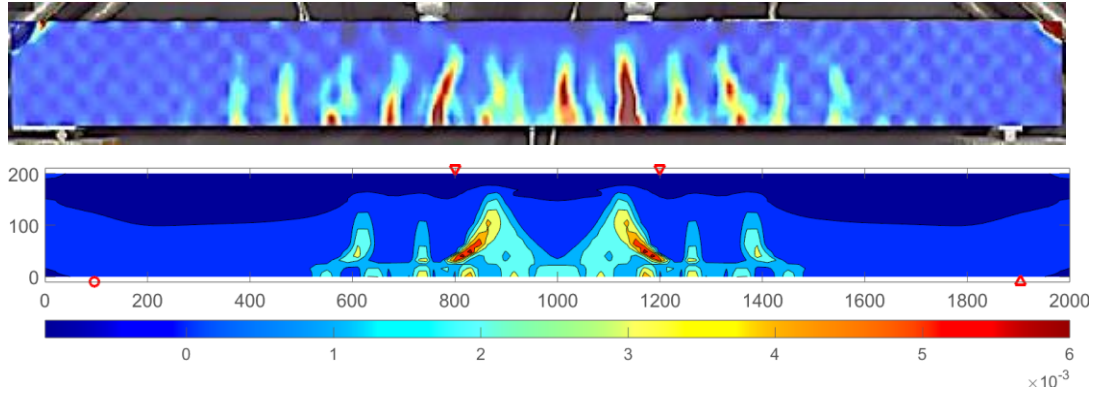
Şekil 7.132. C100F0R0.4 elemanı çatlak deseni



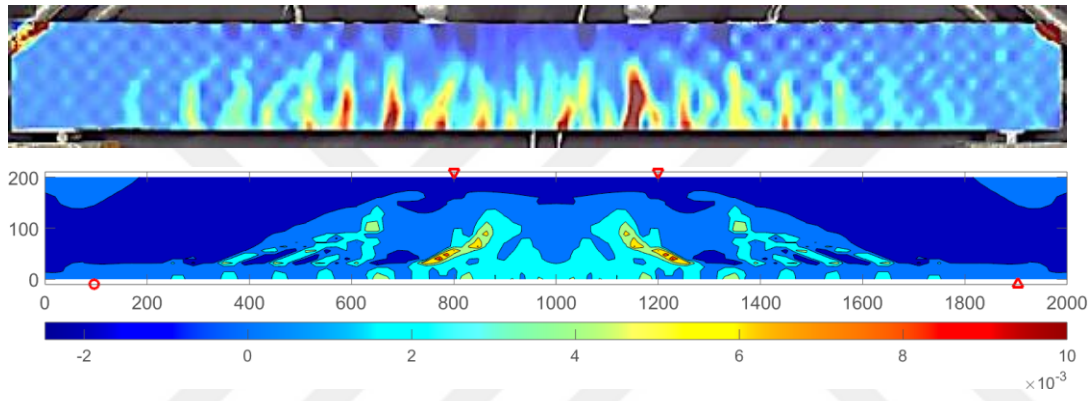
Şekil 7.133. C100F0R0.9 elemanı çatlak deseni



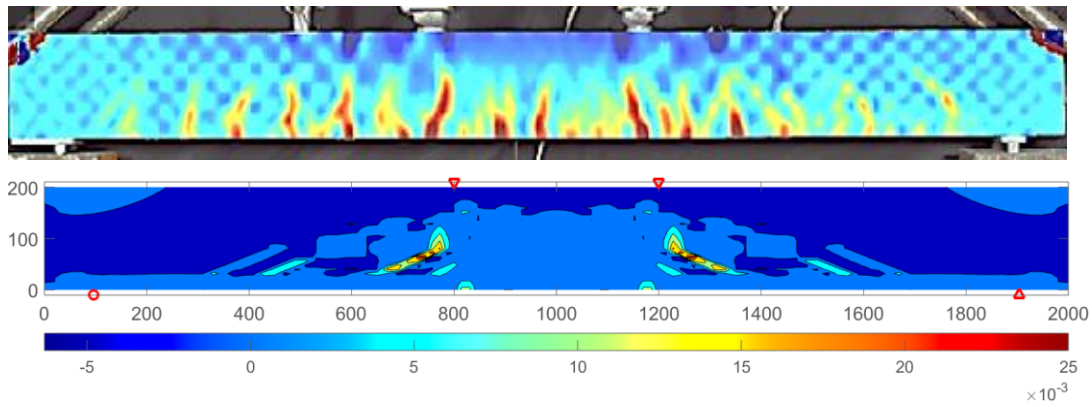
Şekil 7.134. C100F0R1.6 elemanı çatlak deseni



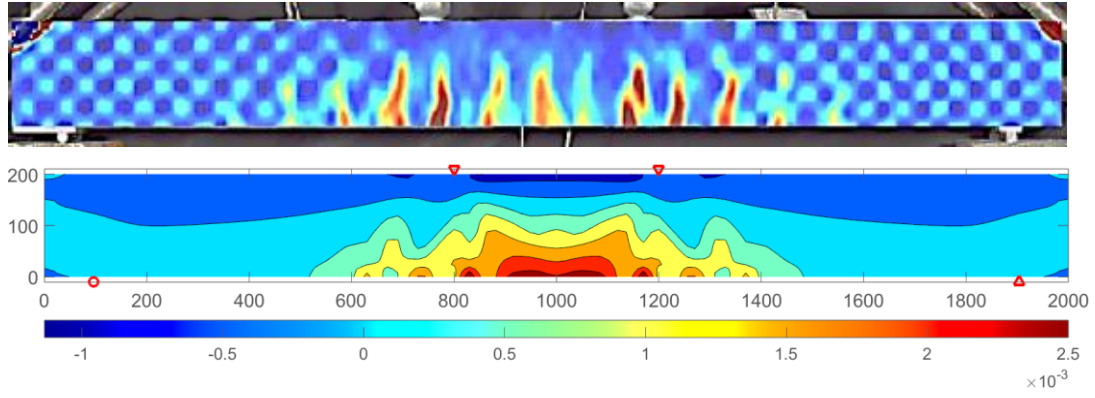
Şekil 7.135. C100F0.75R0.4 elemanı çatlak deseni



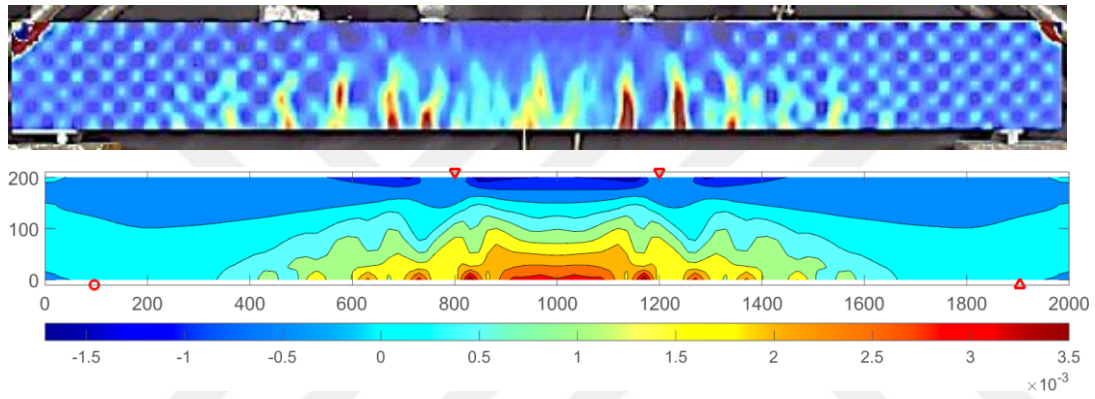
Şekil 7.136. C100F0.75R0.9 elemanı çatlak deseni



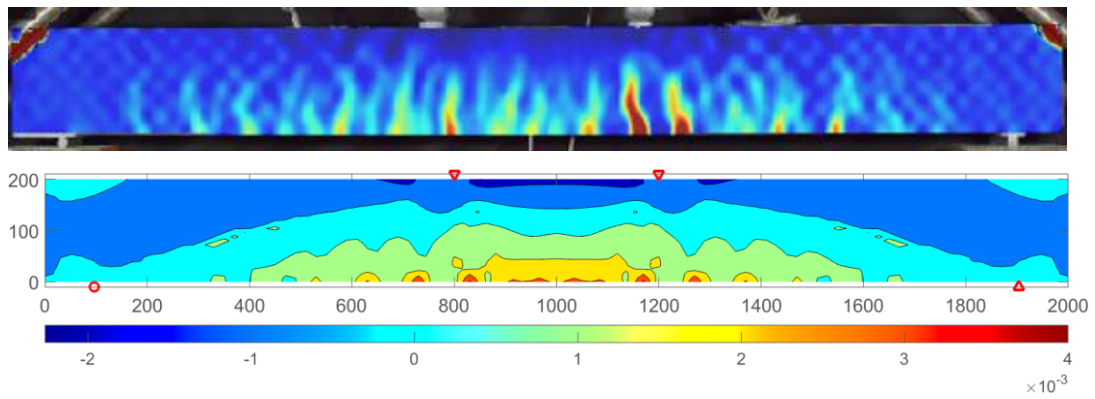
Şekil 7.137. C100F0.75R1.6 elemanı çatlak deseni



Şekil 7.138. C100F1.5R0.4 elemanı çatlak deseni



Şekil 7.139. C100F1.5R0.9 elemanı çatlak deseni



Şekil 7.140. C100F1.5R1.6 elemanı çatlak deseni



8. ÖZET VE SONUÇLAR

Bu çalışmada, tek donatılı betonarme kirişlerin eğilme yükleri altında taşıma yükü kapasitelerinin hesabı için yeni bir hesap yöntemi önerisi sunulmuştur. Bunun için toplamda 27 adet betonarme kiriş eleman dört noktalı eğilme altında test edilmiştir. Deneysel çalışmada beton basınç dayanımı, donatı oranı ve çelik lif içeriğinin betonarme kirişlerin eğilme davranışına etkileri incelenmiştir. Deney elemanlarının yüzeylerinde oluşan deformasyonların hesabı için iki boyutlu dijital görüntü korelasyon yöntemi (2D-DIC) kullanılmıştır. Deney sonrasında elde edilen görüntülerin analizleri yapılarak kiriş yüzeyindeki deformasyonlar elde edilmiştir.

Kapasite hesabı için önerilen yöntemde gerilme şiddet faktörüne ihtiyaç duyulmaktadır. Bu nedenle betonarme kirişlerin üretimi esnasında kullanılan beton karışımları ile 100x100x500 mm boyutlarında donatı içermeyen küçük kiriş eleman üretimi yapılmıştır. Bu donatısız kirişlere, donatılı kirişler ile benzer ortamda ve sürede su kürü uygulanmıştır. Donatısız kirişlere ortasından 30 mm çentik açılmış ve ardından deformasyon kontrollü üç noktalı yükleme altında test edilmiştir. Kırılma mekaniğinde sıklıkla kullanılan şekil fonksiyonları yardımıyla beton karışımlara ait elastik bölgedeki gerilme şiddet faktörleri hesaplanmıştır. Son olarak, literatürdeki deneysel çalışma sonuçlarından elde edilen kiriş eğilme kapasiteleri, önerilen yöntemle ve sıklıkla kullanılan taşıma gücü yöntemi (ACI-318 ve ACI-544) elde edilen teorik kapasitelerle karşılaştırılmıştır.

Son olarak, test edilen betonarme kirişlerin sonlu eleman analizleri, tez kapsamında geliştirilen iki boyutlu sonlu eleman programıyla (LDA) yapılmıştır. Geliştirilen sonlu eleman programında üç boyutlu deney elemanı, iki boyutlu düzlem gerilme kabulü ve izotropik hasar modeli yardımıyla modellenmiştir. Geliştirilen sonlu eleman programında orijinden başlayan sekant eğimi kullanıldığından dolayı, malzeme modelindeki tanjant eğimini kullanan Newton-Raphson yönteminde malzeme davranışındaki ani değişimlerden kaynaklanan yakınsama hataları ortadan kaldırılmıştır.

Tez kapsamında elde edilen betonarme kirişlere ait deney ve sonlu eleman analizi sonuçlarından elde edilen bulgular aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Betonarme kirişlerin çekme bölgesindeki boyuna donatı oranları, basınç kırılmasına neden olmayacak düktil sınırlar içerisinde tutulmuştur. Dolayısıyla bütün deney elemanları belirgin bir şekilde akma davranışı göstermişlerdir. Ancak akma noktasından sonra artan deformasyonlar sonucunda basınç bölgesinde ezilme ve dolaylı olarak yük azalması görülmüştür.
- Kiriş uzunluğu boyunca oluşan deneysel eğrilik değişimleri incelendiğinde, mesnetten itibaren yükleme noktasına kadar artan ve yükleme noktaları arasında sabit devam eden teorik eğrilik değişimine benzer bir davranış olduğu görülmüştür. Ancak deneysel eğrilik değişimlerinde, lokal çatlaklardan kaynaklı olarak küçük dalgalanmalar görülmüştür. Akma yükünden sonra artan deformasyon yüklemelerinde sabit moment bölgesi içerisinde eğriliğin ani olarak değiştiği, kesme açıklığında ise hiçbir değişimin olmadığı gözlenmiştir.
- Donatı seviyesindeki kiriş uzunluğu boyunca oluşan birim şekil değişimleri deneysel olarak incelendiğinde, kirişin eğrilik değişimine benzer bir davranışın olduğu görülmüştür. Ancak akma anında sabit moment bölgesinde donatı seviyesindeki birim şekil değiştirme değerlerinin ortalaması, donatının tek eksenli çekme deneyi altında akma anındaki birim şekil değiştirme değerlerinden daha büyüktür. Özellikle tekil çatlaklardaki lokalizasyondan dolayı, birim şekil değiştirmeler donatının akma birim şekil değiştirmesinin iki katına kadar çıkmaktadır. Dolayısıyla yük-düşey deformasyon eğrisindeki akma noktası, donatının akma noktasını değil elemandaki plastik mafsalin oluşma anına tekabül etmektedir. Çekme bölgesindeki donatının akmaya başlaması ise plastik davranıştan çok daha küçük yük seviyelerinde başlamaktadır.
- Kiriş yüksekliği boyunca oluşan kiriş doğrultusundaki birim şekil değişimleri deneysel incelendiğinde, betonarme elemanın plastik davranışa geçmesinin ardından tarafsız eksenin hızlı bir şekilde yukarılara hareket ettiği görülmüştür. Bir yükleme anında kritik olan bir çatlak (çatlak boyu en büyük olan), betonun heterojen yapısı gereği başka bir yükleme anında yavaşlayarak kritik önemini kaybettiği ve farklı bir çatlak kritik duruma dönüştüğü sıklıkla gözlenmiştir.
- Betonarme elemanlara ait farklı yükleme anlarındaki deneysel çatlak desenleri incelendiğinde, plastik mafsal oluşuna kadar sürekli yeni çatlakların olduğu ve bu çatlakların kesit boyunca yayılmaya çalıştığı görülmüştür. Ancak sabit moment bölgesinde donatı seviyesindeki minimum birim şekil değiştirme değeri donatının akma birim şekil değiştirmesine ulaştığı anda genellikle sabit moment içerisindeki bir veya

birkaç noktada çatlak açılması hızla artmaya başlamaktadır. Plastik mafsal oluşumundan sonraki yükleme değerlerinde ise çatlak deseni ve kritik çatlak genellikle sabit kalmıştır.

- Beton basınç dayanımındaki artışın betonarme elemanların taşıma kapasitesini artırdığı görülmüştür. Ancak bu artışın doğrusal olmadığı daha çok parabolik bir ilişkinin olduğu, dayanım artışıyla birlikte kapasitedeki artış hızının yavaşladığı görülmüştür. Benzer bir ilişkinin beton basınç dayanımı ve tarafsız eksenin konumu arasında da olduğu görülmüştür. Buna göre beton basınç dayanımının çatlak boyunu (tarafsız eksenin konumu) değiştirerek kapasiteye etki ettiği söylenebilir.
- Betonarme kirişlerin çekme bölgesinde kullanılan donatı oranı ile taşıma kapasitesi ve tarafsız eksen konumu arasında yakın bir ilişki görülmüştür. Donatı oranındaki artış betonarme kirişlerin taşıma kapasitelerini artırmaktadır. Ancak, tarafsız eksen konumunun donatı oranındaki artışla birlikte ters orantılı olarak azaldığı görülmüştür. Bunun nedeni donatı oranlarındaki artışla birlikte çatlak ağzı açılmalarının ve dolayısıyla çatlak boylarının küçülmesidir.
- Beton karışımında kullanılan çelik lif içeriğindeki artışın betonarme kirişlerin taşıma kapasiteleri ve tarafsız eksen konumları üzerindeki etkisi, çekme donatısı oranının etkisi ile benzerdir. Ancak çelik lif miktarındaki artış ile kapasite ve tarafsız eksen arasındaki ilişki daha çok paraboliktir. Buna göre, hem donatının hem de çelik lif içeriğinin betonarme kirişlerin kapasitesine etkisinin, çatlak boyu (tarafsız eksenin konumu) üzerinden olduğu söylenebilir.
- Beton dayanımı, donatı oranı ve çelik lif içeriğinin çatlak boyu üzerine olan etkisi kırılma mekaniği yaklaşımıyla incelenmiş ve normalize çatlak boyu için ampirik bir eşitlik önerilmiştir. Kırılma mekaniğinde kullanılan şekil fonksiyonları nümerik yöntemle sadeleştirilerek tek donatılı betonarme kirişlerin taşıma kapasitesi için bir hesap yöntemi önerilmiştir. Önerilen yöntemin mevcut diğer taşıma gücü yöntemlerinden farkı, kırılma mekaniği yaklaşımıyla geliştirilmesinden dolayı iç denge denklemlerine ve basınç bölgesindeki gerilme dönüşümüne ihtiyaç duyulmamasıdır.
- Tez çalışmasında kontrol elemanı üretilmediğinden dolayı, önerilen yöntemin yeterliliğini kontrol etmek için literatürdeki farklı deneysel çalışmalar kullanılmıştır. Bu çalışmalardan üç notalı yükleme türü, geniş donatı aralığı, ultra yüksek beton basınç dayanımı, düşük ve yüksek çelik lif oranı ve farklı çap/boy oranlarında lif içeriği gibi değişkenleri içeren toplam 68 adet betonarme kiriş eleman alınmıştır. Deneysel yük

kapasiteleri, önerilen yöntem ve ACI modelleri ile elde edilen teorik sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Buna göre önerilen yöntemin ve ACI modellerinin deneysel sonuçlara göre mutlak hata oranları sırasıyla %8,7 ve %9,5 olarak bulunmuştur. Ayrıca toplam 49 elemanda (%72) önerilen yöntem deneysel sonuçlara daha yakın sonuç vermiştir.

- Tez kapsamında geliştirilen iki boyutlu sonlu eleman programı (LDA) ile elde edilen betonarme kirişlere ait yük-düşey deplasman davranışları incelendiğinde, özellikle çelik lif içermeyen kirişlere ait deneysel sonuçlarla büyük benzerliklerin olduğu görülmüştür. Ancak çelik lif katkılı betonarme kirişlerin sonlu eleman sonuçlarında çatlak sonrasındaki eğilme rijitliklerinin deneysel sonuçlardan daha yüksek olduğu görülmüştür. Literatürde de ifade edilen benzer durumun Rilem tarafından önerilen modelin beton davranışını temsil etmesindeki yetersizliğinden kaynaklandığı söylenebilir.
- Sonlu eleman analizlerinden elde edilen kiriş boyunca eğrilik değişimi ve donatı seviyesindeki birim şekil değişimleri ile deneysel olarak elde edilen eğrilik ve birim şekil değişimleri arasında dikkate değer benzerlikler görülmüştür. Ancak sonlu eleman sonuçları incelendiğinde yükleme plakaları altındaki eğrilik değerlerinin genellikle deneysel olarak elde edilen eğriliklerden çok küçük olduğu görülmüştür. Sonlu elemanlardaki yükleme levhaları ile deney elemanı arasında her nodda tam kontak olması sonucunda, plaka altındaki nodlarda düşey deformasyonlar baskınken; deney elemanlarında yüzeydeki pürüzlerden kaynaklı olarak levha ile kiriş her noktada temas etmemekte ve levha altında lokal ezilmeler oluşmaktadır.
- Deneysel ve sonlu elemanlardan elde edilen sonuçlar incelendiğinde, deneysel olarak elde edilen çekme ve basınç bölgelerinin sınırlarının sonlu elemanlar analizi ile doğru bir şekilde tahmin edildiği görülmüştür. Ancak LDA'da kabul edilen izotropik hasar modeli sonucu, deneysel olarak elde edilen tekil çatlak dağılımının aksine özellikle lifli betonlarda yayılı çatlak oluşumu gözlenmiştir.
- Bu çalışmadan elde edilen bulguları ileriye taşımak adına yapılabilecek çalışmalar arasında, çift donatılı (basınç donatısı içeren) betonarme kirişlerin davranışının incelenmesi ve buna uygun kapasite hesap önerisi çalışması öncelik taşımaktadır. Bu çalışmanın başarıyla tamamlanmasının ardından, önerilen yöntemin eksenel yüklü elemanlara uygulanabilirliği hakkında deneysel ve analitik çalışmaların yapılabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

1. Ersoy, U. (2016). Yönetmeliklerdeki taşıma gücü yöntemleri. *Teknik Dergi*, 27(2), 7453-7467.
2. ACI Committee 318 (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary (ACI 318r-08). *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI.
3. Eurocode-2 (2004). Design of concrete structures – part 1: General rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.
4. TS 500 (2000). Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları. *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
5. Ibrahim, H. H. H. and MacGregor, J. G. (1997). Modification of the aci rectangular stress block for high-strength concrete. *Aci Structural Journal*, 94(1), 40-48.
6. Attard, M. M. and Stewart, M. G. (1998). A two parameter stress block for high-strength concrete. *Aci Structural Journal*, 95(3), 305-317.
7. Bae, S. and Bayrak, O. (2003). Stress block parameters for high-strength concrete members. *Aci Structural Journal*, 100(5), 626-636.
8. Oztekin, E., Pul, S. and Husem, M. (2003). Determination of rectangular stress block parameters for high performance concrete. *Engineering Structures*, 25(3), 371-376.
9. Ozbakkaloglu, T. and Saatcioglu, M. (2004). Rectangular stress block for high-strength concrete. *Aci Structural Journal*, 101(4), 475-483.
10. Mertol, H. C., Rizkalla, S., Zia, P. and Mirmiran, A. (2008). Characteristics of compressive stress distribution in high-strength concrete. *Aci Structural Journal*, 105(5), 626-633.
11. Ho, J. C. M. and Peng, J. (2011). Strain gradient effects on flexural strength design of normal-strength concrete columns. *Engineering Structures*, 33(1), 18-31.
12. Yi, S. T., Kim, J. H. J. and Kim, J. K. (2002) Effect of specimen sizes on aci rectangular stress block for concrete flexural members. *Aci Structural Journal*, 99(5), 701-708.
13. Koksall, F., Altun, F., Yigit, I. and Sahin, Y. (2008). Combined effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of high strength concretes. *Construction and Building Materials*, 22(8), 1874-1880.
14. Wafa, F. F. and Ashour, S. A. (1992). Mechanical-properties of high-strength fiber reinforced-concrete. *Aci Materials Journal*, 89(5), 449-455.

15. Gümüş, M. and Arslan, A. (2019). Effect of fiber type and content on the flexural behavior of high strength concrete beams with low reinforcement ratios. *Structures*, 20, 1-10.
16. Dancygier, A. N. and Berkover, E. (2016). Cracking localization and reduced ductility in fiber-reinforced concrete beams with low reinforcement ratios. *Engineering Structures*, 111, 411-424.
17. Yoo, D. Y. and Yoon, Y. S. (2015). Structural performance of ultra-high-performance concrete beams with different steel fibers. *Engineering Structures*, 102, 409-423.
18. Ashour, S. A., Wafa, F. F. and Kamal, M. I. (2000). Effect of the concrete compressive strength and tensile reinforcement ratio on the flexural behavior of fibrous concrete beams. *Engineering Structures*, 22(9), 1145-1158.
19. Henager, C. H. and Doherty, T. J. (1976). Analysis of reinforced fibrous concrete beams. *Journal of the Structural Division*, 102(1), 177-188.
20. ACI Committee 544 (2009). Design consideration for steel fiber reinforced concrete. *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI.
21. Campione, G. (2008). Simplified flexural response of steel fiber-reinforced concrete beams. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(4), 283-293.
22. Oh, B. H. (1992). Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers. *Journal of Structural Engineering*, 118(10), 2821-2835.
23. Lim, T. Y., Paramasivam, P. and Lee, S. L. (1987). Shear and moment capacity of reinforced steel-fiber-concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 39(140), 148-160.
24. Qi, J., Wang, J. and Ma, Z. J. (2018). Flexural response of high-strength steel-ultra-high-performance fiber reinforced concrete beams based on a mesoscale constitutive model: Experiment and theory. *Structural Concrete*, 19(3), 719-734.
25. Khalil, W. and Tayfur, Y. R. (2013). Flexural strength of fibrous ultra high performance reinforced concrete beams. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8, 200-214.
26. Beshara, F. B. A., Shaaban, I. G. and Mustafa, T. S. (2012). Nominal flexural strength of high strength fiber reinforced concrete beams. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 37(2), 291-301.
27. Imam, M., Vandewalle, L. and Mortelmans, F. (1995). Shear-moment analysis of reinforced high-strength concrete beams containing steel fibers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(3), 462-470.
28. Naaman, A. E. and Najm, H. (1991). Bond-slip mechanisms of steel fibers in concrete. *Aci Materials Journal*, 88(2), 135-145.

29. Yoo, D. Y., Lee, J. H. and Yoon, Y. S. (2013). Effect of fiber content on mechanical and fracture properties of ultra high performance fiber reinforced cementitious composites. *Composite Structures*, 106, 742-753.
30. Shah, A. A. and Ribakov, Y. (2011). Recent trends in steel fibered high-strength concrete. *Materials and Design*, 32(8-9), 4122-4151.
31. Robins, P., Austin, S. and Jones, P. (2002). Pull-out behaviour of hooked steel fibres. *Materials and Structures*, 35(7), 434-442.
32. Hognestad, E., Hanson, N. W. and McHenry, D. (1955). Concrete stress distribution in ultimate strength design. *Aci Journal Proceedings*, 52(12), 455-480.
33. Mattock, A. H., Kriz, L. B. and Hognestad, E. (1961). Rectangular concrete stress distribution in ultimate strength design. *Aci Journal Proceedings*, 57(2), 875-928.
34. Kim, J. K., Yi, S. T. and Yang, E. I. (2000). Size effect on flexural compressive strength of concrete specimens. *Aci Structural Journal*, 97(2), 291-296.
35. Kim, J. K., Yi, S. T., Park, C. K. and Eo, S. H. (1999). Size effect on compressive strength of plain and spirally reinforced concrete cylinders. *Aci Structural Journal*, 96(1), 88-94.
36. Kim, J. K., Yi, S. T. and Kim, J. H. J. (2001). Effect of specimen sizes on flexural compressive strength of concrete. *Aci Structural Journal*, 98(3), 416-424.
37. Tan, T. H. and Nguyen, N. B. (2004). Determination of stress-strain curves of concrete from flexure tests. *Magazine of Concrete Research*, 56(4), 243-250.
38. Peng, J., Ho, J. C. M., Pam, H. J. and Wong, Y. L. (2009). Concrete compressive stress distribution of rc members subjected to flexure. In T. K. Au Francis (Eds.), *Proceedings of the 7th International Conference on Tall Buildings*. Hong Kong, Research Publishing Services, pp. 527-538.
39. Peng, J. and Ho, J. (2012). Strain gradient effects on concrete stress-strain curve. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*, 165, 543-565.
40. Al-Ta'an, S. A. and Al-Feel, J. R. (1990). Evaluation of shear strength of fibre-reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 12(2), 87-94.
41. Biolzi, L. and Cattaneo, S. (2017). Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions. *Cement and Concrete Composites*, 77, 1-13.
42. Dancygier, A. N. and Savir, Z. (2006). Flexural behavior of hsfrc with low reinforcement ratios. *Engineering Structures*, 28(11), 1503-1512.
43. de Montaignac, R., Massicotte, B. and Charron, J. P. (2012) Design of sfrc structural elements: Flexural behaviour prediction. *Materials and Structures*, 45, 623-636.

44. Deluce, J. R. and Vecchio, F. J. (2013). Cracking behavior of steel fiber-reinforced concrete members containing conventional reinforcement. *Aci Structural Journal*, 110(3), 481-490.
45. Espion, B., Devillers, J. J. and Halleux, P. (1993). On the use of steel fibers as complementary reinforcement of reinforced-concrete beams in bending. *Materials and Structures*, 26(162), 479-485.
46. Hasgul, U., Turker, K., Birol, T. and Yavas, A. (2018). Flexural behavior of ultra-high-performance fiber reinforced concrete beams with low and high reinforcement ratios. *Structural Concrete*, 19(6), 1577-1590.
47. Kahanji, C., Ali, F. and Nadjai, A. (2017). Structural performance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams. *Structural Concrete*, 18(2), 249-258.
48. Kamal, M., Safan, M., Etman, Z. and Salama, R. (2014). Behavior and strength of beams cast with ultra high strength concrete containing different types of fibers. *HBRC Journal*, 10(1), 55-63.
49. Karihaloo, B. L. (2015). A new approach to the design of rc structures based on concrete mix characteristic length. *International Journal of Fracture*, 191(1-2), 147-165.
50. Kodur, V., Solhmirzaei, R., Agrawal, A., Aziz, E. M. and Soroushian, P. (2018). Analysis of flexural and shear resistance of ultra high performance fiber reinforced concrete beams without stirrups. *Engineering Structures*, 174, 873-884.
51. Yang, I. H., Joh, C. and Kim, B. S. (2010). Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending. *Engineering Structures*, 32(11), 3478-3487.
52. Yoo, D. Y., Banthia, N. and Yoon, Y. S. (2017). Experimental and numerical study on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams with low reinforcement ratios. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 44(1), 18-28.
53. Yuguang, Y., Walraven, J. C. and den Uijl, J. A. (2009). Combined effect of fibers and steel rebars in high performance concrete. *Heron*, 54(2/3), 205-224.
54. Imam, M., Vandewalle, L., Mortelmans, F. and Van Gemert, D. (1997). Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. *Engineering Structures*, 19(9), 738-747.
55. Campione, G., Mendola, L. and Papia, M. (2006). Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams with stirrups. *Structural Engineering and Mechanics*, 24, 107-136.
56. Gribniak, V., Kaklauskas, G., Kwan, A. K. H., Bacinskas, D. and Ulbinas, D. (2012). Deriving stress-strain relationships for steel fibre concrete in tension from tests of beams with ordinary reinforcement. *Engineering Structures*, 42, 387-395.
57. Iskhakov, I. and Ribakov, Y. (2013). A new concept for design of fibered high strength reinforced concrete elements using ultimate limit state method. *Materials and Design*, 51, 612-619.

58. Bažant, Z. P., Tabbara, M. R., Kazemi, M. T. and Pijaudier-Cabot, G. (1990). Random particle model for fracture of aggregate or fiber composites. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(8), 1686-1705.
59. Schlangen, E. and van Mier, J. G. M. (1992). Experimental and numerical analysis of micromechanisms of fracture of cement-based composites. *Cement and Concrete Composites*, 14(2), 105-118.
60. Arslan, A., Schlangen, E. and van Mier J. G. M. (1995). Effect of model fracture law and porosity on tensile softening of concrete. In F. H. Wittmann (Eds.), *Proceedings of FRAMCOS-2*. Freiburg, AEDIFICATIO Publishers, pp. 45-54.
61. Schlangen, E. and Garboczi, E. J. (1996). New method for simulating fracture using an elastically uniform random geometry lattice. *International Journal of Engineering Science*, 34(10), 1131-1144.
62. Schlangen, E. and Garboczi, E. J. (1997). Fracture simulations of concrete using lattice models: Computational aspects. *Engineering Fracture Mechanics*, 57(2), 319-332.
63. Rots, J. G. (2001). Sequentially linear continuum model for concrete fracture. In de R. Borst, J. Mazars, G. P. Cabot ve J. G. M. van Mier (Eds.), *Fracture mechanics of concrete structures*. Rotterdam, CRC Press, pp. 831-839.
64. Arslan, A., Ince, R. and Karihaloo, B. L. (2002). Improved lattice model for concrete fracture. *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 128(1), 57-65.
65. Ince, R., Arslan, A. and Karihaloo, B. L. (2003). Lattice modelling of size effect in concrete strength. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(16), 2307-2320.
66. Rots, J. G., Belletti, B. and Invernizzi, S. (2008). Robust modeling of rc structures with an “event-by-event” strategy. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(3), 590-614.
67. Sutton, M. A., Wolters, W. J., Peters, W. H., Ranson, W. F. and McNeill, S. R. (1983). Determination of displacements using an improved digital correlation method. *Image and Vision Computing*, 1(3), 133-139.
68. Destrebecq, J. F., Toussaint, E. and Ferrier, E. (2011). Analysis of cracks and deformations in a full scale reinforced concrete beam using a digital image correlation technique. *Experimental Mechanics*, 51(6), 879-890.
69. Skarzynski, L., Syroka, E. and Teichman, J. (2011). Measurements and calculations of the width of the fracture process zones on the surface of notched concrete beams. *Strain*, 47, E319-E332.
70. Liu, D., Su, K. and Deng, A. (2013). Study on the constitutive behavior and damage evolution in the fpz of wst specimens using the vic-2d and strain gauges. *Advanced Materials Research*, 744, 161-164.

71. Skarzynski, L., Kozicki, J. and Teichman, J. (2013). Application of dic technique to concrete-study on objectivity of measured surface displacements. *Experimental Mechanics*, 53(9), 1545-1559.
72. Skarzynski, L. and Teichman, J. (2013). Experimental investigations of fracture process using dic in plain and reinforced concrete beams under bending. *Strain*, 49(6), 521-543.
73. Lionello, G. and Cristofolini, L. (2014). A practical approach to optimizing the preparation of speckle patterns for digital-image correlation. *Measurement Science and Technology*, 25(10), 107001.
74. Hamrat, M., Boulekbache, B., Chemrouk, M. and Amziane, S. (2016). Flexural cracking behavior of normal strength, high strength and high strength fiber concrete beams, using digital image correlation technique. *Construction and Building Materials*, 106, 678-692.
75. Barris, C., Torres, L., Vilanova, I., Mias, C. and Llorens, M. (2017). Experimental study on crack width and crack spacing for glass-frp reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, 131, 231-242.
76. Sutton, M. A., Matta, F., Rizo, D., Ghorbani, R., Rajan, S., Mollenhauer, D. H., Schreier, H. W. and Lasprilla, A. O. (2017). Recent progress in digital image correlation: Background and developments since the 2013 w m murray lecture. *Experimental Mechanics*, 57(1), 1-30.
77. Joshi, S. S., Thammishetti, N., Prakash, S. S. and Jain, S. (2018). Cracking and ductility analysis of steel fiber-reinforced prestressed concrete beams in flexure. *Aci Structural Journal*, 115(6), 1575-1588.
78. ACI Committee 446 (1992). Fracture mechanics of concrete: Concepts, models and determination of material properties. *American Concrete Institute*, Detroit, MI.
79. Griffith, A. A. (1921). VI. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, 221, 163-198.
80. Irwin, G. R. (1957). Analysis of stresses and strains near the end of a crack transversing a plate. *Journal of Applied Mechanics*, 24, 361-364.
81. Tada, H. P., Paris P.C. and Irwin G. R. (2000). *The stress analysis of cracks handbook* (Third edition). New York: ASME Press, 55,71.
82. Arian, H., Avci, A. and Akdemir, A. (2004). Fracture behaviour of steel fibre reinforced polymer composite. *Polymer Testing*, 23(6), 615-619.
83. Ghasemi, M., Ghasemi, M. R. and Mousavi, S. R. (2019). Studying the fracture parameters and size effect of steel fiber-reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 201, 447-460.

84. Gomes, R. F., Dias, D. P. and Silva, F. D. A. (2020). Determination of the fracture parameters of steel fiber-reinforced geopolymer concrete. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 107, 102568.
85. Samanci, A. (2012). Fracture behavior of woven steel fiber reinforced and sand particle filled polymer composites. *Construction and Building Materials*, 26(1), 167-171.
86. Soroushian, P., Elyamany, H., Tlili, A. and Ostowari, K. (1998). Mixed-mode fracture properties of concrete reinforced with low volume fractions of steel and polypropylene fibers. *Cement and Concrete Composites*, 20(1), 67-78.
87. Kaplan, M. F. (1961). Crack propagation and the fracture of concrete. *Aci Journal Proceedings*, 58(11), 591-610.
88. Bazant, Z. P. and Kim J. K. (1984). Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. *Aci Journal Proceedings*, 81(5), 456-468.
89. Bosco, C., Carpinteri, A. and Debernardi, P. (1990). Minimum reinforcement in high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 116(2), 427-437.
90. Hillerborg, A. (1990). Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1), 233-240.
91. Bosco, C. and Carpinteri, A. (1992). Fracture behavior of beam cracked across reinforcement. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 17(1), 61-68.
92. Carpinteri, A. and Corrado, M. (2011). Upper and lower bounds for structural design of rc members with ductile response. *Engineering Structures*, 33(12), 3432-3441.
93. Bosco, C. and Carpinteri, A. (1995). Discontinuous constitutive response of brittle matrix fibrous composites. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 43(2), 261-274.
94. Carpinteri, A. and Massabó, R. (1996). Bridged versus cohesive crack in the flexural behavior of brittle-matrix composites. *International Journal of Fracture*, 81(2), 125-145.
95. Yehia, N. A. B. (2009). Fracture mechanics approach for flexural strengthening of reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, 31(2), 404-416.
96. Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P. E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781.
97. Carpinteri, A. and Massabó, R. (1997). Continuous vs discontinuous bridged-crack model for fiber-reinforced materials in flexure. *International Journal of Solids and Structures*, 34(18), 2321-2338.

98. Ferro, G. (2002). Multilevel bridged crack model for high-performance concretes. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 38(2), 177-190.
99. Carpinteri, A., Ferro, G. and Ventura, G. (2003). Size effects on flexural response of reinforced concrete elements with a nonlinear matrix. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(7), 995-1013.
100. Carpinteri, A., Ferro, G. and Ventura, G. (2004). Double brittle-to-ductile transition in bending of fibre reinforced concrete beams with rebars. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(7-8), 737-756.
101. Zhang, J. and Li, V. C. (2004). Simulation of crack propagation in fiber-reinforced concrete by fracture mechanics. *Cement and Concrete Research*, 34(2), 333-339.
102. Zhang, J., Wang, Z., Ju, X. and Shi, Z. (2014). Simulation of flexural performance of layered ecc-concrete composite beam with fracture mechanics model. *Engineering Fracture Mechanics*, 131, 419-438.
103. Crisfield, M. A. (1982). Accelerated solution techniques and concrete cracking. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 33(1-3), 585-607.
104. Hrennikoff, A. (1941). Solution of problems of elasticity by the framework method. *Journal of Applied Mechanics*, 8(4), 169-175.
105. Rots, J. G., Invernizzi, S. and Belletti, B. (2006). Saw-tooth softening/stiffening-a stable computational procedure for rc structures. *Computers and Concrete*, 3(4), 213-233.
106. Hendriks, M. and Rots, J. G. (2013). Sequentially linear versus nonlinear analysis of rc structures. *Engineering Computations*, 30(6), 792-801.
107. Bažant, Z. P. and Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Construction*, 16(3), 155-177.
108. Rashid, Y. R. (1968). Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design*, 7(4), 334-344.
109. Rots, J. G. (1988). *Computational modeling of concrete fracture*. Doktora Tezi, TU Delft. Delft.
110. Jirásek, M. and Zimmermann, T. (1998). Rotating crack model with transition to scalar damage. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(3), 277-284.
111. Jirásek, M. and Zimmermann, T. (1998). Analysis of rotating crack model. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 842-851.
112. Kachanov, L. (1958). On the creep fracture time. *Izv Akad Nauk USSR Otd. Tech. (in Russian)*, 8, 26-31.
113. Köksal, H. O. and Karakoç, C. (1999). An isotropic damage model for concrete. *Materials and Structures*, 32(8), 611-617.

114. Tao, X. and Phillips, D. V. (2005). A simplified isotropic damage model for concrete under bi-axial stress states. *Cement and Concrete Composites*, 27(6), 716-726.
115. Shrestha, K. C., Araki, Y., Nagae, T., Koetaka, Y., Suzuki, Y., Omori, T., Sutou, Y., Kainuma, R. and Ishida, K. (2013). Feasibility of cu-al-mn superelastic alloy bars as reinforcement elements in concrete beams. *Smart Materials and Structures*, 22(2), 025025.
116. He, W., Wu, Y. F. and Liew, K. M. (2008). A fracture energy based constitutive model for the analysis of reinforced concrete structures under cyclic loading. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197(51), 4745-4762.
117. DIANA. DIANA User's Manual Revision 10.3, *DIANA Inc.*, Delft, Netherlands.
118. Dong, W., Wu, Z., Zhou, X. and Huang, H. (2016). Experimental study of equal biaxial-to-uniaxial compressive strength ratio of concrete at early ages. *Construction and Building Materials*, 126, 263-273.
119. Dede, T. and Ayvaz, Y. (2010). Plasticity models for concrete material based on different criteria including bresler-pister. *Materials and Design*, 31(1), 278-286.
120. Dede, T. and Ayvaz, Y. (2010). Comparative study of plasticity models for concrete material by using different criteria including hsieh-ting-chen criterion. *Materials and Design*, 31(3), 1482-1489.
121. de Vree, J. H. P., Brekelmans, W. A. M. and van Gils, M. A. J. (1995). Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computers and Structures*, 55(4), 581-588.
122. Kurumatani, M., Terada, K., Kato, J., Kyoya, T. and Kashiwayama, K. (2016). An isotropic damage model based on fracture mechanics for concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 155, 49-66.
123. Belgin, Ç. M. and Şener, S. (2008). Size effect on failure of overreinforced concrete beams. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(8), 2308-2319.
124. Özbek, E., Aykaç, B. and Aykaç, S. (2019). The effects of brick walls strengthened with perforated steel plates on frame behavior. *Engineering Structures*, 189, 62-76.
125. Nayal, R. and Rasheed, H. A. (2006). Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and frp bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), 831-841.
126. Blaber, J., Adair, B. and Antoniou, A. (2015). Ncorr: Open-source 2d digital image correlation matlab software. *Experimental Mechanics*, 55(6), 1105-1122.
127. Yildirim, T., Felekoglu, K. T., Godek, E., Keskinates, M., Felekoglu, B. and Onal, O. (2019). Investigation of multiple cracking behavior of cement-based fiber composites by digital image correlation method. *Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University*, 34(1), 479-493.

128. Thériault, M. and Benmokrane, B. (1998). Effects of frp reinforcement ratio and concrete strength on flexural behavior of concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, 2(1), 7-16.
129. Aykac, S., Jamal, R., Ozbek, E., Kalkan, I. and Aykac, B. (2019). Behavior of postfabricated rc beams under monotonic transverse loading. *Journal of Structural Engineering*, 145(1), 04018223.
130. Arslan, M. E. (2016). Effects of basalt and glass chopped fibers addition on fracture energy and mechanical properties of ordinary concrete: Cmod measurement. *Construction and Building Materials*, 114, 383-391.
131. JCI-S-001-2003 (2003). Method of test for fracture energy of concrete by use of notched beam. *Japan Concrete Institute*, Tokyo, Japan.
132. RILEM TCS (1985). Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. *Materials and Structures*, 18(4), 287-290.
133. Shah, S. P. (1990). Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete. *Materials and Structures*, 23, 461-465.
134. Bharatkumar, B. H., Raghuprasad, B. K., Ramachandramurthy, D. S., Narayanan, R. and Gopalakrishnan, S. (2005). Effect of fly ash and slag on the fracture characteristics of high performance concrete. *Materials and Structures*, 38(275), 63-72.
135. Gomes, L. D. D., de Oliveira, D. R. C., Neto, B. N. D., de Medeiros, A. B., Macedo, A. N. and Silva, F. A. C. (2018). Experimental analysis of the efficiency of steel fibers on shear strength of beams. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 15(7), e86.
136. Cucchiara, C., La Mendola, L. and Papia, M. (2004). Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. *Cement and Concrete Composites*, 26(7), 777-786.
137. Kotsovos, M. D. (1983). Mechanisms of 'shear' failure. *Magazine of Concrete Research*, 35(123), 99-106.
138. Sahoo, D. R., Bhagat, S. and Reddy, T. C. V. (2016). Experimental study on shear-span to effective-depth ratio of steel fiber reinforced concrete t-beams. *Materials and Structures*, 49(9), 3815-3830.
139. Jenq, Y. S. and Shah, S. P. (1985). Two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(10), 1227-1241.
140. Jenq, Y. S. and Shah, S. P. (1986). Crack propagation in fiber reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 112(1), 19-34.
141. Sundara Raja Iyengar, K. T., Raviraj, S. and Venkateswara Gupta, A. (1995). Graphical method to determine the parameters of the two-parameter fracture model for concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 51(5), 851-859.

142. Ding, Y. (2011). Investigations into the relationship between deflection and crack mouth opening displacement of sfrc beam. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2432-2440.
143. Mertol, H. C., Baran, E. and Bello, H. J. (2015). Flexural behavior of lightly and heavily reinforced steel fiber concrete beams. *Construction and Building Materials*, 98, 185-193.
144. Cardoso, D. C. T., Pereira, G. B. S., Silva, F. A., Silva Filho, J. J. H. and Pereira, E. V. (2019). Influence of steel fibers on the flexural behavior of rc beams with low reinforcing ratios: Analytical and experimental investigation. *Composite Structures*, 222, 110926.
145. Panian, R. and Yazdani, M. (2020). Estimation of the service load capacity of plain concrete arch bridges using a novel approach: Stress intensity factor. *Structures*, 27, 1521-1534.
146. Ince, R. and Bildik, A. T. (2021). A preliminary concrete mixture design based on fracture toughness. *Materials and Structures*, 54(1), 1-15.
147. Han, S.-J., Lee, D. H., Cho, S.-H., Ka, S.-B. and Kim, K. S. (2016). Estimation of transfer lengths in precast pretensioned concrete members based on a modified thick-walled cylinder model. *Structural Concrete*, 17(1), 52-62.
148. RILEM TC 162-TDF (2003). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Final recommendation. *Materials and Structures*, 36, 560-567.
149. Yoo, D. Y. and Moon, D. Y. (2018). Effect of steel fibers on the flexural behavior of rc beams with very low reinforcement ratios. *Construction and Building Materials*, 188, 237-254.
150. Blanco, A., Pujadas, P., de la Fuente, A., Cavalaro, S. and Aguado, A. (2013). Application of constitutive models in european codes to rc–frc. *Construction and Building Materials*, 40, 246-259.
151. Barros, J. A. O., Cunha, V. M. C. F., Ribeiro, A. F. and Antunes, J. A. B. (2005). Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 38(1), 47-56.
152. Abdeldjelil, B. and Thomas, T. C. H. (1994). Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *Aci Structural Journal*, 91(4), 465-474.



GAZİ GELECEKTİR..