



**BOŞLUKLU BETONARME KİRİŞLERİN ÇEVİRİMSSEL
YÜK ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞLARININ NÜMERİK
OLARAK İNCELENMESİ**

İrem Şule GÜLEN



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BOŞLUKLU BETONARME KİRİŞLERİN ÇEVİRİMSSEL YÜK ETKİSİNDEKİ
DAVRANIŞLARININ NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

İrem Şule GÜLEN
0009-0003-8524-9808

Dr. Öğr. Üyesi Serkan SAĞIROĞLU
(Danışman)
0000-0001-7248-3409

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2025
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

BOŞLUKLU BETONARME KİRİŞLERİN ÇEVİRİMSSEL YÜK ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞLARININ NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ

İrem Şule GÜLEN

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Dr. Öğr. Üye. Serkan SAĞIROĞLU

Betonarme yapılarda mekanik ve elektrik tesisatı için kullanılan boru ve kabloların projelerinde belirtilen şekilde döşeme ve kiriş alt yüzeyinden geçirilmesi gerekmektedir. Ancak net kat yüksekliğini azalttığı, enerji kaybına sebep olduğu ve birtakım estetik kaygılara yol açtığı gibi gerekçelerle iletim hatlarının kirişlerde imalat esnasında bırakılan veya üretimin tamamlanmasından sonra oluşturulan gövde boşluklarının içinden geçirildiği uygulamalarla sıklıkla karşılaşılır. Ancak gövde boşlukları kirişin yük taşıma kapasitesini, göçme tipini, enerji tüketme kapasitesini, kullanılabilirlik sınır durumlarını olumsuz yönde etkileyebilmektedir. Hâlihazırda imalat süreci tamamlanmış ve kiriş gövdesinde boşluk bulunduran yatay taşıyıcı elemanlara sahip yapıların sayısının azımsanmayacak kadar fazla olduğu unutulmamalıdır. Bu nedenle boşluklu betonarme kirişlerin dayanım ve davranışlarının irdelenmesi oldukça önemlidir. Bu çalışma kapsamında literatürde çevrimsel yükleme etkisinde deneyleri gerçekleştirilmiş boşluksuz referans kolon-kiriş birleşiminin yük-deplasman ilişkisi nümerik analiz ile doğrulanmıştır. Ardından dairesel geometrili gövde boşluklarının betonarme kirişlerin performansı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla altı adet kolon-kiriş birleşiminin nümerik modelleri oluşturulmuş ve çevrimsel yükleme etkisindeki davranışları incelenmiştir. Gövde boşluğunun sayısı, boşluğun kiriş yüksekliği boyunca olan konumu ve boşluk boyutu çalışmanın değişkenleri olarak belirlenmiştir. Kirişlerdeki boyuna donatı miktarları sabit tutulmuş ve boşluk çevresine ilave donatı yerleştirilmemiştir. Nümerik modelleri oluşturulan kirişlerin performansları yük taşıma kapasiteleri, deplasman kapasiteleri ve süneklikleri bakımından değerlendirilmiştir. Değişen parametrelerin sonuçlar üzerindeki etkisi kıyaslamalar yapılarak sunulmuştur. Elde edilen sonuçlara göre kirişte etriye kaybına neden olan geniş gövde boşluğuna sahip numunede taşıyabileceği maksimum yükün, yer değiştirme kapasitesinin ve sünekliğinin referans numuneye göre önemli ölçüde azaldığı anlaşılmıştır. Kiriş orta bölgesinde açılan boşlukların sayısı arttıkça kiriş sünekliği ve deplasman kapasitesi azalmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Betonarme, boşluklu betonarme kirişler, kolon-kiriş birleşimi, nümerik analiz, sonlu elemanlar yöntemi.

2025, xvii + 108 sayfa.

ABSTRACT

MScThesis

NUMERICAL INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH WEB OPENINGS UNDER CYCLIC LOADING EFFECT

İrem Şule GÜLEN

Bursa Uludağ University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Dr. Öğr. Üye. Serkan SAĞIROĞLU

In reinforced concrete structures, pipes and cables used for mechanical and electrical installations must be installed according to the project specifications, typically passing through the floor slab and the bottom surface of the beams. However, due to reasons such as reducing the floor height, causing energy loss, and raising aesthetic concerns, it is possible to see beams with web openings that are either left in the beams during manufacturing or created after the completion of production. However, the use of these beams with web openings can negatively affect the load-carrying capacity of the beam, the failure type, ductility and the usability limits. It should not be forgotten that there are a significant number of structures with beams that have openings. Therefore, investigating the strength and behavior of beams with web openings is of considerable importance. In this study, the load-displacement relationship of a reference beam-column joint without openings, previously tested under cyclic loading in the literature, was validated through numerical analysis. Subsequently, the effect of circular web openings on the performance of reinforced concrete beams was investigated. For this purpose, numerical models of six beam-column joints were developed, and their behavior under cyclic loading was examined. The study variables included the number of web openings, their vertical position along the beam height, and their size. The longitudinal reinforcement ratios in the beams were kept constant, and no additional reinforcement was placed around the openings. The performance of the numerically modeled beams was evaluated in terms of load-bearing capacity, displacement capacity and ductility. The influence of the varying parameters on the results was presented through comparative analyses. The findings indicate that in specimens with large web openings that result in stirrup loss, the maximum load capacity, displacement capacity, and ductility were significantly reduced compared to the reference specimen. Additionally, as the number of openings in the mid-span of the beam increased, the ductility and displacement capacity of the beam decreased.

Keywords: Beams with web openings, beam-column joint, finite element analysis, numerical analysis, reinforced concrete.

2025, xvii + 108 pages.

ÖNSÖZ VE/VEYA TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca ve çalışmamın hazırlanması sürecinde bilgi ve tecrübesiyle beni yönlendiren, her daim destekleyen saygıdeğer danışman hocam Dr. Öğr. Üyesi Serkan SAĞIROĞLU'na emekleri ve sabrı için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmamın ortaya çıkmasına büyük katkı sunan, çalışmamın her aşamasında sabırla yol gösteren, tecrübelerini ve ilgisini esirgemeyen değerli hocam Dr. Öğr. Üyesi Gökhan Barış SAKCALI'ya teşekkürlerimi sunarım.

Üzerimde büyük emekleri olan Prof. Dr. İsa YÜKSEL ve Dr. Öğr. Üyesi Melih SÜRMELİ hocalarımı saygıyla anar, kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Beni daima destekleyen, sabreden, her koşulda yanımda olan başta annem olmak üzere tüm aileme minnet ve teşekkürlerimi sunarım.

Lisans hayatımdan beri her koşulda yanımda olan, desteğini ve ilgisini esirgemeyen değerli arkadaşım Alim Berk ÇAĞLAYAN'a ayrıca teşekkür ederim.

İrem Şule GÜLEN
27/01/2025

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	viii
ABSTRACT.....	ix
ÖNSÖZ VE/VEYA TEŞEKKÜR.....	x
İÇİNDEKİLER	xi
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ.....	xiii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xvii
1.GİRİŞ.....	1
1.1Çalışmanın Kapsamı	4
2.KURAMSAL TEMELLER ve LİTERATÜR TARAMASI	5
3.MATERYAL ve YÖNTEM	9
3.1. Betonun Gerilme Deformasyon Özellikleri	9
3.1.1 Beton Basınç Dayanımı	9
3.1.2 Betonun Çekme Dayanımı ve Çekme Altında Deformasyon Özellikleri.....	11
3.2 Betonun Çok Eksenli Gerilme Altında Davranışı.....	12
3.2.1 Betonun Çift Eksenli Gerilme Altındaki Davranışı	13
3.2.2 Betonun Üç Eksenli Gerilme Altındaki Davranışı.....	13
3.3. Sargılı Beton Davranışı.....	14
3.4 Betonarme Elemanların Sonlu Elemanlar Yönteminde Modellenmesi	15
3.4.1 Ayrık Model.....	15
3.4.2 Yayılı model.....	16
3.4.3 Gömülü model	17
3.4.4 Doğrusal Olmayan Davranış ve Plastisite.....	17
3.5 Akma Kriterleri.....	19
3.5.1 Mohr-Coulumb Akma Kriteri	22
3.5.2 Drucker-Prager Akma Kriteri	25
3.5.3 Bresler-Pister Akma Kriteri	28
3.5.4 William-Warnke Akma Kriteri	30
3.6 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri	34
3.6.1 Artımsal Yöntem.....	36
3.6.2 İterasyon Yöntemi.....	37
3.6.3 Artımsal-İterasyon Yöntemler	38
3.7 Hasar Mekanizması Modelleri	43
3.7.1 Betonun Farklı Yüklemeler Etkisinde Davranış Özelliklerinin Tanımlanması.....	43
3.8 Beton Hasar Modeli	51
3.9 Tersinir Yükler Etkisinde Yapı Çeliği	70
3.9.1 Donatının Modellenmesi.....	71
3.10 Sonlu Elemanlar Modeli	72
3.10.1 ABAQUS (FEM) Programı ve Kullanım Alanları	72
3.10.2 Nümerik Analiz Kullanım Alanları	73
3.10.3 Nümerik Analiz ile Doğrulama.....	75
3.10.4 Gövde Boşluğuna Sahip Kolon Kiriş Birleşimlerinin Modellenmesi.....	82
4.BULGULAR (BULGULAR ve TARTIŞMA)	85
4.1 Nümerik Modelin Doğrulanması	85
4.2 Gövde Boşluklu Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Nümerik Analizi.....	86
4.2.1 100 mm Çaplı Tek Delikli Kiriş (HRC-1)	87
4.2.2 100 mm Çaplı İki Delikli Kiriş (HRC-2).....	88

4.2.2 100 mm Çaplı Üç Delikli Kiriş (HRC-3).....	90
4.2.4. Kiriş Altı Tek Delikli Kiriş (HRC-4).....	91
4.2.5 Döşeme Altı Tek Delikli Kiriş (HRC-5).....	93
4.2.6 150 mm Çaplı Tek Delikli Kiriş (HRC-6)	94
4.3. Nümerik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırmalı Sunumları.....	96
4.3.1. Delik Sayısının Davranışa Etkisi	96
4.3.2. Delik Konumunun Davranışa Etkisi	98
4.3.3. Delik Çapının Davranışa Etkisi	99
4.3.4 Tüm Delikli Kirişlere ait Yük-Deplasman Grafikleri	101
5.SONUÇLAR	102
KAYNAKLAR	104
ÖZGEÇMİŞ	107



SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
$a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$	: Deneysel verilerden elde edilen değişkenler
c	: Kohezyon
D_0^{el}	: Elastik rijitlik tensörü
d, d_c, d_t	: Hasar parametreleri, basınç hasar parametresi, çekme hasar parametresi
E	: Azaltılmış elastisite modülü
E_0	: Hasarsız durumdaki elastisite modülü
E_{ci}	: Betonun sıfır gerilme seviyesindeki tanjant elastisite modülü
F	: Asal gerilmelerin bir fonksiyonu
f_t', f_c', f_{bc}'	: Tek eksenli çekme etkisindeki akma dayanımını, tek eksenli basınç etkisindeki akma dayanımı, iki eksenli basınç etkisindeki akma dayanımı
f_{cm}, f_{ctm}	: Betonun ortalama basınç dayanımı, betonun ortalama çekme dayanımı
f_t, f_c	: Eksenel nihai çekme dayanımı, eksenel nihai basınç dayanımı
$\bar{f}_t', \bar{f}_{bc}'$	: Normalleştirilmiş dayanımlar
G_{ch}	: Betonun ezilme enerjisi
G_F	: Betonun kırılma enerjisi
g_c, g_t	: Bozulma sürecinde hasar tarafından yayılan birim hacimdeki basınç ve çekme enerjileri
h_c, h_t	: Ağırlıklandırma faktörleri
I	: Birim tensör
I_1	: Gerilme tensörünün birinci invariantı
I_2	: Deviatorik gerilme tensörünün ikinci invariantı
K_c	: Tek eksenli deviatorik çekme gerilmesi ile tek eksenli deviatorik basınç gerilmesinin oranı
l_{eq}	: Ağ boyutu
m	: Ortalama gerilme
r_1, r_2	: Asal gerilmelerin ve beton dayanımının bir fonksiyonu
S	: Akma yüzeyi
S^*	: Hasarsız net kesit alanı
s_{ij}	: Deviatorik gerilme tensörü
w	: Çatlak genişliği
w_c	: Kritik çatlak genişliği
α	: Malzemenin içsel özelliklerine bağlı bir katsayı
α, β, γ	: Malzemenin gerilme davranışını belirleyen boyutsuz sabitler
δ_{ij}	: Kronecker delta fonksiyonu

$\varepsilon, \varepsilon_c, \varepsilon_t, \varepsilon^e, \varepsilon^p$	: Birim şekil değiştirme, basınç birim şekil değiştirme, çekme birim şekil değiştirme, elastik birim şekil değiştirme, plastik birim şekil değiştirme
$\varepsilon, \varepsilon^e, \varepsilon^{pl}$	: Birim şekil değiştirme tensörü, elastik birim şekil değiştirme tensörü, plastik birim şekil değiştirme tensörü
$\varepsilon_c^{pl}, \varepsilon_t^{pl}$	: Plastik basınç birim şekil değiştirme, plastik çekme birim şekil değiştirme
$\varepsilon_t^{ck}, \varepsilon_c^{ch}$	: Betonun ezilme birim şekil değiştirme, betonun çatlama birim şekil değiştirme
ρ	: Oktahedral yarıçap
ρ_T^0, ρ_C^0	: Tek eksenli basınç ve tek eksenli çekme gerilmesinin akma durumunda deviatorik bileşenleri
ε	: Eksantrisite
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
θ	: Lode benzerlik açısı
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: En büyük, ortanca ve en küçük asal gerilmeler
$\bar{\sigma}, \bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_t$	: Efektif gerilme, efektif basınç gerilmesi, efektif çekme gerilmesi
$\sigma_0, \sigma_h, \sigma_n$	: Hasarsız bölge için efektif gerilme tensörü, hidrostatik basınç gerilmesi, normal gerilme
σ_m	: Ortalama normal gerilme
σ_{max}	: En büyük asal efektif gerilme
σ_{oct}	: Oktahedral normal gerilme
τ	: Kayma gerilmesi
τ_m	: Maksimum kayma gerilmesi
τ_{oct}	: Oktahedral kayma gerilmesi
ξ	: Gerilme uzayının orijininden gerilme düzlemine olan mesafe
κ	: Malzeme sabiti
Ψ	: Dilatasyon açısı

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 1.1.	2
Şekil 1.2.	2
Şekil 3.1.	10
Şekil 3.2.	11
Şekil 3.3.	12
Şekil 3.4.	14
Şekil 3.5.	16
Şekil 3.6.	16
Şekil 3.7.	17
Şekil 3.8.	20
Şekil 3.9.	23
Şekil 3.10.	25
Şekil 3.11.	26
Şekil 3.12.	28
Şekil 3.13.	30
Şekil 3.14.	34
Şekil 3.15.	37
Şekil 3.16.	38
Şekil 3.17.	40
Şekil 3.18.	41
Şekil 3.19.	41
Şekil 3.20.	45
Şekil 3.21.	47
Şekil 3.22.	47
Şekil 3.23.	48
Şekil 3.24.	49
Şekil 3.25.	50
Şekil 3.26.	51
Şekil 3.27.	53
Şekil 3.28.	57
Şekil 3.29.	58
Şekil 3.30.	61
Şekil 3.31.	64
Şekil 3.32.	68
Şekil 3.33.	69
Şekil 3.34.	69
Şekil 3.35.	70
Şekil 3.36.	71

Şekil 3.37.	ABAQUS ana penceresi	73
Şekil 3.38.	Referans kirişi ve donatı düzeni	76
Şekil 3.39.	Yüklemeye düzeneğinin şematik gösterimi	77
Şekil 3.40.	Uygulanan deplasman değerleri	78
Şekil 3.41.	3 boyutlu beton geometrisi	80
Şekil 3.42.	3 boyutlu boyuna donatı ve etriye grubu	81
Şekil 3.43.	Oluşturulan nümerik modellerin şematik gösterimi	84
Şekil 4.1.	Deney verisi ve simüle edilen yük-deplasman ilişkisi	85
Şekil 4.2.	Boşluksuz referans kirişin deney verisi ile nümerik modelinin zarf eğrilerinin karşılaştırması	86
Şekil 4.3.	HRC-1 100 mm tek delikli kirişin nihai durumu	87
Şekil 4.4.	HRC-1 100 mm tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	88
Şekil 4.5.	HRC-2 2 Delikli kirişin nihai durumu	89
Şekil 4.6.	HRC-2 2 Delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	89
Şekil 4.7.	HRC-3 3 delikli kirişin nihai durumu	90
Şekil 4.8.	HRC-3 3 Delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	91
Şekil 4.9.	HRC-4 Kiriş altı tek delikli kirişin nihai durumu	92
Şekil 4.10.	HRC-4 Kiriş altı tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	92
Şekil 4.11.	HRC-5 Döşeme altı tek delikli kirişin nihai durumu	93
Şekil 4.12.	HRC-5 Döşeme altı tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	94
Şekil 4.13.	HRC-6 150 mm tek delikli kirişin nihai durumu	95
Şekil 4.14.	HRC-6 150 mm tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi	95
Şekil 4.15.	HRC-1, HRC-2 ve HRC-3 kiriş numuneleri	96
Şekil 4.16.	Referans kiriş ile boşluk sayısı değişen numunelerin yük-deplasman ilişkisi	97
Şekil 4.17.	HRC-1, HRC-4 ve HRC-5 kiriş numuneleri	98
Şekil 4.18.	Referans kiriş ile kiriş yüksekliği boyunca boşluk konumları değişen numunelerin yük-deplasman ilişkisi	98
Şekil 4.19.	RC-1, HRC-1 ve HRC-6 kiriş numuneleri	99
Şekil 4.20.	Boşluksuz referans kiriş ile farklı boşluk boyutlarına sahip numunelerin yük-deplasman ilişkileri	100
Şekil 4.21.	Nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırmalı sunumu	101

ÇİZELGELER DİZİNİ

			Sayfa
Çizelge	3.1.	Akma fonksiyonu için tanımlanması gereken parametreler	60
Çizelge	3.2.	Hesaplanan parametreler	68
Çizelge	3.3.	Donatıların akma dayanımları ve maksimum dayanımları	79
Çizelge	3.4.	Donatı çapı ve kullanılan eleman tipi	80
Çizelge	3.5.	Boşluk boyutu, adeti ve konumu	83
Çizelge	4.1.	Numunelerin yük ve deplasman kapasiteleri	101

1. GİRİŞ

Bir yapının mekanik ve elektrik tesisatının doğru şekilde projelendirilmesi ve yerleştirilmesi taşıyıcı sisteme ait elemanların projelendirilmesi ve üretimi kadar önemlidir. Yapının kullanım ömrü boyunca dayanıklılık, güvenlik, işlevsellik, konfor gibi kriterleri yerine getirebilmesi için yapının tesisat sistemleri ile taşıyıcı sistemi birbirlerini tamamlayıcı nitelikte, birbirlerinin işlevlerini gerçekleştirmesini engellemeyecek şekilde uyum içerisinde çalışması gerekmektedir. Yapı sistemini oluşturan tüm bu unsurların tasarımlarından üretimlerine kadar ki aşamalar dikkatle planlanmalı ve koordineli bir şekilde imalat süreçleri tamamlanmalıdır. Ancak bu sayede taşıyıcı sistem elemanları için tasarım aşamasında öngörülen performans ve davranış kriterleri sağlanabilir.

Yapı içerisinde yer alması zorunlu ve kullanım amacına göre ihtiyaç duyulabilecek ısıtma ve soğutma sistemleri, yangın söndürme sistemi boruları, havalandırma kanalları, sıhhi tesisat boruları, elektrik tesisatına ait iletim kanalları gibi yapının mekanik ve elektrik tesisatı elemanlarının projelerine uygun şekilde konumlandırılmadığı örneklerle sık şekilde karşılaşılmaktadır. Kat net yüksekliğinin korunması, maliyetin azaltılması, enerji kaybının önüne geçilmesi, estetik kaygılar sebebiyle kirişe denk gelen iletim hatlarının kiriş alt yüzünden geçirilmesinden kaçınılır. Kat yüksekliğinin arttırılması ile tüm bu istekler karşılanırsa da yumuşak kat düzensizliğinin oluşması, yapı zati yükünün artması gibi istenmeyen sonuçları olabilmektedir. Kiriş gövdelerinde imalat sırasında boşluk bırakılması veya yapımı tamamlanan kirişlerde kırılarak delikler açılması iletim hatlarının konumlandırılması için en çok başvuru alan diğer uygulamalardır. Bu uygulamaların son derece hatalı olduğu ve mühendisliğin temel ilkeleriyle de ters düştüğü vurgulanmalıdır. Ancak hali hazırda imalat süreci tamamlanmış ve kiriş gövdesinde boşluk bulunduran yatay taşıyıcı elemanlara sahip yapıların sayısının da azımsanamayacak kadar fazla olduğu unutulmamalıdır. Şekil 1.1. ve Şekil 1.2’de uygulamada sıklıkla karşılaşılan boşluklu kirişler gösterilmektedir.



Şekil 1.1. Uygulamada karşılaşılan boşluklu kirişler



Şekil 1.2. Gövde boşluğuna sahip kirişler

Uzun yıllardır kirişlerin alt yüzeyinden geçirilen kanal ve boruların net kat yüksekliğini önemli ölçüde azalttığı gerekçesiyle başlangıçta bırakılan veya sonradan açılan deliklerin yapının yatay ve düşey yükler altındaki performansını nasıl etkilediği merak konusu olmuştur. Bugüne kadar gövde boşluğu bulunan betonarme kirişlerin ele alındığı nümerik ve deneysel olarak birçok çalışma yapılmıştır. Yapılan bu çalışmalar genellikle yapı elemanının düşey yükler altındaki davranışlarının belirlenmesine yönelik olmuştur. 3

nokta ve 4 nokta eğilme deneyleri ve simülasyonları kullanılarak elde edilen sonuçlarda yapıların maruz kaldığı ve asıl önemli sonuçların doğmasına neden olan deprem etkisi yeterince irdelenmemiştir.

Yerinde dökme betonarme kirişlerde çeşitli konum ve boyutlarda oluşturulan gövde boşluklarının yapının deprem yükleri etkisi altındaki davranışını ne yönde etkilediği bu çalışmanın ana konusudur. Bugüne kadar yapılan çalışmalarda yapının yalnızca düşey yüklere maruz kalacağı göz önünde bulundurularak değerlendirilmesinin yetersiz olacağı düşünülerek dairesel geometrili gövde boşluğuna sahip kirişlerin deprem ve rüzgar gibi çevrimsel yükleme etkisindeki davranışları nümerik analiz ile araştırılmıştır. Bu çalışma kolon-kiriş birleşiminden meydana gelmiş betonarme yapı elemanlarının sonlu elemanlar yöntemiyle modellerinin oluşturulması ve tersinir yükler altında doğrusal olmayan analizini içermektedir. Bu analizler hem deneysel çalışmadan elde edilen verilerin doğrulanması hem de ileride gerçekleştirilmesi planlanan deneysel çalışmalara ışık tutması için veri seti elde edilmesinde kullanılmıştır. Belirtilen yükleme koşulları için kritik parametrelerin belirlenmesi ve deney esnasında oluşabilecek önemli durumların önceden tespit edilmesi amaçlanmıştır. Bu sayede dairesel boşluklu betonarme kirişlerin deprem davranışı hakkında oldukça sınırlı olan verilerin arttırılması, çevrimsel yüklemede boşlukların yapı elemanları üzerindeki etkisinin anlaşılması ve onarım yöntemlerinin belirlenmesinde fayda sağlaması amaçlanmıştır.

Betonarmede betonun ve donatı çeliğinin ancak belirli şartların sağlanabilmesiyle bir birlikteliğinden bahsedilebilir. Yapı malzemelerinin kendilerinden beklenen özelliklere sahip olması ve aralarında tam bir aderans olması gerekmektedir. Bu birliktelik bu iki malzemenin kendi üzerlerine düşen görevleri yerine getirilebilmesi ve birbirlerinin eksik yönlerini tamamlayabilmesi prensibine dayanır. Bu çalışmada kullanılan ABAQUS Sonlu Elemanlar Programında beton ve donatı çeliği ayrı ayrı tanımlanmaktadır. Araştırmacılar uzun yıllardır farklı yükleme durumları için davranışları oldukça karmaşık olan betonun modellenebilmesi ve doğrusal olmayan davranış özelliklerinin tam olarak yansıtılabilmesi için çalışmışlardır. Çalışmalar sonucunda önerilen modeller betonun basınç ve çekme gerilmeleri etkisindeki davranışlarını önemli ölçüde simüle edebilmektedir. Betonarme yapı elemanları için diğer bir önemli konu ise beton ve donatı çeliği arasındaki aderanstır. Sonlu Elemanlar programlarında oluşturulan betonarme eleman modellerinde çoğu zaman, beton ve donatı arasındaki aderansın tam olduğu

varsayılmaktadır. Bu kabulün yetersiz kaldığı çalışmalarda aderans (bağ) gerilmesi ve sıyrılma ilişkisinin tanımlanması gerekmektedir.

1.1 Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışma kapsamında öncelikle literatürde yer alan (Saleh vd.,2017) tarafından deneysel çalışmaları gerçekleştirilen referans kirişin ABAQUS programı aracılığıyla nümerik modeli oluşturulmuş ve analizi gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi ile deneysel çalışma sonucunda elde edilen yük-deplasman ilişkisi karşılaştırılmış ve nümerik model doğrulanmıştır. Daha sonra nümerik modeli oluşturulan referans kirişten hareketle 6 adet farklı boyut ve konumlarda dairesel geometrili gövde boşluğuna sahip betonarme kolon-kiriş birleşiminin nümerik modelleri oluşturulmuş ve çevrimsel yükleme etkisinde doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmiştir.

2. KURAMSAL TEMELLER VE LİTERATÜR TARAMASI

Literatürde gövdesinde bir veya birden fazla boşluk bulunan betonarme kirişlerin kesme ve eğilme davranışını, deneysel ve nümerik olarak inceleyen pek çok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalarda, delik çapı, delik geometrisi, deliğin kiriş gövdesindeki konumu ve sayısı, derin kirişlerdeki etkisi araştırılan başlıca konulardandır. Gövdesinde delik bulunduran kirişlerin kesme ve eğilme etkisindeki dayanım ve davranışı incelenirken genellikle 3 nokta ve 4 nokta eğilme deneylerine başvurulmuş ve sonlu eleman modellemelerinde de bu deney yöntemleri kullanılmıştır.

(Mansur vd., 1991) Bu çalışmada boyuna donatı miktarları aynı olan gövde boşluğuna sahip betonarme kirişlerin dayanım ve davranışları incelenmiştir. Boşluk boyutu, kiriş açıklıklarının sayısı ve boşluğun açıklıktaki konumu incelenen deney parametreleridir. Boşluk genişliği ve derinliğinin artmasıyla kiriş mukavemetinin ve rijitliğinin aynı zamanda göçme yükünün de azaldığı belirlenmiştir. İncelenen kirişlerde boşluk konumunun çatlama yükü üzerinde neredeyse hiçbir etkisinin olmadığı anlaşılmıştır. Boşlukların moment değerlerinin yüksek olduğu bölümlerde yer almasının deformasyonları arttırdığı ve kirişin daha erken göçmesine neden olduğu anlaşılmıştır.

(Tan vd., 2001) çalışmasında ACI (American Concrete Institute) yönetmeliğinin dairesel gövde boşluklarına sahip betonarme kirişlerin kesme dayanımı için ortaya koyduğu yaklaşımın yeterliliğini incelemektedir (ACI-CODE, 2022). Gövde boşluğuna sahip T kesitli betonarme kirişlerin negatif moment bölgesindeki davranışının anlaşılması amacıyla kirişler ters şekilde test edilmiştir. Yapılan deneyler, boşluk çevresinin yönetmelikte belirtilen şekilde donatılandırılmasıyla kirişin nihai dayanımının korunabileceği ve çatlakların kontrol altında tutulabileceğini göstermiştir. Boşluk etrafına yerleştirilen diyagonal donatı çubuklarının kiriş basınç bölgesindeki gerilmeleri azaltarak betonun erken ezilmesinin önüne geçtiği belirlenmiştir.

(Mansur vd., 1999) T kesitli betonarme kirişlerle yapılan çalışma, var olan yapı elemanlarında delik açılmasının sonuçlarını incelemektedir. Çalışmada dikkate alınan ana parametreler boşluk boyutu ve konumudur. Kirişlerin mesnet bölgelerine yakın açılan deliklerin kiriş dayanımını ve rijitliğini önemli ölçüde azalttığı belirlenmiştir. Kiriş rijitliğinin, kiriş enine donatılarına zarar verilmeden açılan boşluklardan minimum oranda zarar gördüğü tespit edilmiştir. Kiriş gövdesinde açılan deliklerinin harçla

doldurulmasının kirişin boşluksuz durumundaki rijitliğine yaklaşmakta yetersiz kaldığı belirlenmiştir.

(Tan vd., 1996) Büyük gövde boşluklarına sahip T kirişler pozitif veya negatif moment etkisinde test edilmiştir. Birden çok boşluğa sahip kirişlerin dayanım ve kullanılabilirlik yönünden tek boşluklu kirişlerden daha iyi performans gösterdiği belirlenmiştir.

(Mansur & Paramasivam, 1984) İmalat esnasında bırakılan küçük gövde boşluğuna sahip bir kirişin burulma ve eğilme etkisi altındaki dayanımının belirlenebilmesi için analiz yöntemi sunmuştur. Kiriş dayanımlarının çeşitli göçme modlarında belirlenebilmesi için denklemler de türetilmiştir ve bu denklemlerin deneylerden elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu görülmüştür. Boşluk boyutu ve konumunun yanında boşluk çevresi için önerilen ilave donatıların boyut ve yerleşimini de çalışma parametreleri olarak kullanılmıştır. Yapılan deneylerde ilave köşe donatılarının çatlak genişliğini sınırlamada etriyeden daha etkin olduğunu göstermiştir.

(Mansur vd., 1985) Eğilme ve kesme etkisinde büyük dikdörtgen gövde boşluğuna sahip betonarme kirişlerin tasarlanması için bir yöntem önerilmektedir. Test sonuçları önerilen yöntemin başarısını ortaya koymuştur. Çalışmada ana parametreler boşluğun boyutu derinliği konumu dışmerkezliği ve boşluk çevresindeki donatıların miktarı ve düzenidir. Köşe donatısı olarak kullanılan diyagonal donatıların çatlak genişliği ve sehim kontrolünde kiriş enine donatısından daha etkili olduğu belirlenmiştir. Boşluklu kirişlerin kesme dayanımının %75'inin diyagonal donatılar tarafından karşılandığı belirlenmiştir.

(Ashour & Rishi, 2000) Bu çalışmada boyuna donatı oranları ve geometrileri aynı olan gövde boşluğuna sahip betonarme kirişler test edilmiştir. Boşluk boyutu ve konumu deneyin ana değişkenleridir. Sabit tutulan değişkenler sebebiyle boşluk konumuna bağlı olarak 2 farklı göçme modu ile karşılaşmıştır. Kiriş kapasitesinde boşluk çevresine yerleştirilen dikey donatıların yatay olarak yerleştirilenlerden daha etkili olduğu belirlenmiştir.

(Dündar B., 2008) Bu çalışmada betonarme kiriş üzerinde açılan tek bir noktadaki boşluğun sebebiyet vereceği gerilme yığılmaları için çözümler araştırılmış ve kiriş boyunca bırakılan düzenli boşluklar sayesinde gerilmelerin tüm kirişe yayılması amaçlanmıştır. Daire ve kare şeklinde gövde boşluğuna sahip betonarme kirişler kiriş boyutu ve boşluk konumu değiştirilmeden deneye tabi tutulmuştur. Boyuna donatı oranı, boşluk geometrisi, boşluklar arası dikmelerde etriye kullanımı ve çapraz donatı kullanımı

değişen deney parametreleridir. Deney sonuçlarına göre değişen parametrelerin kiriş sünekliğine, kesme davranışına, kiriş dayanımına ve rijitliğine etkileri araştırılmıştır. Boyuna donatı miktarı fazla olan kirişlerden biri hariç diğer tüm deney elemanları çok sünek davranmıştır. Deney numunelerinin çoğunda yapılan uygulamalar sayesinde referans kirişlerden elde edilen süneklik değerlerinin 1.5-2 katına ulaşılmıştır. Kiriş numunelerinin kesme kırılması yerine eğilmeden göçtüğü belirlenmiş bir noktada gerilme yığılmalarını önlemek amacıyla düzenli boşluk oluşturulması fikrinin işe yaradığı görülmüştür. Dairesel boşluklu elemanların süneklik, rijitlik ve dayanım değerlerinin kare boşluklu elemanlardan daha yüksek olduğu belirlenmiştir.

(Aykaç & Yılmaz, 2013) Bu çalışma kapsamında daire veya üçgen şeklinde düzenli büyük boşluklara sahip betonarme kirişlerin tekdüze yükler altındaki davranışları deneysel olarak araştırılmıştır. Düzenli ve kiriş boyunca devam eden boşluklar sayesinde gerilmelerin kirişe dağılacağı bir noktada yığılmayacağı düşünülmüştür. Deney değişkenleri olarak boşluk geometrisi ve çekme bölgesindeki donatı oranı seçilmiştir. Normal ve az çekme donatısına sahip kirişlerin yeterli dayanım gösterdiği belirlenmiştir. Daire şeklinde boşluklara sahip kirişler üçgen şeklinde boşluklulara göre daha sünek olduğu belirlenmiştir. Bunun yanında dairesel kesitli numunelerin dayanımı daha yüksektir.

(Kahraman E., 2018) Bu çalışmada çok sayıda kare gövde boşluğuna sahip betonarme kirişlerin eğilme davranışları incelenmiştir. Çalışma kapsamında öncelikle referans boşluksuz kirişler ile boşluklu betonarme kirişlerin sonlu eleman modelleri oluşturulmuş ve bu modellerin analiz sonuçlarıyla literatürdeki deney sonuçları kıyaslanmıştır. Nümerik sonuçlarla deneysel sonuçların yakın ve uyumlu olduğu anlaşılmıştır. Ardından boşluk çevresinde farklı donatı düzenlemeleri yapılmış ve yapılmamış düzenli kare gövde boşluklarına sahip kirişlerin çekme donatısı oranlarının kirişlerin eğilme davranışı, yük taşıma kapasiteleri ve başlangıç rijitliklerinde meydana gelen değişimler üzerindeki etkileri araştırılmıştır.

(Deifalla & Elzeiny, 2021) çalışmalarında gövde boşluğunun betonarme bir kolon kiriş birleşiminin deprem davranışı üzerindeki etkisi araştırmıştır. Boşluk çevresine yerleştirilen ilave donatıların davranışa olan katkısının belirlenebilmesi için ilave donatısız ve ilave donatılı kirişler deneye tabi tutulmuştur. Oluşturulan kolon-kiriş birleşimlerinin çevrimsel yükleme altındaki rijitlikleri, taşıyabildikleri maksimum yük ve

buna karşılık gelen deplasman değerleri incelenmiştir. Gövde boşluğunun boyutlarındaki artışın betonarme birleşimin sünekliğini ve dayanımını azalttığı belirlenmiştir. İlave donatının yerleştirildiği numunelerin davranışlarında iyileşme gözlemlenmiştir.

(Saleh vd., 2017) çevrimsel yükleme etkisindeki betonarme bir kolon-kiriş birleşiminde gövde boşluklarının çatlama tipi, göçme modu, rijitliği, yük deplasman eğrileri, dayanım ve süneklik üzerindeki etkileri deneysel olarak incelenmiştir. Gövde boşluklarının boyutları ve kiriş üzerindeki konumu deney parametreleridir. Genel bir sonuç olarak, gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşimlerinin yük taşıma kapasitelerinin, deplasmanlarının ve rijitliklerinin azaldığı sonucuna varılmıştır.

(Saleh vd., 2021) çalışmasında çevrimsel yükleme etkisinde daha önce deneyleri tamamlanmış dikdörtgen geometrili gövde boşluğuna sahip kolon kiriş birleşimlerinin davranışları, nümerik analiz ile doğrulanmıştır. Deneysel çalışmada, bir grup numunenin boşluk çevresinde ilave donatı olması durumunda davranış ve performanslarının nasıl değiştiği incelendiğinden bu numunelerin nümerik modelleri de oluşturulmuş ve analiz edilmiştir.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

3.1. Betonun Gerilme Deformasyon Özellikleri

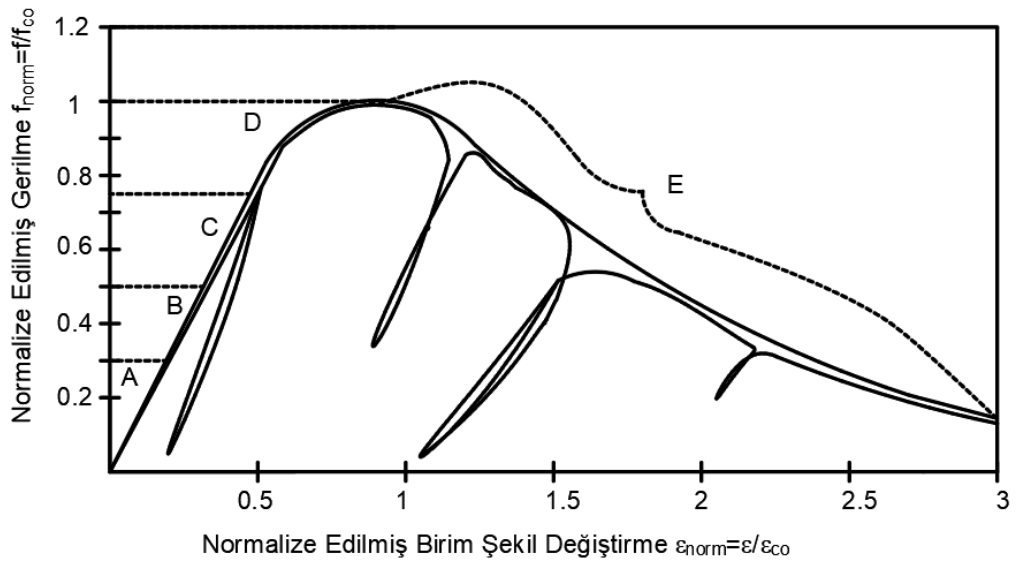
Bir mekanik problemin çözümünde, malzemenin davranışı modellenirken gerçeğe yaklaştıkça çözüm de o oranda doğruya yaklaşıcağından malzemelerin gerilme-birim şekil değiştirme özellikleri oldukça önemlidir. Beton gibi yarı gevrek malzemelerin doğrusal olmayan davranışlarının tanımlanması oldukça zordur. Betonun tek eksenli basınç ve çekme gerilmesi etkisindeki davranışı doğrusal değildir. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme grafiğinin doğrusal olmamasının nedeni mikro çatlaklardır. Bunun yanında betonda metallerdeki gibi bir akma davranışı yoktur. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi incelendiğinde düşük gerilmeler altında eğrinin eğimi çok az değiştiğinden bu bölüm doğrusal olarak kabul edilebilir. Maksimum gerilme değerine karşılık gelen ϵ_{co} değeri aşıldığında birim şekil değiştirmeler artarken gerilmeler azalmaktadır. Betonun ezildiği nokta olarak tanımlanan ϵ_{cu} betonun kırılma anındaki birim kısalmasına karşılık gelen gerilme değeri maksimum gerilmeden daha düşüktür (Ersoy U., 2017).

3.1.1 Beton Basınç Dayanımı

3.1.1.1 Tek Eksenli Gerilme Etkisindeki Davranış

Tek eksenli basınç gerilmesi altında 5 kritik deformasyon aşaması mevcuttur (Alfarah, 2017). Bu önemli 5 aşamadan ilki eksenel gerilmelerin maksimum basınç gerilmesinin %30'u mertebelerinde mikro çatlakların neredeyse hiç oluşmadığı lineer bölge olarak tanımlanabilir. Maksimum basınç gerilmesinin %30 ila %50'si aralığında kalan 2.bölgede ise çatlaklarda meydana gelen artış sebebiyle beton rijitliğinin bir miktar azaldığı gözlemlenir.3. Bölge olarak adlandırılan kısım maksimum basınç gerilmesinin %50-%75'i ile sınırlandırılmakta ve bu aşamada çatlak genişliğinin arttığı gözlemlenmektedir. Çatlak genişliğindeki önemli artış betonun ilk rijitliğini de azaltmaktadır (Oller, 2014). Yükte herhangi bir artış olmadığı halde çatlak genişliğinin artmaya devam ettiği gözlemlenir. Maksimum basınç dayanımının %75'inin aşıldığı gerilme durumu için yük

sabit kalırken birim şekil değıştirme artmaya devam eder. Basınç gerilmesinin maksimum noktasına erişmesinin ardından basınç gerilmesi hızlı bir şekilde azalmaya başlar. Çatlağın konumu sınır koşullarına göre değışirken betonda yumuşama da başlar. Basınç gerilmeleri altında gözlemlenen yumuşama çekme gerilmeleri etkisinde gözlemlenenenden çok daha karmaşık yapıdadır bu nedenle çekme etkisi altında kullanılmak üzere geliştirilen çatlak modeli gibi bir model basınç etkisi için kabul görmemiştir. Şekil 3.1.'de betonun basınç etkisi altında normalize edilmiş gerilme-birim şekil değıştirme ilişkisi sunulmaktadır (Bahn & Hsu, 1998).



Şekil 3.1: Betonun gerilme-birim şekil değıştirme ilişkisi

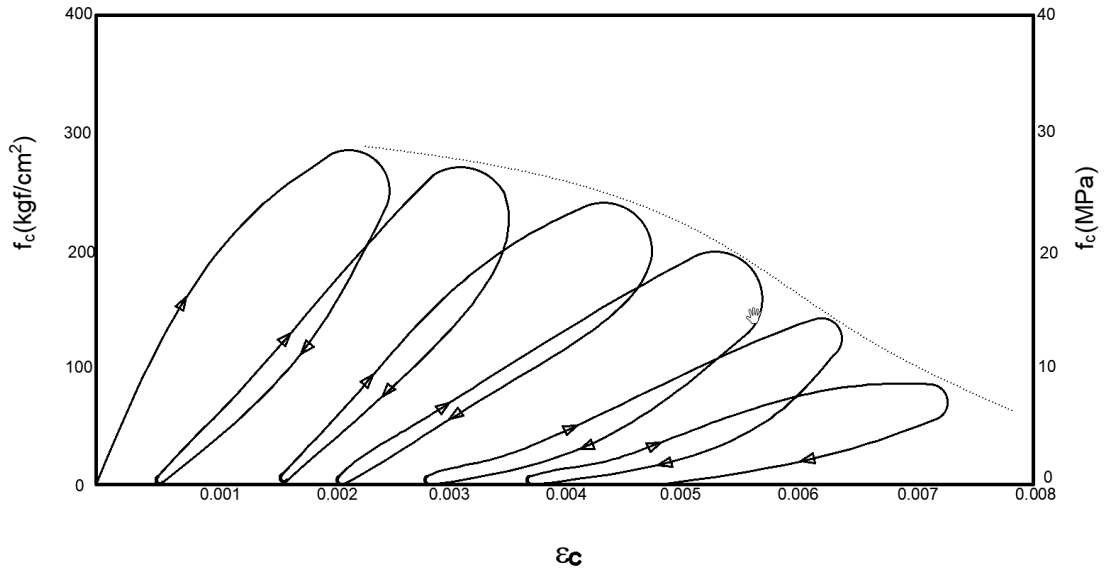
Beton gibi yarı kırılğan malzemelerde çatlak oluşumu 2 safhaya ayrılabilir. Bunlardan ilki malzemenin kendi doğal tokluğuyla ilgilidir. Betonda çatlak oluşumu aşamaları metal, cam gibi malzemelerin çatlak oluşumu aşamalarından oldukça farklı seyreder. Betonda oluşan mikro çatlakların sürekli ve birbirlerini takip eder şekilde gelişiminin aksine diğer malzemelerde ani bir serbest yüzey oluşumu gözlemlenir. Malzemenin elastik davrandığı düşük yükleme seviyelerinde mikro çatlaklar küçük bir ölçekle sınırlıdır ve ana çatlak oluşmamıştır. İkinci kısımda ise ana çatlak oluşmakta ve genişlemektedir. Kohezif kuvvet hayali bir çatlak bölgesinde yer alır, çatlak ilerleme süresi boyunca malzemenin tokluğu veya çatlak uzama direnci hayali çatlak bölgesinin uzunluğunun artmasıyla artar. Bu kısım malzemenin çekme dayanımının ve hayali çatlak

bölgesindeki kohezif kuvvetin dağılım şeklinin yanı sıra hayali çatlak bölgesinin uzunluğunun bir fonksiyonu olacaktır.

3.1.1.2 Tekrarlı Yükler Altında Beton Davranışı

Betonarme yapı elemanları deprem rüzgâr gibi etkiler sebebiyle tekrarlı gerilmelere maruz kalır. Yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme durumları için elde edilen gerilme birim şekil değiştirme eğrileri tekrarlı yüklemeye maruz kalan beton davranışının tanımlanmasına yardımcı olmaktadır.

Şekil 3.2 Şekil 3.2’de gösterildiği gibi monotonik yükleme altında elde edilen gerilme birim şekil değiştirme eğrisi ile defalarca yüklenip boşaltılarak elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiğinin zarf eğrisi neredeyse aynıdır (Karsan, 1969). Yükleme boşaltma eğrileri incelendiğinde yük tekrarı arttıkça çıkış eğimleri azalmaktadır yani beton yumuşamaktadır. Beton rijitliği olarak da tanımlanan bu çıkış eğimleri elastisite modülünün önemli oranda değiştiğini göstermektedir (Ersoy, 2017).



Şekil 3.2: Tekrarlanan yükler altında beton davranışı

3.1.2 Betonun Çekme Dayanımı ve Çekme Altında Deformasyon Özellikleri

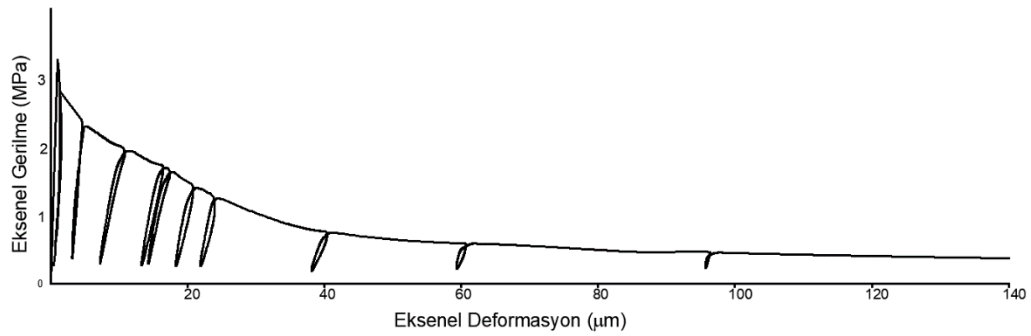
Betonun çekme dayanımı basınç dayanımının %10'u mertebelerindedir. Betonun çekme etkisi altında incelenen gerilme birim şekil değiştirme eğrilerinin de basınçtakine benzer

olarak doğrusal olmadığı ve maksimum dayanım değerine karşılık gelen birim şekil değiştirme değerinin aşılmasının ardından birim şekil değiştirmeler artarken gerilmelerin azalmaya başladığı görülmektedir. Ancak tek eksenli çekme gerilmesi etkisinde gözlemlenen deformasyonlar basınç gerilmesindekinden oldukça farklıdır. Agrega harç arayüzünün düşük çekme dayanımı sebebiyle betonun çekme dayanımının düşük olduğu bilinmektedir. Arayüzün kompozit malzemelerdeki en zayıf halka olduğu ve çatlakların burada oluştuğu belirlenmiştir.

3.1.2.1 Tekrarlı Yükler Altında Beton Davranışı

Şekil 3.3.'te çekme etkisinde tekrarlanan yükler altında oluşturulan gerilme birim şekil değiştirmeye ait zarf eğrisi sunulmaktadır ve bu zarfın tipik eksenel çekme gerilmesi tepkisiyle oldukça benzer olduğu görülmektedir (Reinhardt ,1984).

Eğrinin çekme dayanımına erişene kadar doğrusal devam ettiği varsayılır. Çekme dayanımına erişilene kadar mikro çatlaklar kararlıdır (Alfarah, B., 2017). Maksimum çekme gerilmesi değerine karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri aşıldığında gerilme değerlerinde azalma görülür ve yumuşama olarak adlandırılır. Bu yumuşamanın nedeni çatlaklarda meydana gelen genişlemelerdir. Boşalma ve yeniden yüklenme yolları incelendiğinde başlangıç rijitliğindeki önemli bozulma gözlemlenebilir. Yük tekrarı arttıkça çıkış eğimi de azalmaktadır.



Şekil 3.3. Çekme etkisinde tekrarlı yükler altındaki beton davranışı

3.2 Betonun Çok Eksenli Gerilme Altında Davranışı

Farklı yük etkilerine maruz kalan betonarme elemanlarda beton çok yönlü gerilme altındadır. Bu nedenle betonun çok yönlü gerilme etkisindeki dayanım ve davranışını

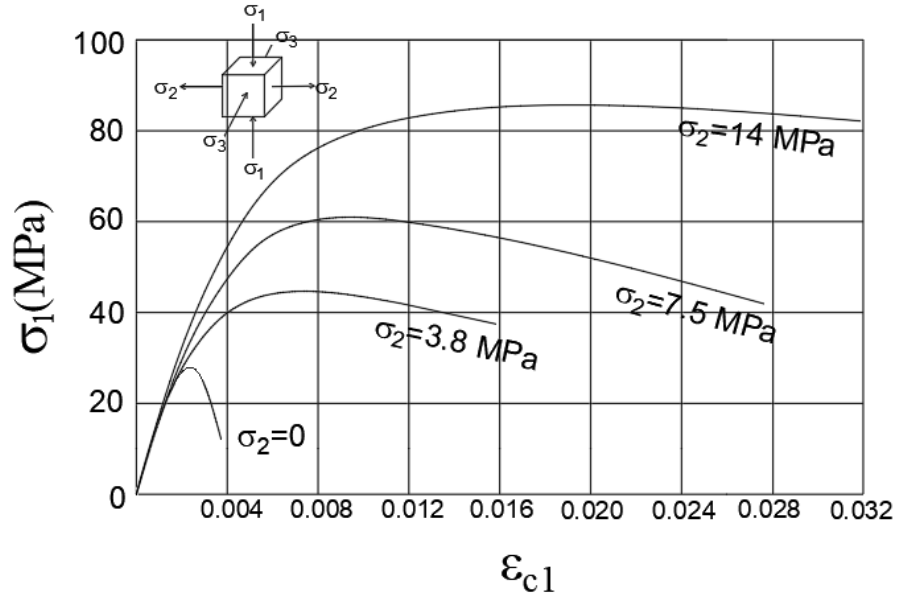
inceleyen pek çok çalışma yapılmıştır. Betonun çok yönlü gerilmeler altındaki dayanımı belirli kırılma kriterleri ile her durumda doğru olacak şekilde hesaplanamamaktadır. Betonun homojen bir malzeme olmaması, mikro çatlaklar içermesi ve deneysel zorluklar bunun başlıca nedenleridir.

3.2.1 Betonun Çift Eksenli Gerilme Altındaki Davranışı

Betonarme yapı elemanları iki eksenli veya üç eksenli gerilme etkisinde kalabilir. Çift eksenli gerilme hali bir yöndeki asal gerilmelerin sıfır ya da ihmal edilebilir olduğu durumdur. Yapılan deneylerden elde edilen zarf eğrisi kırılma kriterleri olarak kullanılmaktadır. Her iki yöndeki gerilmelerin çekme etkisinde olduğu zarf eğrisi incelendiğinde tek eksenli gerilme durumundan elde edilen dayanımdan farklı olmadığı görülmektedir(Kupfer vd., 1969). Basınç ve çekme gerilmelerinin birbirine dik olarak uygulandığı durumda ise dayanım eksenel çekme dayanımından daha küçüktür. Her iki yönde de basınç gerilmesinin uygulandığında ise tek eksenli basınç dayanımından daha büyüktür.

3.2.2 Betonun Üç Eksenli Gerilme Altındaki Davranışı

Betonarme yapılardaki elemanlar çoğu zaman üç eksenli gerilme etkisindedir. Yapılan çalışmalarda her üç yön içinde basınç gerilmesi tercih edilmiştir. Yanal basınç gerilmeleri birbirine eşit olarak uygulanmış ve σ_1 'in dayanıma etkisi gözlemlenmiştir. Yanal basıncın artmasıyla deformasyon kapasitesinin ve dayanımın arttığı saptanmıştır. Şekil 3.4.'te betonun üç eksenli gerilme altındaki davranışı ($\sigma_2 = \sigma_3$) sunulmaktadır(Ersoy, 2017).



Şekil 3.4. Betonun üç eksenli gerilme altındaki davranışı

3.3. Sargılı Beton Davranışı

Boyuna donatıyı kuşatan enine donatılar birçok betonarme elemanda mevcuttur. Etriye veya fretle kuşatılan betonlar sargılı beton olarak isimlendirilmektedir. Sargılı betonun gerilme birim şekil değiştirme ilişkisi sargısız betonunkinden oldukça farklıdır. Sargı etkisi süneklik ve dayanımı olumlu yönde etkilemektedir. Aynı zamanda betonda maksimum dayanıma karşılık gelen ϵ_{co} değerini de arttırmaktadır.

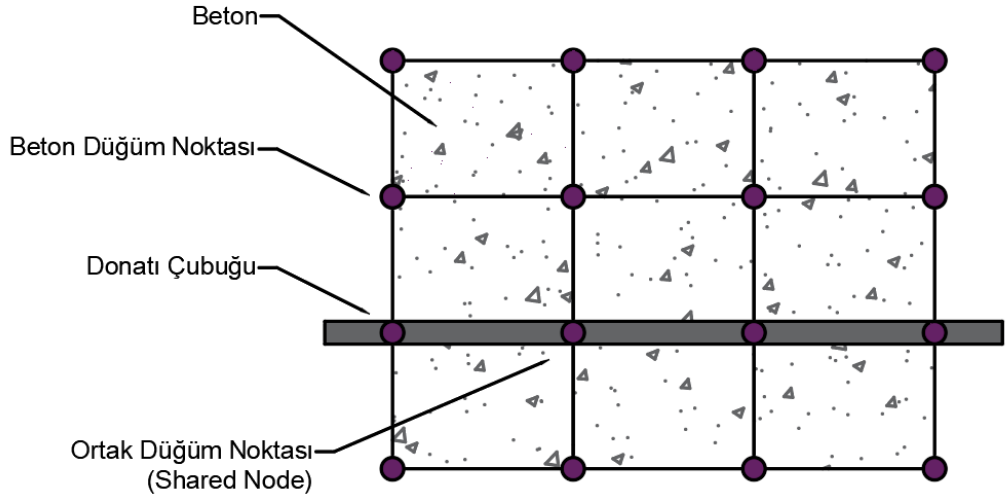
Betonun tüm bu özelliklerinin ve davranışlarının modele aktarılması oldukça zordur. Malzeme içerisinde meydana gelen mikro düzeydeki olayların ancak sınırlı bir kısmı modele yansıtılabilir. Bu durumda da gerçekte var olan davranışın yakalanabilmesi ve modelle canlandırılabilmesi tam olarak mümkün olmayacaktır. Son dönemde beton için analitik model öneren birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar başlangıçta betonun davranışını elastik olarak tanımlarken, son dönemde geliştirilen modellerde plastisite, hasar ve kırılma mekaniği kullanılmaktadır. Farklı yükleme durumları için geliştirilen bu modeller kabul edilebilir düzeyde sonuçlar sunmaktadır. Sonlu Elemanlar Modellerinde beton davranışının tanımlanabilmesi için önerilen birçok beton hasar modeli mevcuttur.

3.4 Betonarme Elemanların Sonlu Elemanlar Yönteminde Modellenmesi

Üç boyutlu betonarme yapıların sonlu elemanlar yöntemiyle ile modellenebilmesi için başlıca 3 teknik esas alınmaktadır. Beton ve yapı çeliğinin kompozit sürekliliği temsil edecek şekilde bir araya getirilmesi bu yaklaşımların temelini oluşturmaktadır. Yaygın olarak kullanılan 3 temel modelleme tekniği ayırık model, yayılı model ve gömülü modeldir. Her modelleme tekniğinin birbirine göre avantajları ve dezavantajları mevcuttur. Modelleme tekniği seçilirken uygulamanın türü ve donatı etkisinin yansıtılması için gerekli ayrıntı düzeyi göz önüne alınmalıdır. Betonun karmaşık davranışının modelleme ile yansıtılabilmesi için beton malzeme özelliklerinin doğru şekilde tanımlanması en önemli kriterlerden biridir.

3.4.1 Ayırık Model

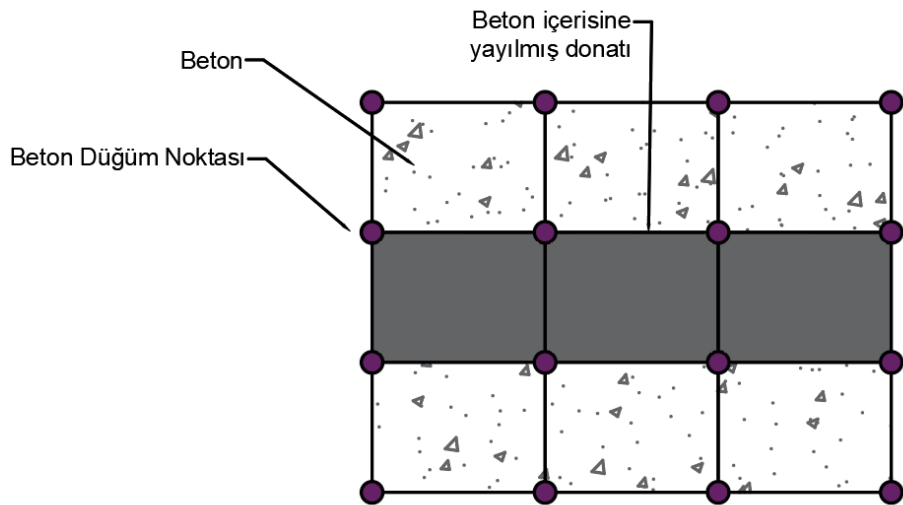
Donatı çubuğunun betonun düğüm noktalarıyla bağlandığı modelleme tekniğidir. “Shared nodes” olarak adlandırılan ortak düğüm noktalarında beton ve donatı aynı düğüm noktalarını paylaşır. Donatı çubuğunun kapladığı bölgede beton alanı da bulunmaktadır. Bu modelleme tekniğinde donatı ve betonun tam bağlı olduğu varsayımı da yapılabilmektedir. Bu durumda donatı ve beton arasında deplasman uyumu gözlemlenir. Ayırık modelleme tekniğinin dezavantajı ise betonun düğüm noktaları donatının konumu ile sınırlandırılmıştır. Donatı sıyrılmasının önemli olduğu modellemelerde hayali yay elemanlar kullanılarak beton ve donatı çubuğu arasındaki aderans (bağ) gerilmesi ve sıyrılma ilişkisi tanımlanabilmektedir. Kullanılan hayali yay elemanlar, beton ve donatı çubuğunun düğüm noktalarını aynı koordinat noktasında bağlamaktadır (Murthy vd., 2012). Bu link elemanlarının fiziksel bir boyutu yoktur ancak mekanik özellikleri, tanımlanan aderans (bağ) gerilmesi-donatı sıyrılma ilişkisi, önem taşımaktadır (Ottosen, 1980). Şekil 3.5.’te ayırık model için şematik gösterim sunulmaktadır (Khalid, 2017).



Şekil 3.5. Ayrık (discrete) model

3.4.2 Yayılı model

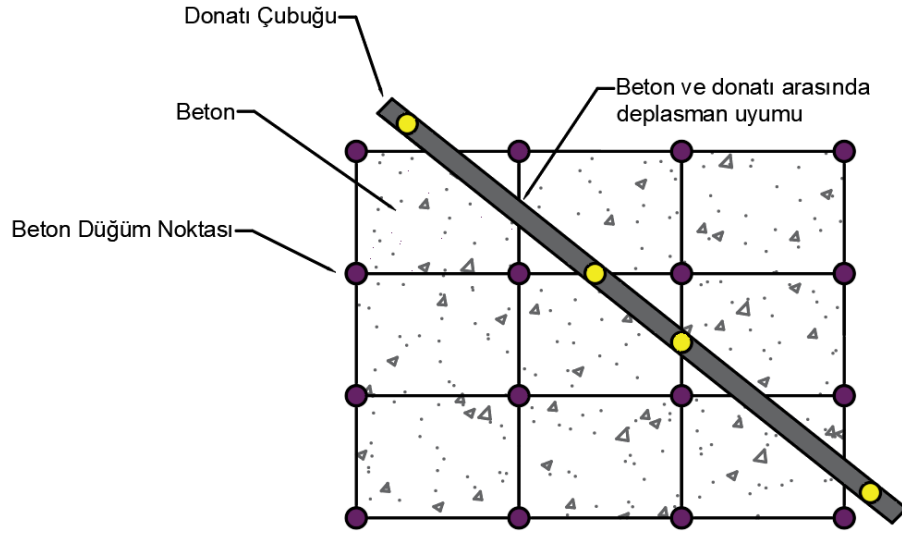
Yayılı modelleme, donatı elemanının beton boyunca düzgün olarak dağıldığı varsayımına dayanmaktadır. Bu modellemede ihtiyaç duyulan malzeme modeli özellikleri, beton ve donatının ayrı ayrı özelliklerinin kompozit teorisiyle bir araya getirilmesiyle oluşturulur. Donatı detaylarının yapı sisteminin tepkisinde önemli olmadığı ve yapının genel davranışının belirlenmesinin istendiği büyük yapı modellerinde kullanılmaktadır (Ottosen, 1980). Şekil 3.6.'da yayılı model gösterimi sunulmaktadır (Murthy vd., 2012).



Şekil 3.6. Yayılı (smeared) model

3.4.3 Gömülü model

Gömülü modellemede, ayrık modelleme tekniğinin aksine beton ve donatı çubuğuna için tanımlanan düğüm noktaları birbirinden farklı koordinatlarda olabilir. Bu modelleme tekniğinde betonun düğüm noktalarındaki kısıtlamalar ortadan kaldırılmıştır. Beton ve donatı çubuğunun kesişim noktaları için ayrı segmentler tanımlanır. Gömülü modelde beton ve donatı çubuğunun rijitlik matrisleri birbirinden bağımsız değerlendirilir ancak donatı çubuğunun etrafında yer alan beton eleman ile donatı çubuğunun yer değiştirmeleri uyum içerisinde. Betonarme yapılarda davranışın karmaşıklığı göz önüne alındığında gömülü modelleme ile büyük bir avantaj elde edilirken ek düğüm noktalarına ihtiyaç duyulması sebebi ile analiz süresi büyük oranda artar (Ottosen, 1980). Şekil 3.7.' de gömülü model gösterimi sunulmaktadır (Murthy vd., 2012).



Şekil 3.7. Gömülü (Embedded) model

3.4.4 Doğrusal Olmayan Davranış ve Plastisite

Sünek bir malzeme akma sınırı aşılmayacak şekilde yüklendiğinde gerilme ile birim şekil değiştirme arasındaki ilişki doğrusal olarak devam eder. Bu durumda HOOKE yasası geçerlidir. Ancak malzemenin akma sınırı aşılsa malzeme kalıcı olarak şekil değiştirir

ve plastik deformasyonlar meydana gelir. Plastisite teorisi, bir malzemenin elastik sınırlarını aşarak kalıcı şekil değiştirmeye başladığı ve bu değişikliklerin geri alınamayacağı durumu modelleyen bir teoridir. Klasik plastisite teorisi sünek malzemelerin davranışının tanımlanmasında kullanılmaktadır. Gevrek malzemelerin davranışı tanımlanırken kullanıldığı durumlarda bazı kısıtlamalar getirir ve eksik kalabilir. Bu nedenle hasar mekaniği ile kullanılması gerekebilir.

Plastisite, malzemenin gerilme dağılımında önemli değişiklikler yaratabilir. Özellikle, kesitlerde gerilme birikmesi (gerilme yığılması) ve yoğunlaşması görülebilir. Malzemenin hasar görme sınırına ulaşması birçok değişkene bağlıdır ve tanımlanması oldukça zordur. Plastik davranışın basit ve gerçeğe uygun şekilde belirlenebilmesi için bazı teori ve kriterlere ihtiyaç duyulur. Çeşitli malzeme özelliklerinin ve davranışlarının tanımlanabilmesi için çok sayıda akma kriteri geliştirilmiştir. Akma kriteri, bir malzemenin plastik şekil değiştirmeye başlaması için gerekli olan gerilme düzeyini belirleyen şartlardır. Aynı zamanda akma kriterine bağlı olarak malzemenin elastik ve plastik davranışlarını ayıran akma yüzeyleri de tanımlanmaktadır. Yük altında, malzeme akma yüzeyine ulaştığında plastik deformasyonun başladığı varsayılmaktadır. Akma kriterleri gerilme etmenli varsayımlar, şekil değiştirme etmenli varsayımlar, enerji esaslı varsayımlar olarak 3 ana başlık altında toplanabilir.

Beton söz konusu olduğunda da malzeme ve geometri için uygun bir akma kriteri ve elastik deformasyonun geri dönmesi özelliklerinin iyi bir şekilde tanımlanması gerekmektedir.

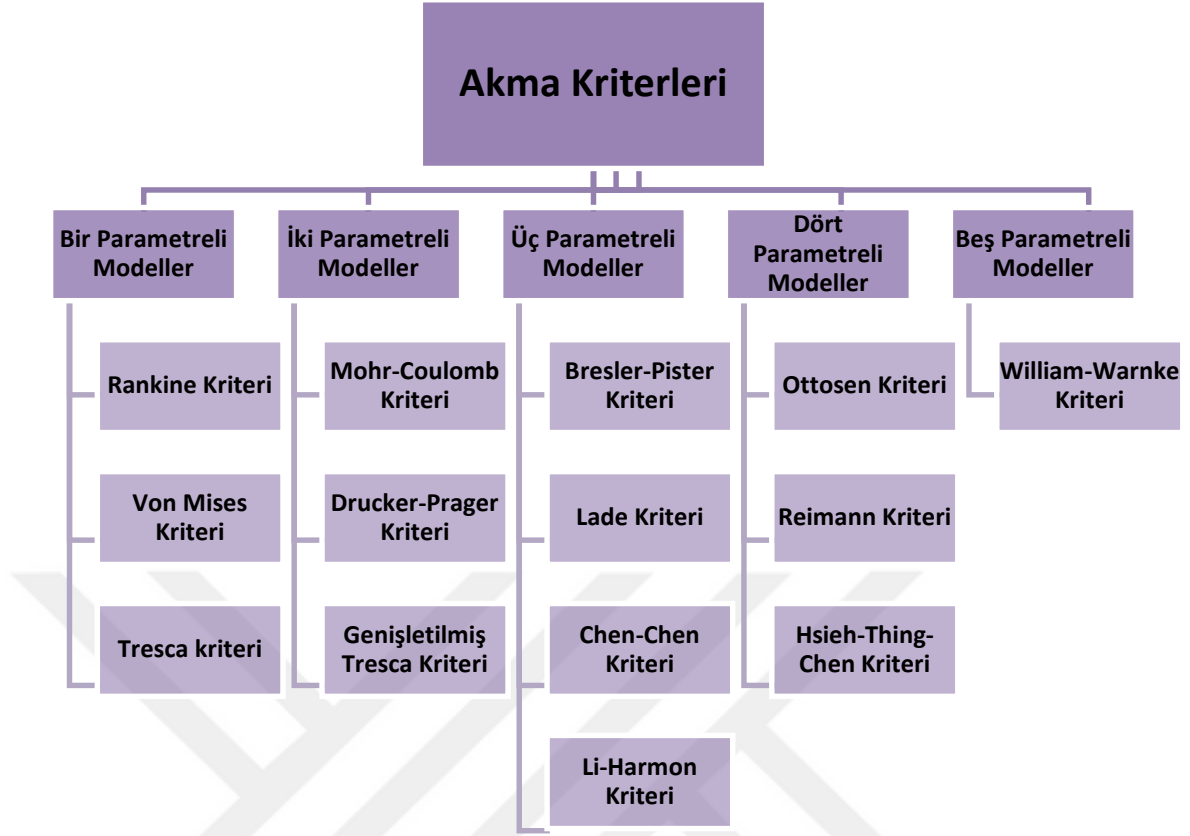
Plastisite teorisinin esas alındığı modellerde birim şekil değiştirme elastik ve plastik olarak iki kısma ayrılmaktadır. Elastik birim şekil değiştirme ve plastik birim şekil değiştirme değerleri toplamı malzemenin toplam birim şekil değiştirme değerlerini (ε) vermektedir ve Denklem 3.1 ile hesaplanmaktadır.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Elastik birim şekil değiştirme ve plastik birim şekil değiştirme sırasıyla ε^e ve ε^p ile gösterilmektedir.

3.5 Akma Kriterleri

Analitik modeli oluşturulacak elamanlar için malzemeler tanımlanırken, bu malzemeye ait dayanım ve deformasyon ilişkilerinin gerçeğe en yakın şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle kullanılacak akma kriteri seçilirken malzemenin karakteristik özellikleri, kullanılacak problemin türü ve akma kriterlerinin geçerlilik alanlarının sınırlılığına dikkat edilmelidir. Plastisite kuramları sünek ve gevrek malzemeler için farklılık göstermektedir. Sünek malzemelerin akma durumu şartları belirlenirken gevrek malzemeler için kırılma kopma veya ezilmesine neden olacak gerilme değerlerinin belirlenmesi gerekmektedir. En Büyük Kayma Gerilmesi (TRESCA) ve Biçim Değiştirme Enerjisi (Von Mises) kriterleri çekme ve basınç etkisi altında benzer davranış gösteren sünek malzemeler için kullanılan akma kriterleridir. Mohr-Coulomb, Drucker-Prager ve Bresler-Pister akma kriterleri gevrek malzemeler için kullanılmaktadır. Bugüne kadar betonun farklı özelliklerini göz önünde bulunduran birçok akma kriteri geliştirilmiştir. Bu kriterler, içerdikleri parametre sayılarına göre Şekil 3.8.'deki gibi gruplandırılabilir.



Şekil 3.8. Kullanılan parametre sayısına göre akma kriterleri

Akma kriterlerinin düzgün bir şekilde açıklanabilmesi için bazı terimlerin açıklanmasına ihtiyaç duyulmaktadır.

Betonu izotropik bir malzeme olarak kabul ederek geliştirilecek beton akma kriteri, gerilme durumunun (σ_{ij}) invariantlarına dayanan bir fonksiyon şeklinde olmalıdır. Akma kriteri asal gerilmeler cinsinden Denklem 3.2 ile yazılabilir.

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (3.2)$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sırasıyla en büyük, ortanca ve en küçük asal gerilmelerdir. Denklem 3.2'deki fonksiyon sıfıra eşit olduğunda malzemenin göçme sınır durumuna ulaştığını göstermektedir. Sıfır değerinden küçük olduğu durumlarda malzemenin elastik bölge sınırları içerisinde olduğu anlaşılmaktadır.

Akma fonksiyonu invariantlar ile Denklem 3.3'teki gibi ifade edilebilir.

$$F(I_1; J_2; J_3) \quad (3.3)$$

I_1 Cauchy gerilme tensörünün birinci değişmezidir (Gerilme tensörünün birinci invariantı). I_1 tensörün koordinat dönüşümünden bağımsız bir özelliktir ve her durumda aynı değeri alır. Bu yüzden invariant olarak kabul edilir. J_2 ve J_3 sırasıyla deviatorik gerilme tensörünün (s_{ij}) ikinci ve üçüncü invariantıdır. Bir malzemenin gerilme durumu, bir gerilme tensörü ile temsil edilir. Bu tensör, malzemenin farklı eksenlerindeki gerilmeleri ve bu gerilmelerin karşılıklı ilişkilerini gösterir. Gerilme tensöründeki toplam gerilme, hem hidrostatik (basınç) gerilme hem de deviatorik (şekil değiştiren) gerilme bileşenlerinden oluşur. Genel gerilme tensöründen yalnızca normal gerilmelerden oluşan ortalama hidrostatik gerilme tensörü $m\delta_{ij}$ 'nin çıkarılmasıyla s_{ij} deviatorik gerilme tensörü elde edilir. Denklem 3.3'te bu eşitlik verilmektedir.

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - m\delta_{ij} \quad (3.3)$$

Burada δ_{ij} Kronecker delta fonksiyonudur. Gerilmenin tüm yönlerde eşit dağıldığı durumu simgeler. $i = j$, $\delta_{ij} = 1$ diğer durumlar için $\delta_{ij} = 0$. Genel gerilme tensörü Denklem 3.4'te sunulmaktadır. Bu tensör formu, bir noktanın gerilme durumunun üç dikey düzlemdeki bileşenleri aracılığıyla konvansiyonel bir temsildir.

δ_{ij} fonksiyonu Denklem 3.5'te, ortalama normal gerilme değeri m Denklem 3.6'da, s_{ij} deviatorik gerilme tensörü Denklem 3.7'de sunulmaktadır (Oller, 2014).

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$\delta_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$\sigma_m = m = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad (3.6)$$

$$s_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - m & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - m & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - m \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

I_1 saf hidrostatik gerilme halini, J_2 ve J_3 asal kayma gerilmesi durumunu temsil etmektedir. Betonun göçme yani dayanım sınırına ulaşması bu üç gerilme bileşeninin birleşik etkisi ile tanımlanmaktadır. Gerilme invariantları Denklem 3.8-Denklem 3.10'da sunulmaktadır (Chen W.F., 2007).

$$I_1 = \sigma_{ij} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.8)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} (s_1^2 + s_2^2 + s_3^2) \quad (3.9)$$

$$J_3 = s_1 s_2 s_3 \quad (3.10)$$

3.5.1 Mohr-Coulumb Akma Kriteri

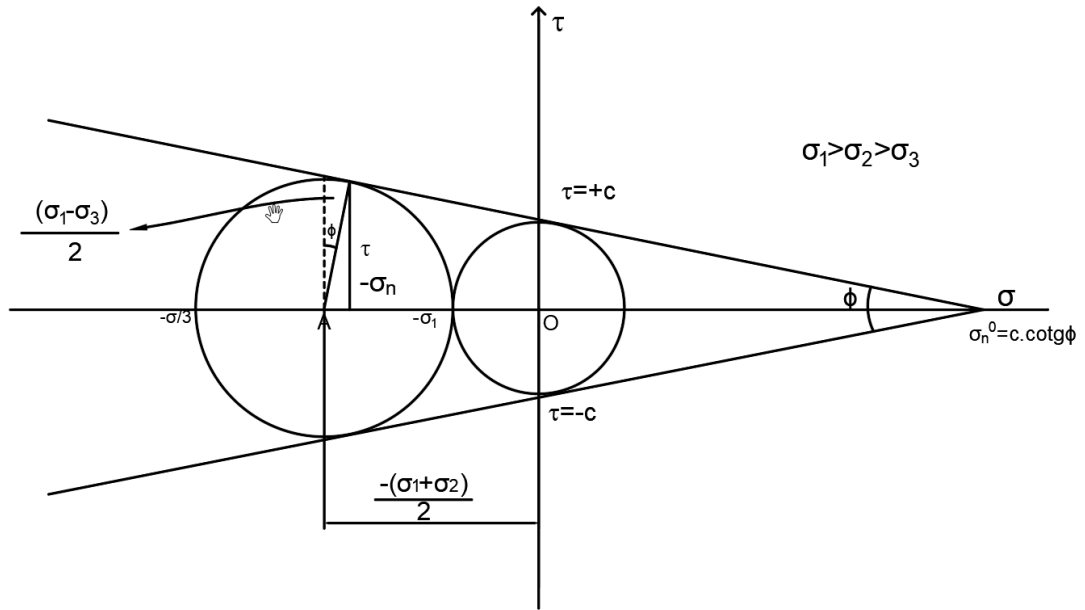
Coulumb'un kayma gerilmesi varsayımının Mohr tarafından bir adım daha öteye taşınması sebebiyle bu isimle anılmaktadır. Mohr-Coulomb akma kriteri, Coulomb'un kayma teorisinin daha kapsamlı ve geliştirilmiş halidir. Coulomb kayma gerilmesi varsayımı gevrek malzemeler için yetersiz kalmıştır ve Mohr tarafından içsel sürtünme etkisi bu kritere dahil edilerek gevrek malzemeler için kullanılabilir hale getirilmiştir. Kayaç, beton gibi malzemelerin ve bazı zemin türlerinin gerilme davranışlarını modellemek ve analiz etmek için en sık başvurulmuş yöntemlerdendir. Basitliği, uygulama kolaylığı ve doğruluğu sık tercih edilme sebeplerindendir. Bir malzemenin akma durumuna geçmeden önce maruz kaldığı normal gerilme ve kayma gerilmesinin arasındaki ilişkiyi tanımlar. En büyük kayma gerilmesi ve iç sürtünme malzeme dayanımındaki azalmanın nedeni olarak görülmektedir. Bu kuramda bazı malzemeler için zarf eğrileri çizilmiştir. Zarf eğrisi belirlenen bir malzeme için 2 durum söz konusudur. Sınır zarf eğrisinin yüklemeye ait en büyük Mohr dairesini kesip kesmediğine bakılmalıdır. Eğer kesmiyorsa yüklemeye sınır değere yaklaşmamıştır. Zarf eğrisinin en büyük Mohr dairesine teğet olma durumunda ise yüklemenin sınırda olduğu kabul edilir. Mohr- Coulomb akma kriterinin tek olumsuz yönü ise ortalama normal gerilme değerini

(σ_2) ihmal etmesidir. Bu olumsuzluğun giderilmesi için gerilme invariantları kullanılarak bazı denklemler türetilmiştir.

Bu varsayımda akma durumunu tanımlayan 2 ana unsur mevcuttur ve aralarındaki ilişki Denklem 3.11’de gösterildiği şekilde ifade edilmektedir.

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (3.11)$$

τ Kayma gerilmesi (Akma sırasında malzemenin maruz kaldığı kayma gerilmesi) olmak üzere c kohezyon (Zarf doğrusunun τ eksenine kesişim noktası), σ_n normal gerilme ve ϕ içsel sürtünme açısıdır. Şekil 3.9.’da Mohr-Coulomb akma kriteri sunulmaktadır (Oller, 2014).



Şekil 3.9. Mohr-Coulomb kriterine göre bir noktadaki gerilme durumu

Üç eksenli gerilme durumu için en büyük asal gerilme σ_1 , ortanca asal gerilme σ_2 ve en küçük asal gerilme σ_3 olmak üzere normal gerilme ve kayma gerilmesi Denklem 3.12 ve Denklem 3.13 kullanılarak hesaplanabilir (Al-Ajmi & Zimmerman, 2005).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2c \cos \phi$$

$$\tau_m = (\sigma_m) \sin \phi + c \cos \phi \quad \#3.13$$

Maksimum kayma gerilmesi Denklem 3.14 ile bulunmaktadır.

$$\tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.14)$$

Maksimum kayma gerilmesi τ_m , en büyük asal gerilme σ_1 , en küçük asal gerilme σ_3 ile simgelenmiştir. $\sigma_1 - \sigma_3$ değeri Mohr dairesinin çapıdır.

Ortalama normal gerilme Denklem 3.15 ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.15)$$

σ_m Ortalama normal gerilmedir.

Üç eksenli Mohr-Coulomb akma kriteri, ana gerilmelerin bir fonksiyonu Denklem 3.16-Denklem 3.18 kullanılarak belirlenebilir.

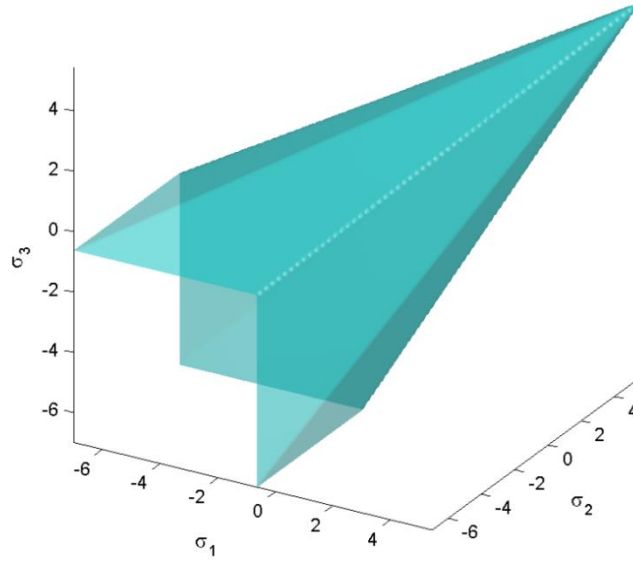
$$F(\sigma; c; \phi) = \left[\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos \phi \right] - c - \left[- \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin \phi \right] = 0 \quad (3.16)$$

$$F(\sigma; c; \phi) = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (3.17)$$

$$F(I_1; J_2; \theta; c; \phi) = \frac{I_1}{3} \sin \phi + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta - \frac{\sin \phi \sin \theta}{\sqrt{3}} \right) - \sqrt{6} c(\kappa) \cos \phi = 0 \quad (3.18)$$

I_1 Cauchy gerilme tensörünün birinci değişmezidir (Gerilme tensörünün birinci invariantı) ve J_2 deviatorik gerilme tensörünün ikinci invariantıdır. Üç boyutlu gerilme durumundan ortalama hidrostatik gerilmesinin çıkarılmasıyla deviatorik gerilmeler elde edilir.

Şekil 3.10 ‘da Mohr-Coulomb akma yüzeyi sunulmaktadır (URL-1).



Şekil 3.10. Mohr-Coulomb akma kriteri

3.5.2 Drucker-Prager Akma Kriteri

Drucker-Prager akma kriteri, Mohr-Coulomb akma kriterinin genelleştirilmiş halidir. Üç boyutlu, basınca bağlı bir kriter olup beton, kayaç gibi gevrek malzemelerin akma kriterlerinin belirlenmesi için kullanılmaktadır. Gevrek malzemelerin nihai dayanımlarına ulaştığı gerilme seviyelerini tahmin etmek için başvuru bir akma kriteridir. Mohr-Coulomb kriterinin akma yüzeyi altıgendir ve yalnızca 6 kenardan hangisinin probleme uygulanacağını bilindiği durumlar için uygundur. Bilinmediği durumlarda sayısal çözüm elde edilirken büyük zorlukları beraberinde getirebilir. Drucker-Prager akma kriterine ait akma yüzeyi tanımlanırken düzgün yüzeyli bir koni kullanılır bu da Mohr-Coulomb uygulanırken karşılaşılan problemleri ortadan kaldırır. Çok eksenli gerilme ile kayma gerilmesini birleştirir.

σ_1 , σ_2 , σ_3 gerilmeleri asal gerilmeler olmak üzere σ_1 en büyük asal gerilme, σ_2 , ortanca asal gerilme, σ_3 en küçük asal gerilmedir.

Tek eksenli gerilme etkisinde (Çekme) $\sigma_1 = f'_t$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ olmak üzere;

Denklem 3.19 ile tek eksenli basınç altındaki akma kriteri bulunur.

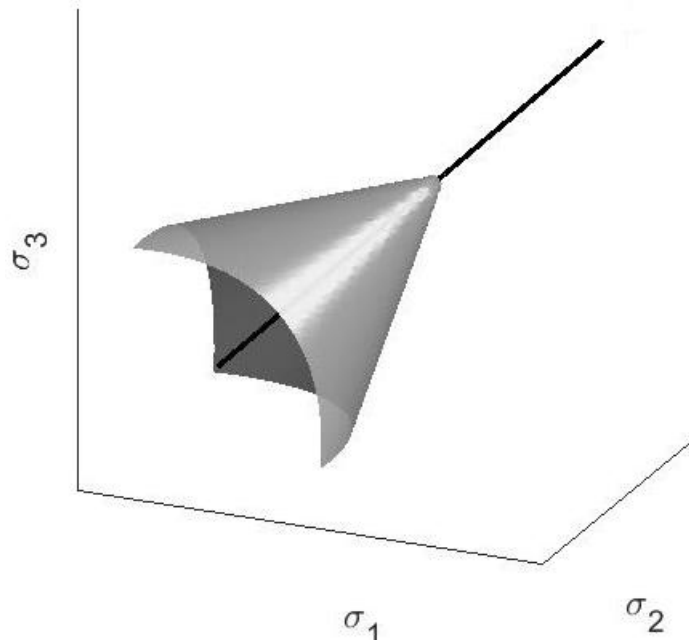
$$\left(\alpha + \frac{1}{\sqrt{3}}\right) f'_t - \kappa = 0 \quad (3.19)$$

Tek eksenli gerilme etkisinde (Basınç) $\sigma_3 = -f'_c$, $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ olmak üzere Denklem 3.20 ile akma dayanımı belirlenebilir (Drucker, D. C., & Prager, W. 1952).

$$\left(-\alpha + \frac{1}{\sqrt{3}}\right) f'_c - \kappa = 0 \quad (3.20)$$

f'_t ve f'_c sırasıyla tek eksenli çekme ve basınç gerilmesi etkisindeki akma dayanımlarıdır. α Malzemenin içsel özelliklerine bağlı bir katsayı (kohezyon ve içsel sürtünme açısına bağlıdır) olmak üzere κ ise malzeme sabitidir.

Bu kriter çok eksenli gerilme etkisindeki beton davranışını yansıtabilmek için kullanılabilir. Şekil 3.11.'de asal gerilmelerin 3 boyutlu uzayında Drucker-Prager akma yüzeyi görselleştirilmiştir (Oller, 2014).



Şekil 3.11. Asal gerilmelerin 3 boyutlu uzayında Drucker-Prager akma yüzeyinin görünümü

Denklem 3.21 ile Drucker-Prager çok eksenli akma kriteri gerilme tensörünün invariantı ve deviatorik gerilme tensörü cinsinden ifade edilebilir (Oller, 2014).

$$F(I_1; J_2; c; \phi) = \sigma_y = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad (3.21)$$

σ_y plastikleşmenin başladığı gerilme değeridir. α Malzemenin içsel özelliklerine bağlı bir katsayı (kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlıdır) olmak üzere κ ise malzeme sabitidir. I_1 Gerilme tensörünün birinci invariantı ve J_2 deviatorik gerilme tensörünün ikinci invariantıdır.

Gerilme tensörünün birinci invariantı I_1 asal gerilme bileşenlerinin toplamıdır ve Denklem 3.22 kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.22)$$

Deviatorik gerilme tensörünün ikinci invariantı Denklem 3.23 ile bulunmaktadır.

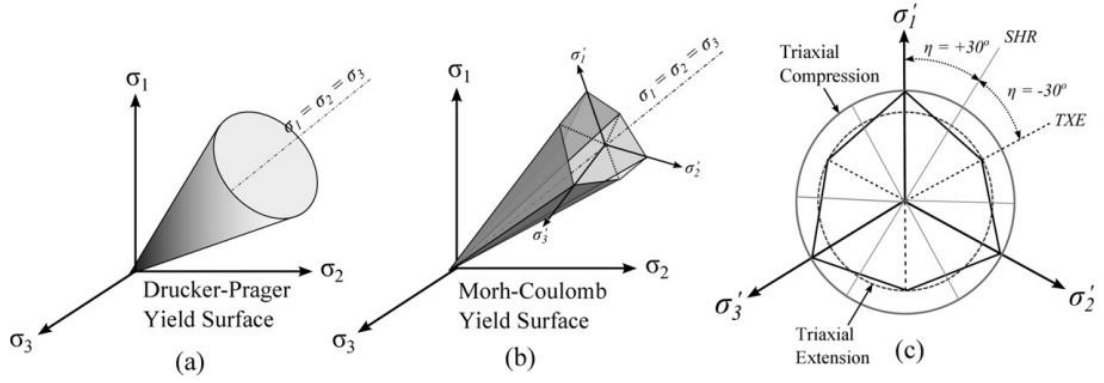
$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 (\sigma_2 - \sigma_3)^2 (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (3.23)$$

Malzemenin içsel özelliklerine bağlı α katsayısı Denklem 3.24 ve κ malzeme sabiti Denklem 3.25 ile bulunmaktadır (McLean & Addis, 1990).

$$\alpha = \frac{f'_c - f'_t}{\sqrt{3}(f'_c + f'_t)} = \frac{2 \sin \phi}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}} \quad (3.24)$$

$$\kappa = \frac{2(f'_c f'_t)}{\sqrt{3}(f'_c + f'_t)} = \frac{6c \cos \phi}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}} \quad (3.25)$$

Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb akma yüzeylerinin karşılaştırması Şekil 3.12.'de sunulmaktadır (Garner vd., 2015).



Şekil 3.12. Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb akma yüzeylerinin karşılaştırması

3.5.3 Bresler-Pister Akma Kriteri

Drucker-Prager akma kriterinin genişletilmiş halidir. Çoklu gerilme bileşenlerinin etkisini yansıtır (Bresler & Pister, 1958). Çok eksenli gerilme durumlarında malzemenin akma davranışının ve plastik deformasyonunun tanımlanması amacıyla geliştirilmiştir. Drucker-Prager akma kriteri Denklem 3.26 kullanılarak oktahedral gerilmeler cinsinden elde edilebilir (Dede & Ayvaz, 2010).

$$\frac{\tau_{oct}}{f'_c} = a - b \frac{\sigma_{oct}}{f'_c} + c \left(\frac{\sigma_{oct}}{f'_c} \right)^2 \quad (3.26)$$

Burada a, b, c akma kriterindeki malzeme parametreleridir. Normali, üç asal doğrultu ile eşit açı yapan oktahedral kesitte oktahedral normal gerilme (σ_{oct}) ve oktahedral kayma gerilmesi (τ_{oct}) Denklem 3.27 ve Denklem 3.28 kullanılarak hesaplanabilir.

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3} J_2} \quad (3.27)$$

$$\sigma_{oct} = \frac{I_1}{3} \quad (3.28)$$

f'_t , f'_c Sırasıyla tek eksenli çekme dayanımını ve tek eksenli basınç dayanımı simgelemektedir.

a, b, c parametreleri Denklem 3.19- Denklem 3.22 kullanılarak elde edilebilir (Dede & Ayvaz, 2010).

$$a = \frac{\sqrt{2}}{3} \bar{f}'_t \bar{f}'_{bc} \frac{(8\bar{f}'_{bc} + \bar{f}'_t - 3)}{\Delta} \quad (3.29)$$

$$b = \frac{\sqrt{2} (4\bar{f}'_{bc}{}^2 - \bar{f}'_{bc} - \bar{f}'_{bc} \bar{f}'_t + \bar{f}'_t) (1 - \bar{f}'_t)}{\Delta} \quad (3.30)$$

$$c = \frac{3\sqrt{2} (3\bar{f}'_t \bar{f}'_{bc} - \bar{f}'_{bc} - 2\bar{f}'_t)}{\Delta} \quad (3.31)$$

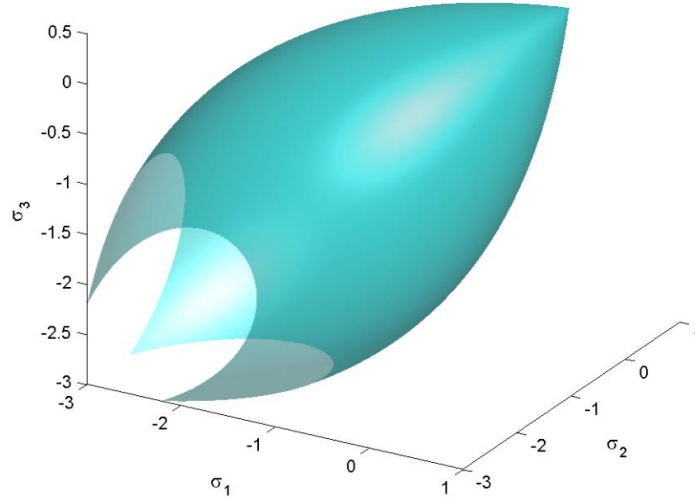
$$\Delta = (2\bar{f}'_{bc} - 1)(2\bar{f}'_{bc} + \bar{f}'_t)(1 + \bar{f}'_t) \quad (3.32)$$

f'_{bc} Eşit iki eksenli basınç dayanımını $\bar{f}'_t$ ve $\bar{f}'_{bc}$ normalleştirilmiş dayanımları temsil etmektedir ve sırasıyla eşitlikleri Denklem 3.33 ve Denklem 3.34'te sunulmaktadır.

$$\bar{f}'_t = \frac{f'_t}{f'_c} \quad (3.33)$$

$$\bar{f}'_{bc} = \frac{f'_{bc}}{f'_c} \quad (3.34)$$

Şekil 3.13.'te Asal gerilmelerin 3 boyutlu uzayında Bresler-Pister akma kriteri görselleştirilmiştir (URL-2).



Şekil 3.13. Asal gerilmelerin 3 boyutlu uzayında Bresler-Pister akma kriteri

3.5.4 William-Warnke Akma Kriteri

1975 yılında William ve Warnke tarafından çok eksenli gerilme durumunun ve akma koşullarının belirlenebilmesi için önerilmiştir. Bu model 5 farklı değişken ile tanımlanmıştır ve tüm bu değişkenler sıcaklığa bağlıdır. Akma yüzeyi sınırları aşıldığında betonda hasar oluşacaktır. William-Warnke kriterine ait akma yüzeyi Denklem 3.35 ile hesaplanmaktadır (William, K.J. & Warnke, E.P., 1975)

$$\frac{F}{\sigma_c} - S \geq 0 \quad (3.35)$$

F asal gerilmelerin bir fonksiyonudur. σ_c tek eksenli basınç dayanımını temsil etmektedir ve S akma yüzeyidir.

σ_1 , σ_2 , σ_3 gerilmeleri asal gerilmeler olmak üzere σ_1 en büyük asal gerilme, σ_2 , ortanca asal gerilme, σ_3 en küçük asal gerilmedir. Ortalama normal gerilme Denklem 3.36 ve asal gerilme fonksiyonu Denklem 3.37’de asal gerilmeler cinsinden tanımlanmıştır.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.36)$$

$$F = \frac{\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}}{\sqrt{15}} \quad (3.37)$$

Ortalama normal gerilme σ_m 'dir.

$$f_{bc} = 1.20f_c \quad (3.38)$$

$$f_1 = 1.45f_c \quad (3.39)$$

$$f_2 = 1.7255f_c \quad (3.40)$$

f_1 Hidrostatik gerilme durumu için birleştirilen çift eksenli basınç dayanımını ve f_2 hidrostatik gerilme durumu için birleştirilen eksenel basınç dayanımını ifade etmektedir. f_c ve f_{bc} Sırasıyla eksenel çekme dayanımını, eksenel nihai basınç dayanımını ve çok eksenli nihai basınç dayanımını simgelemektedir.

F Fonksiyonu ve S akma yüzeyi 4 farklı durum için ayrı ayrı tanımlanmaktadır.

Beton için 4 farklı akma kriteri tanımlanmaktadır.

1. Basınç-basınç-basınç durumu ($0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)
2. Çekme-basınç-basınç durum ($\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)
3. Çekme-çekme-basınç durumu ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$)
4. Çekme-çekme-çekme durumu ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$)

1. Basınç-basınç-basınç durumu ($0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)

Tüm gerilmelerin basınç olması durumu için F fonksiyonu ve S akma yüzeyi Denklem 3.31 ve Denklem 3.32 ile elde edilebilir.

$$F = F_1 = \frac{\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}}{\sqrt{15}} \quad (3.41)$$

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\eta + r_2(2r_1 - r_2)\sqrt{[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (3.42)$$

$$\cos\eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2}\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \quad \#3.43$$

F asal gerilmelerin bir fonksiyonudur. r_1, r_2 Asal gerilmelerin ve beton dayanımının bir fonksiyonudur ve sırasıyla Denklem 3.44 ve Denklem 3.45 kullanılarak hesaplanabilir.

$$r_1 = a_0 + a_1\varepsilon + a_2\varepsilon^2 \quad (3.44)$$

$$r_2 = b_0 + b_1\varepsilon + b_2\varepsilon^2 \quad (3.45)$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_h}{f_c} \quad (3.46)$$

σ_h hidrostatik basınç gerilmesini, f_c eksenel nihai basınç dayanımını temsil etmektedir.

2. Çekme-basınç-basınç durumu($\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$)

Çekme-basınç-basınç durumu için F fonksiyonu ve S akma yüzeyi Denklem 3.47 ve Denklem 3.48 ile elde edilebilir.

$$F = F_2 = \frac{\sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}}{\sqrt{15}} \quad (3.47)$$

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2)\cos\eta + r_2(2p_1 - p_2)\sqrt{[4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]}}{4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (3.48)$$

$$p_1 = a_0 + a_1X + a_2X^2 \quad (3.49)$$

$$p_2 = b_0 + b_1X + b_2X^2 \quad (3.50)$$

$$X = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (3.51)$$

f_t tek eksenli nihai çekme dayanımını, X Ortalama normal gerilmeyi simgelemektedir. $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$ Deneysel verilerden elde edilen değişkenlerdir.

3. Çekme-çekme-basınç durumu ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$)

Çekme-çekme-basınç durumunda F fonksiyonu ve S akma yüzeyi Denklem 3.52 ve Denklem 3.53 ile belirlenebilmektedir.

$$F = F_4 = \sigma_i; i = 1,2 \quad (3.52)$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right) \quad (3.53)$$

σ_3 en küçük asal gerilmeyi, f_c tek eksenli nihai basınç dayanımını ve f_t tek eksenli nihai çekme dayanımını temsil etmektedir.

4. Çekme-çekme-çekme durumu ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$)

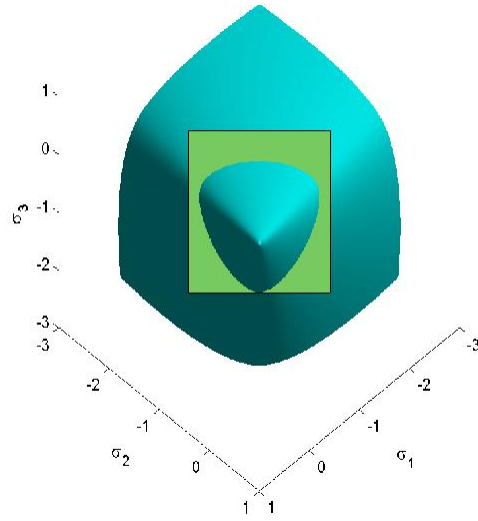
Tüm gerilmelerin çekme olması durumu için F fonksiyonu ve S akma yüzeyi Denklem 3.54 ve Denklem 3.55 ile elde edilebilir.

$$F = \sigma_i, i = 1,2 \quad (3.54)$$

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \quad (3.55)$$

f_c eksenel nihai basınç dayanımını ve f_t eksenel nihai çekme dayanımını temsil etmektedir.

William-Warnke kriterine ait akma yüzeyi Şekil 3.14.'te sunulmaktadır(URL-3).



Şekil 3.14. William Warnke akma yüzeyi

3.6 Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

Bir yapı sistemini oluşturan yapısal elemanların artan dış yük etkisi altında doğrusal olmayan davranışının nedenleri iki ana başlık altında incelenebilir.

1. Malzeme Davranışının Doğrusal Olmaması

Artan dış yükler altında malzeme doğrusal elastik davranırsaydı birinci mertbe etkilerine göre yapılan çözümler yeterli olacaktı (Omurtag M.H., 2007). Ancak malzemenin orantılılık sınırını aşan yüklemelerde malzemeye ait gerilme birim şekil değiştirme ilişkisi doğrusallığını kaybetmektedir. Sıcaklık etkileri, sünme büzülme gibi zamana bağlı hacimsel değişiklikler ile yükleme geçmişi malzemenin doğrusal davranamama nedenlerindendir (Paulsgrove G.A., 2004). Betonarme doğrusal olmayan iki farklı malzemedan oluştuğundan betonarme elemanların davranışlarının gerçeğe uygun şekilde yansıtılabilmesi için bu malzemelerin özelliklerinin tanımlanmasında elastik ötesi durumun göz önüne alınması gerekmektedir.

2. Geometri değişimleri

Geometri bakımından lineer olmama, yapıda yükleme esnasında ortaya çıkan büyük şekil değiştirmelerin geometride farklılaşmaya sebep olmasından kaynaklanmaktadır. Yükleme sonucunda ortaya çıkan yer değiştirmeler ve dönmeler sebebiyle değişen kesit geometrisi yapı sisteminin rijitliğini de büyük ölçüde değiştirmektedir. Rijitlikte meydana gelen bu önemli değişimler geometriden kaynaklı doğrusal olamama durumu olarak ifade

edilebilir (Paulsgrove G.A., 2004). Yapısal analizin gerçek hayattaki davranışları tam olarak yansıtabilmesi için ileri seviyedeki yer değiştirmelerin ve dönmelerin kritik öneme sahip olduğu yüksek binalar, köprüler gibi yapılarda geometrinin doğrusal olmamasının rijitliğe etkileri doğru şekilde tanımlanmalıdır.

Yapı sistemlerinin davranışının doğrusal elastik sınırlar içerisinde kaldığı durumlarda yer değiştirmelerin ihmal edilebilecek kadar küçük olduğu varsayılmaktadır. Çoğu zaman servis yükleri etkisinde doğrusal çözüm yöntemleri yeterli olmaktadır. Birinci mertebe kuramının geçerliliği şekil değiştirmelerin ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu durumlarda söz konusudur. Malzeme elastik sınırların ötesinde zorlanmamalı ve şekil değiştirmemiş geometri üzerinden denge denklemleri yazılabilmelidir. Gerçekleştirilen analizlerin büyük çoğunluğu malzemenin homojen, izotropik, lineer elastik sınırlar içerisinde ve çatlamamış olduğunu varsayar ancak deneysel çalışmalar gerçek hayatta betonarme elemanların elastiklik sınırlarının ötesinde zorlanabildiğini göstermektedir (Ayoub, 1995). Elastik sınır aşıldığında meydana gelen yer değiştirmeler artar ve bu artış sonucunda ortaya çıkan şekil değiştirmeler iç kuvvet dağılımını değiştirir. Bu nedenle geometrik süreklilik denklemleri şekil değiştirmiş sistem üzerinden yapılmalıdır.

Bünye Denklemleri: Malzemelerin gerilme- birim şekil değiştirme ilişkilerini tanımlar.

Geometrik Uygunluk Koşulları: Sistemin mesnet noktalarının sürekliliğine ve uyumuna dayanan koşullardır.

Denge Koşulları: Sistemde yer alan elemanların birleştiği düğüm noktaları için yazılan denge denklemleridir.

Malzeme orantılılık sınırının dışına çıkacak şekilde zorlandığında akmaya ulaşmakta ve bundan sonra elastik şekil değiştirmelere plastik şekil değiştirmeler eklenmektedir.

Yapı sisteminin davranışının gerçeğe yakın bir şekilde yansıtabilmesi için sistemin doğrusal davranamamasına neden olan tüm etkenler belirlenmeli ve buna uygun bir model geliştirilmelidir.

Malzeme fiziksel, kimyasal ve çevresel koşullara karşı oldukça karmaşık tepkiler verir. Artan dış yükler sebebiyle ortaya çıkan gerilmeler taşıma gücüne yaklaştıkça yer değiştirmeler ihmal edilebilir olmaktan çıkar. İleri yük düzeylerinde plastik deformasyonlar meydana gelir, çatlak oluşumu ve yayılımı gözlemlenir. Betonarme yapı elemanlarının çekme gerilmelerine karşı göstermiş oldukları direnç basınç gerilmelerine karşı gösterdiği direnç ile mukayese edildiğinde oldukça düşüktür. Çekme kuvvetine

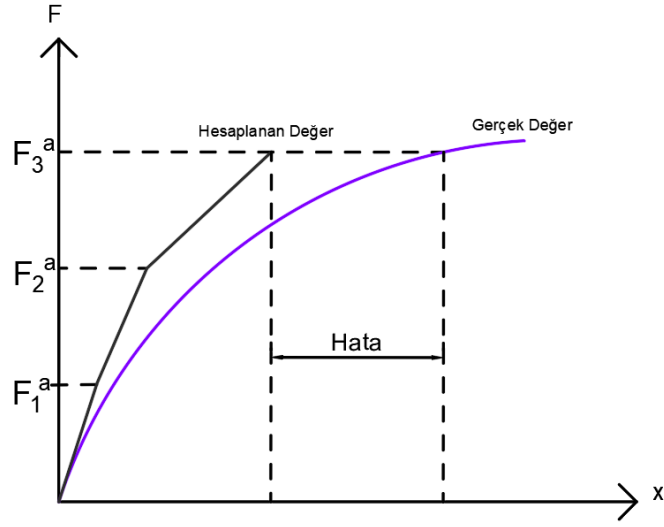
maruz kalan elemanların düşük gerilme seviyelerinde çatladığı bilinmektedir. Bir asal gerilme sınır değeri aştığında aynı yöndeki asal gerilme doğrultusuna dik bir düzlemde çatlama meydana gelir. Tüm bu karmaşık tepkilerin malzeme modelleri aracılığıyla aktarılması gereklidir. Malzemenin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı modellenirken yükleme düzeyi, deformasyon oranı, termal etkiler başlıca göz önünde bulundurulacak değişkenlerdir. Malzemenin doğrusal olmayan davranışının ortaya çıkması geometri değişimlerinden çok daha öncedir.

Sonlu elemanlar programlarında doğrusal olmayan çözümleme yapılırken 3 farklı teknik kullanılabilir.

1. Artımsal Yöntem
2. İterasyon Yöntemi
3. Artımsal-İterasyon Yöntemi

3.6.1 Artımsal Yöntem

Doğrusal olmayan sistemlerin çözümlenmesinde kullanılan bu yöntemde sistem üzerine uygulanacak yük bir dizi artıma bölünmektedir. Bu artımlarda sistem doğrusal kabul edilerek bir çözüm bulunur ve bu çözüm diğer adımın başlangıç koşullarını oluşturur. Bu çözüm yönteminde başlangıçta tanjant rijitlik matrisi tanımlanır. Tanjant rijitlik matrisinin temel amacı her bir yük artımında sistemin rijitliğini tanımlayarak, o yük artımının etkisini belirlemektir. Bu yöntemin en önemli dezavantajlarından biri yöntemin her yük artımında gerçek çözümden uzaklaşmasıdır. Şekil 3.15.'te artımsal teknik sunulmaktadır (Khalid, 2017).

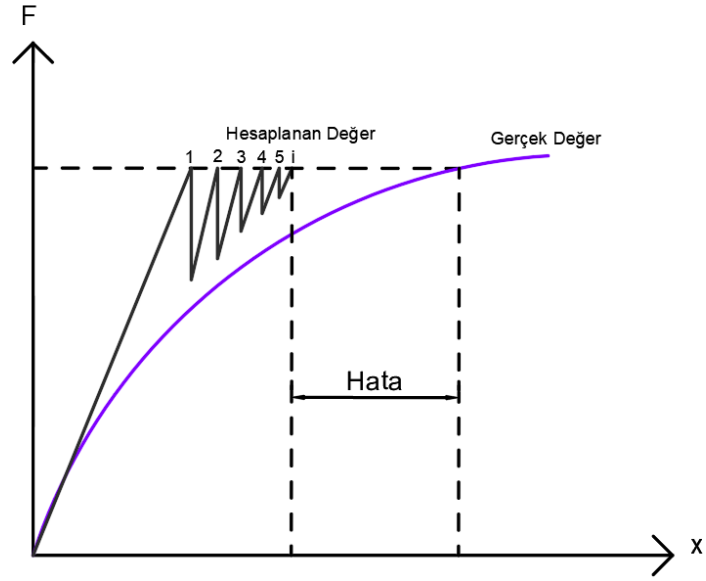


Şekil 3.15. Artımsal yöntem

3.6.2 İterasyon Yöntemi

Tüm yük başlangıçta ve bir defada uygulanır. Sistem doğrusal olmadığından, yekpare uygulanan yükün neden olduğu kuvvet dağılımı dengeleninceye kadar iterasyonlara devam edilir (Rahmanian,2003). Çözüm için sisteme uygulanan dış kuvvetler ile sistemin iç kuvvet tepkilerinin dengelenmesi temel amaçtır. Her iterasyonda kuvvet dengesi tanjant matrisiyle (Jacobian matrisi) iyileştirilmektedir. Sistem tanjant rijitlik matrisi ile doğrusallaştırılır ve bu matris çözümün elde edilmesi için kritiktir. Her iterasyonda, uygulanan toplam yük ile sistemin ürettiği iç kuvvetler arasındaki fark (denge dışı kuvvetler) hesaplanır ve yakınsama kriteri kontrol edilir. Hesaplanan bu fark yani hata değeri belirlenen hata değerine yeteri kadar yaklaştığında kriterler sağlanmış çözüm yakınsamış olur ve iterasyon sonlandırılır.

K_T sistemin doğrusal olmayan özelliklerini modelleyen ve yerel doğrusal davranışı ifade eden bir matrisi temsil eder. İterasyon yöntemi Şekil 3.16.'da gösterilmektedir (Khalid, 2017).



Şekil 3.16. İterasyon yöntemi

3.6.3 Artımsal-İterasyon Yöntemler

Artımsal- iterasyon yöntemlerinde sisteme etkitilecek toplam yük tek bir seferde değil küçük adımlara bölerek uygulanmaktadır. Her yükleme adımında denge denklemleri yeni başlangıç noktasına göre tekrar çözülmemektedir. Denklemler, her yük adımında bir önceki adımdan gelen yer değiştirmelere göre doğrusallaştırılır. Doğrusallaştırma tanjant rijitlik matrisi (Jacobian matrisi) ile sağlanmaktadır. Denge denklemleri istenilen hassasiyete yaklaşıncaya kadar iterasyon devam eder.

Doğrusal olmayan sistemlerin denge denklemleri ve hata değeri Denklem 3.56-Denklem 3.58 ile elde edilmektedir.

$$[K]\{u\} - \{F\} \neq 0 \quad (3.56)$$

$$\{F_{int}\} = [K]\{u\} \quad (3.57)$$

$$\{F_{ext}\} - \{F_{int}\} = \{R\} \quad (3.58)$$

Burada; $[K]$ rijitlik matrisini, $\{u\}$ yer değiştirme vektörünü ve $\{F\}$ kuvvet vektörünü göstermektedir. İç kuvvetler $\{F_{int}\}$, dış Kuvvetler $\{F_{ext}\}$ ile simgelenmiştir. Denge hatası (Dengelenmemiş kuvvet) $\{R\}$ ile gösterilmektedir.

Hata değeri belirlenen seviyenin altına düşene kadar çözüm tekrarlanır. Yer değiştirme artımı Denklem 3.59 ile belirlenmektedir.

$$\Delta u = K^{-1}R \quad (3.59)$$

$$K = \frac{\partial F_{int}}{\partial u} \quad (3.60)$$

Yer değiştirme artımı Δu ve tanjant rijitlik matrisi K ile gösterilmektedir.

Denklem 3.61- Denklem 3.63'te, iteratif çözüm yöntemi içinde iç kuvvet artışı ile yer değiştirme artışını ilişkilendirir.

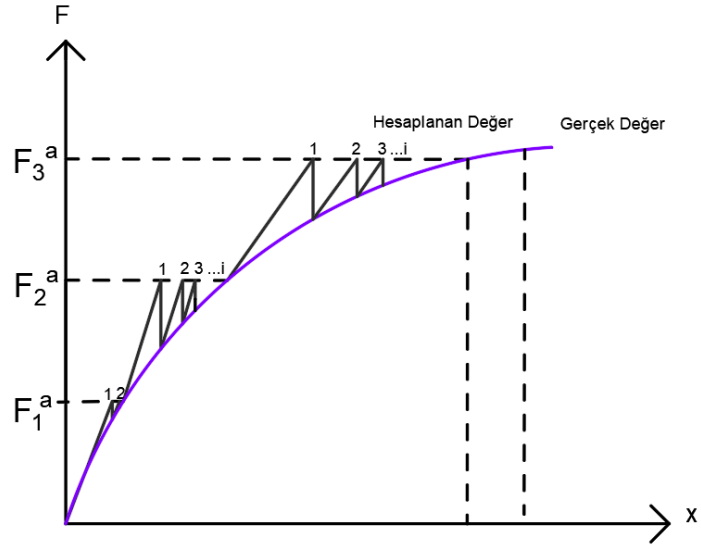
$$\{\Delta F_{int}\}^{n+1} \cong [K]^n \{\Delta u\}^{n+1} \quad (3.61)$$

$$[K]^n \{\Delta u\}^{n+1} = \{F_{ext}\}^{n+1} - \{F_{int}\}^n \quad (3.62)$$

$$\{u\}^{n+1} = \{u\}^n + \{\Delta u\}^{n+1} \quad (3.63)$$

$\{\Delta F_{int}\}^{n+1}$ iterasyonun $n+1$. adımında iç kuvvetlerin değişim vektörüdür. $[K]^n$ n . adımdaki Jacobian matrisidir. $\{\Delta u\}^{n+1}$ $n+1$. iterasyondaki yer değiştirme artış vektörüdür.

Dinamik yüklemelerin aksine statik yüklemelerde zamanın hiçbir önemi yoktur ancak yükleme sekansının düzenlenebilmesi için zaman kavramı kullanılmaya devam edilir. Zaman kavramı sistem üzerine uygulanacak dış yükün adımlara bölünerek yüklenmesi için kullanılmaktadır. Tüm yükün tek bir seferde uygulandığı yükleme durumunda problem için düzgün yakınsayan bir nihai çözüme ulaşmak oldukça zordur. Doğrusal olmayan modellerin çözümü için tekrarlamalı bir yükleme prosedürüne ihtiyaç duyulmaktadır. Şekil 3.17.'de artımsal iterasyon tekniği sunulmaktadır (Khalid, 2017).

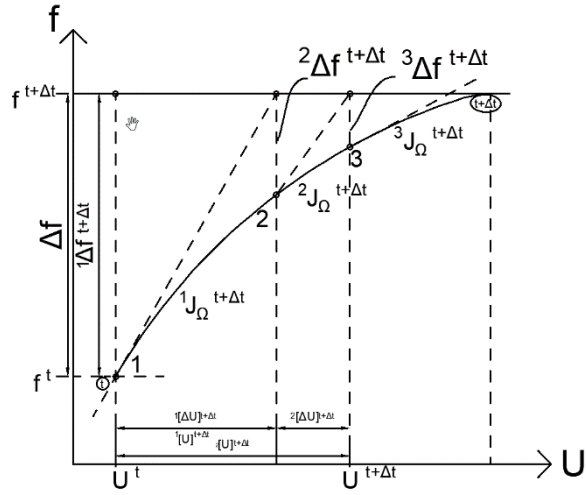


Şekil 3.17. Artımsal- iterasyon tekniği

3.6.3.1 Newton Raphson Yöntemi

ABAQUS Sonlu Elemanlar Analizi paket programında doğrusal olmayan problemlerin çözümünde Newton-Raphson yöntemi kullanılmaktadır. Bu çözümleme tekniğinde yük adım adım uygulanarak nihai sonuca kademeli olarak ulaşılır.

Bu yöntem başlangıçta tahmin edilen çözüm noktasının çözüm alanı içinde olması şartıyla her iterasyonda yalnızca tek bir değerlendirmenin yapıldığı problemlerin çözümü için oldukça hızlı yakınsayan bir çözüm yöntemidir (Oller, 2014). Çözümün her iterasyonunda, daha iyi bir tahmin yapmak için mevcut tahminin doğruluğunu arttıran bir yaklaşımı temsil eder. Bu artımsal bir iyileştirme sürecidir ve her iterasyonla çözüm daha doğru hale gelir. Newton-Raphson yöntemi, asimptotik yakınsama oranının ikinci dereceden olduğu tek çözüm yöntemidir. Başlangıçta tahmin edilen çözüm noktasından hareketle her iterasyonda çözümün doğruluğunu iyileştirmektedir. Şekil 3.18.'de Newton-Raphson yöntemi gösterilmektedir (Zienkiewicz & Taylor, 2000).



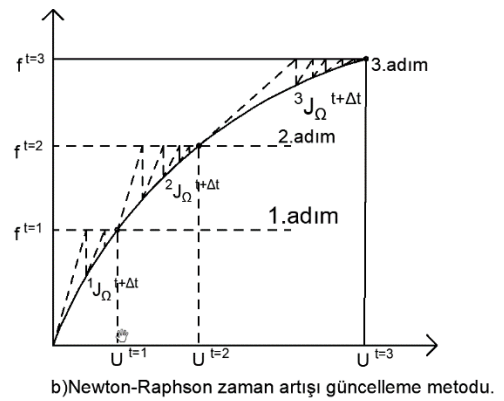
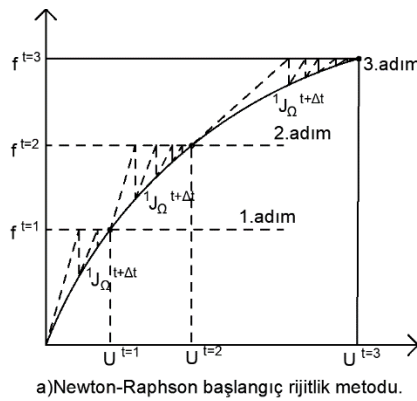
Şekil 3.18. Newton-Raphson yöntemi

3.6.3.2 Modifiye Edilmiş Newton-Raphson Yöntemi

Bu yöntemde çözüm için Jacobian matrisi kullanılmaktadır(Oller, 2014).

1. Başlangıç Rijitlik Metodu: Jacobian matrisi sürecin en başından sonuna kadar geçen sürede sabittir.

Zaman Artışı Güncelleme Metodu: Jacobian matrisi her yük artışında güncellenmektedir. Şekil 3.19.'da Modifiye edilmiş Newton-Raphson yönteminin her iki türü de sunulmaktadır.



Şekil 3.19. Modifiye edilmiş Newton-Raphson yöntemi

Lineer olmayan analiz, lineer analize kıyasla daha karmaşık bir yapı sergiler ve daha fazla zaman gerektirir. Bu tür analizlerde, birbirini takip eden benzer adımlarla çözüme ulaşılmaya çalışılır. Ancak çözüm sürecinde bazı zorluklar ortaya çıkar. Özellikle sistemin çok sayıda düğüm noktası ve elemandan oluştuğu durumlarda, bellek kullanımı ve işlem süresi ciddi ölçüde artar. Ayrıca, çözüm sırasında ıraksama, yavaş ilerleyen yakınsama süreçleri ve hesaplama verimliliğinin düşmesi gibi problemlerle de karşılaşılabilir. Bu faktörler, analizin hem zorluk derecesini hem de süresini önemli ölçüde etkiler.

Yer değiştirme Kontrollü Yükleme

Yük sistem üzerine etkililirken yük kontrollü yükleme prosedürüne alternatif olarak deplasman kontrollü olarak da uygulanabilir. Tanjant rijitlik matrisi deplasman kontrollü yükleme için yük kontrollüden daha iyi şartlandırıldığı için tekrarlamalı yükleme prosedüründe daha erken yakınsama meydana gelmektedir.

Analiz, uygulanan yükü bir dizi alt adıma bölerek ve her alt adım için iterasyon yaparak tamamlanır, ta ki çözüm yakınsama sağlanana kadar. Bu süreç, her yük adımında yapının davranışını hesaplar ve her adımda çözümün doğruluğunu arttırarak, nihai yük seviyesine ulaşır. Yakınsama, çözümün belirli bir hata toleransını aşmaması durumunda gerçekleşir, yani çözüm her adımda daha tutarlı ve doğru hale gelir. Eğer yakınsama sağlanamazsa, çözüm süreci sonlandırılır ve modelin parametreleri veya çözüm yöntemleri yeniden gözden geçirilir.

Betonarme elemanların performanslarının belirlenebilmesi için başlangıç rijitliklerindeki bozulma son derece önemlidir. Çevrimsel yüklemeye tabi tutulacak nümerik modelin gerçek betonarme bir elemanın davranışını yakalayabilmesi için başlangıç rijitliğindeki bozulmanın modele yansıtılması gerekmektedir. Klasik plastisite teorileri sünek malzemelerin davranışının yakalanması için kullanıldığından betondaki rijitlik azalışını yansıtamamaktadır.

3.7 Hasar Mekanik Modelleri

Kohezyonlu-sürtünmeli malzemelerin rijitliklerinde meydana gelen azalmalarla ilgili pek çok deneysel çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar kohezyonlu-sürtünmeli malzemelerin elastik bölge sınırları içerisinde dahi rijitliklerinde bozulmalar olduğunu göstermiştir. Malzemeler üzerinde 2 farklı rijitlik bozulması olayı gözlemlenmiştir. Bunlardan ilki elastik bozulma olarak adlandırılmıştır ve birikmiş enerjiye bağlıdır. İkincisi ise sürtünme hareketliliğine bağlı olan plastik bozulmadır.

Hasar olgusu yalnızca malzemenin elastik özelliklerini etkilerken, plastisite plastik gerilmenin geri döndürülemez şekilde artması sonucu ortaya çıkar. Her iki olguda birbirini tamamlayıcı niteliktedir.

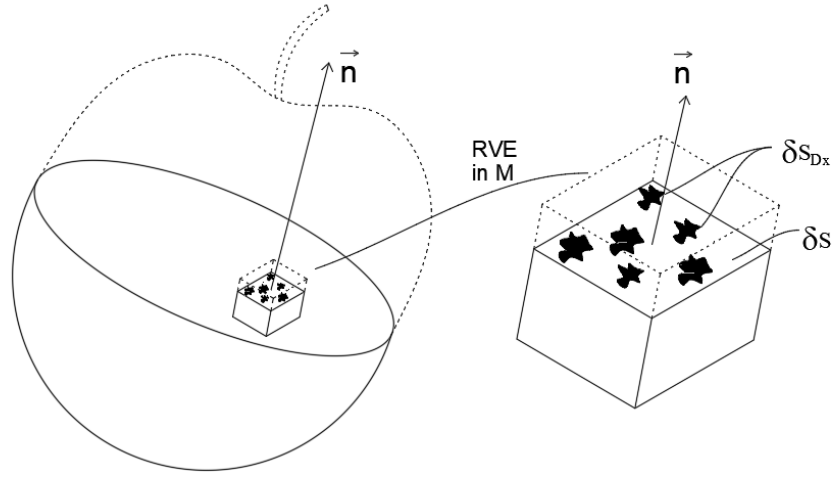
Sürekli bir katının yük uygulanmasının ardından etkin gerilme alanının azalması elastik özelliklerindeki değişimin esas nedenidir. Malzemede hasar olgusu, malzemede kırılma veya kopma gerçekleşinceye kadar geçen sürede devamlılık göstererek ilerleyen fiziksel bir süreç olarak tanımlanabilir. Mikro ölçekte yapılan incelemelerde atomlar arası mesafenin kritik bir değere eriştiğinde atomlar arası enerjinin maksimum seviyesine ulaştığı gözlemlenmiştir. Sistem üzerine etkitilen dış yüklemenin sonucu olarak atomlar arası mesafe değişir, etkileşim enerjisi azalma gösterir ve kohezyon kuvvetlerinde de zayıflama meydana gelir. Tüm bu sürecin sonucu olarak malzeme içerisinde mikro boşluklar ve süreksizlikler oluşur. Sürekli katıların etkin gerilme alanında meydana gelen azalmalar ise mikro çatlakların gelişimi ve yayılımı sonucunda ortaya çıkmaktadır.

3.7.1 Betonun Farklı Yüklemler Etkisinde Davranış Özelliklerinin Tanımlanması

Betonun makroskobik düzeydeki davranışının modellenmesinde klasik plastisite yeterli olabilmektedir. Ancak çevrimsel yüklemeye maruz kalan betonda mikro çatlaklar meydana gelir ve bu mikro çatlaklar betonun rijitliğinde bozulmalara yol açar. Rijitlikteki bozulmaların klasik plastisite ile temsil edilmesi oldukça zordur. Sürekli hasar teorileri rijitlikteki bozulmaları gerilmelerin, efektif gerilmeler ile ilişkisini tanımlayarak modelleyebilmektedir. Bu durum sürekli hasar teorileri üzerinde kapsamlı incelemeler yapılmasını sağlamıştır.

Sürekli hasar teorisi 1958 yılında Kachanov tarafından sunulmuştur (Kachanov M.L., 1987). Elastik deformasyonların sebep olduğu malzeme dayanımdaki azalmaların mekanik olarak temsili ve malzemenin rijitliğindeki azalışlar Kachanov tarafından formülize edilmiştir (Kachanov M. L., 1982). Ardından Rabotnov bu teoriyi 1963 yılında öne sürdüğü efektif gerilme teorisiyle daha da geliştirmiştir. 1970’li yıllarda sürekli ortam mekaniğinin temelleri malzemede meydana gelen hasarın modellenmesine yönelik çalışmalar ile atılmıştır (Rabotnov, 1963). 1980’li yıllarda ise termodinamik ve mikromekanik disiplinleri ile kapsamı genişletilmiştir. Sürekli ortam hasar mekaniği, hasarların oluşumunu, gelişimini, ilerlemesini, dış etkilerden kaynaklı malzeme ve yapı hasarlarının mekanik özelliklerini irdelemektedir. Hasar; mikro, mezo ve makro ölçek olmak üzere üç değişik düzeyde karakterize edilmektedir.

Mezoölçekte malzeme hasarları ve bu hasarların birlikte nasıl davrandığını anlamak için kullanılan bir inceleme seviyesidir. Malzeme mekaniğinde mikro boşluklar (Malzemenin homojenliğini bozar ve gerilme etkisinde genişleyerek çatlak oluşumuna sebep olur.) ile atomik düzeyde hasara uğrayan bölgelerin kesiştiği alanlar yapısal kusurların miktarını ve dağılımını yansıtmak için incelenmektedir. Bu sayede hasarın miktarı veya yoğunluğu anlaşılabilir. Bu kesişim alanlarının özelliklerinin belirlenebilmesi için de temsili bir hacim elemanı (RVE-Representative Volume Element) kullanılır (Lemaitre, 2012). Gerçek malzeme ve bu malzemenin heterojenliği, farklı malzeme türleri için tek tip bir temsili hacim elemanı boyutunun kullanılmasının önüne geçer. Sürekli ortam mekaniğinde malzeme üzerinde matematiksel bir M noktası tanımlanır ve hasar durumu tanımlanmaya çalışılır. Şekil 3.20.’de temsili bir hacim elemanı kullanılarak hasar tanımlanmıştır (Lemaitre, 2012).



Şekil 3.20. Hasarın tanımlanması

M noktasında $\vec{n}$ normali yönünde ve x ekseninde hasar değeri $D(M, \vec{n}, x)$ olarak tanımlanır ve Denklem 3.64 ile elde edilmektedir (Lemaitre, 2012).

$$D(M, \vec{n}, x) = \frac{\delta S_{Dx}}{\delta S} \quad (3.64)$$

İncelenen kesişim düzlemi ile Temsili Hacim Elemanı (RVE) ile çakıştığı bölge δS ile ifade edilmektedir. δS_{Dx} ise δS içerisindeki tüm mikro çatlakların ve mikro boşlukların etkin kesişim alanıdır. Buradaki $\vec{n}$ yönelimi mikro çatlakların ve boşlukların homojen bir şekilde dağılıp dağılmama durumuna göre önem kazanmaktadır.

Hasar, matematiksel bir büyüklük olarak ifade edilir, "D" ile simgelenir ve 0-1 aralığında sınırlandırılmıştır. Malzemenin hiç hasar almadığı durum $D=0$ ile temsil edilir. $D=1$ olduğunda malzemenin tamamen kırılmış veya hasar görmüştür. En temel şekliyle D skaler bir büyüklük olarak ele alınırken, daha karmaşık durumlarda vektör veya tensör olarak ifade edilmesi gerekebilir.

Efektif Gerilme Anlayışı

Tek eksenli çekme gerilmesinin etkilendiği sistemde hasar olgusu; yükleme durumunda maksimum çekme dayanımının aşılması ve kesitte hasar meydana gelmesiyle kesit alanı

bir miktar azalır. Azalan kesit alanı ve efektif gerilme Denklem 3.65- Denklem 3.68 ile elde edilebilir.

$$S^* \equiv S - SD \quad (3.65)$$

$$D = 1 - \frac{S^*}{S} \quad (3.66)$$

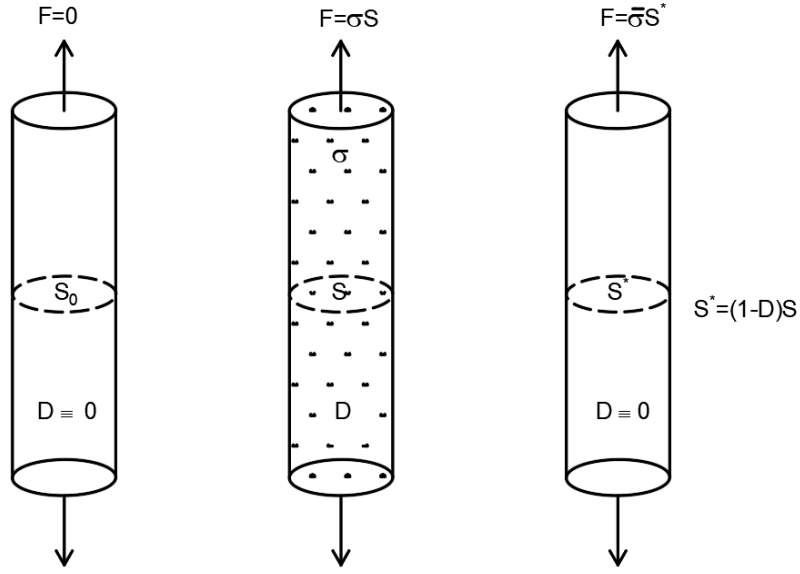
$$0 \leq D \leq 1$$

$$\sigma_0 = \frac{F}{(S - SD)} \quad (3.67)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{F}{S^*} = \frac{F}{S(1 - D)} = \frac{\sigma}{(1 - D)} \quad (3.68)$$

Deformasyonlardan önceki kesit alanı S ve mikro çatlakların oluşturduğu kesit alanı SD 'dir. S^* Hasarsız net kesit alanını (mikro boşluklar çıkarıldıktan sonraki efektif alan) temsil eder.

Dış yükün uygulandığı alanın azalmasıyla üzerindeki gerilme dağılımının nasıl değiştiği belirlenmektedir. $\bar{\sigma}$ efektif gerilmeyi temsil etmektedir. Deformasyonlardan önceki kesit alanı, mikro çatlakların oluşturduğu kesit alanı ve hasarsız net kesit alanı Şekil 3.21.'de sunulmaktadır (Lemaitre & Plumtree, 1979).

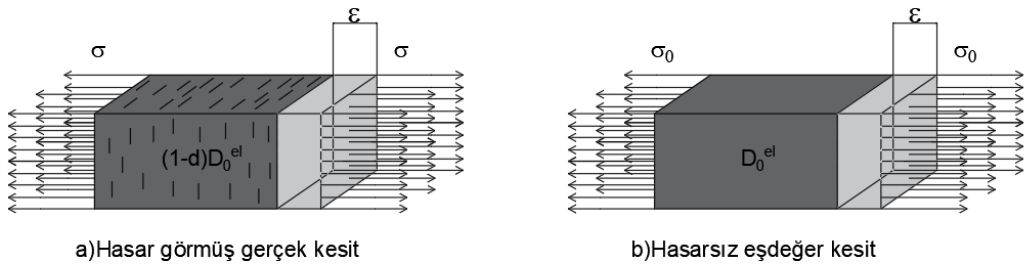


Şekil 3.21. Deformasyonlardan önceki kesit alanı, mikro çatlakların oluşturduğu kesit alanı ve hasarsız net kesit alanı

Efektif gerilme tensörü dönüşümü, malzemenin hasar düzeyini tanımlayan hasar parametresi ve gerçek gerilme tensörü kullanılarak Denklem 3.69 ile gerçekleştirilmektedir (Oller, 2014).

$$\sigma_0 = M^{-1} : \sigma \quad (3.69)$$

Hasarsız bölge için efektif gerilme tensörü σ_0 ile temsil edilmektedir. M, anizotropik hasar modeli için dördüncü mertebeden bir tensördür. Şekil 3.22.'de hasarsız bölge için efektif gerilme temsili sunulmaktadır (Oller, 2014).



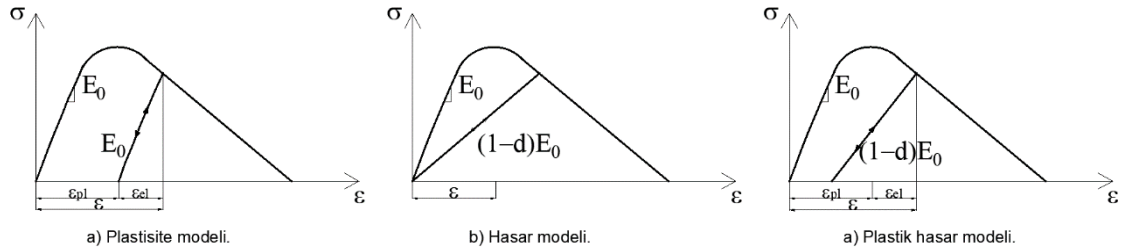
Şekil 3.22. Hasarsız bölge için efektif gerilmenin grafiksel temsili

İzotropik hasar modeli için tek bir skaler değişken yeterli olurken, anizotropik hasar modelinde tensörel değişkenler gerekmektedir. İzotropik hasar modelinin sadeliği, verimliliği ve değişik uygulamalara entegre olabilmesi sıkça tercih edilmesinin başlıca nedenleridir. Beton hasarı için de izotropik kabul yapılabileceği kanıtlanmıştır ve basitlikleri nedeniyle skaler hasar parametrelerinin kullanıldığı hasar modelleri tercih edilmektedir.

İzotropik hasar modelinde hasarın malzeme bünyesinde eşit olarak dağıldığı varsayılmaktadır ve Denklem 3.70 ile gösterilmektedir. Burada sunulan I birim tensördür.

$$M = (1 - D)I \quad (3.70)$$

Plastisite ve hasar arasındaki ilişkinin temsili Şekil 3.23.'te gösterilmektedir (Lubliner vd., 1989).



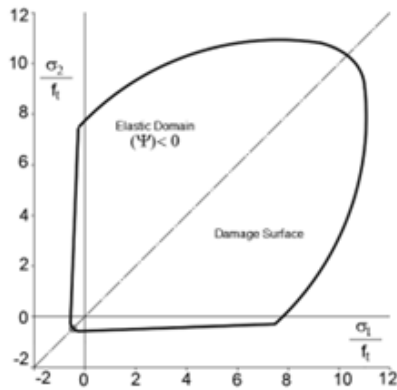
Şekil 3.23. Plastisite ve hasar arasındaki ilişki

Araştırmacılar tarafından önerilen izotropik hasar modelleri, deneysel verilerle mukayese edildiğinde beton davranışının temsiline büyük bir başarı sağlamıştır. Hasar fenomenine anizotropi dahil edilerek betonun hem çekme hem de basınç etkileri altındaki anizotropik davranışının yakalanabilmektedir ancak bu eklemenin beraberinde karmaşık problemleri ve uzun süren hesaplamaları da getirdiği bilinmektedir. Bu sebeple araştırmacılar plastik anizotropik hasar modeli üzerine de çalışmalar yapmışlardır.

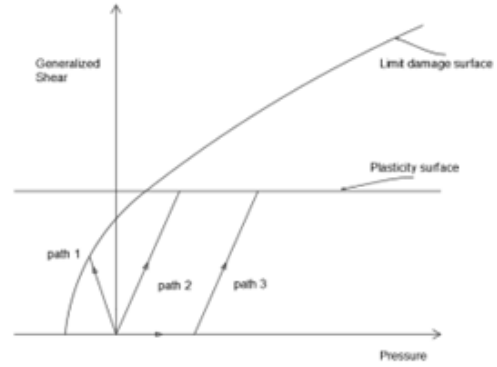
(Yazdani S. ve Schreyer H.L, 1990) Bu çalışmada plastisite ve hasar mekaniği birlikte kullanılmıştır. Hasar ve plastisite yüzeylerini esas alan birleşik bir teori kullanılmıştır. Basınca duyarlı bir hasar yüzeyi ve basınca duyarlılığı olmayan bir plastisite yüzeyinin

birlikte tanımlanması sonucunda betonun elastik ötesi davranışları modele yansıtılmıştır. Birleşik teori, mikro çatlamanın neden olduğu anizotropiyi de barındırmaktadır. Beton davranışının yansıtılabilmesi için tanımlanan plastisite yüzeyi Von Misses'in klasik yüzeyidir. Hasar yüzeyi hem sertleşme hem de yumuşamayı temsil eder ancak plastisite yüzeyi yumuşamayı tanımlayamamaktadır.

Şekil 3.24 Şekil 3.24.'te Yazdani ve Schreyer plastik hasar modeline ait iki eksenli dayanım zarfı ve yükleme yüzeyleri sunulmaktadır (Yazdani S. ve Schreyer H.L., 1990).



a) İki eksenli dayanım zarfı



b) Kayma-basınç uzayındaki yükleme yüzeyleri

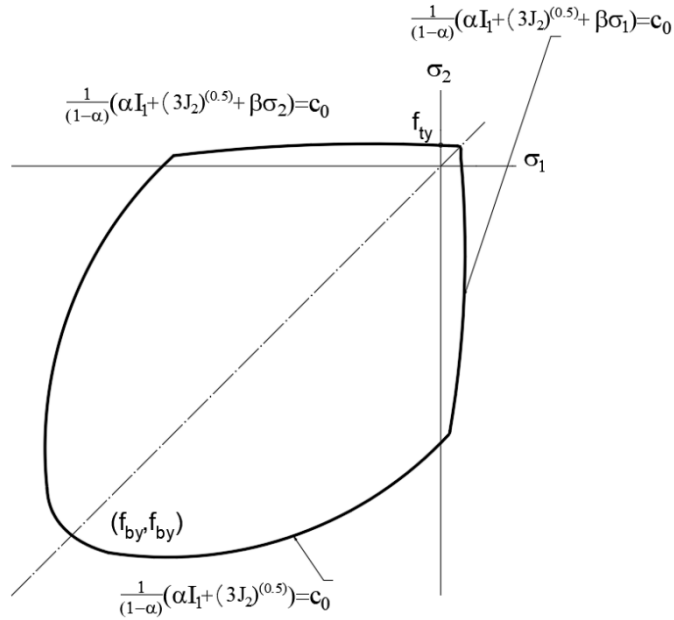
Şekil 3.24. Yazdani ve Schreyer plastik hasar modeli

(Lee & Fenves, 1998) çalışmasında, Lubliner ve arkadaşlarının ortaya koyduğu Barselona modeline elastik ve plastik bozuma değişkenleri dahil edilerek elastik rijitlik kaybı yansıtmaya çalışmıştır (Matzenmiller vd., 1995). Rijitlik bozulması olarak da adlandırılan durum tek eksenli hasar değişkenlerinin bir fonksiyonu olarak hesaplanan skaler bir hasar ile ifade edilmektedir.

Önerilen yeni plastik hasar modeli kırılma enerjisine dayalı hasar kavramını esas almaktadır. Çekme ve basınç gerilmelerinden kaynaklanan hasarın simüle edilebilmesi için 2 adet bağımsız hasar değişkeni tanımlanmıştır. Aynı zamanda modelde mikro çatlakların açılması ve kapanması da ele alınmaktadır. Betonun çevrimsel yükleme etkisindeki davranışı incelendiğinde elastik boşalma süreci olarak tanımlanan çekme bölgesinden basınç bölgesine geçişte elastik sertlik geri kazanımı ile rijitliği

iyileşmektedir. Daha önce açılan çatlakların kapanmasıyla açıklanan rijitlik iyileşmesi de modele aktarılmıştır.

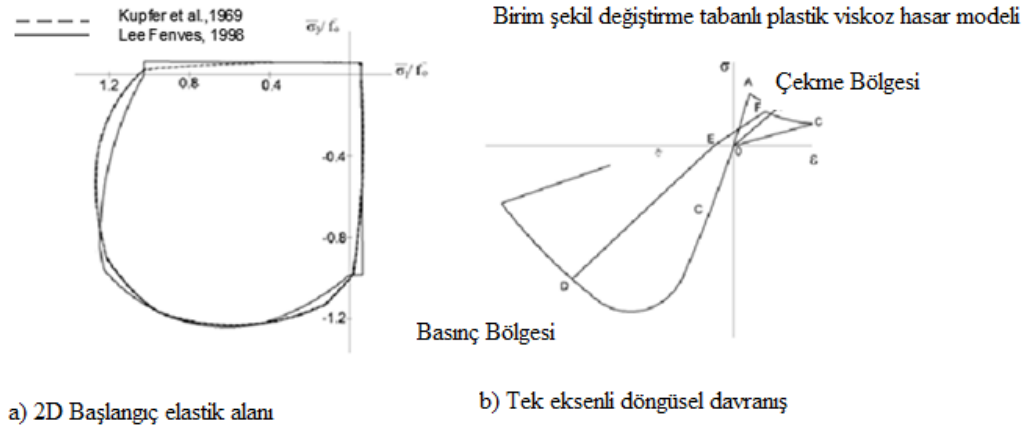
Akma yüzeylerinin geometrik şekli, Drucker-Prager esaslı iki farklı fonksiyonun birleşiminden oluşmuştur. Deneysel verilerle yapılan karşılaştırmalar sonucunda monotonik tek eksenli ve iki eksenli gerilme altında modelin oldukça başarılı olduğu sonucuna varılmıştır. Üç eksenli basınç koşulları altında modelin doğruluğu sınırlıdır. Beton hasar plastikliği modelinde kullanılan iki eksenli akma fonksiyonu, Lubliner ve arkadaşları tarafından geliştirilmiş ve daha sonra Lee ve Fenves tarafından önerilen modifikasyonları içermektedir. Lubliner düzlem gerilme uzayında akma yüzeyleri Şekil 3.25.'te gösterilmektedir (Matzenmiller vd., 1995).



Şekil 3.25. Düzlem gerilme uzayında akma yüzeyleri

(Faria vd., 1998) Beton barajların yapısal davranışlarının analizinde genellikle malzemelerin elastik ötesi davranışları göz önüne alınmamaktadır. Doğrusal olmayan analizlerin getirdiği ağır hesap yükleri sebebiyle bilimsel çalışmalar dışında nadiren tasarım aşamasında tercih edilirler. Bu sebeple büyük ölçekli beton yapıların sismik analizi için uygun bir malzeme modeli seçimi yapılmalı ve gerçekleştirilecek analizin hesap yükü uygulanabilir olmalıdır. Bu çalışmada büyük ölçekli beton yapılarının analizi için tasarlanmış yüksek verimliliğe sahip deformasyon esaslı bir sayısal model

sunulmaktadır. Beton davranışının gerçeğe uygun şekilde yansıtılabilmesi için betonun bazı karakteristik özelliklerinin modele aktarılması gerekmektedir. Çekme ve basınç gerilmesi altında elde edilen farklı gerilme birim şekil değiştirme zarfları ve maksimum dayanım değerleri, tersinir yüklemelerde meydana gelen rijitlik iyileşmesi, tek eksenli basınç dayanımı değerinin çok eksenli basınç dayanımdan az olması, bu özelliklerden bazılarıdır. Çekme ve basınç gerilmelerinin etkisinde meydana gelen rijitlik bozulmaları için iki adet skaler hasar değişkeni tanımlanmıştır. Malzeme davranışının tanımlanabilmesi için akma yüzeyi yerine bileşik hasar yükleme yüzeyi kullanılmıştır. Ayrıca bu çalışmada etkili gerilme tensörü temelinde formüle edilmiş, ardından çekme ve basınç tensör bileşenlerine ayrılmıştır. Bileşik hasar yükleme yüzeyi, iki ayrı hasar yüzeyinin birleşiminden oluşmakta olup, bu yüzeyler zarf eğrilerini tanımlamak amacıyla kullanılmaktadır. İki eksenli ve çok eksenli yükleme şartlarında performansı oldukça yüksektir. Faria plastik hasar modeli Şekil 3.26.'da sunulmaktadır (Faria vd., 1998).



Şekil 3.26. Faria plastik hasar modeli

3.8 Beton Hasar Modeli

Concrete Damage Plasticity (CDP) betonun karmaşık mekanik davranışının modellenenbilmesi için kullanılan bir hasar modelidir.

Tersinir yükleme için beton davranışı oldukça karmaşıktır. Gerilme yönü değiştiğinde çatlaklar kapanabilmektedir. Beton davranışı gerçeğe yakın şekilde hasar ve plastisitenin etkileşim içinde olduğu modeller kullanılarak yansıtılabilmektedir. Beton için tanımlanan

2 ana hasar parametresi mevcuttur. Bunlar, betonun birim şekil değiştirme değerinin çekme dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirmesi değerine erişmesi sebebiyle oluşan çekme çatlakları ya da betonun ezilme birim şekil değiştirme değerine erişmesi sebebiyle meydana gelen basınç ezilmesidir.

Bu çalışma kapsamında (Lee & Fenves, 1998) tarafından önerilen Birleşik Plastik Hasar Modeli esas alınmıştır. Betonarme yapı elemanlarının monotonik veya çevrimsel yükleme altındaki davranışlarını belirlemek ve simüle etmek için uygun bir modeldir.

Çevrimsel yüklemeye maruz kalacak yapı elemanı için bu modelin kullanılmasında sakınca görülmemiştir. Bu model türü ABAQUS programı içerisinde önceden tanımlanmış olarak bulunmaktadır. Modelin kullanılabilmesi için gerekli olan parametrelerin hesaplanması gerekmektedir. Betonda meydana gelen rijitlik kaybı hem çekme ve hem de basınç durumu için ayrı ayrı modellenmelidir.

(Lee & Fenves, 1998) modelinde eksenel basınç ve çekme gerilmeleri sırasıyla Denklem 3.71 ve Denklem 3.72 ile elde edilmektedir.

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (3.71)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (3.72)$$

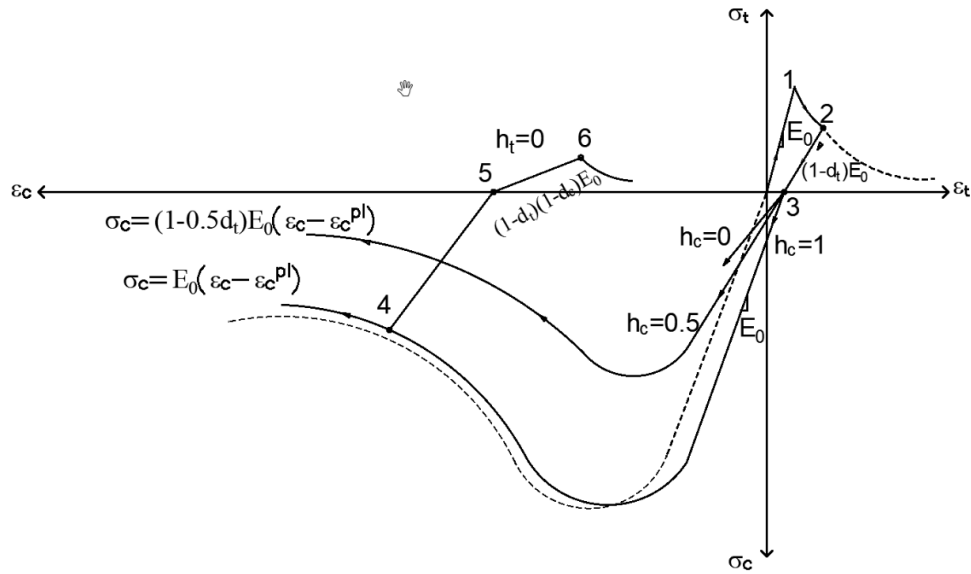
d hasar değişkeni olmak üzere 0-1 aralığında bir değere sahiptir. d_c ve d_t sırasıyla basınç ve çekme hasar parametreleridir. E_0 Hasarsız durumdaki elastisite modülüdür. ε_c basınç birim şekil değiştirmesini ve ε_t çekme birim şekil değiştirmesini, ε_c^{pl} plastik basınç birim şekil değiştirmesini ve ε_t^{pl} plastik çekme birim şekil değiştirmesini temsil etmektedir.

Çevrimsel yükleme durumu için gerilme birim şekil değiştirme grafiğinin her bir yükleme-boşaltma eğrisinin başlangıç eğimi yani elastisite modülü azalmaktadır. (Lee & Fenves, 1998) modelinde azalan elastisite modülü Denklem 3.73 ile bulunmaktadır.

$$E = (1 - d)E_0 \quad (3.73)$$

E Azaltılmış elastisite modülünü temsil etmektedir. d , d_c ve d_t hasar parametrelerine bağlı skaler bozulma değişkenidir.

Çevrimsel yüklemenin etkitildiği sistemlerde, yükleme-boşaltma aşamaları boyunca daha önce açılmış çatlakların yükleme yönü değiştirildiğinde kapanabildiği ortaya konmuştur. Yük çevriminin yön değiştirmesiyle çatlak yüzeylerinin birbirine yaklaşması ve kapanması çatlak bölgesindeki gerilme dağılımına bağlıdır. Çatlakların kapandığı bölgeler sınırlı da olsa yük taşımaya başlar ve malzeme rijitliği iyileşir. Yükleme yön değiştirdiğinde oluşan çekme gerilmesi sebebiyle daha önce kapanmış çatlaklar yeniden açılabilir. Bir çatlak kapandığında veya açıldığında, gerilme ölçümlerinin yapıldığı komşu noktaları arasındaki gerilmeler yeniden dağıtılır. Şekil 3.27.'de tek eksenli yükleme boşaltma eğrileri ve hasar parametreleriyle ilişkilendirilmiş elastisite modülü, gerilme değerleri sunulmaktadır (Hibbitt, 2013).



Şekil 3.27. Tek eksenli yükleme boşaltma

h_c ve h_t ağırlıklandırma faktörleri olmak üzere değerleri 0 ile 1 aralığında değişmektedir. h_c Çekme-basınç ters çevrimi sırasında çatlakların yeniden kapanmasını ifade eder. h_t Basınç-çekme ters çevrimi sırasında ezilmiş betonun toparlanmasını ifade eder. $h_c=0.8$ ve $h_t=0$ olduğunda, bu durum, çekme-basınç ters çevrimi sırasında çatlakların %80'inin kapandığını ve ezilmiş betonda hiçbir toparlanma olmadığını gösterir.

İlk yükleme boşaltma eğrisinin eğimi E_0 'dır. Bu yükleme için 1.tepe noktasına kadar davranışın elastik olduğu görülmektedir ve bu noktadan sonra beton çatlaklar. Boşalma 2 numaralı noktada başlar ve eğrinin eğimi $(1 - d_t)E_0$ ile ifade edilir. 3 numaralı noktaya giderken çatlaklar kapanmaya başlar. 3 numaralı noktanın aşılmasından sonra basınç bölgesine geçilir ve yükleme eğrisinin eğimi h_c ağırlıklandırma faktörüyle ilişkilendirilerek bulunur.

1. $h_c=0$ bu durumda hiçbir çatlak kapanmaz. $\rightarrow$ Eğim $(1 - d_t)E_0$ ile ifade edilmektedir.
2. $h_c= 0.5$ çatlakların %50'si kapanır $\rightarrow$ Eğim $(1 - 0.5d_t)E_0$ ile bulunur.
3. $h_c=1$ tüm çatlaklar kapanır $\rightarrow$ Eğim E_0 'dır. Basınç dayanımında kayda değer bir değişiklik gözlemlenmemiştir.

4 numaralı noktada boşaltma süreci başlar. 5 numaralı noktaya erişilene kadar eğrinin eğimi $(1 - d_c)E_0$ ile ifade edilir. 5 numaralı noktada ise yükleme ters yöne çevrilir. Bu noktadan sonra h_t değeri 0'dır ve eğim $(1 - d_c)(1 - d_t)E_0$ denklemiyle ifade edilmektedir. 6 numaralı tepe noktası aşıldığından yeniden çatlaklar oluşur ve boşalma yeniden başlar.

Bu çalışma kapsamında h_c ağırlıklandırma faktörü 0.9 olarak kabul edilmiştir. Basınç gerilmelerinin etkisi altında oluşan çatlakların kapanması durumunda başlangıç rijitliğinin %90 oranında korunduğu varsayılmıştır.

Izotropik hasar evrimi durumunda, skaler hasar değişkenleri ile başlangıçtaki kayma modülü ve bulk modülü azalış göstermektedir. Bu iki modüldeki azalmanın aynı olduğu varsayımı, malzemenin poisson oranının hasar parametresinde yaşanan artış esnasında değişmeden kalacağı anlamına gelmektedir ve Denklem 3.74'te gerilme- birim şekil değiştirme ilişkisi tanımlanmaktadır.

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon) \quad (3.74)$$

σ Gerilme tensörü, D_0^{el} elastik rijitlik tensörü (hasarsız malzeme rijitliği), ε birim şekil değiştirme tensörüdür.

(Ju, 1989) tarafından geliştirilen model ile hasar ve plastisite mekanizmalarını birlikte ele almaktadır. Betonun yapısal davranışını, mikro çatlaklar ve plastik deformasyonlar

arasındaki etkileşimleri dikkate alarak tanımlamaktadır. Plastik deformasyonların yük kaldırıldığında geri dönemeyen kalıcı deformasyonlar olmasına karşın hasar deformasyonları yük kaldırıldığında tamamen geri dönüyormuş gibi kabul edilmektedir. Hasar mekanizmaları, malzemenin yüklenmesinin ardından mikro çatlakların oluşması ve yayılmasıyla meydana gelir. Ancak yük kaldırıldığında bu mikro çatlakların kapanması veya iyileşmesi beklenir. Yük kaldırıldığında tüm mikro çatlakların kapanacağı ve dolayısıyla kalıcı bir deformasyon oluşmayacağı varsayılmaktadır. Beton tamamen boşaltıldığında mikro çatlaklar kapanarak başlangıçtaki elastik durumuna geri dönecektir.

Çok eksenli gerilme durumu için hasar ve plastisite arasındaki ilişkinin kullanıldığı modelde gerilmenin hesaplanmasında Denklem 3.75 kullanılır.

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (3.75)$$

σ Gerilme tensörü, D_0^{el} elastik rijitlik tensörü (hasarsız malzeme rijitliği), ε birim şekil değiştirme tensörü ve ε^p plastik birim şekil değiştirme tensörüdür.

Beton için plastisite modelleri göz önüne alınarak bazı akma fonksiyonları önerilmiştir.

Akma Fonksiyonları

Klasik plastik teorisinde plastik deformasyon, gerilme-şekil değiştirme ilişkisine göre belirlenirken, beton hasar modellerinde, plastik deformasyon ve hasar arasında doğrudan bir etkileşim vardır. Beton hasar modelinin klasik plastik teorisinden en büyük farkı, yükleme ve boşaltma fonksiyonu F ile geçmiş yükleme durumunun etkisi yansıtılabilmektedir. Beton hasar modellerinde, malzemenin geçmişteki yükleme geçmişi, yeni yükleme ve boşaltma koşullarını etkileyebilir ve malzemenin davranışını değiştirebilir. Bu nedenle beton hasar modelleri kullanılarak malzemenin hasar birikimi ve plastik deformasyonları daha doğru bir şekilde modellenebilmektedir.

Bu akma fonksiyonlarında, beton davranışının tanımlanabilmesi için 4 farklı yapısal değişken kullanılmaktadır. Lubnier tarafından önerilen Barcelona akma fonksiyonu Denklem 3.76 ile elde edilmektedir (Lubliner vd., 1989).

$$F = \frac{1}{(1 - \alpha)} (\alpha I_1 + \sqrt{3J_2} + \beta \langle \sigma_{\max} \rangle - \gamma \langle -\sigma_{\max} \rangle) \quad (3.76)$$

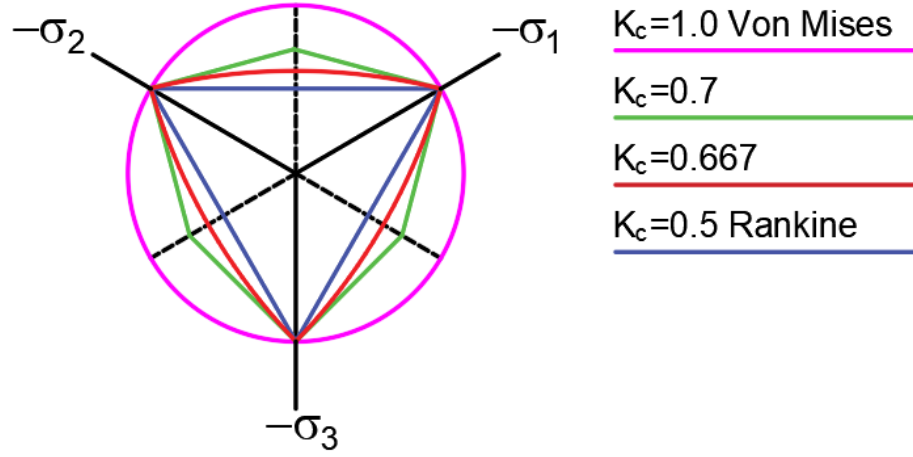
F akma fonksiyonudur. I_1 gerilme tensörünün birinci değişmezi, J_2 gerilme tensörünün ikinci deviatorik değişmezi $\sigma_{\max}$ en büyük asal efektif gerilme, α , β , γ boyutsuz sabitlerdir ve malzemenin gerilme davranışını belirlerler. Denklem 3.77 – Denklem 3.79 ile malzemenin gerilme davranışını belirleyen sabitler elde edilebilir.

$$\frac{(1 - \alpha)}{(1 - 2\alpha)} = \frac{f_{b0}}{f_{c0}} \quad (3.77)$$

$$\beta = \frac{\overline{\sigma_c}}{\overline{\sigma_t}} (\alpha - 1) - (1 + \alpha) \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5 \quad (3.78)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_C)}{2K_C - 1} \quad (3.79)$$

f_{c0} basınç gerilmesi etkisindeki akma dayanımıdır. f_{b0} iki eksenle eşit büyüklükte basınç uygulandığında, plastik deformasyonun başladığı gerilme değeridir. f_{t0} tek eksenli çekme gerilmesi uygulandığında, plastik deformasyonun başlama noktasıdır. K_C Gerilme ve basınç meridyenlerindeki ikinci gerilme invariantlarının oranıdır (Oller, 2014). (Tek eksenli deviatorik çekme gerilmesi ile tek eksenli deviatorik basınç gerilmesinin oranıdır.) K_C değeri 0.5-1 aralığındadır ve farklı akma kriterleri için verilen K_C değerleri Şekil 3.28.'de sunulmaktadır.



Şekil 3.28. Deviyatorik düzlemde birçok akma yüzeyi için K_c değeri

Efektif basınç ve çekme gerilmesi kullanılarak basınç gerilmeleri ve çekme gerilmeleri sırasıyla Denklem 3.80 ve Denklem 3.81 ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_c = (1 - d)\overline{\sigma}_c \quad (3.80)$$

$$\sigma_t = (1 - d)\overline{\sigma}_t \quad (3.81)$$

$\overline{\sigma}_c$ Efektif basınç gerilmesi ve $\overline{\sigma}_t$ efektif çekme gerilmesidir.

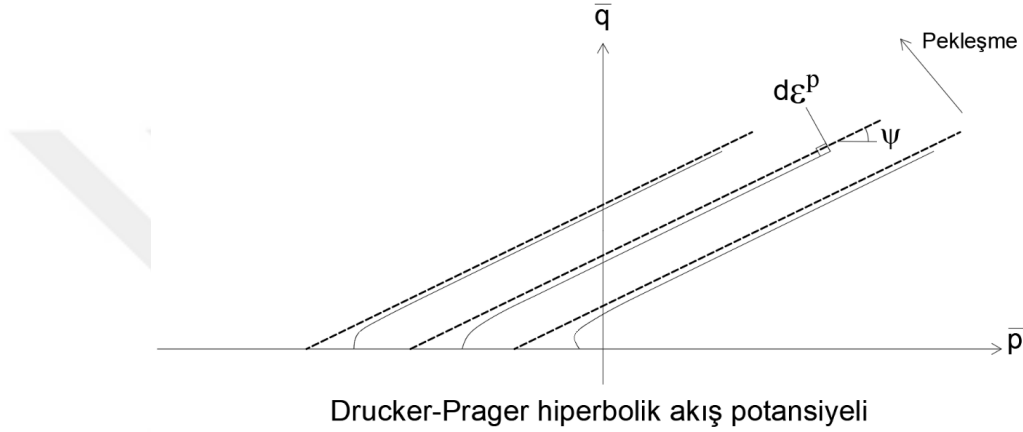
Drucker-Prager hiperbolik plastik potansiyel fonksiyonu

Plastik deformasyonun tanımlanmasında önemli rol oynayan potansiyel fonksiyonu G , Denklem 3.82 ile hesaplanmaktadır. Bu fonksiyonun Drucker-Prager hiperbolik plastik potansiyel fonksiyonu ile tanımlanır ve malzemenin plastik akış yönünü belirlemek için kullanılır.

$$G = \sqrt{q^2(\epsilon\sigma_{t0} \tan \Psi)^2 - \rho \tan \Psi} \quad (3.82)$$

σ_{t0} Betonun tek eksenli çekme etkisi altında kopma anındaki dayanımını ifade etmektedir. Dilatasyon açısı Ψ ile gösterilmektedir ve genellikle bir plastik potansiyel fonksiyonunun türevi ile bulunmaktadır. ϵ Eksantrisitedir (Hibbitt, 2013).

ABAQUS programında CDP malzeme modelinde kullanılan Drucker-Prager hiperbolik plastik potansiyel fonksiyonu Şekil 3.29.'da sunulmaktadır (Malm, 2006).



Şekil 3.29. Meridyen düzlemindeki Drucker-Prager hiperbolik plastik potansiyel fonksiyonu

$$F(\rho, \xi, \theta, c, \phi) = \sqrt{2} \xi \sin \phi + \sqrt{3} \rho \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right) - \sqrt{6} c \cos \phi = 0 \quad (3.83)$$

$$\xi = \sqrt{3} \sigma_{oct} \quad (3.84)$$

$$\sigma_{oct} = \sqrt{3} \frac{I_1}{3} \quad (3.85)$$

$$\rho = \sqrt{3} \tau_{oct} = \sqrt{2} J_2 \quad (3.86)$$

$$\theta = \sin^{-1} \left[\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (3.87)$$

ρ oktahedral yarıçapı, ξ gerilme uzayının orijininin gerilme düzlemine olan mesafe, θ Lode benzerlik açısı, c kohezyon ve ϕ iç sürtünme açısıdır. I_1 Gerilme tensörünün birinci değişmezi J_2 ve J_3 ikinci ve üçüncü deviatorik değişmezidir.

$\xi = 0$ ve $\theta = \pm\pi/6$ olmak üzere;

$$K_c = \frac{\rho_T^0}{\rho_C^0} = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad (3.88)$$

$$\rho_T^0 = \frac{(2c\sqrt{6} \cos \phi)}{(3 + \sin \phi)} \quad (3.89)$$

$$\rho_C^0 = \frac{(2c\sqrt{6} \cos \phi)}{(3 - \sin \phi)} \quad (3.90)$$

Tek eksenli basınç ve tek eksenli çekme gerilmesinin akma durumunda deviatorik bileşenleri sırasıyla ρ_T^0 ve ρ_C^0 'dir.

Drucker-Prager plastik potansiyel akma fonksiyonunda yer alan ve ABAQUS programında tanımlanan girdilerin detaylı açıklanmasına ihtiyaç duyulmuştur.

Dilatasyon açısı (Ψ) :

Dilatasyon açısı (Ψ), malzemenin gerilme ve şekil değiştirme davranışını tanımlamak için kullanılır ve genellikle bir plastik potansiyel fonksiyonunun türevi ile bulunmaktadır. Betonun hasar ve davranış özelliklerinin belirlenmesi için kritik bir parametredir. Beton elastik ötesi zorlanmalara maruz kaldığında önemli bir hacim değişikliği gösterebilmektedir. Bu hacim değişikliği dilatasyon olarak adlandırılmaktadır. Betonun iç sürtünme açısı olarak da tanımlanabilir. Betonda meydana gelen mikro çatlak gelişimini ve yayılımını etkilemektedir.

Eksantrisite (ϵ):

Eksantrisite (ϵ) yani dışmerkezlik plastik potansiyel yüzeyinin eğriliğini kontrol eden bir parametredir. Plastik potansiyel fonksiyonunun asimptota yaklaşma oranını tanımlamaktadır. Dışmerkezliğin artan değeri düşük potansiyelde daha fazla eğrilik sağlamaktadır.

Viskozite:

Viskozite ABAQUS Sonlu Elemanlar Programında, CDP (Concrete Damage Plasticity) modelinde, betonun plastik davranışını ve hasar gelişimini modellerken sayısal kararsızlıkları engellemek ve şekil değiştirme lokalizasyonunu önlemek amacıyla kullanılan bir parametredir. Literatürde beton davranışının gerçeğe uygun bir şekilde simüle edilebilmesi için küçük viskozite değerlerinin kullanılmasını önermektedir. Bu çalışma kapsamında literatürdeki çalışmalarda yaygın olarak kullanılan 0.01 değeri programa tanımlanmıştır.

ABAQUS Sonlu Elemanlar Programında önceden tanımlanmış olarak bulunan CDP malzeme modeli için gereken parametreler de literatürden alınmıştır ve Çizelge 3.1.'de CDP malzeme modeli için gereken parametreler sunulmaktadır.

Çizelge 3.1. Akma fonksiyonu için tanımlanması gereken parametreler

Dilatasyon açısı (Ψ)	Eksantrisite (ϵ)	f_{b0}/f_{c0}	K_C	Viskozite
53°	0.1	1.16	0.667	0.01

ABAQUS programında betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi tanımlanırken bazı parametrelere ihtiyaç duyulur. Bu parametreler betonun hasar süreçlerini analiz etmek için gereklidir. Hasar tarafından dağıtılan normalize enerjinin oranı olarak tanımlanan hasar parametrelerini hesaplamak için Denklem 3.91 ve Denklem 3.92 kullanılabilir.

$$d_c = \frac{1}{g_c} \int_0^{\epsilon_c^{ch}} \sigma_c d \epsilon_c^{ch} \quad (3.91)$$

$$d_t = \frac{1}{g_t} \int_0^{\epsilon_t^{ck}} \sigma_t d \epsilon_t^{ck} \quad (3.92)$$

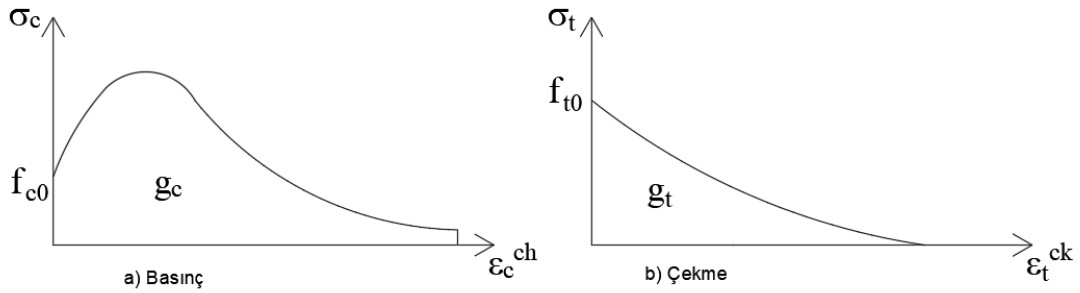
d_c basınç etkisindeki hasar değişkenini ve d_t çekme etkisindeki hasar değişkenini temsil etmektedir. ϵ_t^{ck} ve ϵ_c^{ch} sırasıyla betonun ezilme ve çatlama birim şekil değiştirme

değerleridir. g_c ve g_t normalizasyon katsayılarıdır. Hasar gelişimi sürecinde malzemede birim hacim başına harcanan enerjiyi temsil eder. Absorbe edilen ve dağıtılan enerjinin hesaplanabilmesi için önemlidir. Malzemenin basınç ve çekme gerilmesi etkisindeyken çatlak oluşumu, yayılımı ve ezilme sırasında ne kadar enerji harcadığının bulunmasında rol oynarlar. Denklem 3.93 ve Denklem 3.94 ile hesaplanmaktadır (Lubliner vd., 1989).

$$g_c = \int_0^{\infty} \sigma_c d \varepsilon_c^{ch} \quad (3.93)$$

$$g_t = \int_0^{\infty} \sigma_t d \varepsilon_t^{ck} \quad (3.94)$$

Şekil 3.30.'da basınç ve çekme etkisinde hasar gelişimi ile harcanan enerji sunulmaktadır (Lubliner vd., 1989).



Şekil 3.30. Hasar gelişimi ile harcanan enerji

g_c ve g_t ezilme ve kırılma enerjisinin hesaplanabilmesi için Denklem 3.95 ve Denklem 3.96'daki eşitliklerde kullanılabilir.

$$g_c = \frac{G_{ch}}{l_{eq}} \quad (3.95)$$

$$g_t = \frac{G_F}{l_{eq}} \quad (3.96)$$

G_{ch} birim alan başına düşen ezilme enerjisidir (Krätzig & Pölling, 2004). G_F betonun kırılma enerjisidir, birim alanda çekme çatlağının yayılması için gereken enerji olarak tanımlanır. Sonlu elemanlar analizlerinde çoğunlukla mikro çatlakların makro çatlaklara dönüşümünün tanımlanması çatlak açılma kanunu ile yapılır. Çatlak açılma kanunu, betonun kırılma sürecinde çatlağın nasıl geliştiğini ve malzemenin bu süreçte nasıl bir deformasyona uğradığını tanımlar. Kırılma enerjisi, birim alandaki çatlağın açılması için gereken enerji miktarını tanımlayan bir malzeme parametresidir.

Basınç ve çekme gerilmesi değerleri Denklem 3.97 ve Denklem 3.98'den yararlanılarak elde edilebilir (Lubliner vd., 1989).

$$\sigma_c = f_{c0} \left[(a_c + 1)e^{(-b_c \epsilon_c^{ch})} - a_c e^{(-2b_c \epsilon_c^{ch})} \right] \quad (3.97)$$

$$\sigma_t = f_{t0} \left[(a_t + 1)e^{(-b_t \epsilon_t^{ck})} - a_t e^{(-2b_t \epsilon_t^{ck})} \right] \quad (3.98)$$

f_{c0} ve f_{t0} sırasıyla malzemede ezilme ve çatlamadan başlamasından hemen önceki gerilme değerleridir. a_c , a_t , b_c ve b_t boyutsuz katsayılarıdır. Denklem 3.99- Denklem 3.102 ile elde edilebilir.

$$g_c = \frac{f_{c0}}{b_c} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right) \quad (3.99)$$

$$g_t = \frac{f_{t0}}{b_t} \left(1 + \frac{a_t}{2} \right) \quad (3.100)$$

$$b_c = \frac{f_{c0} l_{eq}}{G_{ch}} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right) \quad (3.101)$$

$$b_t = \frac{f_{t0} l_{eq}}{G_F} \left(1 + \frac{a_t}{2} \right) \quad (3.102)$$

Boyutsuz katsayılar Denklem 3.103 ve Denklem 3.104' te yerlerine yazılarak çekme ve basınç durumu için hasar parametreleri belirlenebilir.

$$d_c = \frac{1}{a_c + 2} \left[2(a_c + 1)e^{(-b_c \epsilon_c^{ch})} - a_c e^{(-2b_c \epsilon_c^{ch})} \right] \quad (3.103)$$

$$d_t = \frac{1}{a_t + 2} \left[2(a_t + 1)e^{(-b_t \epsilon_t^{ck})} - a_t e^{(-2b_t \epsilon_t^{ck})} \right] \quad (3.104)$$

$$e^{(-b_c \epsilon_c^{ch})} = \frac{1}{a_c} \left[(a_c + 1) - \sqrt{a_c(a_c + 2)d_c + 1} \right] \quad (3.105)$$

$$e^{(-b_t \epsilon_t^{ck})} = \frac{1}{a_t} \left[(a_t + 1) - \sqrt{a_t(a_t + 2)d_t + 1} \right] \quad (3.106)$$

Karakteristik beton basınç dayanımı 150x300 mm boyutlarındaki silindir numune referans alınarak belirlenmiştir. Denklem 3.107 ile ortalama basınç dayanımı hesaplanmaktadır (CEB-FIP, 2010).

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.107)$$

$\Delta f=8$ MPa ve f_{cm} Betonun ortalama basınç dayanımıdır. f_{ck} Betonun karakteristik basınç dayanımını ifade etmektedir.

Deneyssel veri eksikliğinde C50 beton sınıfından küçük betonlarda ortalama çekme dayanımı Denklem 3.108 ile tahmin edilebilir (CEB-FIP, 2010).

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad \text{beton sınıfı} \leq C50/60 \quad (3.108)$$

Betonun çekme dayanımı f_{ctm} ile gösterilmiştir.

Karakteristik beton çekme dayanımının en büyük ve en küçük sınır değerleri Denklem 3.109 ve Denklem 3.110 ile tahmin edilebilmektedir (CEB-FIP, 2010).

$$f_{ctk,min} = 0.7f_{ctm} \quad (3.109)$$

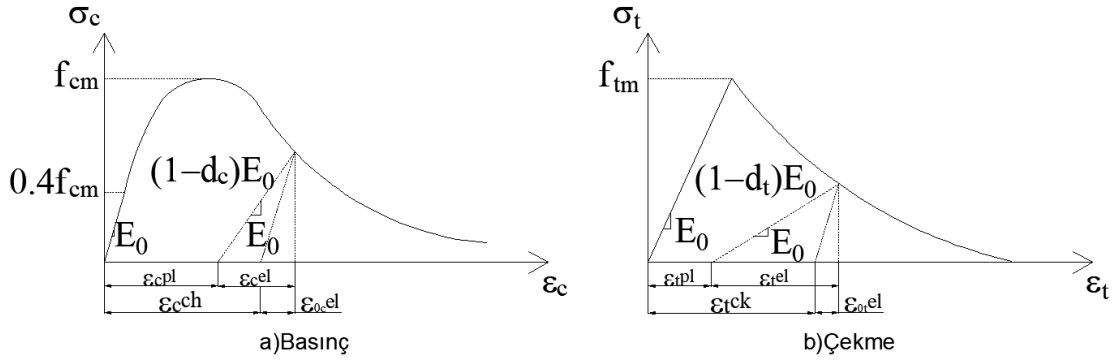
$$f_{ctk,max} = 1.3f_{ctm} \quad (3.110)$$

Betonun ortalama basınç dayanımı ve ortalama çekme dayanımı Denklem 3.111 ve Denklem 3.112’de yerine konularak belirsiz parametreler bulunabilir.

$$a_c = 2 \left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}} \right) - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}} \right)^2 - \left(\frac{f_{cm}}{f_{c0}} \right)} \quad (3.111)$$

$$a_t = 2 \left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}} \right) - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}} \right)^2 - \left(\frac{f_{tm}}{f_{t0}} \right)} \quad (3.112)$$

Beton modelinin tek eksenli basınç ve çekme etkisindeki davranışı Şekil 3.31.’de sunulmaktadır.



Şekil 3.31. Basınç ve çekme etkisinde beton modeli

Betonun basınç etkisindeki gerilme birim şekil değiştirme eğrisinde doğrusal bölge üst sınır değeri ($\sigma_{c(1)}$) ortalama basınç dayanımının (f_{cm}) %40 ı olarak kabul edilmiştir. Denklem 3.113 ile Şekil 3.31.’de sunulan basınç grafiğinin elastik bölgesinin sınır gerilmesine ($0.40f_{cm}$) kadar geçerli olan gerilme değeri belirlenmektedir. Denklem 3.114 kullanılarak $0.40f_{cm} - f_{cm}$ aralığındaki gerilme değeri belirlenebilir (CEB-FIP, 2010).

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c \quad (3.113)$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + (E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (0.40 f_{cm} - f_{cm}) \quad (3.114)$$

f_{cm} ve f_{ctm} sırasıyla betonun ortalama basınç ve çekme dayanımını temsil eder; bu dayanımlara karşılık gelen birim şekil değiştirme değerleri ε_{cm} ve ε_{ctm} olarak ifade edilir. Malzemenin herhangi bir dış yük, gerilme etkisinde olmadığı durum sıfır gerilme seviyesi olarak adlandırılır. E_{ci} Betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimini temsil etmektedir ve sıfır gerilme seviyesindeki elastisite modülü olarak bilinmektedir. E_0 ise $0.40 f_{cm}$ gerilmesine karşılık gelen sekant modülüdür. Denklem 3.115 ve Denklem 3.116 ile hesaplanabilirler (CEB-FIP, 2010).

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad (3.115)$$

$$E_0 = \left(0.8 + 0.2 \frac{f_{cm}}{88} \right) E_{ci} \quad (3.116)$$

Birim şekil değiştirme değeri ε_{cm} 'yi aştığında yumuşama bölgesine geçildiği varsayılmaktadır. Bu bölgedeki gerilme değerinin tanımlanmasında kırılma enerjisi kullanılmaktadır. Bu olgu karışıklık oluşturmaması adına çekme etkisi altında kırılma enerjisi basınç etkisi altında ezilme enerjisi olarak adlandırılmıştır. G_{ch} birim alan başına düşen ezilme enerjisidir. l_{eq} Sonlu eleman modelinde kullanılan elemanın tipi, numerik integrasyon kuralı ve elemanın geometrik şekli gibi faktörlere bağlıdır. b değeri, betonun basınç altında yumuşama davranışını tanımlayan bir parametredir. Bu parametre, yumuşama eğrisinin şekli üzerinde etkili olan bir katsayıdır ve genellikle deneysel gözlemler sonucunda belirlenir. Bu çalışma kapsamında $b=0.9$ olarak alınmıştır. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme grafiğinde maksimum gerilme değerine karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri aşıldığında 3. bölge olarak tanımlanan kuyruk kısmı için kullanılan gerilme değeri Denklem 3.117 ile bulunmaktadır (W. Krätzig and R. Pölling, 2004).

$$\sigma_{c(3)} = \frac{1}{\left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \varepsilon_c^2}{2 \varepsilon_{cm}} \right)} \quad (3.117)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \varepsilon_{cm} f_{cm}}{\left[2 \frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0.5 f_{cm} \left((1 - b) \varepsilon_{cm} + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (3.118)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}} \quad (3.119)$$

$$\frac{\sigma_{t(w)}}{f_{ctm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 e^{c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \right] \quad (3.120)$$

$c_1=3$ ve $c_2=6.93$ olmak üzere kritik çatlak genişliği de w_c ile gösterilmektedir. Denklem 3.121 ile çatlak genişliği hesaplanmaktadır. Çatlak genişliğinin hesaplanabilmesi için gerekli parametreler Denklem 3.122- Denklem 3.126 ile bulunmaktadır (CEB-FIP, 2010).

$$w_c = 5 \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3.121)$$

Deneyssel veri eksikliğinde geleneksel betonun kırılma enerjisi Denklem 3.122 ile belirlenmektedir (CEB-FIP, 2010).

$$G_F = 0.073 f_{cm}^{0.18} \quad (3.122)$$

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ctm}} \right)^2 G_F \quad (3.123)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{ctm} + \left(\frac{w}{l_{eq}} \right) \quad (3.124)$$

$$a_c = 6.739 \quad (3.125)$$

$$a_t = 1 \quad (3.126)$$

Bu çalışma kapsamında (Saleh vd., 2017) çalışmasında deneysel çalışmaları yürütülen referans kirişin nümerik analiz ile doğrulaması yapılmıştır. Çalışmada üretilen kirişler için kullanılan betonun basınç dayanımı 20 MPa olarak verilmiştir. Beton basınç dayanımının karakteristik veya ortalama dayanım olduğu belirtilmemiştir. Bu nedenle $f_{cm}=20$ MPa kabulü yapılarak hesaplamalara devam edilmiştir. Aynı zamanda deneysel gözlemlerden yola çıkılarak $b=0.9$ olarak alınmıştır. l_{eq} sonlu eleman ağ boyutu 40 olarak seçilmiştir.

1. $f_{cm} = f_{ck} + \Delta f$ ve $\Delta f=8$ MPa olduğundan betonun karakteristik basınç dayanımı $f_{ck}=12$ MPa olarak elde edilmiştir.
2. Karakteristik basınç dayanımından hareketle betonun ortalama çekme dayanımı hesaplanmıştır. $f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3}$ denklemiyle $f_{ctm} = 0.3(12)^{2/3} = 1.5724$ MPa olarak hesaplanmıştır.
3. Betonun başlangıç elastisite modülü ve $0.4f_{cm}$ değerine karşılık gelen sekant elastisite modülü sırasıyla $E_{ci} = 10000f_{cm}^{1/3}$ ve $E_0 = \left(0.8 + 0.2 \frac{f_{cm}}{88}\right) E_{ci}$ ile hesaplanmıştır. $E_{ci} = 10000(20)^{1/3} = 27144$ MPa ve $E_0 = \left(0.8 + 0.2 \frac{20}{88}\right) 27144 = 22949$ MPa olarak bulunmuştur.
4. Kırılma/ Ezilme enerjisi $G_F = 0.073f_{cm}^{0.18} = 0.073(20)^{0.18} = 0.125$ (N/mm) ve $G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{ctm}}\right)^2 G_F = \left(\frac{20}{1.5724}\right)^2 0.125 = 20.2$ (N/mm) olarak hesaplanmıştır.
5. Kritik çatlak genişliği $w_c = 5 \frac{G_F}{f_{ctm}}$ denklemi ile $w_c = 5 \frac{0.125}{1.5724} = 0.40$ olarak bulunmuştur.
6. Hasar parametreleri Denklem 3.101-3.102 ve Denklem 3.125-3.126 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$a_c = 6.739 \quad a_t = 1 \quad b_c = \frac{f_{co} l_{eq}}{G_{ch}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right) = \frac{8 \times 40}{20.2} \left(1 + \frac{6.739}{2}\right) = 69.07$$

$$b_t = \frac{f_{to} l_{eq}}{G_F} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) = \frac{1.57 \times 40}{0.125} \left(1 + \frac{1}{2}\right) = 753.7$$

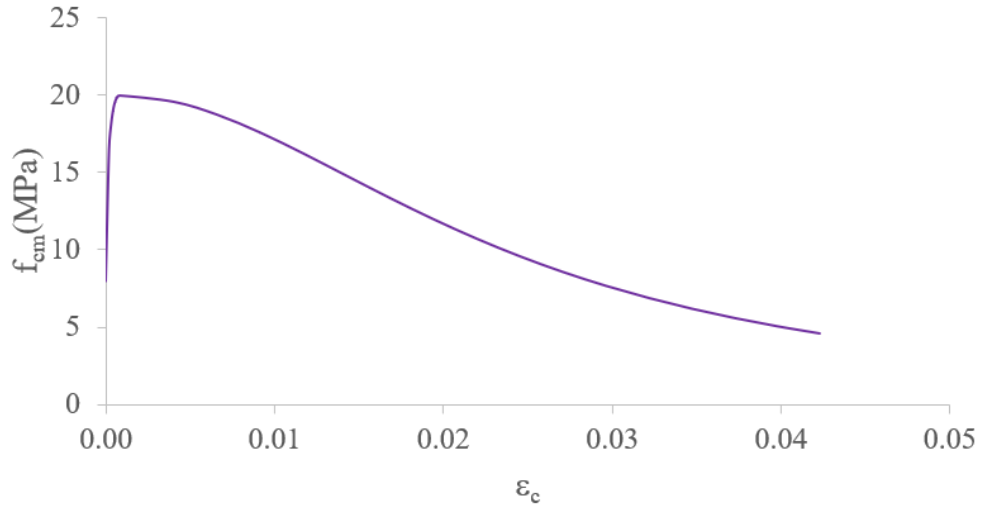
7. Denklem 3.102 Denklem 3.103 Denklem 3.106 ve Denklem 3.109 kullanılarak basınç ve çekme gerilmeleri ve bu değerlere karşılık gelen birim şekil değiştirme değerleri hesaplanmıştır.
8. Basınç ve çekme durumu için hasar parametreleri bulunmuştur.

Çizelge 3.2.'de beton modelinin oluşturulabilmesi için gerekli olan parametreler sunulmaktadır.

Çizelge 3.2. Hesaplanan parametreler

f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	G_F (N/mm)	G_{ch} (N/mm)	b	a_c	a_t	l_{eq} (mm)	b_c	b_t
12	20	1.5724	0.125	20.2	0.8	6.739	1	40	69.07	753.7

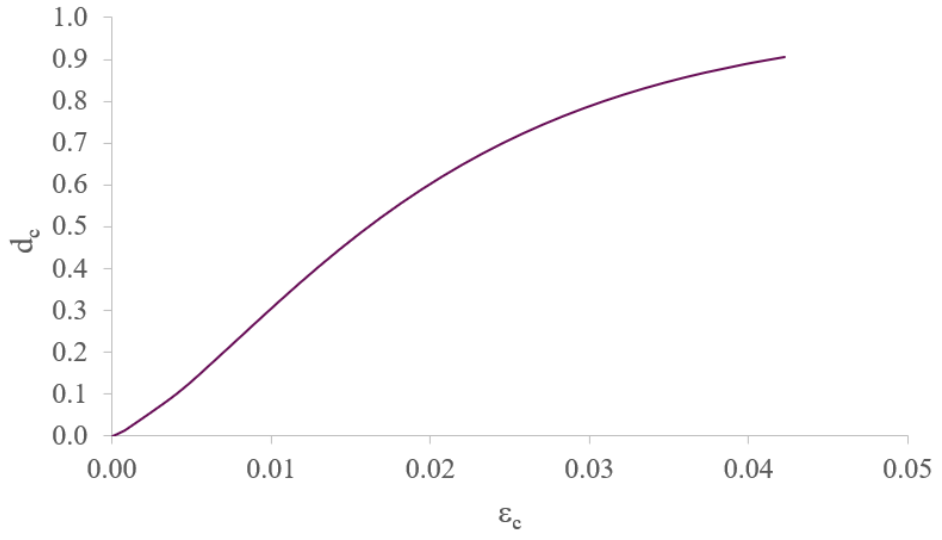
Beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.32.'de sunulmaktadır.



Şekil 3.32. Beton modeline ait gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi

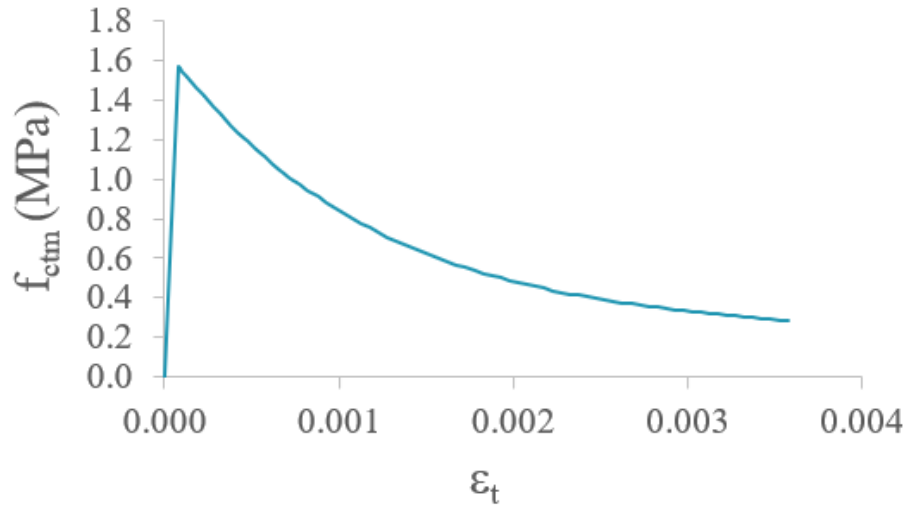
Hasar parametrelerinin maksimum değeri, 0.90 olarak seçilmiştir. Bu değer rijitliğin %90 oranında azalmasına karşılık gelmektedir.

Beton basınç hasar parametresi ile birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.33.'te gösterilmektedir.

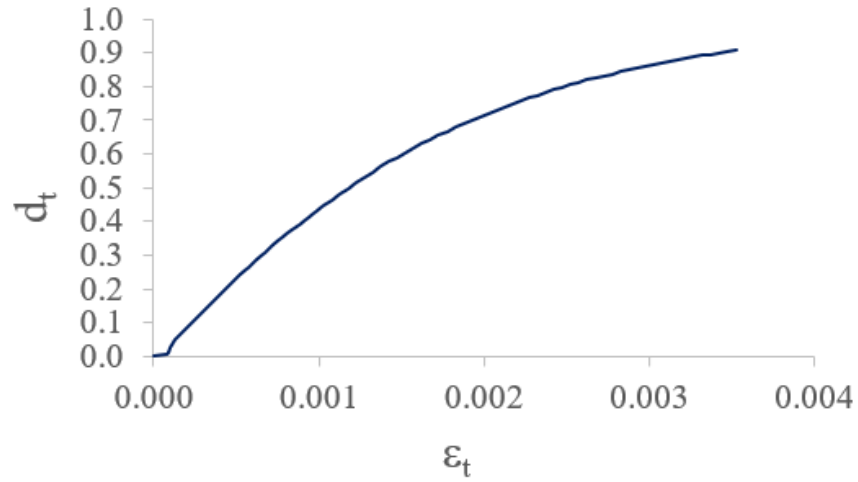


Şekil 3.33. Beton basınç hasar parametresi ile birim şekil değiştirme ilişkisi

Beton çekme dayanımı birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.34.'te ve çekme hasarı birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.35.'te sunulmaktadır.



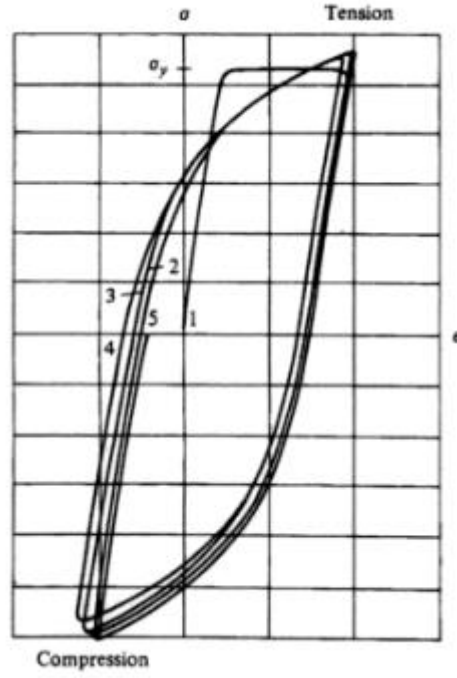
Şekil 3.34. Beton çekme dayanımı ile birim şekil değiştirme ilişkisi



Şekil 3.35. Beton çekme hasarı ile birim şekil değiştirme ilişkisi

3.9 Tersinir Yükler Etkisinde Yapı Çeliği

Yapı çeliğinin çevrimsel yükleme etkisindeki davranışı önceki plastik birim şekil değiştirmeden önemli ölçüde etkilenmektedir. Çevrimsel yüklemeye ait gerilme-birim şekil değiştirme eğrilerinin, monotonik yüklemeye gözlemlenen eğriler gibi tipik bir akma platosu mevcut değildir. İlk yükleme döngüsünün terse çevrilmesinden sonra devamındaki döngüler ilk iki döngüye benzer özellikler göstermektedir. Yükleme, boşaltma ve negatif yönlü yeniden yükleme çevrimlerinde yapı çeliğinin akma noktası kademeli olarak yükselmektedir. Bu durum gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin doğrusal bölümünü tanımlamaktadır. Yani, yükleme sırasında akma noktasının yükselmesi, stres tersine çevrildiğinde akma noktasının düşmesiyle takip edilir. Bu olgu Bauschinger etkisi olarak bilinir (Chen W.F., 2007). Şekil 3.36.'da tersinir yüklemeye yapı çeliğinin davranışı görselleştirilmektedir.



Şekil 3.36. Tersinir yüklemde yapı çeliği

3.9.1 Donatının Modellenmesi

Betonarme yapı elamanlarının tersinir yükler altındaki davranışının belirlenmesinde yapı çeliği de kritik bir öneme sahiptir. Yapı elemanının çevrimsel yükleme etkisindeki tepkisini kontrol eden bu malzemenin elastik ve elastik ötesi özelliklerinin nümerik modele yansıtılması gerekmektedir.

Donatı çeliği truss eleman kullanılarak modellenmiştir. Bu eleman tipi yalnızca basınç ve çekme gerilmelerinin karşılanmasında çalışır.

Çevrimsel yükleme simülasyonu için bileşik izotropik-kinematik pekleşme kullanılmaktadır. Çevrimsel yüklemeye maruz bırakılan birçok metalin davranışının simüle edilmesinde kullanılan kinematik pekleşme modelleri eşdeğer basınç gerilmesinden bağımsızdır. ABAQUS/Standard'da doğrusal olmayan kinematik pekleşme modeli yalnızca Von Mises akma yüzeyi ile kullanılmaktadır. Akma yüzeyi Denklem 3.127 ile tanımlanmaktadır (Hibbitt, K. 2013).

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_y \quad (3.127)$$

$f(\sigma - \alpha)$ Von Missess gerilme fonksiyonu ve σ_y tek eksenli akma dayanımıdır.

Von Misses gerilme fonksiyonu Denklem 3.128 ile hesaplanmaktadır.

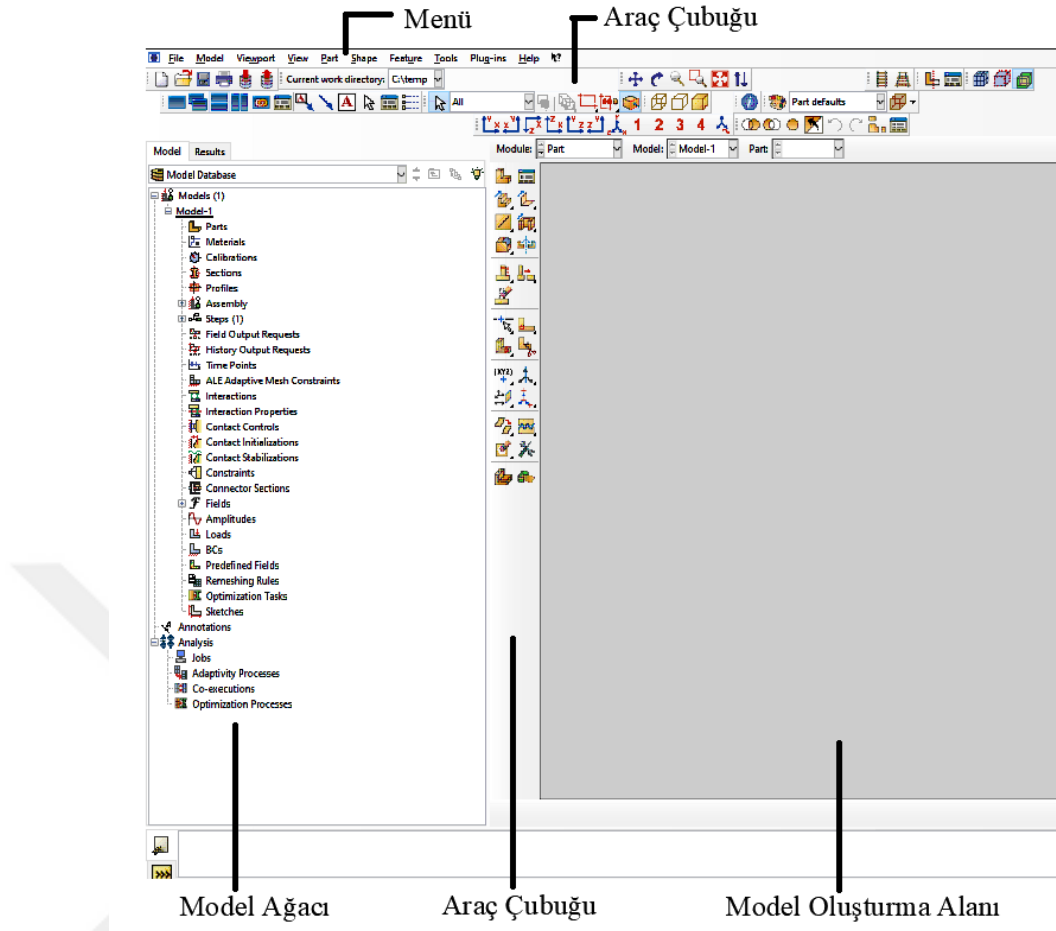
$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} (S - \alpha^{dev}) : (S - \alpha^{dev})} \quad (3.128)$$

S deviyatorik gerilme tensörü, α^{dev} geri gerilme tensörünün deviyatorik kısmıdır.

3.10 Sonlu Elemanlar Modeli

3.10.1 ABAQUS (FEM) Programı ve Kullanım Alanları

Tez çalışması kapsamında tüm modellemeler ve nümerik analizler ABAQUS Sonlu Elemanlar Programı ile gerçekleştirilmiştir. ABAQUS (FEM), sonlu elemanlar yönteminin esas alındığı mühendislik modellerinin analizi ve simülasyonu için kullanılan bir paket programdır. Kapsamlı modelleme, analiz ve detaylı çözümleme yetenekleri sebebiyle yapı mühendisliği, otomotiv, havacılık gibi birçok farklı disiplinde tercih edilmektedir. Doğru analiz sonuçları elde etmek için modelleme doğruluğu kritik önem taşır. ABAQUS ana penceresi Şekil 3.37.'de sunulmaktadır.



Şekil 3.37. ABAQUS ana penceresi

3.10.2 Nümerik Analiz Kullanım Alanları

Bu çalışma kapsamında, gövde boşluklarının betonarme kirişlerin deprem performansı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Literatürde bu konuya dair yürütülmüş pek çok çalışma olup bu çalışmalarda genellikle dikdörtgen geometrili kirişlerin monotonik yükleme etkisindeki dayanım ve davranışları incelenmiştir. Tez çalışması kapsamında döşemelerin boşluklu kirişler üzerindeki etkisinin araştırılabilmesi için T kesitli bir kiriş tasarımı yapılmıştır ve bu kirişler üzerinde dairesel geometrili gövde boşlukları bırakılmıştır. Gerçekleştirilen tez çalışmasının özgün yönü T kesitli ve dairesel boşluklara sahip kirişlerin çevrimsel yükleme etkisindeki davranışlarının belirlenmesi üzerine çalışılmasıdır.

Yapı mühendisliğinin en önemli araştırma alanlarından biri deprem etkisiyle meydana gelen yer sarsıntılarına karşı yapı sistemlerinde oluşan tepkilerin tespit edilebilmesidir. Deprem sırasında yapılar, depremin özelliklerine bağlı olarak sürekli terse dönen bir salınım hareketi yaparlar. Yapı sistemlerinde salınım hareketi, denge noktasından uzaklaşan sistemin yeniden denge noktasına ulaşmaya çalışması ve bu hareketin sürekli olarak tekrarlanması olarak tanımlanabilir. Sistemin ilk hareketi, gelen deprem dalgasının sonucudur. Yapı sistemi ilk salınım hareketini tamamladıktan sonra deprem dalgasının yön değiştirmesinin ardından sistem ilk salınımın tersi yönündeki hareketine başlar ve yine başlangıç konumuna dönmeye çalışır. Çevrimsel yükleme, bir yapıda meydana gelen depremin etkisiyle oluşan salınımların simüle edilmesi için sıklıkla başvurulmuş bir yöntemdir. Bu yöntemde bir yapıya veya yapı elemanına periyodik olarak değişen yükler uygulanmaktadır. Çevrimsel yükleme etkisindeki yapı veya yapı elemanı sürekli olarak yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme döngüsüne tabi tutulur. Bu sayede deprem sırasında sürekli değişen yer hareketi ve bu harekete karşı tepki veren yapı elemanı simüle edilebilmektedir.

Boşluk sayısının, kiriş yüksekliği boyunca boşluk konumunun ve boşluk boyutunun gövde boşluğuna sahip kirişlerin deprem davranışı ve performansı üzerindeki etkilerinin anlaşılabilmesi bu çalışmanın ana amacıdır.

Çalışmada incelenen tüm kirişler, bir kolon kiriş birleşim bölgesinin konsol şeklindeki kiriş bölgeleridir. Kolon kiriş birleşimleri T kesitli bir kiriş ve dikdörtgen geometrilik bir kolondan oluşmaktadır.

Bu çalışma kapsamında öncelikle (Saleh vd., 2017) tarafından yürütülen deneysel çalışmadan seçilen referans kirişin nümerik analizi gerçekleştirilmiştir. Böylece yapılmış bir deneysel çalışmanın nümerik analiz yöntemiyle doğrulanabildiği gösterilmiş ve dairesel geometrilik gövde boşluklarına sahip T kesitli betonarme kirişler için yapılması planlanan deneysel çalışmalarına dair önemli veriler elde edilmiştir.

Uzun yıllardır ekonomik açıdan pahalı ve emek yoğun deney sürecine alternatif olacak, güvenilir yöntemler aranmaktadır. Bilgisayar teknolojilerinde yaşanan gelişmeler ışığında bu araştırmaların bir sonucu olarak nümerik analiz tabanlı yapısal simülasyon programları geliştirilmiştir. Nümerik analiz sürecinde kolaylıkla değiştirilebilen parametrelerin deney aşamasında değiştirilmesi büyük bir iş yükü açığa çıkarmaktadır. Örneğin farklı donatı oranlarının betonarme yapı elemanları üzerindeki etkisinin

araştırıldığı bir deneysel çalışmanın gerçekleştirilebilmesi için gereken iş gücü, zaman ve maddi kaynak çalışma kapsamını oldukça sınırlandırmaktadır. Nümerik analiz araçlarının gelişmesi, oluşturulan modeller üzerinde birçok parametrenin zamandan iş gücünden ve maddi açıdan tasarruf edilerek değiştirilebilmesine olanak sağlamaktadır. Deneysel çalışmalarda sınırlı sayıda ve belirli koşullar altında veri elde edilebilirken, nümerik analiz ile farklı senaryolar simüle edilerek daha kapsamlı bir veri seti elde edilebilir.

Deneysel çalışmalara başlamadan önce geliştirilen nümerik modeller ile tasarımların optimizasyonu sağlanabilir. Belirlenen parametrelerin değiştirilmesi ile sistem davranışının nasıl değiştiği simüle edilebilir, belirli olayların sonuçlarını tahmin edilebilir. Bu sayede en uygun tasarım bulunabilir ve gereksiz denemelerden kaçınılabilir.

Aynı zamanda hangi parametrelerin sistem davranışı üzerinde daha önemli olduğunu belirleyebilmeyi sağlar. Sistem davranışının ve tepkisinin öngörülebilmesi deney sürecinde yaşanabilecek sorunlara ve karşılaşılabilecek kritik durumlara karşı önlem alınabilmesine olanak tanır. Böylece deney sürecinin verimliliğini de arttırmaktadır.

Deneysel çalışmaların ardından gerçekleştirilen nümerik analiz ile gerçekte elde edilen verilerin anlaşılması ve doğrulanması sağlanmaktadır. Deneysel çalışmalardan sağlanan veriler ile geliştirilen nümerik modele ait veriler karşılaştırılır ardından veriler arasında bir uyumsuzluk tespit edilirse modelin doğruluğunun arttırılması için modelde kullanılan parametreler gözden geçirilir ve hatalar tespit edilir. Bu hatalar için yapılan düzeltmeler nümerik modelin geliştirilmesi için oldukça önemlidir. İki aşama birbirini tamamlar niteliktedir ve daha güvenli, verimli ve doğru sonuçlar elde edilmesine olanak tanır.

Yürütülen tez çalışmasında deneysel çalışmanın hem öncesinde hem de sonrasında nümerik analizler gerçekleştirilmiş ve her iki durum için de bahsedilen avantajlar elde edilmeye çalışılmıştır.

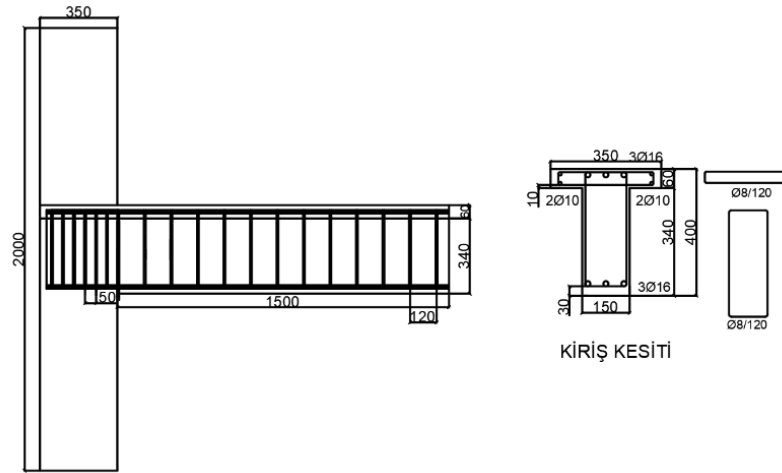
3.10.3 Nümerik Analiz ile Doğrulama

3.10.3.1 Deneysel Çalışma Hakkında Genel Bilgiler

Bu bölümde literatürden alınan deneysel çalışmadan seçilen 1 adet boşluksuz referans kiriş elemanı ele alınmıştır (Saleh vd., 2017). İncelenen betonarme yapı elemanı, bir kolon-kiriş birleşim bölgesinin konsol şeklindeki kiriş bölgesidir. Kolon kiriş

birleşimindeki T kesitli bir kiriş ve dikdörtgen geometrili bir kolondan oluşmaktadır. Kolon en kesiti 250x350 mm olup kolon yüksekliği 2000 mm'dir. Kolon yüzünden itibaren kiriş açıklığı 1500 mm'dir, T kesitli kirişlerin başlık genişliği ve başlık derinliği sırasıyla 350 mm ve 60 mm'dir. Kiriş yüksekliği 400 mm ve gövde genişliği 150 mm'dir. Kirişlerin alt ve üstünde yer alan boyuna donatılar 3 ϕ 16 olmak üzere kiriş başlığının alt ve üst uç noktalarında 2 ϕ 10 donatılar yerleştirilmiştir. Deney numunelerinde 2 farklı kiriş enine donatısı kullanılmıştır. Kiriş gövdesine yerleştirilen 8 mm çapındaki enine donatılar 120 mm aralık ile konumlandırılmış ve kiriş açıklığı boyunca devam ettirilmiştir. Yalnızca kiriş kolon birleşim bölgesinde enine donatı aralığı 50 mm'ye düşürülmüştür. T kesitli kirişin başlık bölgesinde yer alan enine donatı aralıkları da gövde kısmındakiyle birebir aynıdır.

Şekil 3.38.'de referans kiriş ve donatı düzeni sunulmaktadır(Saleh vd., 2017).



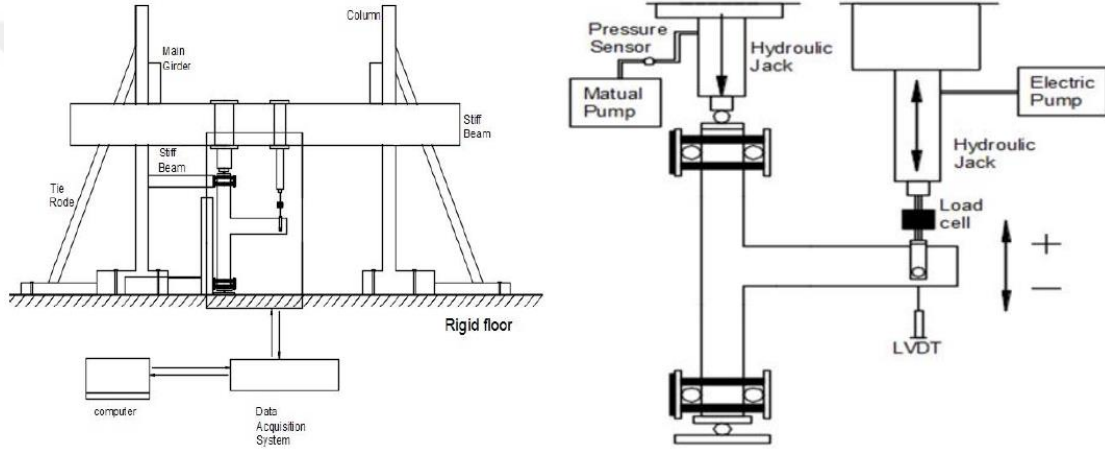
Şekil 3.38. Referans kirişi ve donatı düzeni

3.10.3.2 Deney Düzenegi

Deneyisel sonuçların kullanıldığı çalışmada yürütülen deney protokolü;

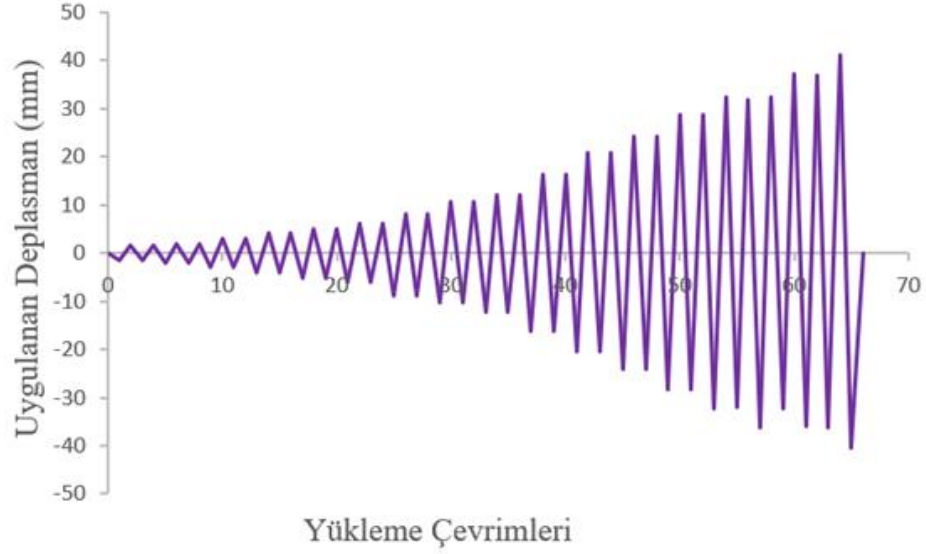
Oluşturulan kolon kiriş birleşimleri yarı statik deplasman kontrollü olarak test edilmiştir. Kolon kiriş birleşimi test düzeneğine yerleştirilmiş ve kolon alt ve üst ucundan çelik plakalar ve kayıcı mesnetler yardımıyla sabitlenmiştir. Kolon için dönme serbesttir.

Sismik hareketin etkilerinin yansıtılabilmesi için kiriş ucunda deplasman kontrollü olarak etki ettirilen çevrimsel yüklemenin uygulama noktasıdır. Bu noktada yükleme hidrolik krikolar vasıtasıyla yapılmıştır. Kiriş ucuna dikey yük uygulanırken tersinir olarak çalışabilen bir hidrolik kriko kullanılmıştır. LVDT (Lineer Değişken Diferansiyel Transformatör) aracılığıyla veriler sürekli olarak kaydedilmiştir. Kiriş alt ucuna, kiriş sonundan 250 mm geriye yerleştirilen LVDT ile kirişe ait yer değiştirmeler ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Aşağı yönlü yükleme negatif, yukarı yönlü yükleme pozitif varsayılmıştır. Deney sırasında kullanılan yükleme düzeneği Şekil 3.39.'da gösterilmektedir (Deifalla & Elzeiny, 2021).



Şekil 3.39. Yükleme düzeneğinin şematik gösterimi

Uygulanan yükleme protokolü Şekil 3.40.'da sunulmaktadır (Saleh vd., 2021).



Şekil 3.40. Uygulanan yükleme prosedürü

3.10.3.3 ABAQUS Programında Sonlu Eleman Modelinin Oluşturulması

Geometrilerin Oluşturulması (Part)

Nümerik modelleme için ilk adım 3 boyutlu geometrinin oluşturulmasıdır. Beton ve donatı elemanının geometrileri Part bölümünde ayrı ayrı tanımlanmıştır. Boşluksuz referans kiriş numunesi için verilen kesit boyutları dikkate alınarak kolon-kiriş birleşiminin beton geometrisi 3 boyutlu katı (solid) eleman olarak modellenmiştir. Enine ve boyuna donatılar için ‘wire’ özelliği kullanılmıştır.

Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması (Property)

Bu bölümde programa 4 adet malzeme tanımlanmıştır. Boyuna donatı ve enine donatının gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi farklı olduğundan iki farklı yapı çeliği oluşturulmuştur. Yapı çeliği için pekleşmeli üç doğrulu malzeme modeli kullanılmıştır. Elastisite modülü 200 GPa ve poisson oranı 0.3 olarak kabul edilmiştir. Boyuna donatıların akma ve çekme dayanımı sırasıyla 384 MPa ve 570 MPa’ dır. Bu değerler 8 mm çapındaki enine donatı için sırasıyla 282 MPa ve 413 MPa’ dır. Çizelge 3.3.’te donatı çapları ve dayanımları sunulmaktadır(Deifalla & Elzeiny, 2021).

Çizelge 3.3. Donatıların akma dayanımları ve maksimum dayanımları

Donatı Çapı (mm)	f_{yd} (MPa)	f_{yu} (MPa)
8	282	413
10	282	413
16	384	570

Biri doğrusal elastik olmak üzere 2 adet beton malzemesi tanımlanmıştır. Deneysel çalışmalarda, kolonda hasar meydana gelmediği tespit edildiğinden kolon için doğrusal elastik malzeme ve asıl hasarın meydana geldiği kiriş için doğrusal olmayan malzeme tanımlaması yapılmıştır. Elastik betonun tanımlanmasında yalnızca elastisite modülü ve poisson oranı programa girilmektedir. Betonun basınç ve çekme etkisindeki elastik olmayan davranışının tanımlanmasında CDP (Concrete Damage Plasticity) kullanılmıştır. Bu kısımda betonun dilatasyon açısı, eksantrisitesi, iki eksenli ve tek eksenli basınç dayanımının oranı, K_c değeri viskozite parametresinin yanında basınç ve çekme etkisindeki davranışı da tanımlanmaktadır. Basınç etkisindeki davranışın tanımlanmasında plastik birim şekil değiştirme değerlerine karşılık gerilme değerleri ve basınç hasar parametresi kullanılmaktadır. Çekme etkisi için deplasman değerlerine karşılık çekme gerilmeleri ve çekme hasar parametreleri tanımlanmıştır. Hasar mekanizmalarının tanımlanmasında maksimum 0.90 hasar değeri kullanılmıştır.

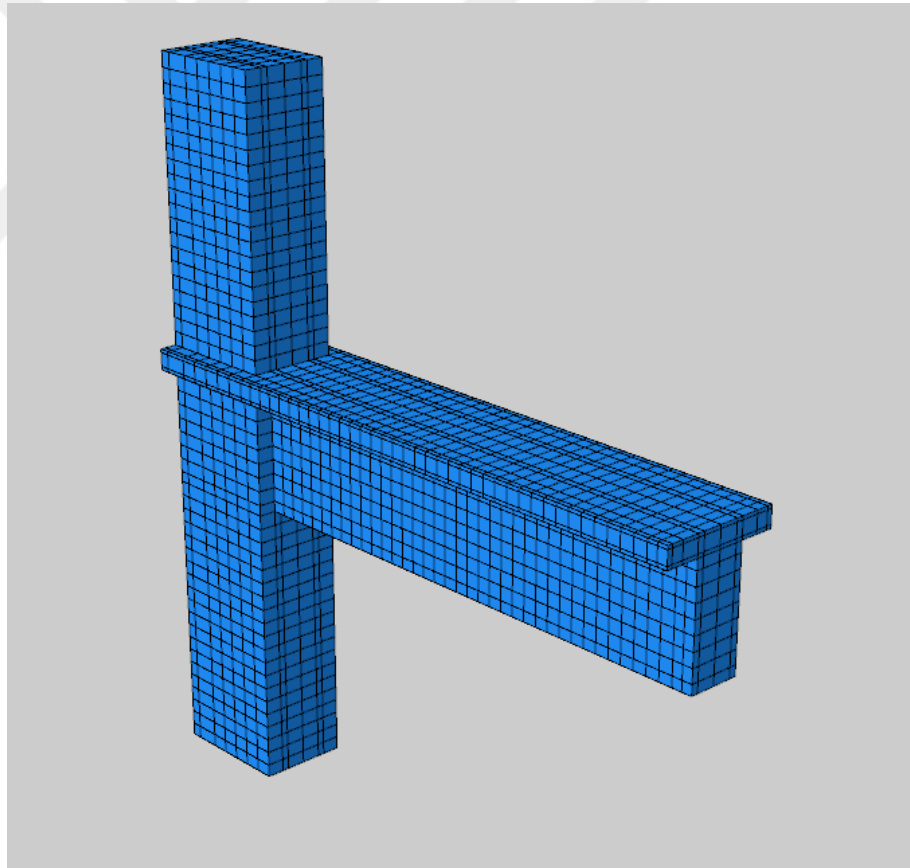
Property modülünde malzemelere kesit atamaları da yapılmıştır. Beton 3 boyutlu katı (solid) eleman, enine ve boyuna donatı çubuk eleman (truss) olarak modellenmiştir. Beton modelinin oluşturulmasında; 3 serbestlik dereceli, 8-düğümlü ve azaltılmış integrasyon noktalı (C3D8R) eleman tipi kullanılmıştır. Donatı elemanları ise eksenel doğrultuda tek serbestlik dereceli, 2-düğüm noktalı, doğrusal (T3D2) eleman tipi kullanılarak modellenmiştir. Çizelge 3.4.'te donatı çapı, donatıların kesit alanları ve sonlu eleman programında kullanılan eleman tipi sunulmaktadır.

Çizelge 3.4. Donatı çapı ve kullanılan eleman tipi

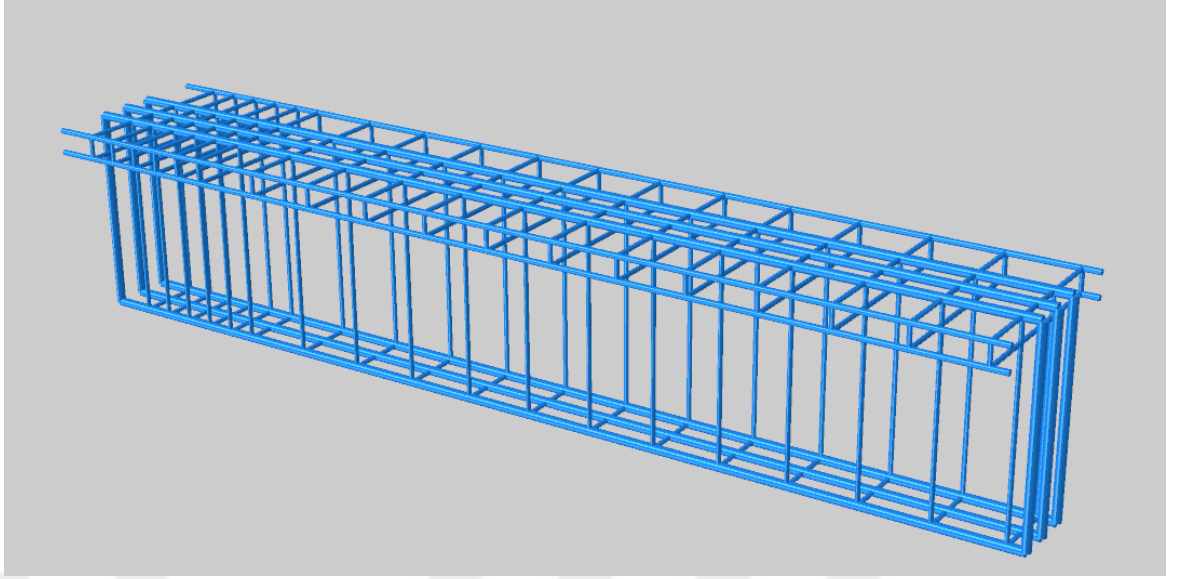
Donatı	Eleman Tipi	Kesit Alanı (mm ²)
φ 16	T3D2	201
φ 10	T3D2	78.52
φ 8	T3D2	50.26

Oluşturulan Geometrilerin Birleştirilmesi

Assembly modülünde daha önce oluşturulan beton geometrisi ile enine ve boyuna donatı çubukları bir araya getirilmiştir. Enine ve boyuna donatılar pas paylarına uygun olarak beton içerisine yerleştirilmiştir. Şekil 3.41. ve Şekil 3.42.'de sırasıyla 3 boyutlu beton geometrisi ve enine ve boyuna donatı grubu sunulmaktadır.



Şekil 3.41. 3 boyutlu beton geometrisi



Şekil 3.42. 3 boyutlu boyuna donatı ve etriye grubu

Analiz Adımlarının Belirlenmesi (Step)

Kolon-kiriş birleşiminin incelenmesinde statik analizden yararlanılmıştır. Analiz için minimum ve maksimum adımlar tanımlanmıştır. Ayrıca bu bölümde analizin tamamlanmasının ardından elde edilmesi istenilen çıktıların seçimleri de yapılmıştır.

Etkileşimlerin Tanımlanması (Interaction)

Nümerik modeller için oluşturulacak mesnetler (Deifalla & Elzeiny, y.y.) çalışmasında deneyi gerçekleştiren numunedeki mesnet yerleri ve koşulları dikkate alınarak tanımlanmıştır. Kolon yüzündeki mesnetler ve kiriş serbest ucundaki yükleme noktası hem çizgisel hem de belirli alanlarda ‘Coupling’ ile tanımlanan kontrol noktasına bağlanmıştır. Beton ve donatı çubukları arasındaki etkileşim tanımlanırken tam aderans kabulü yapan gömülü (embedded) etkileşim kullanılmıştır.

Yükleme Durumunun ve Sınır Koşullarının Belirlenmesi (Load)

Etkileşimleri tanımlanan kontrol noktalarına belirtilen serbestlik yönlerine uygun olarak mesnet şartları tanımlanmıştır. Kolon kiriş birleşiminde kolonlar alt ve üst ucundan kayıcı mesnetlerle tutulu şekilde modellenmiştir. Ayrıca kolonun düzlem içi eğilme davranışı da kolonun sağ ve sol uçlarına yerleştirilen kayıcı mesnetlerle engellenmiştir.

Kirişin serbest ucundan 250 mm uzaklıkta yükleme için yüzey alanı oluşturulmuş ve deneysel çalışmada uygulanan yükleme prosedürü tanımlanmıştır. Deplasman kontrollü

yükleme tekniği, betonarme kolon kiriş birleşimlerinin statik analizi ile yük-deplasman grafiklerinin elde edilmesi için kullanılmıştır.

Sistemin Küçük Parçalara Bölünmesi (Mesh)

Üç boyutlu modelin analizinin gerçekleştirilebilmesi için modelin küçük parçalara yani elemanlara bölünmesi gerekmektedir. Mesh adı verilen bu ağların boyutları ve şekilleri analiz sonucunu doğrudan etkilemektedir. Yükleme sonrasında gerilmeler ve deformasyonlar, bu küçük parçaların düğüm noktalarında hesaplanır. 3 boyutlu katı eleman ve çubuk elemanlar 40 mm uzunluğundaki parçalara ayrılmıştır. Ardından tüm bu elemanlar için mesh tanımlaması yapılmıştır. Beton ve donatı elemanlarının eşit boyutlardaki meshlere bölünmesiyle düğüm noktalarının çakışması ve yer değiştirme uyumluluğu sağlanmıştır.

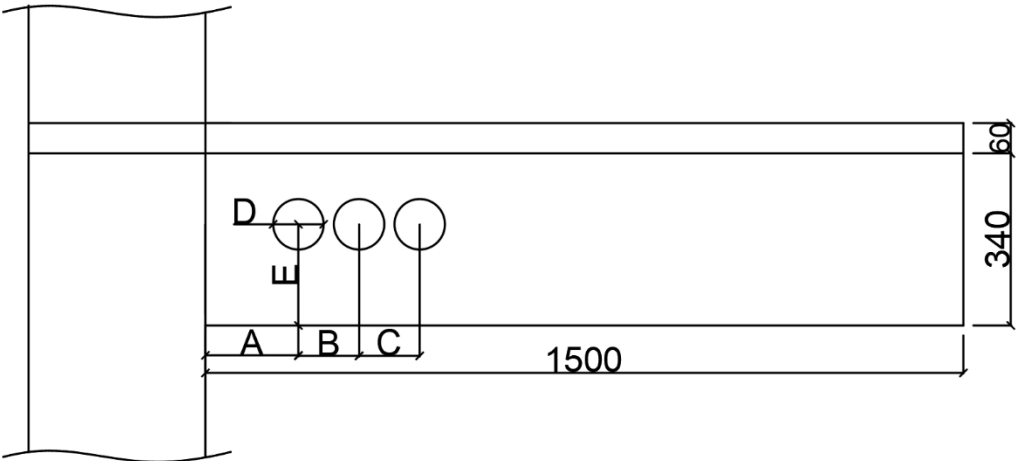
3.10.4 Gövde Boşluğuna Sahip Kolon Kiriş Birleşimlerinin Modellenmesi

Gövde boşluğunun kolon-kiriş birleşimlerinin dayanım ve davranışlarını nasıl etkilediğinin tespit edilmesi de bu çalışmanın önemli bir konusudur. Boşluksuz referans kirişin geometrisi, malzeme özellikleri, sınır şartları, yükleme durumu, ağ boyutu, analiz adımları korunarak yalnızca belirlenen konum ve geometrilerde gövde boşlukları oluşturulmuştur. Oluşturulan gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşimlerinin nümerik analiz ile doğrulaması yapılamayacağından boşluksuz referans kiriş ile karşılaştırılabilmesi için tüm özellikleri değiştirilmeden analizleri gerçekleştirilmiştir. Boşluk sayısı, kiriş derinliği boyunca boşluk konumu ve boşluk boyutunun arttırılması sebebiyle enine donatılardan birinin kaldırılması parametrelerinin etkisinin araştırılabilmesi için 6 adet boşluklu kiriş tasarlanmıştır. Boşluk boyutları, kolon yüzünden mesafeleri ve kiriş derinliğindeki konumları Çizelge 3.5.'te verilmektedir.

HRC-1 kolon yüzünden 130 mm uzaklıkta bir adet 100 mm çapında dairesel geometrili gövde boşluğuna sahiptir. Sırasıyla HRC-2 ve HRC-3 her bir gövde boşluğunun merkezinden diğer gövde boşluğunun merkezine 120 mm olacak şekilde 2 ve 3 adet gövde boşluğuna sahiptir (Şekil 3.43 (b) ve (c)). Bu numuneler boşluk sayısındaki değişimin kirişin yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi için oluşturulmuştur. HRC-4 numunesi kiriş alt boyuna donatıların hemen üzerinde kolon yüzünden 130 mm uzaklıkta 1 adet boşluğa sahiptir (Şekil 3.43(d)) ve HRC-5 numunesi kiriş başlığının hemen altında

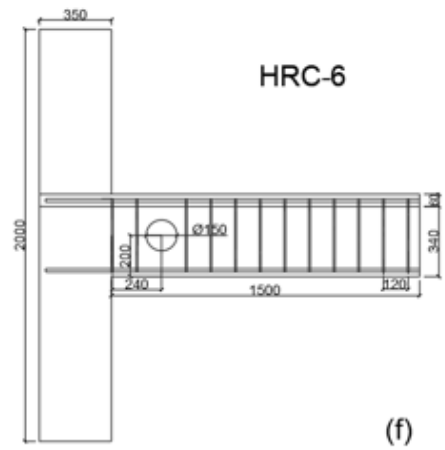
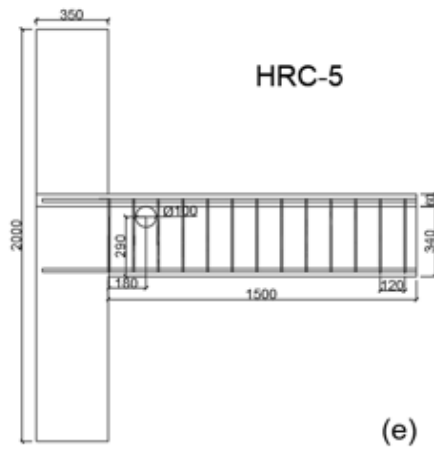
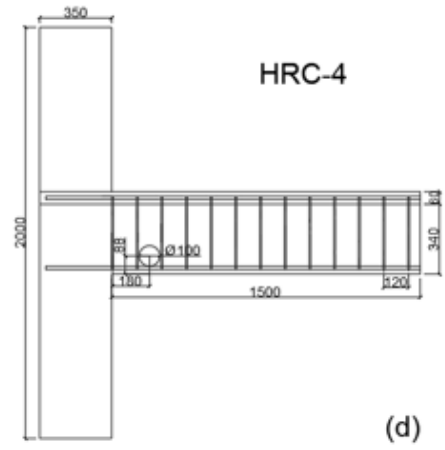
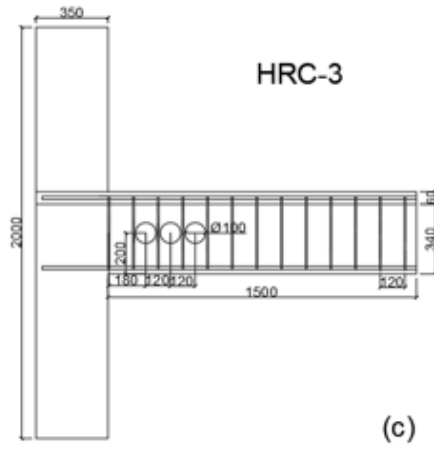
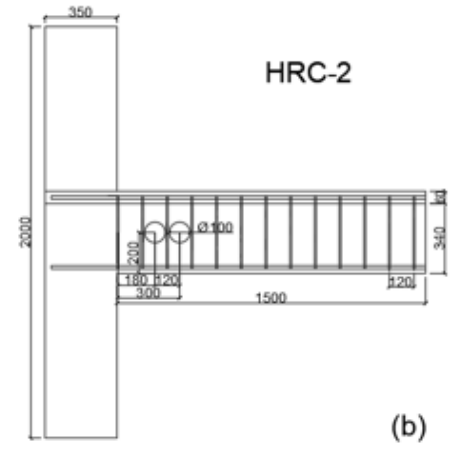
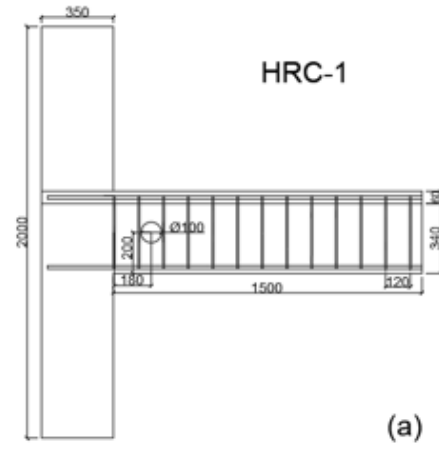
(Şekil 3.43 (e)). Bu iki numunede kiriş gövdesi üzerinde boşluk konumunun etkilerinin araştırılması için kullanılmıştır. Son olarak boşluk boyutlarının değişiminin yarattığı olumsuzlukların anlaşılabilmesi için HRC-6 numunesine bir adet 150 mm çapında dairesel geometrili bir boşluk yerleştirilmiştir (Şekil 3.43(f)). Yalnızca BRC-6 numunesinde boşluk ortasına denk gelen enine donatı kaldırılmıştır. Boşluk çevresinde ilave donatı hiçbir numunede kullanılmamıştır.

Çizelge 3.5. Boşluk boyutu, adeti ve konumu



Model	Boşluk Sayısı	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)
HRC-1	1	180	-	-	100	200
HRC-2	2	180	120	-	100	200
HRC-3	3	180	120	120	100	200
HRC-4	1	180	-	-	100	88
HRC-5	1	180	-	-	100	290
HRC-6	1	240	-	-	150	200

Oluşturulan nümerik modellerin şematik gösterimi Şekil 3.43'te sunulmaktadır.

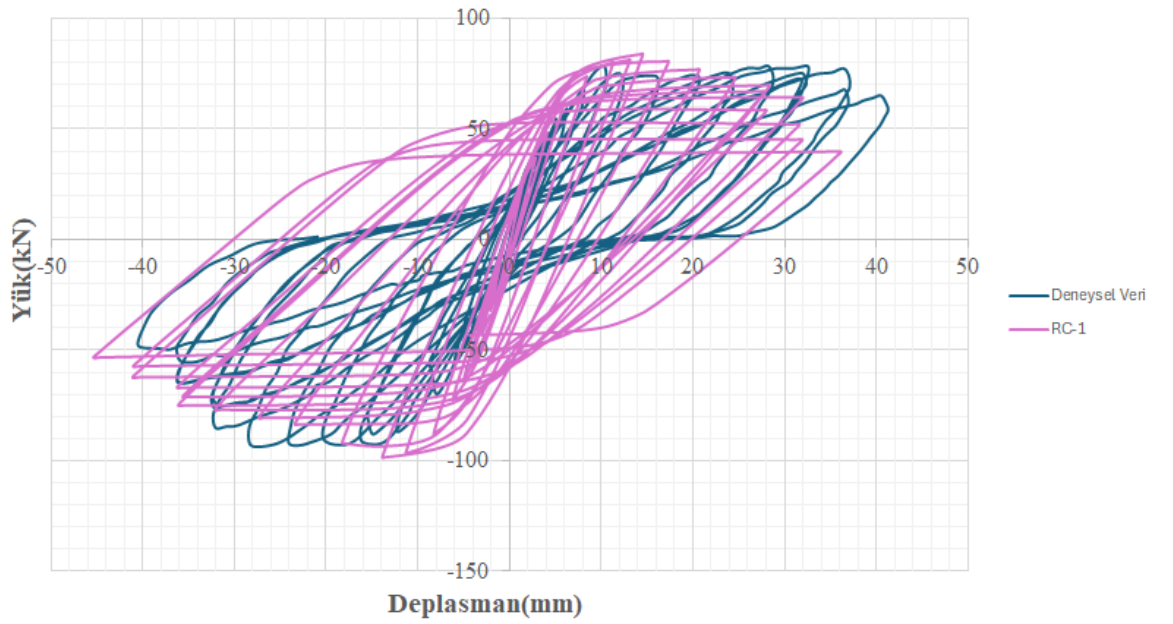


Şekil 3.43. Oluşturulan nümerik modellerin şematik gösterimi

4. BULGULAR (BULGULAR ve TARTIŞMA)

4.1 Nümerik Modelin Doğrulanması

Çalışmasında deneye tabi tutulan boşluksuz referans kolon-kiriş birleşimi ile ABAQUS programında nümerik analizi gerçekleştirilen boşluksuz referans kolon-kiriş birleşiminin çevrimsel yük etkisindeki yük-deplasman ilişkileri Şekil 4.1.'de sunulmaktadır(Saleh vd., 2017).

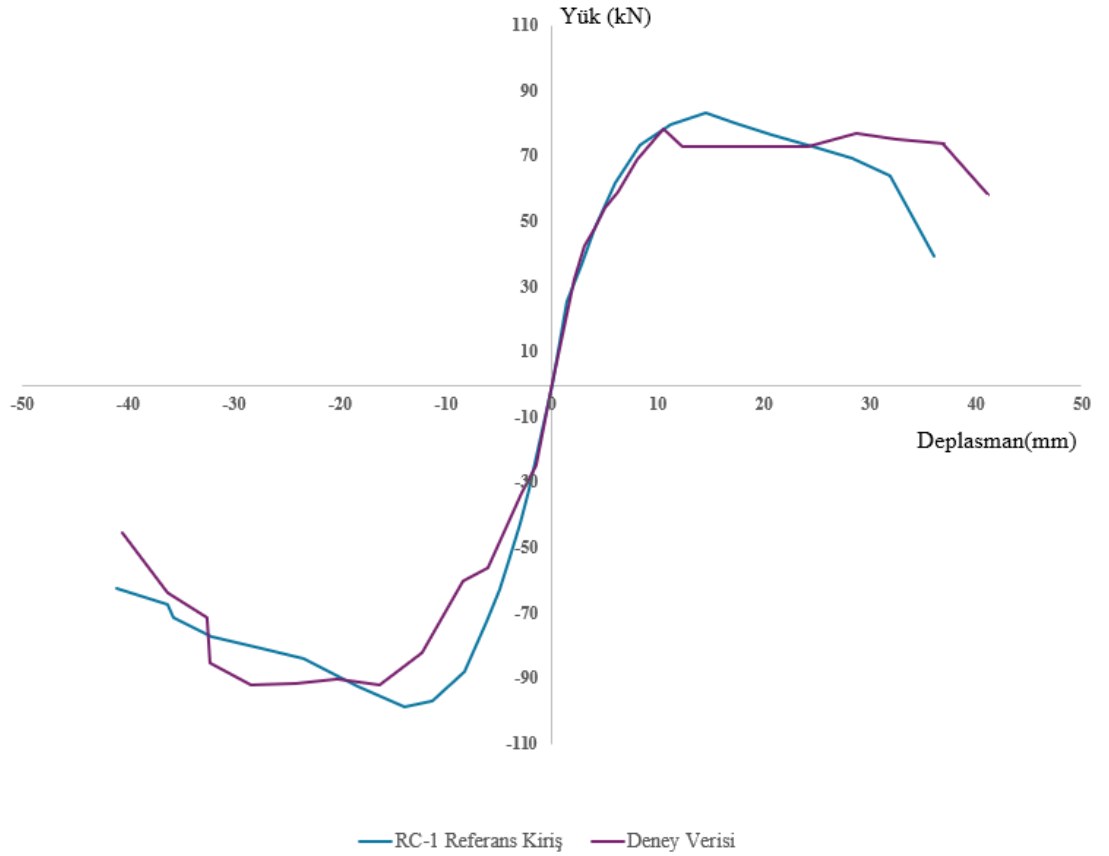


Şekil 4.1. Deney verisi ve nümerik olarak elde edilen yük-deplasman ilişkisi

Nümerik modelin deneysel verinin başlangıç rijitliğini büyük oranda yakaladığı görülmektedir. Deneysel olarak elde edilen yük deplasman ilişkisi incelendiğinde plastikleşmenin başladığı nokta ve betonda ezilmenin gerçekleştiği nokta oluşturulan modelin plastikleşme sınırına ve ezilme noktasına çok yakındır.

Deneysel veriye ait yük deplasman grafiğinde negatif yönlü yükleme için elde edilen maksimum yük değeri -93.42 kN'dur. Nihai duruma ait deplasman değeri -40.45 mm'dir. Deneyde pozitif yönlü yükleme için elde edilen maksimum yük değeri 78.66 kN'dur. Pozitif yönlü yükleme için en büyük yer değiştirme değeri ise 41.21 mm'dir (Saleh vd., 2017).

Sonlu elemanlar analizinden elde edilen yük deplasman grafiği incelendiğinde negatif yönlü yükleme için ulaşılan maksimum yük -98.55 kN'dur. Aynı yöndeki en büyük deplasman değeri de -45.40 mm'dir. Pozitif yani yukarı yönlü yüklemedeki en büyük yük değeri 83.59 kN'dur. En büyük deplasman değeri de 36.11 mm olarak belirlenmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen verilere göre referans kirişin çatlama yükü -28.96 kN ve bu değere karşılık gelen deplasman değeri -2.21 mm olarak belirlenmiştir (Saleh vd., 2017). İlk çatlak kiriş başlığının yüzeyinde meydana gelmiştir (Saleh vd., 2017). Nümerik modelin çatlama yükü -32.29 kN ve deplasman değeri -2.11 mm'dir. Karşılaştırmalı yük-deplasman ilişkilerine ait zarf eğrileri Şekil 4.2.'de gösterilmektedir.



Şekil 4.2. Boşluksuz referans kirişin deney verisi ile nümerik modelinin zarf eğrilerinin karşılaştırması

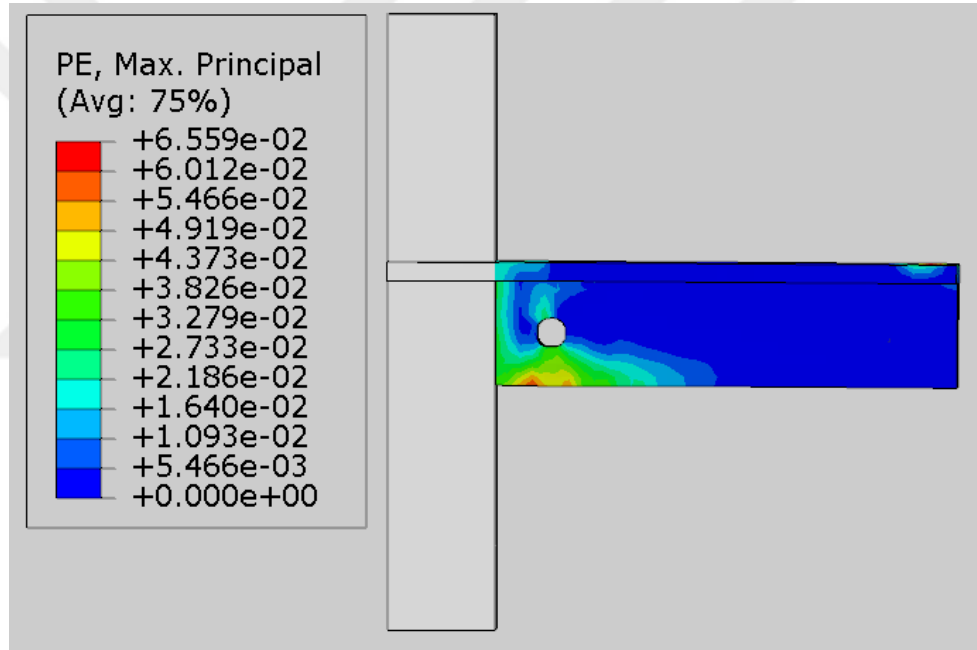
4.2 Gövde Boşluklu Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Nümerik Analizi

Çalışma kapsamında gövde boşluğunun betonarme kirişlerin süneklik, yük taşıma ve deplasman yapabilme kapasitelerini ne yönde etkilediği nümerik analizler ile

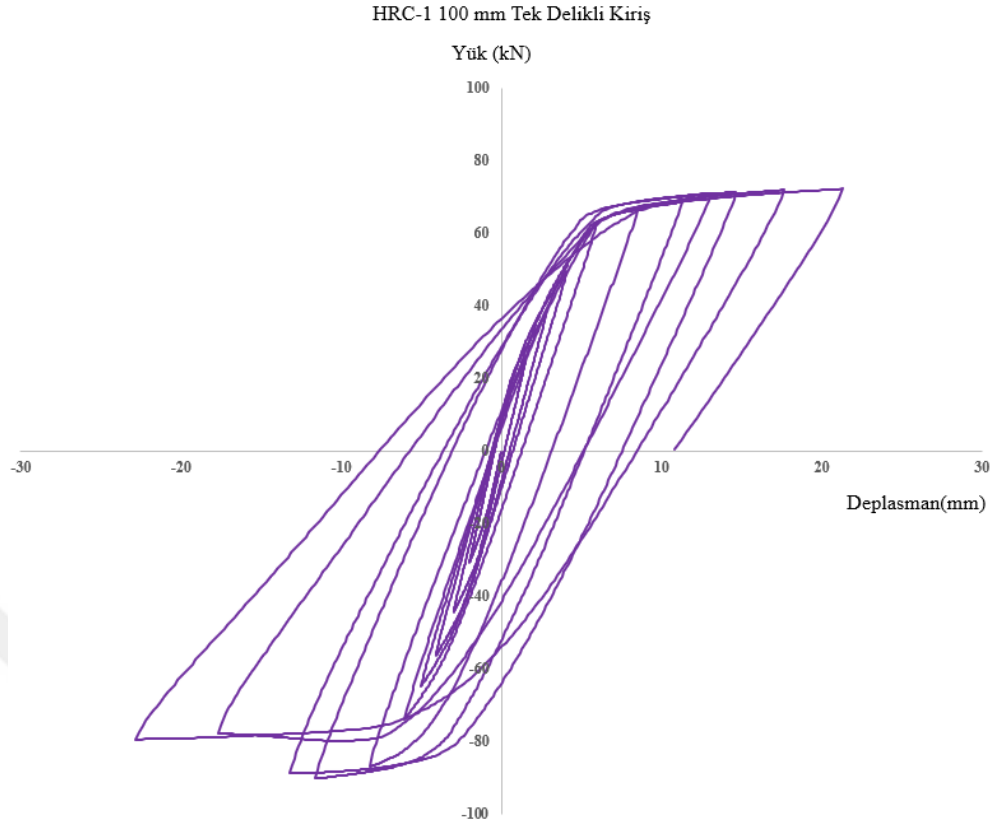
araştırılmıştır. Betonun basınç etkisindeki birim şekil değiştirme değeri ezilme birim şekil değiştirmesine eriştiğinde analiz sonlandırılmıştır.

4.2.1 100 mm Çaplı Tek Delikli Kiriş (HRC-1)

Yaklaşık olarak kiriş yüksekliğinin yarısı yükseklikte (orta bölgede) kolon yüzünden 130 mm uzaklıkta bir adet 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşiminin (HRC-1) çevrimsel yükleme etkisinde birim şekil değiştirme değerinin ezilme birim şekil değiştirme için belirlenen sınır değerine ulaştığı nihai durum Şekil 4.3.'te ve yük-deplasman ilişkisi Şekil 4.4.'te sunulmaktadır.



Şekil 4.3. HRC-1 100 mm çaplı tek delikli kirişin nihai durumu

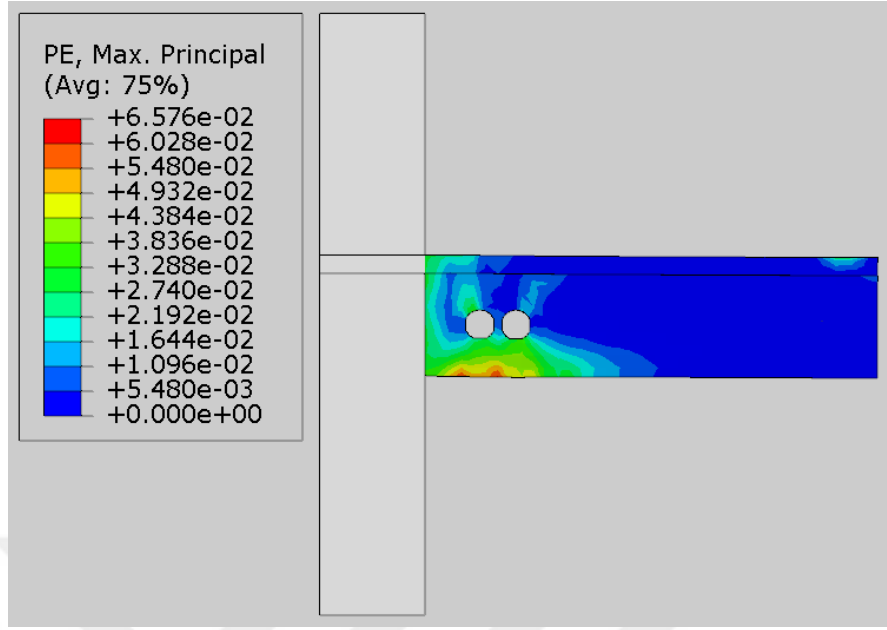


Şekil 4.4. HRC-1 100 mm çaplı tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

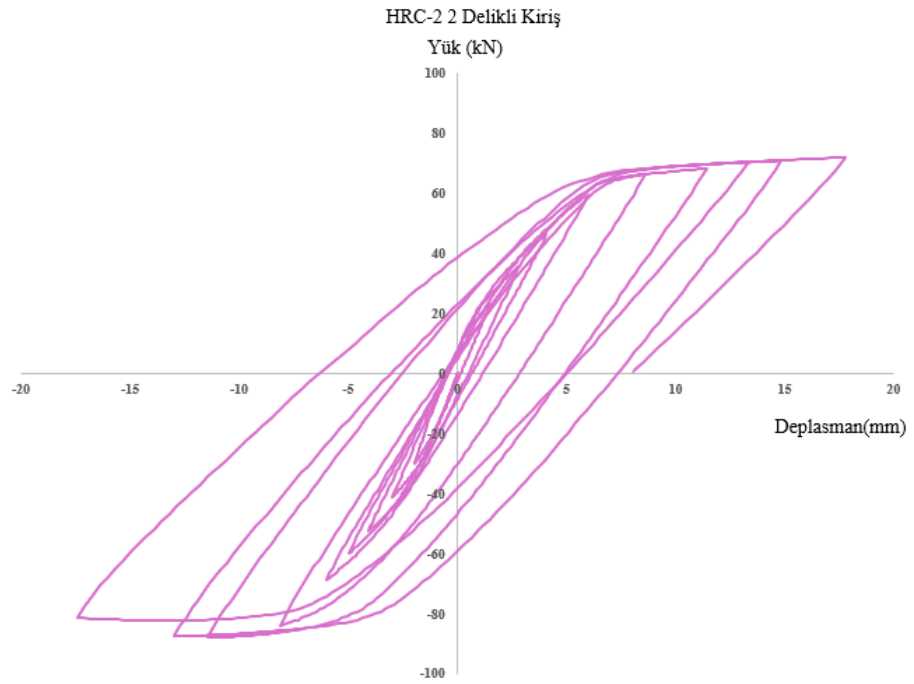
İki enine donatı arasında konumlandırılan gövde boşluğu herhangi bir etriye kaybına neden olmamıştır. Boşluk çevresinde ilave donatının da bulunmadığı tek boşluklu kirişin çevrimsel yükleme etkisindeki yük-deplasman grafiğinden kirişin pozitif yönlü yüklemede taşıyabildiği maksimum yükün 72.30 kN olduğu belirlenmiştir. Maksimum deplasman değeri 21.32 mm'dir. Negatif yöndeki yüklemede elde edilen en büyük yük değeri -90.11 kN ve maksimum deplasman değeri -22.82 mm'dir.

4.2.2 100 mm Çaplı İki Delikli Kiriş (HRC-2)

Yaklaşık olarak kiriş yüksekliğinin yarısı yükseklikte (orta bölgede) iki adet 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşiminin çevrimsel yükleme etkisinde betonun ezilme birim şekil değiştirme değerine ulaştığı nihai durum Şekil 4.5.'te ve yük-deplasman grafiği Şekil 4.6.'da gösterilmektedir.



Şekil 4.5. HRC-2 İki Delikli kirişin nihai durumu



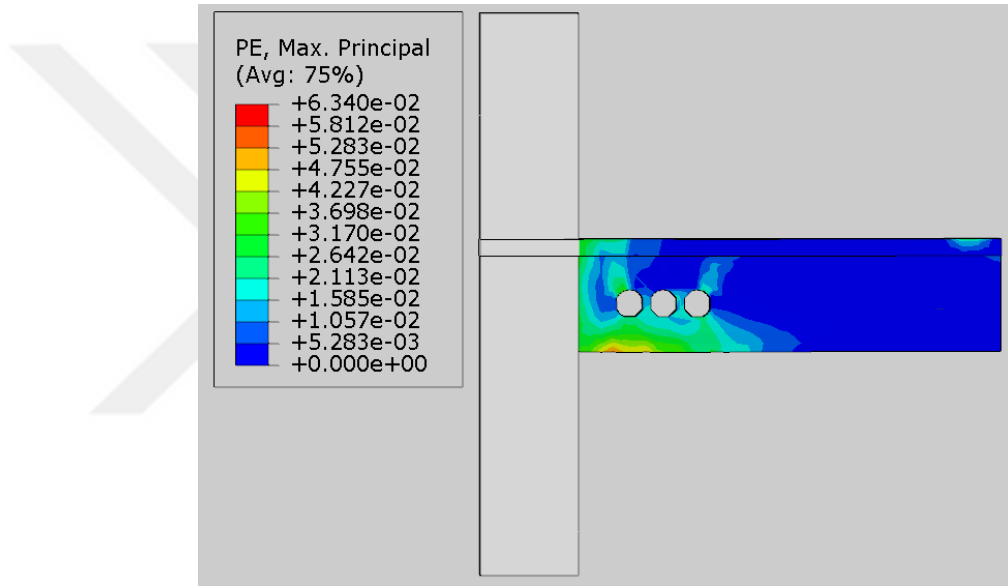
Şekil 4.6. HRC-2 İki Delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

Kiriş orta bölgesinde iki adet 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip numunenin negatif yönde taşıyabildiği maksimum yük değeri -81.43 kN'dur. Maksimum deplasman değeri

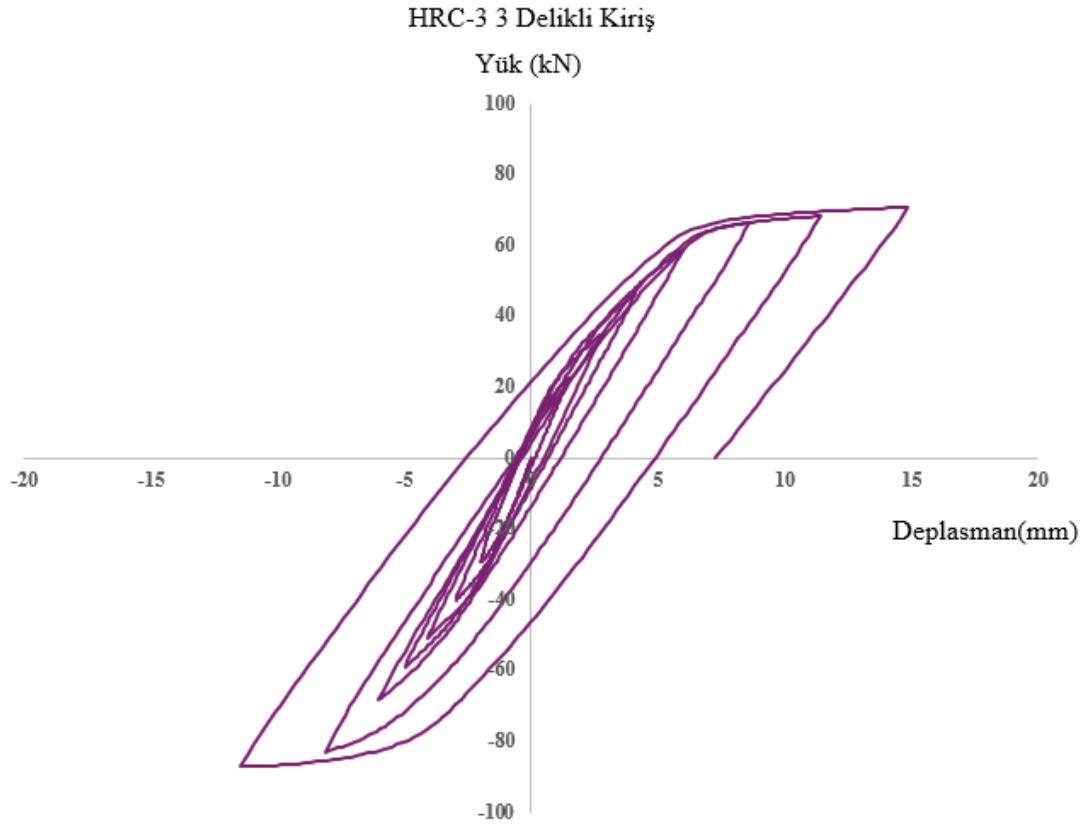
-17.03 mm'dir. Pozitif yöndeki maksimum yük değeri 71.89 kN ve maksimum deplasman değeri 17.82 mm'dir.

4.2.3 100 mm Çaplı Üç Delikli Kiriş (HRC-3)

Yaklaşık olarak kiriş yüksekliğinin yarısı yükseklikte (orta bölgede) üç adet 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşiminin çevrimsel yükleme etkisinde beton için tanımlanan ezilme birim şekil değiştirmesi değerine eriştiği andaki durumu Şekil 4.7.'de yük- deplasman grafiği Şekil 4.8'de sunulmaktadır.



Şekil 4.7. HRC-3 Üç delikli kirişin nihai durumu

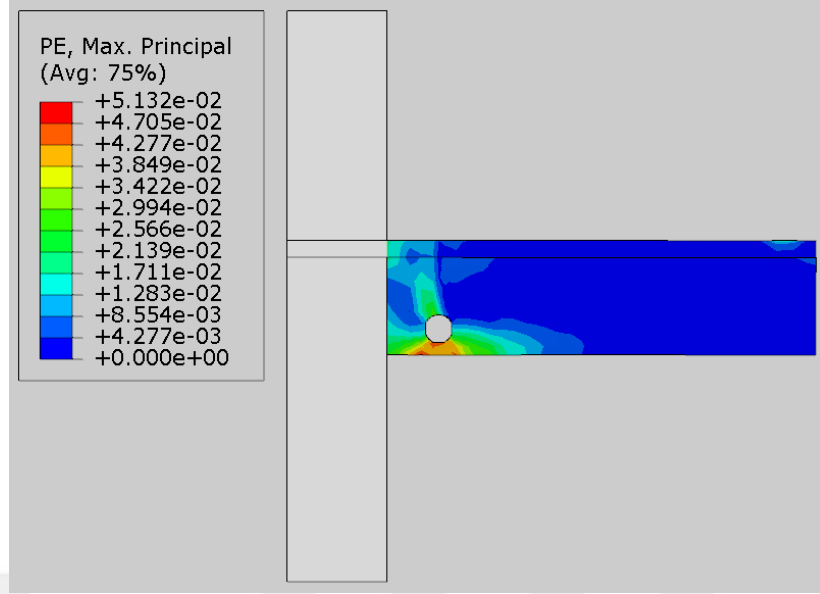


Şekil 4.8. HRC-3 Üç Delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

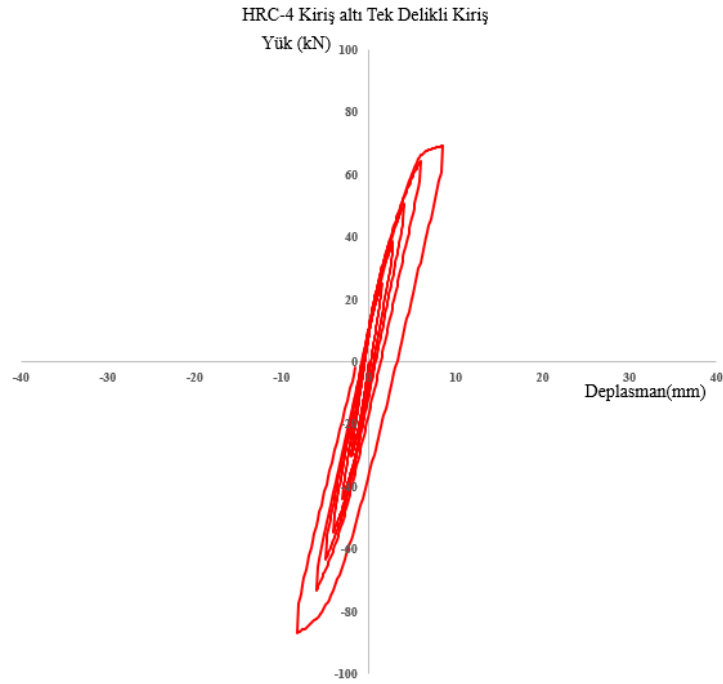
Kiriş orta bölgesinde üç adet 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip numunenin pozitif yönlü yüklemeye taşıyabildiği maksimum yük değeri 70.68 kN'dur. Maksimum deplasman değeri 14.06 mm'dir. Aşağı yani negatif yönlü yükleme ulaşılan maksimum yük -86 kN'dur. Elde edilen en büyük deplasman değeri de -11.44 mm'dir.

4.2.4. Kiriş Altı Tek Delikli Kiriş (HRC-4)

Kolon yüzünden 130 mm uzakta ve kiriş gövdesinin alt bölgesinde 100 mm çapında gövde boşluğuna sahip numunenin çevrimsel yükleme etkisinde beton için tanımlanan ezilme birim şekil değiştirmesi değerine eriştiği andaki durumu Şekil 4.9.'da ve yük-deplasman ilişkisi Şekil 4.10.'da sunulmaktadır.



Şekil 4.9. HRC-4 Kiriş altı tek delikli kirişin nihai durumu

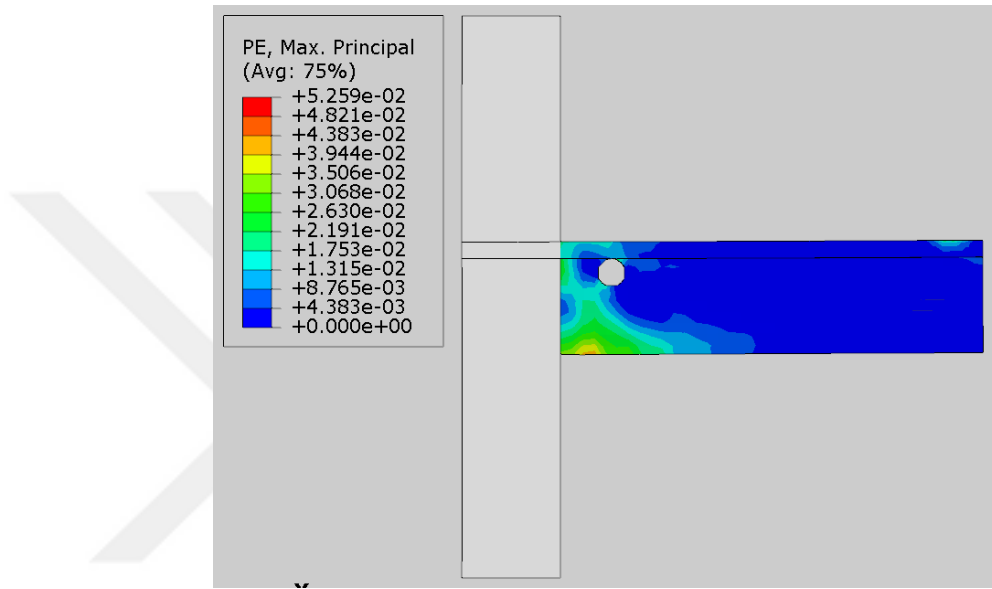


Şekil 4.10. HRC-4 Kiriş altı tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

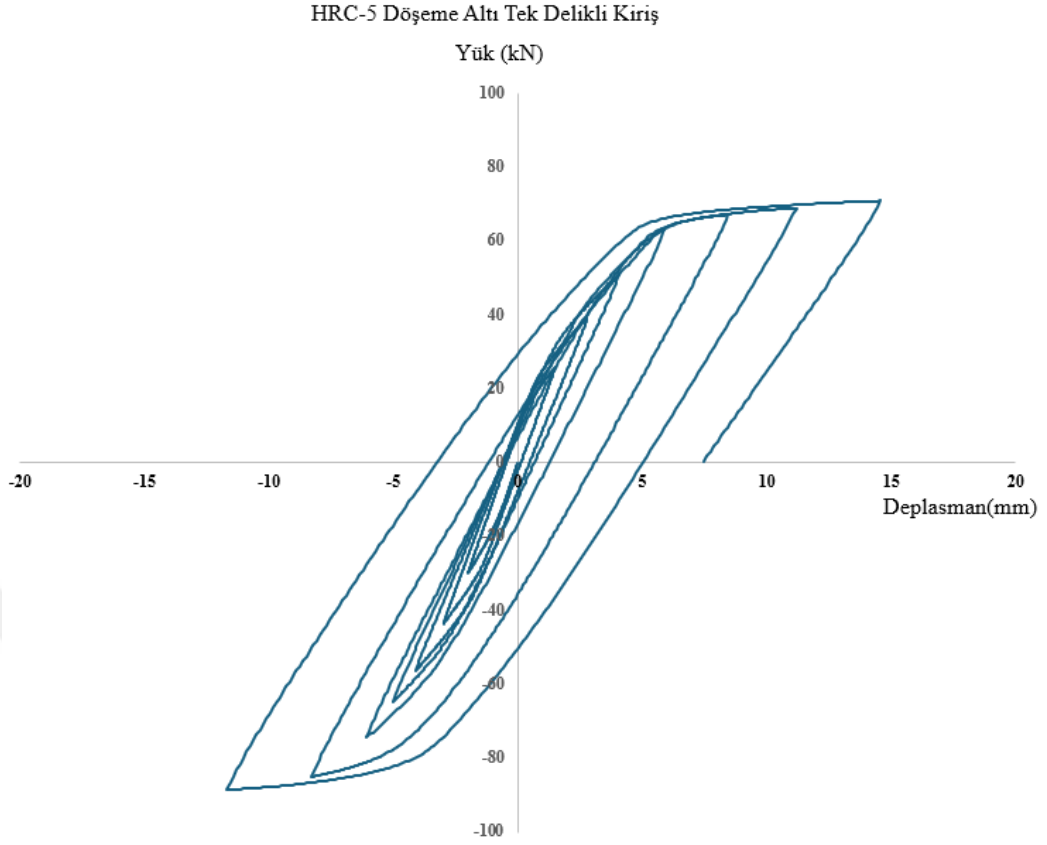
Kiriş altında gövde boşluğu bulunan numunenin pozitif yönlü yükleme etkisinde taşıyabildiği maksimum yük 69.24 kN'dur. Maksimum deplasman değeri 8.46 mm'dir. Yükleme yönü değiştiğinde elde edilen maksimum yük -86.82 kN ve deplasman değeri -8.24 mm'dir.

4.2.5 Döşeme Altı Tek Delikli Kiriş (HRC-5)

Kolon yüzünden 130 mm uzakta ve döşemenin hemen altında gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşiminin çevrimsel yükleme etkisinde beton için tanımlanan ezilme birim şekil değiştirmesi değerine eriştiği andaki durumu Şekil 4.11.'de yük-deplasman ilişkisi ve Şekil 4.12.'de gösterilmektedir.



Şekil 4.11. HRC-5 Döşeme altı tek delikli kirişin nihai durumu

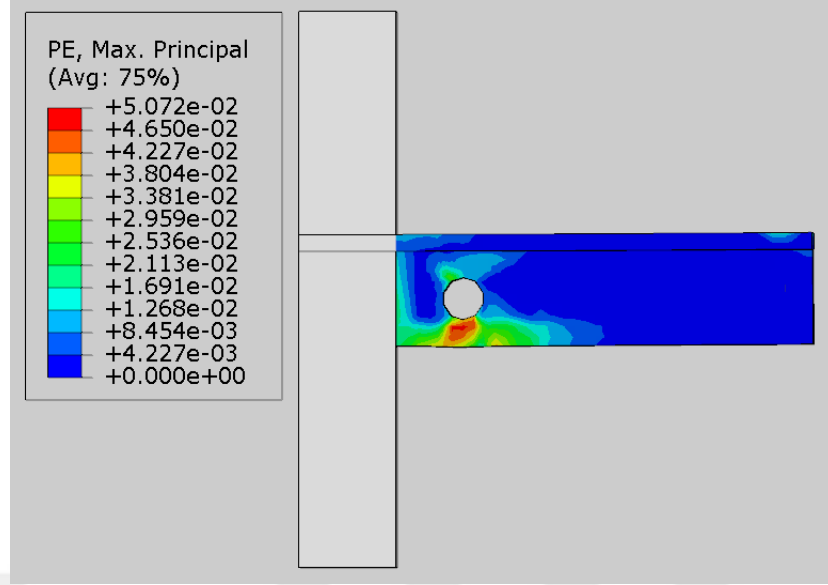


Şekil 4.12. HRC-5 Döşeme altı tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

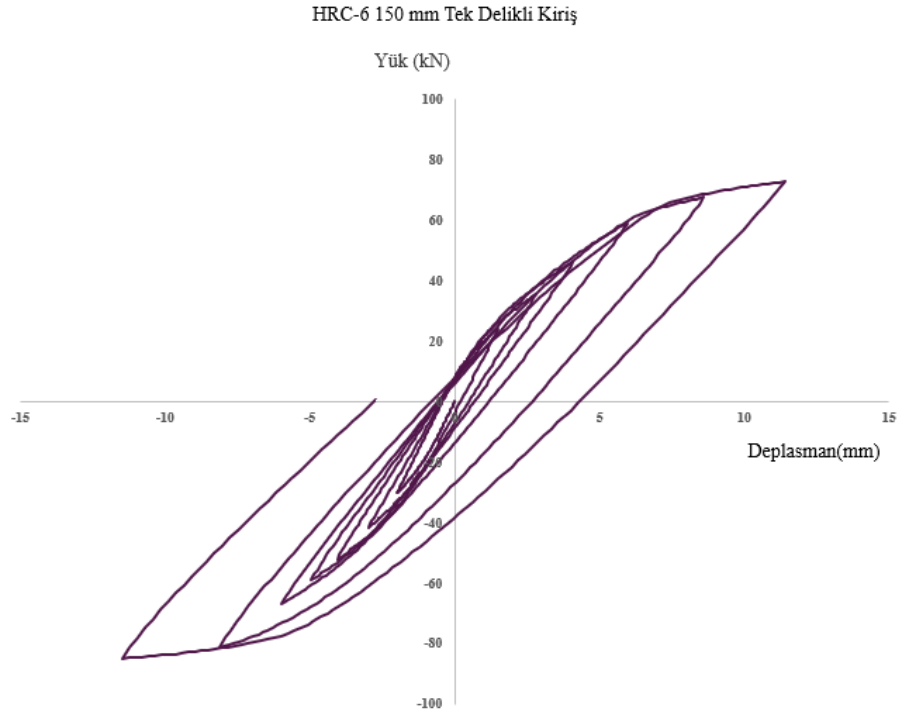
Döşemenin hemen altında gövde boşluğuna sahip numunenin pozitif yönlü yükleme altında taşıyabileceği maksimum yükün 70.99 kN olduğu belirlenmiştir. Maksimum deplasman değeri 14.59 mm'dir. Yükleme yön değiştirdiğinde kolon kiriş birleşiminin taşıyabildiği en büyük yük değeri -88.53 kN ve maksimum deplasman değeri -11.68 mm'dir.

4.2.6 150 mm Çaplı Tek Delikli Kiriş (HRC-6)

Kiriş orta bölgesinde 150 mm gövde boşluğuna sahip kolon-kiriş birleşiminin çevrimsel yükleme etkisinde beton için tanımlanan ezilme birim şekil değiştirmesi değerine eriştiği andaki durumu Şekil 4.13.'te ve yük-deplasman grafiği Şekil 4.14.'te sunulmaktadır.



Şekil 4.13. HRC-6 150 mm tek delikli kirişin nihai durumu



Şekil 4.14. HRC-6 150 mm tek delikli kirişin yük-deplasman ilişkisi

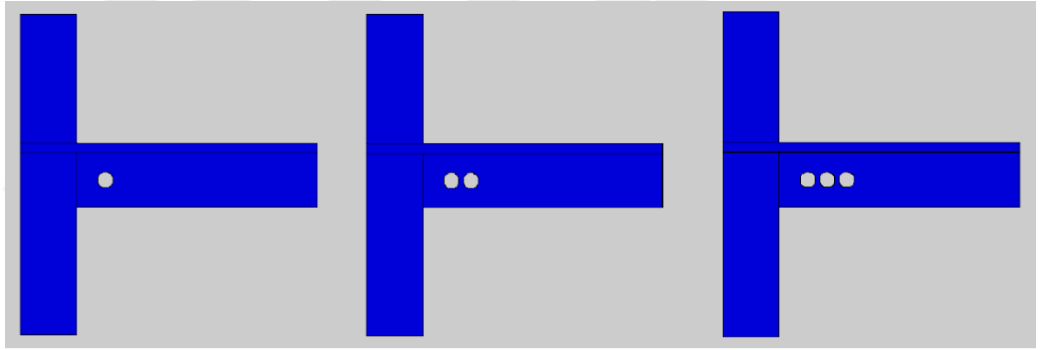
Kirişte etriye kaybına neden olan geniş gövde boşluğuna sahip numunenin taşıyabileceği maksimum yükün 72.80 kN olduğu belirlenmiştir. Maksimum deplasman değeri 11.40

mm'dir. Negatif yöndeki yüklemeye elde edilen en büyük yük değeri -84.91 kN ve maksimum deplasman değeri -11.25 mm'dir.

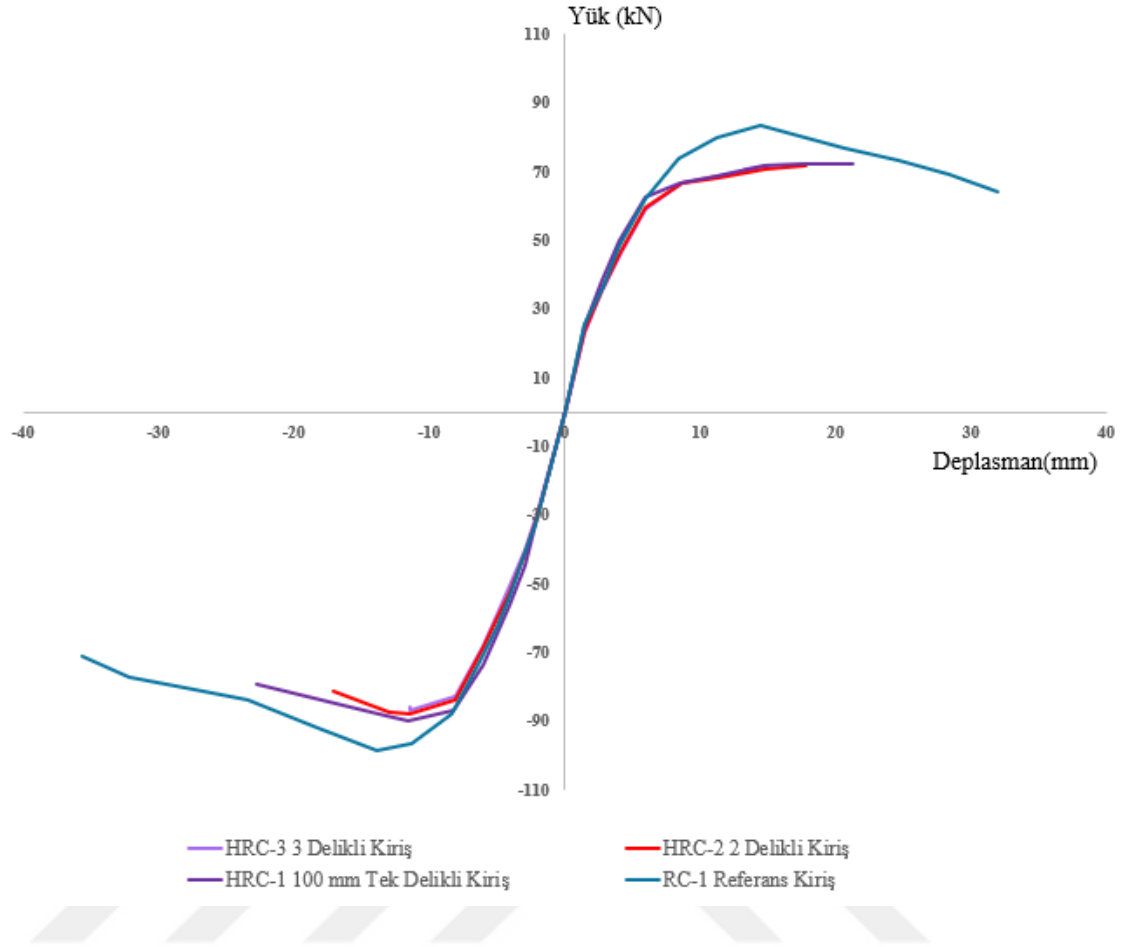
4.3. Nümerik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırmalı Sunumları

4.3.1. Delik Sayısının Davranışa Etkisi

Kiriş orta bölgesinde enine donatıların herhangi birine zarar verilmeden yerleştirilen sırasıyla bir, iki ve üç adet 100 mm çapında dairesel gövde boşluğuna sahip kirişler, boşluk sayısının numunenin dayanım ve davranışını nasıl değiştirdiğinin belirlenebilmesi için oluşturulmuşlardır ve nümerik modelleri Şekil 4.15.'te gösterilmektedir. Bu kirişlere ait yük-deplasman grafiklerinin zarf eğrileri referans numunenin yük-deplasman grafiğinin zarf eğrisiyle birlikte Şekil 4.16.'da sunulmaktadır.



Şekil 4.15. HRC-1, HRC-2 ve HRC-3 kiriş numuneleri

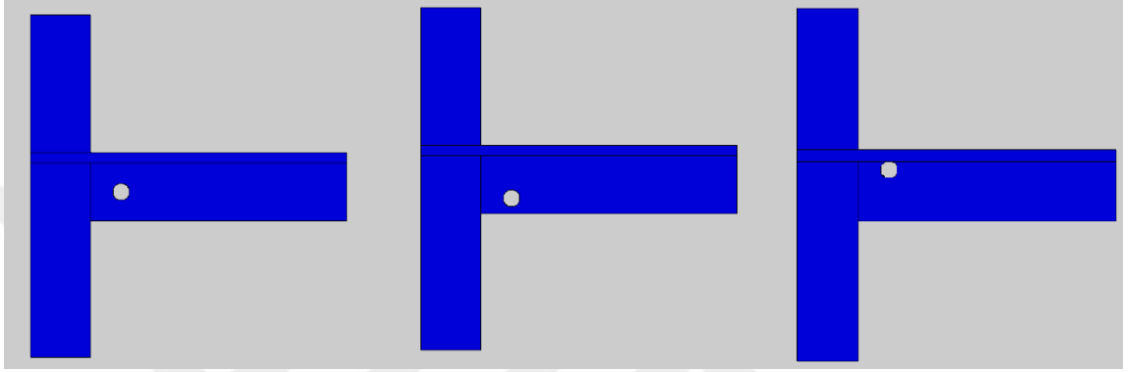


Şekil 4.16. Referans kiriş ile boşluk sayısı değişen numunelerin yük-deplasman ilişkisi

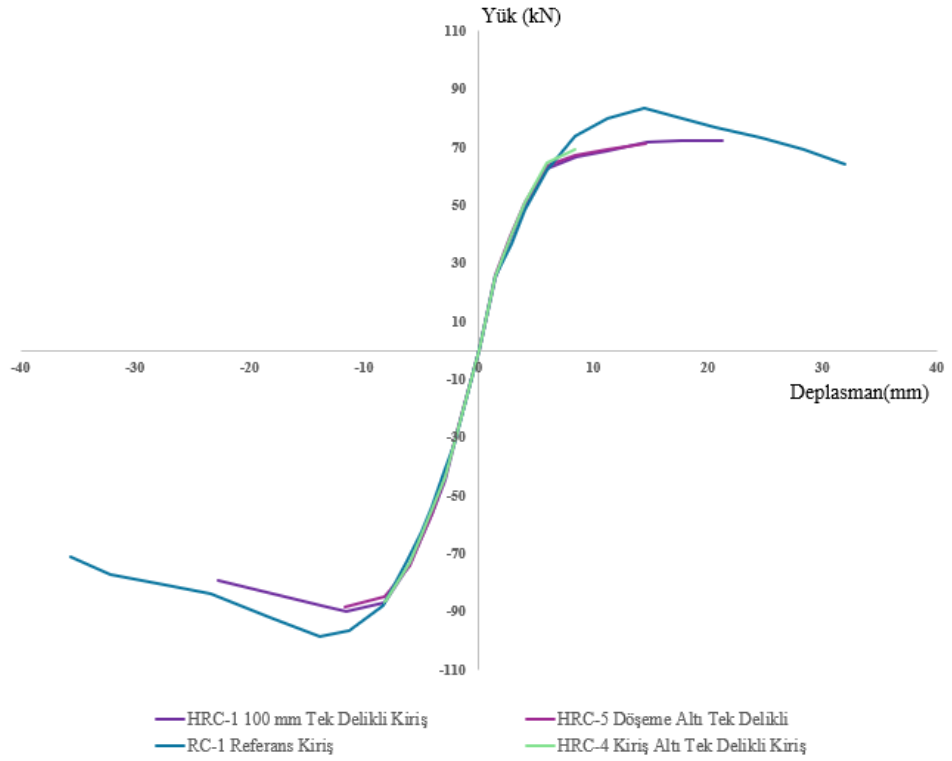
Kiriş gövdesinde bir, iki ve üç adet 100 mm çapında gövde boşluğu bulunduran kirişlerin yük taşıma kapasitesi referans kirişe kıyasla azalmıştır. Boşluk sayısı, boşluklu numunelerinin başlangıç rijitlikleri ve yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi oldukça azdır. Kiriş orta bölgesinde bırakılan gövde boşluklarının sayısının artması ile kirişlerin deplasman ve enerji tüketebilme kapasiteleri önemli oranda azalmıştır. Referans kirişin deplasman kapasitesi tek boşluklu kirişin deplasman kapasitesinin yaklaşık 2 katıdır. Beklenildiği gibi iki ve üç boşluklu kirişin deplasman kapasitesi tek boşluklu kirişinkiyle kıyaslandığında oldukça azalmıştır. Tek boşluklu kirişin sünekliliği iki ve üç boşluklu kirişin sünekliliğinden daha fazladır.

4.3.2. Delik Konumunun Davranışa Etkisi

Kiriş yüksekliği boyunca boşluk konumunun değiştirilmesinin kolon-kiriş birleşiminin dayanım ve çevrimsel yükleme etkisindeki performansını ne yönde etkilediğinin belirlenebilmesi için oluşturulan numuneler Şekil 4.17.'de gösterilmektedir. Bu kirişlerin yük-deplasman grafiklerine ait zarf eğrileri referans kirişe ait zarf eğrisi ile birlikte Şekil 4.18.'de sunulmaktadır.



Şekil 4.17. HRC-1, HRC-4 ve HRC-5 kiriş numuneleri

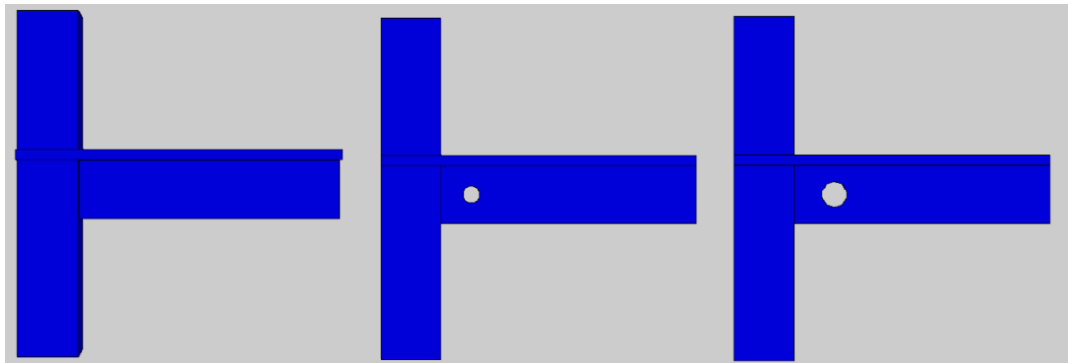


Şekil 4.18. Referans kiriş ile kiriş yüksekliği boyunca boşluk konumları değişen numunelerin yük-deplasman ilişkisi

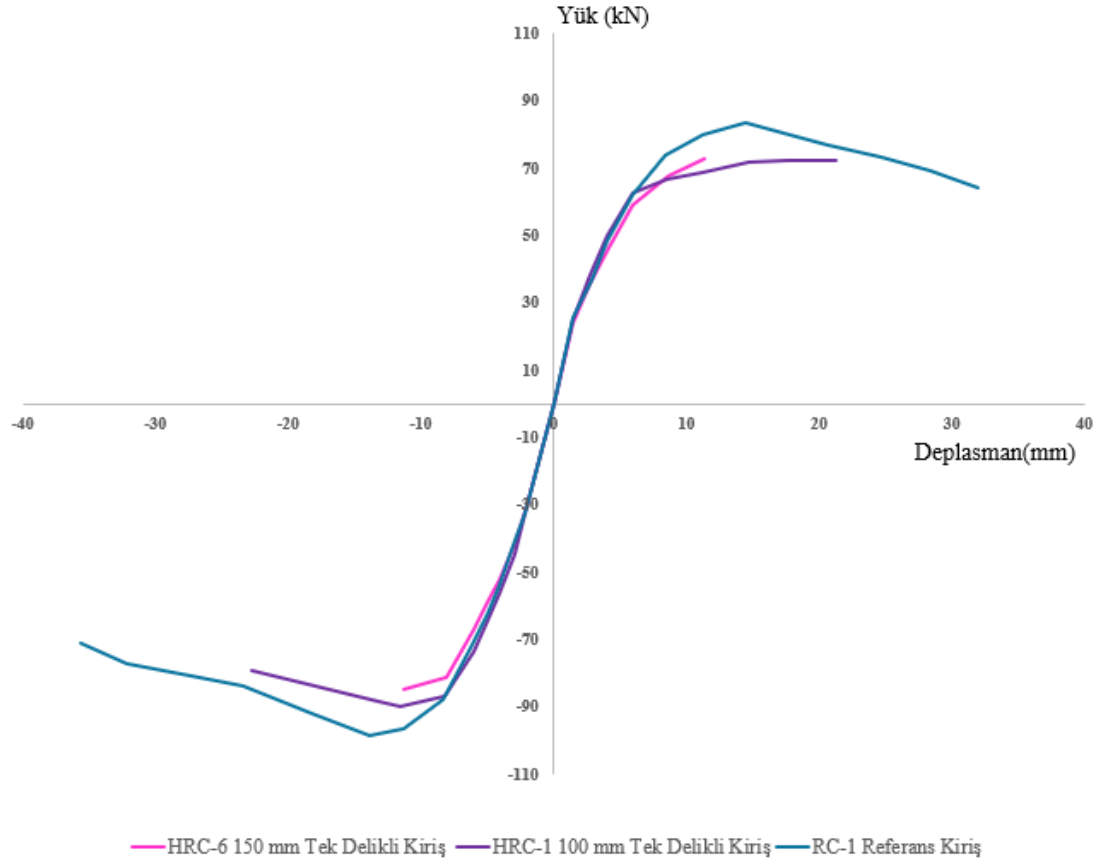
Delik sayısı sabit tutularak kiriş yüksekliği boyunca gövde boşluğu konumunun değiştirilmesiyle yapılan kıyaslamalar sonucunda en kritik yük-deplasman ilişkisinin kiriş altında tek delikli numuneye ait olduğu belirlenmiştir. Boşluksuz referans kiriş numunesiyle kiriş orta bölgesinde boşluk bulunduran numune kıyaslandığında gövde boşluğu sünekliliği oldukça azaltmıştır. Kiriş orta bölgesinde açılan boşluğun, kiriş altında veya döşeme altında açılmasına göre kiriş sünekliliğini daha az etkilediği görülmüştür. Kirişin alt boyuna donatılarının hemen üzerine konumlandırılmış deliğin bulunduğu kiriş davranışı gevrekliktir. Aynı zamanda çevrimsel yükleme etkisinde kirişin deplasman kapasitesini de %75 oranında azaltmıştır. Döşeme kalınlığının büyük olmaması sebebiyle yükleme boşaltma çevrimlerinde döşeme altında tek delik bulunduran kirişin deplasman kapasitesi de referans kirişin deplasman kapasitesine göre oldukça düşüktür.

4.3.3. Delik Çapının Davranışa Etkisi

Kiriş yüksekliğinin orta bölgesinde yer alan dairesel gövde boşluklarının çapının değiştirilmesiyle çevrimsel yükleme etkisindeki kolon-kiriş birleşiminin yük-deplasman ilişkisinde yaşanan değişimlerin tespit edilebilmesi amaçlanmıştır. 100 mm çapında ve 150 mm çapında dairesel gövde boşluğuna sahip numunelerin nümerik modelleri Şekil 4.19.'da ve yük-deplasman ilişkilerinden elde edilen zarf eğrileri referans kirişin zarf eğrisiyle karşılaştırılmak üzere Şekil 4.20.'de verilmiştir.



Şekil 4.19. RC-1, HRC-1ve HRC-6 kiriş numuneleri



Şekil 4.20. Boşluksuz referans kiriş ile farklı boşluk boyutlarına sahip numunelerin yük-deplasman ilişkileri

Kiriş orta bölgesinde boşluk boyutunun değiştirilmesiyle elde edilen zarf eğrileri boşluksuz referans kiriş ile kıyaslandığında en büyük gövde boşluğuna sahip olan kolon kiriş birleşiminde yer alan enine donatılarından birinin boşluk içerisine denk geldiği için kaldırılması ve boşluk boyutunun diğer numunelerden daha büyük olması sebebiyle yük taşıma kapasitesini ve sünekliliğini diğer numunelerden daha fazla olumsuz yönde etkilenmiştir.

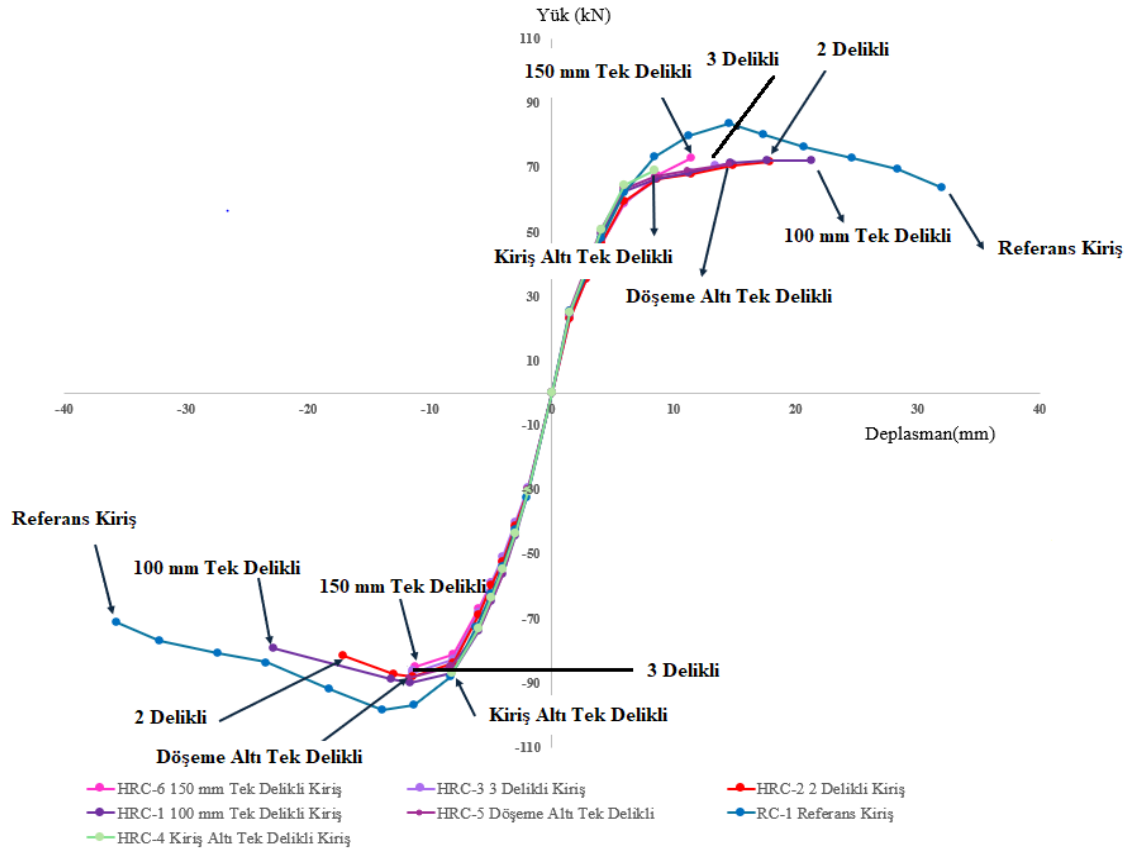
Çizelge 4.1’de numunelere ait yük ve deplasman kapasiteleri sunulmaktadır.

Çizelge 4.1. Numunelerin yük ve deplasman kapasiteleri

Numune	Pozitif Yön ↑		Negatif Yön ↓	
	P_{max} (kN)	Deplasman (mm)	P_{max} (kN)	Deplasman (mm)
RC-1 Deneysel	78.66	41.21	-93.42	-40.45
RC-1	83.59	31.96	-98.55	-35.66
HRC-1	72.30	21.32	-90.11	-22.82
HRC-2	71.89	17.82	-81.43	-17.03
HRC-3	70.68	14.06	-86.00	-11.44
HRC-4	69.24	8.46	-86.82	-8.24
HRC-5	70.99	14.59	-88.53	-11.68
HRC-6	72.80	11.40	-84.91	-14.25

4.3.4 Tüm Delikli Kirişlere ait Yük-Deplasman Grafikleri

Şekil 4.21’de tüm numunelere ait yük deplasman ilişkileri sunulmaktadır.



Şekil 4.21. Nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırmalı sunumu

5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, çevrimsel yüklemeye maruz bırakılan kolon-kiriş birleşimlerinde kiriş gövdesinde bırakılan boşlukların, kirişlerin yapısal davranışları üzerindeki etkisi incelenmiştir. Elde edilen bulgular, boşlukların kirişin başlangıç rijitliği üzerinde belirgin bir etkiye sahip olmadığını göstermektedir. Ancak, gövde boşlukları, kirişin yük taşıma ve deplasman kapasitesini önemli miktarda azaltmıştır. Boşluk bölgelerinde çatlakların ve deformasyonların daha hızlı gelişmesi beklenir. Bu durumun nedeninin boşlukların etrafındaki bölgelerde oluşan gerilme konsantrasyonları olduğu düşünülmektedir. Kirişlerin dayanımı, bu nedenlerle azalmaktadır. Kiriş orta bölgesinde tek boşluk bulunduran numune, boşluksuz referans kirişle kıyaslandığında, kirişin sünekliliğini sınırlandırmıştır. Ancak kiriş gövdesinde sırasıyla iki ve üç adet boşluk bulunduran numunelere göre daha büyük deplasman değerlerine ulaşabilmiş ve daha sünek davranmıştır.

Bu çalışmada ayrıca delik sayısı sabit tutularak, kirişin yüksekliği boyunca gövde boşluğu konumunun değiştirilmesinin kiriş davranışı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Yapılan kıyaslamalar sonucunda, en kritik yük-deplasman ilişkisinin kirişin alt bölgesinde tek delikli numuneye ait olduğu belirlenmiştir. Kirişin orta bölgesinde açılan boşluğun, kirişin alt bölgesinde veya döşeme altında açılmasına göre kirişin sünekliliğini daha az etkilediği gözlemlenmiştir. Kiriş alt bölgesindeki delikler, kirişin yük taşıma kapasitesini ve deplasman kapasitesini önemli ölçüde zayıflatmıştır. Kirişin çekme bölgesinin kiriş altında olduğu yükleme durumlarında (yukarı yönlü yüklemeler sırasında) kiriş altında oluşan çatlaklar ve boşluk çevresinde gerilme konsantrasyonlarının neden olduğu çatlak gelişimi, kirişin boşluksuz referans kiriş numunesine göre daha erken yükleme seviyelerinde göçmesine neden olmuştur. Tersinir yüklerin etkisinde döşemenin hemen altında gövde boşluğuna sahip numunenin, kiriş altında boşluğa sahip numuneden daha sünek davranmasının kirişte tabla bulunmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Kiriş orta bölgesinde boşluk boyutunun değiştirilmesiyle elde edilen zarf eğrileri boşluksuz referans kiriş ile kıyaslandığında en büyük gövde boşluğuna sahip ve enine donatılarından biri boşluk içerisine denk geldiği için kaldırılan kirişin (HRC-6) sünekliliği ve yük taşıma kapasitesi önemli oranda azalmıştır. Enine donatının kaldırılması ve gövde boşluğu çapının büyütülmesi kiriş davranışını ve performansını

olumsuz yönde etkilenmiştir. Boşluğun yer aldığı bölgelerde donatının kaybı, kirişin yapısal bütünlüğünü zayıflatarak, özellikle yük taşıma kapasitesinde kritik bir düşüşe sebep olmuştur. Donatı iskeletinin bozulması lokal gerilme birikmelerine dolayısıyla da gerilme konsantrasyonlarının artmasına neden olmuştur.



KAYNAKLAR

- Abaqus Finite Element Analysis | SIMULIA - Dassault Systèmes.*
- ACI CODE-318-19(22): *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022).*
- Al-Ajmi, A. M., & Zimmerman, R. W. (2005). Relation between the Mogi and the Coulomb failure criteria. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(3), 431–439. <https://doi.org/10.1016/J.IJRMMS.2004.11.004>
- Alfarah, B. (2017). *Advanced Computationally Efficient Modeling of RC Structures Nonlinear Cyclic Behavior Bashar Alfarah Supervisors.* June, 204.
- Ashour, A. F., & Rishi, G. (2000). Tests of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams with Web Openings. *Structural Journal*, 97(3), 418–426. <https://doi.org/10.14359/4636>
- Aykaç, S., & Yılmaz M.C., (2013). Düzenli Üçgen veya Dairesel Boşluklara Sahip Betonarme Kirişlerin Davranış ve Dayanımı. *Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University*, 26(3), 711–718.
- Ayoub, A. S. (1995). *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Subassemblages.* University of California, Berkeley.
- Bahn, B. Y., & Hsu, C. T. T. (1998). Stress-Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading. *Materials Journal*, 95(2), 178–193. <https://doi.org/10.14359/363>
- Bresler, B., & Pister, K. S. (1958). Strength of Concrete Under Combined Stresses*. *Journal Proceedings*, 55(9), 321–345. <https://doi.org/10.14359/11358>
- Chen W.F. (2007). *Plasticity in Reinforced Concrete* - J.Ross Publishing
- CEB-FIP (2010). *Model Code for Concrete Structures* (fib Bulletin 55).
- Dede, T., & Ayvaz, Y. (2010). Plasticity models for concrete material based on different criteria including Bresler–Pister. *Materials & Design*, 31(1), 278–286. <https://doi.org/10.1016/J.MATDES.2009.06.018>
- Deifalla, A. F., & Elzeiny, S. (2021). Effect of Reinforcement Around Web Opening on the Cyclic Behavior of Exterior RC Beam-Coulumn Joints. *Future Engineering Journal*, 2(1), 3.
- Dündar B.. (2008). *Düzenli Boşluklara Sahip Betonarme Kirişlerin Davranış ve Dayanımı.* Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Ersoy, U. (2017). *Betonarme* (E. K. Özdi (Ed.); 7.basım). Evrim Yayınevi.
- Faria, R., Oliver, J., & Cervera, M. (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *International Journal of Solids and Structures*, 35(14), 1533–1558. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(97\)00119-4](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(97)00119-4)
- Garner, S., Strong, J., & Zavaliangos, A. (2015). The extrapolation of the Drucker–Prager/Cap material parameters to low and high relative densities. *Powder Technology*, 283, 210–226. <https://doi.org/10.1016/J.POWTEC.2015.05.027>
- Hibbitt, K. (2013). *Abaqus analysis user's manual version 6.11.3.*
- Ju, J. W. (1989). On energy-based coupled elastoplastic damage theories: Constitutive modeling and computational aspects. *International Journal of Solids and Structures*, 25(7), 803–833. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90015-2](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90015-2)
- William, K.J. & Warnke, E.P. (1975). *Constitutive Model For The Triaxial Behavior Of Concrete.* 19, 0–0. <https://sid.ir/paper/600004/en>
- Kachanov, M. (1987). Elastic solids with many cracks: A simple method of analysis. *International Journal of Solids and Structures*, 23(1), 23–43.

- [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(87\)90030-8](https://doi.org/10.1016/0020-7683(87)90030-8)
- Kachanov, M. L. (1982). A microcrack model of rock inelasticity part I: Frictional sliding on microcracks. *Mechanics of Materials*, 1(1), 19–27. [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(82\)90021-7](https://doi.org/10.1016/0167-6636(82)90021-7)
- Kahraman Ebru. (2018). *Çekme Donatı Oranının Düzenli Kare Boşluklu Betonarme Kirişlerin Eğilme Davranışına Etkisi*. T.C Kırıkkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
- Karsan, I. (1969). Behavior of concrete under compressive loadings. *JO JirsaJournal of the Structural Division*. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0002424>
- Khalid, A. H. (2017). *Nonlinear Three Dimensional Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Hollow Beams* (Sayı January).
- Kordina, K. R., Mancini, G., Schäfer, K., Schießl, A., & Zilch, K. (2010). *fib Bulletin 54. Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance Second edition Volume 4*. <https://doi.org/10.35789/FIB.BULL.0055>
- Krätzig, W. B., & Pölling, R. (2004). An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. *Computers & Structures*, 82(15–16), 1201–1215. <https://doi.org/10.1016/J.COMPSTRUC.2004.03.002>
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969). Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. *Journal Proceedings*, 66(8), 656–666. <https://doi.org/10.14359/7388>
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892–900. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))
- Lemaitre, J. (2012). *A Course on Damage Mechanics - (2.Basım)*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- Lemaitre, J., & Plumtree, A. (1979). Application of damage concepts to predict creep-fatigue failures. *Journal of Engineering Materials and Technology, Transactions of the ASME*, 101(3), 284–292. <https://doi.org/10.1115/1.3443689>
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Onate, E. (1989). Lubliner et al. (1989).pdf. İçinde *International Journal of Solids and Structures* (C. 25, Sayı 3, ss. 299–326).
- Malm, R. (2006). Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. *Trita-Bkn. Bulletin*, 88, 136.
- Mansur, M. A., Lee, Y. F., Tan, K. H., & Lee, S. L. (1991). Tests on RC Continuous Beams with Openings. *Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1593–1606. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:6\(1593\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:6(1593))
- Mansur, M. A., & Paramasivam, P. (1984). Reinforced Concrete Beams with Small Opening in Bending and Torsion. *Journal Proceedings*, 81(2), 180–185. <https://doi.org/10.14359/10677>
- Mansur, M. A., Tan, K. H., & Lee, S. L. (1985). Design Method for Reinforced Concrete Beams with Large Openings. *Journal Proceedings*, 82(4), 517–524. <https://doi.org/10.14359/10364>
- Mansur, M. A., Tan, K. H., & Wei, W. (1999). Effects of Creating an Opening in Existing Beams. *Structural Journal*, 96(6), 899–905. <https://doi.org/10.14359/785>
- Matzenmiller, A., Lubliner, J., & Taylor, R. L. (1995). A constitutive model for anisotropic damage in fiber-composites. *Mechanics of Materials*, 20(2), 125–152. [https://doi.org/10.1016/0167-6636\(94\)00053-0](https://doi.org/10.1016/0167-6636(94)00053-0)
- McLean, M. R., & Addis, M. A. (1990). *Wellbore Stability: The Effect of Strength Criteria on Mud Weight Recommendations*. <https://doi.org/10.2118/20405-MS>
- Murthy, A. R., Palani, G. S., Iyer, N. R., Gopinath, S., & Kumar, V. R. (2012). Impact

- Failure Analysis of Reinforced Concrete Structural Components by Using Finite Element Method. *CMES*, 86(5), 409–434.
- Oller, S. (2014). *Nonlinear Dynamics of Structures*. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-05194-9>
- Omurtag M.H. *Mukavemet Cilt 2*. (2.Basım) Birsen Yayınevi Ltd. Şti.
- Ottosen, N. S. (1980). Nonlinear finite element analysis of concrete structures. I Oca (C. 21). Risø National Laboratory. <https://orbit.dtu.dk/en/publications/nonlinear-finite-element-analysis-of-concrete-structures>
- Paulsgrove G.A. (2004). *University of Oklahoma Graduate College A Practicing Engineer 's Perspective on Nonlinear Finite Element Analysis Techniques for Reinforced Concrete Structures A Dissertation in partial Fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosop.*
- Rabotnov, Y. N. (1963). Paper 68: On the Equation of State of Creep., 178(1), 2-117-2–122. https://doi.org/10.1243/PIME_CONF_1963_178_030_02
- Reinhardt H., "Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material Like Concrete," *Heron*, vol. 29, no. 2, 1984.
- Saleh, A., Hamad, M., Elzeny, S., Elwan, S. K., & Deifalla, A. (2017). The Behavior of RC Exterior Beam-Column Joint with Nearby Beam Unreinforced Web Opening under Cyclic Loading-Experimental Study. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)* e-ISSN, 14(4), 2320–2334. <https://doi.org/10.9790/1684-140401XXXX>
- Saleh A., Elwan, S. K., Elzeiny, S., Hamad, M., & Deifalla, A. (2021). Numerical modeling the effect of an opening on the behavior of exterior beam-column connections under cyclic loading. *Journal of Building Engineering*, 40(January). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102742>
- Tan, K. H., Mansur, M. A., & Huang, L. M. (1996). Reinforced Concrete T-Beams with Large Web Openings in Positive and Negative Moment Regions. *Structural Journal*, 93(3), 277–289. <https://doi.org/10.14359/9687>
- Tan, K. H., Mansur, M. A., & Wei, W. (2001). Design of Reinforced Concrete Beams with Circular Openings. *Structural Journal*, 98(3), 407–415. <https://doi.org/10.14359/10229>
- URL-1. *Mohr–Coulomb theory* - *Wikipedia*. https://en.wikipedia.org/wiki/Mohr–Coulomb_theory
- URL-2. *Bresler–Pister yield criterion* - https://en.wikipedia.org/wiki/Bresler–Pister_yield_criterion
- URL-3. *Willam–Warnke yield criterion* - *Wikipedia*. https://en.wikipedia.org/wiki/Willam–Warnke_yield_criterion
- Yazdani S. ve Schreyer H.L. (1990). Combined Plasticity and Damage Mechanics Model for Plain Concrete. *Engineering*, 116(7), 1435–1450.
- Zienkiewicz, O. C. ., & Taylor, R. L. . (2000). *The finite element method*. (5.Basım). MPG Books Ltd.