

**T.C.  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**BETONARME KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINI  
ETKİLEYEN PARAMETRELERİN ARAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**KANSU AKÇA GÖKER**

**BALIKESİR, HAZİRAN - 2017**

**T.C.  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**BETONARME KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINI  
ETKİLEYEN PARAMETRELERİN ARAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**KANSU AKÇA GÖKER**

**Jüri Üyeleri: Yrd. Doç. Dr. Hasan ELÇİ (Tez Danışmanı)  
Doç. Dr. Baki ÖZTÜRK  
Yrd. Doç. Dr. Altuğ YAVAŞ**

**BALIKESİR, HAZİRAN - 2017**

## KABUL VE ONAY SAYFASI

**Kansu AKÇA GÖKER** tarafından hazırlanan “**BETONARME KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINI ETKİLEYEN PARAMETRELERİN ARAŞTIRILMASI**” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 12.06.2017 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

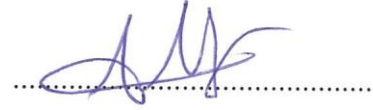
Danışman  
Yrd. Doç. Dr. Hasan ELÇİ



Üye  
Doç. Dr. Baki ÖZTÜRK



Üye  
Yrd. Doç. Dr. Altuğ YAVAŞ



Jüri üyeleri tarafından kabul edilmiş olan bu tez Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunca onanmıştır.

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Doç. Dr. Necati ÖZDEMİR

.....

**Bu tez çalışması Balıkesir Üniversitesi Rektörlüğü Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından 2013/52 nolu proje ile desteklenmiştir.**

## ÖZET

**BETONARME KOLONLARIN DEPREM PERFORMANSINI ETKİLEYEN  
PARAMETRELERİN ARAŞTIRILMASI  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
KANSU AKÇA GÖKER  
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
(TEZ DANIŞMANI: YRD. DOÇ. DR. HASAN ELÇİ)  
BALIKESİR, 2017**

Bu çalışmada, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğe (DBYBHY 2007) göre betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametreler deneysel ve teorik olarak araştırılmıştır.

Bu amaçla; enine ve boyuna donatı oranları ile beton mukavemetleri farklı dört adet kolon numunesi hazırlanmıştır. Bu numuneler ilk olarak XTRACT betonarme kesit analiz programı ile çözülmüş, hasar sınırları ve hasar bölgeleri tespit edilmiştir. Daha sonra deneye tabi tutulan bu kolonlara sabit eksenel yükler ve artan tersinir tekrarlı yatay yükler uygulanmıştır. Deney sonuçlarından numunelerin, yatay kuvvet - yer değiştirme ve moment - eğrilik grafikleri elde edilmiştir. Bu bilgilerden faydalanarak, DBYBHY 2007’de belirtilen, beton ve çelik şekil değiştirmesine bağlı hasar sınırları ve hasar bölgeleri tespit edilmiştir.

Teorik ve deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Bu nedenle, çalışmaların devamı “sayısal deney” şeklinde bilgisayar ortamında yapılmıştır.

Betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametreler olarak; beton dayanımı, eksenel normal kuvvet düzeyi, boyuna donatı oranı, enine donatılar arası mesafe alınmıştır.

**ANAHTAR KELİMELELER:** Betonarme kolon, lineer olmayan analiz, hasar bölgeleri, hasar sınırları, performans, DBYBHY 2007.

## **ABSTRACT**

### **RESEARCH ON PARAMETERS AFFECTING EARTHQUAKE PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS**

**MSC THESIS**

**KANSU AKÇA GÖKER**

**BALIKESİR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE**

**CIVIL ENGINEERING**

**(SUPERVISOR:ASSIST. PROF. DR. HASAN ELÇİ)**

**BALIKESİR, 2017**

In this study, parameters affecting earthquake performance of reinforced concrete columns were investigated experimentally and theoretically according to the Turkish Earthquake Code (TEC 2007).

For this purpose; four column specimens with different concrete strengths and different transverse and longitudinal reinforcement ratios were prepared. These specimens were first solved by XTRACT reinforced concrete section analysis program, and damage limits and damage zones were determined. These columns were then subjected to constant axial loads and incremental reversible horizontal loads. Horizontal force - displacement and moment - curvature relations were obtained from the test results. Taking advantage of this information, damage limits and damage zones due to concrete and steel deformation as specified in TEC 2007 have been identified.

Theoretical and experimental studies have shown that the results obtained are generally consistent. For this reason, the continuation of the studies was done in the form of "numerical experiment" in the computer environment.

As parameters affecting earthquake performance of reinforced concrete columns; concrete strength, axial normal force level, longitudinal reinforcement ratio, distance between transverse reinforcement are taken.

**KEYWORDS:** Reinforced concrete column, nonlinear analysis, regions of damage, damage limits, performance, TEC 2007.

# İÇİNDEKİLER

Sayfa

<b>ÖZET</b> .....	<b>i</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ii</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>iii</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ</b> .....	<b>v</b>
<b>TABLO LİSTESİ</b> .....	<b>ix</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ</b> .....	<b>xi</b>
<b>ÖNSÖZ</b> .....	<b>xiii</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
1.1. Önceki Çalışmalara Bakış .....	4
1.2. Amaç ve Kapsam .....	15
<b>2. BETONARME MALZEMENİN DAVRANIŞI VE MODELLENMESİ</b> ... <b>16</b>	
2.1. Beton Davranışı ve Beton için Kabul Edilen Bünye Denklemi .....	16
2.1.1. Beton Tanımı.....	16
2.1.2. Beton Sınıfları ve Betonun Basınç Dayanımı .....	16
2.1.3. Betonun Çekme Dayanımı. ....	17
2.1.4. Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri. ....	18
2.2. Donatı Davranışı ve Donatı için Kabul Edilen Bünye Denklemi. ....	23
2.2.1. Donatı Tanımı. ....	23
2.2.2. Donatı Çeliği Modeli .....	24
2.3. Aderans Tanımı.....	26
<b>3. DENEYSEL ÇALIŞMA</b> ..... <b>28</b>	
3.1. Deney Numunelerinin Hazırlanması .....	28
3.2. SA812 Numune Bilgileri.....	40
3.3. SZ812 Numune Bilgileri. ....	51
3.4. SA414 Numune Bilgileri.....	55
3.5. SZ414 Numune Bilgileri. ....	59
<b>4. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI</b> ..... <b>64</b>	
4.1. Kesit ve Parametre Bilgileri .....	64
4.2. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Sabitken, Normal Kuvvet ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi.....	68
4.3. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Sabitken, Normal Kuvvet ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi.....	82
4.4. Kesitte Etriye Aralığı ve Beton Sınıfı Sabitken, Normal Kuvvet ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi .....	87
4.5. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Sabitken, Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi.....	91
4.6. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Sabitken, Beton Sınıfı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi.....	97
4.7. Kesitte Normal Kuvvet ve Etriye Aralığı Sabitken, Beton Sınıfı ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi .....	101
4.8. Kesitte Etriye Aralığı ve Normal Kuvvet Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi .....	106
4.9. Kesitte Beton Sınıfı ve Normal Kuvvet Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi.....	112

4.10. Kesitte Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi .....	117
4.11. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Sabitken, Etriye Aralığı ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi .....	121
4.12. Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Sabitken, Etriye Aralığı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi.....	126
4.13. Kesitte Normal Kuvvet ve Beton Sınıfı Sabitken, Etriye Aralığı ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi .....	131
<b>5. SONUÇ VE ÖNERİLER .....</b>	<b>136</b>
<b>6. KAYNAKLAR.....</b>	<b>138</b>
<b>7. EKLER .....</b>	<b>143</b>
EK - A: Moment - Eğrilik Raporu .....	143
EK - B: Moment - Normal Kuvvet Raporu.....	144



# ŞEKİL LİSTESİ

## Sayfa

Şekil 1.1: Betonarme kesitlerde moment - eğrilik ilişkisi [3].....	7
Şekil 1.2: Betonarme elemanlarda eğilme momenti - eğilme rijitliği ilişkisi [11]..	8
Şekil 1.3: Eğilme etkisindeki betonarme kolonların moment ve eğriliği [12]. .....	8
Şekil 1.4: İdealleştirilmiş eğrilik diyagramı [13].....	9
Şekil 1.5: Plastik mafsal bölgesi [17]. .....	10
Şekil 1.6: Plastik mafsal kabulü yapılan konsol çubukta davranışın idealleştirilmesi.....	11
Şekil 1.7: DBYBHY 2007’de yer alan kesit hasar düzeyi/bölgesi tanımları. ....	12
Şekil 1.8: Eğilme ve eksenel yük altında deforme olmuş eleman parçası [19] ....	13
Şekil 1.9: Kesitte dönme miktarının ve eğriliğin gösterimi.....	14
Şekil 2.1: Mander modeli [27, 28].....	21
Şekil 2.2: DBYBHY 2007’ye göre beton modeli [4]. .....	22
Şekil 2.3: DBYBHY 2007’ye göre donatı modeli [4]. .....	25
Şekil 2.4: Donatı etrafındaki betonda meydana gelen çatlamlar ve gerilme durumu.....	27
Şekil 3.1: Numune kalıbı. ....	29
Şekil 3.2: Donatıların hazırlanması. ....	29
Şekil 3.3: Donatıların kalıba yerleştirilmesi. ....	30
Şekil 3.4: Slump deneyi.....	31
Şekil 3.5: Pres makinesine numunenin yerleştirilmesi ve basınç kuvveti uygulanması.....	32
Şekil 3.6: Çekme makinesi .....	33
Şekil 3.7.a: $\phi 8$ için gerilme - birim uzama eğrisi (1. deney).....	34
Şekil 3.7.b: $\phi 8$ için gerilme - birim uzama eğrisi (2. deney).....	34
Şekil 3.7.c: $\phi 8$ için gerilme - birim uzama eğrisi (3. deney) .....	34
Şekil 3.7.d: $\phi 12$ için gerilme - birim uzama eğrisi (1. deney).....	35
Şekil 3.7.e: $\phi 12$ için gerilme - birim uzama eğrisi (2. deney) .....	35
Şekil 3.7.f: $\phi 12$ için gerilme - birim uzama eğrisi (3. deney).....	35
Şekil 3.8: Deney düzeneği .....	37
Şekil 3.9: Deney düzeneği .....	38
Şekil 3.10: Yatay yüklemde kullanılan deplasman esaslı yükleme şekli. ....	39
Şekil 3.11: SA812 numunesi. ....	40
Şekil 3.12: SA812 numunesinin enkesiti.....	41
Şekil 3.13: Akma sınırı. ....	47
Şekil 3.14: Minimum hasar sınırı. ....	47
Şekil 3.15: Güvenlik sınırı.....	47
Şekil 3.16: Göçme sınırı. ....	47
Şekil 3.17: SA812 numunesi yatay yük - deplasman grafiği.....	48
Şekil 3.18: SA812 numunesi moment - eğrilik grafiği.....	48
Şekil 3.19: SA812 numunesi zaman - düşey yük grafiği. ....	49
Şekil 3.20: SA812 numunesi zaman - yatay yük grafiği. ....	49
Şekil 3.21: SA812 numunesi zaman - yatay deplasman grafiği. ....	50
Şekil 3.22: SZ812 numunesinin enkesiti. ....	51
Şekil 3.23: Akma sınırı. ....	53
Şekil 3.24: Minimum hasar sınırı. ....	53

Şekil 3.25: Güvenlik sınırı.....	53
Şekil 3.26: Göçme sınırı.....	53
Şekil 3.27: SZ812 numunesi yatay yük - deplasman grafiği.....	54
Şekil 3.28: SZ812 numunesi moment - eğrilik grafiği.....	54
Şekil 3.29: SA414 numunesinin enkesiti.....	55
Şekil 3.30: Akma sınırı.....	57
Şekil 3.31: Minimum hasar sınırı.....	57
Şekil 3.32: Güvenlik sınırı.....	57
Şekil 3.33: Göçme sınırı.....	57
Şekil 3.34: SA414 numunesi yatay yük - deplasman grafiği.....	58
Şekil 3.35: SA414 numunesi moment - eğrilik grafiği.....	58
Şekil 3.36: SZ414 numunesinin enkesiti.....	59
Şekil 3.37: Akma sınırı.....	61
Şekil 3.38: Minimum hasar sınırı.....	61
Şekil 3.39: Güvenlik sınırı.....	61
Şekil 3.40: Göçme sınırı.....	61
Şekil 3.41: SZ414 numunesi yatay yük - deplasman grafiği.....	62
Şekil 3.42: SZ414 numunesi moment - eğrilik grafiği.....	62
Şekil 4.1: Donatı oranı %1 (8φ16) olan kesit.....	65
Şekil 4.2: Donatı oranı %2 (16φ16) olan kesit.....	66
Şekil 4.3: Donatı oranı %3 (8φ28) olan kesit.....	66
Şekil 4.4: Donatı oranı %4 (8φ32) olan kesit.....	67
Şekil 4.5: Enine donatı bilgileri.....	69
Şekil 4.6: Kolon kesit bilgileri.....	69
Şekil 4.7: Kabuk betonu modeli.....	70
Şekil 4.8: Çekirdek betonu kesit bilgileri.....	70
Şekil 4.9: Çekirdek betonu ezilme şekil değiştirmesi.....	71
Şekil 4.10: Çekirdek betonu modeli.....	71
Şekil 4.11: Boyuna donatı modeli.....	71
Şekil 4.12: Kesitin sonlu elemanlara bölünmüş hali.....	72
Şekil 4.13.a: Moment - eğrilik grafiği için çözüm şeklinin girilmesi.....	72
Şekil 4.13.b: Moment - normal kuvvet için çözüm şeklinin girilmesi.....	73
Şekil 4.14.a: Moment - eğrilik grafiği.....	73
Şekil 4.14.b: Moment - normal kuvvet grafiği.....	74
Şekil 4.14.c: Moment - eğrilik sonuçlarının sayısal olarak görüntülenmesi.....	74
Şekil 4.14.d: Moment - normal kuvvet sonuçlarının sayısal olarak görüntülenmesi.....	75
Şekil 4.15: Örnek çözüm için moment - eğrilik grafiği.....	76
Şekil 4.16: Örnek çözüm için moment - normal kuvvet grafiği.....	77
Şekil 4.17: %1 - s200 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	78
Şekil 4.18: %1 - s200 - C20 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	79
Şekil 4.19: %1 - s200 - C50 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	79
Şekil 4.20: %1 - s200 - 0.3 $A_{f_{ck}}$ - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği....	80
Şekil 4.21: %1 - C50 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	83
Şekil 4.22: %1 - C50 - s50 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	84
Şekil 4.23: %1 - C50 - s200 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	84
Şekil 4.24: %1 - C50 - 0.3 $A_{f_{ck}}$ - (s50 ve s200) için moment - eğrilik grafiği.....	85
Şekil 4.25: C50 - s200 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği.....	87
Şekil 4.26: C50 - s200 - %1 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	88
Şekil 4.27: C50 - s200 - %4 - (0.1~0.5) $A_{f_{ck}}$ için moment - eğrilik grafiği.....	88

<b>Şekil 4.28:</b> C50 - s200 - 0.3A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği.....	89
<b>Şekil 4.29:</b> %4 - s50 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	92
<b>Şekil 4.30:</b> %4 - s200 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	92
<b>Şekil 4.31:</b> %4 - C30 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği .....	93
<b>Şekil 4.32:</b> %4 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s50 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	94
<b>Şekil 4.33:</b> %4 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s200 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	94
<b>Şekil 4.34:</b> %4 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C30 - (s50 ve s200) için moment - eğrilik grafiği.....	95
<b>Şekil 4.35:</b> %1 - s50 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	97
<b>Şekil 4.36:</b> %1 - s50 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	98
<b>Şekil 4.37:</b> %1 - s50 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	98
<b>Şekil 4.38:</b> %1 - s50 - C30 - (0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ve 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ) için moment - eğrilik grafiği .	99
<b>Şekil 4.39:</b> s200 - %1 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	101
<b>Şekil 4.40:</b> s200 - %4 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği.....	102
<b>Şekil 4.41:</b> s200 - C30 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği.....	102
<b>Şekil 4.42:</b> 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s200 - %1 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	103
<b>Şekil 4.43:</b> 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s200 - %4 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği .....	104
<b>Şekil 4.44:</b> 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s200 - C30 - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği .....	104
<b>Şekil 4.45:</b> s200 - C20 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği .....	107
<b>Şekil 4.46:</b> s200 - C50 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği .....	107
<b>Şekil 4.47:</b> s200 - %2 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği .....	108
<b>Şekil 4.48:</b> s200 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C20 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	109
<b>Şekil 4.49:</b> s200 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C50 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	109
<b>Şekil 4.50:</b> s200 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - %2 - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği....	110
<b>Şekil 4.51:</b> C50 - s50 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği .....	112
<b>Şekil 4.52:</b> C50 - s200 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği .....	113
<b>Şekil 4.53:</b> C50 - %2 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği .....	113
<b>Şekil 4.54:</b> C50 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s50 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	114
<b>Şekil 4.55:</b> C50 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s200 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	114
<b>Şekil 4.56:</b> C50 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - %2 - (s50 ve s200) için moment - eğrilik grafiği.....	115
<b>Şekil 4.57:</b> C50 - s200 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği .....	117
<b>Şekil 4.58:</b> C50 - s200 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	118
<b>Şekil 4.59:</b> C50 - s200 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği.....	118
<b>Şekil 4.60:</b> C50 - s200 - %2 - (0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ve 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ) için moment - eğrilik grafiği ....	119
<b>Şekil 4.61:</b> %1 - C20 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	121
<b>Şekil 4.62:</b> %1 - C50 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	122
<b>Şekil 4.63:</b> %1 - s100 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği .....	122
<b>Şekil 4.64:</b> %1 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C20 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....	123
<b>Şekil 4.65:</b> %1 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C50 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....	124
<b>Şekil 4.66:</b> %1 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - s100 - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği ...	124
<b>Şekil 4.67:</b> %1 - C50 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	127
<b>Şekil 4.68:</b> %1 - C50 - 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....	128
<b>Şekil 4.69:</b> %1 - C50 - 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....	128
<b>Şekil 4.70:</b> %1 - C50 - s100 - (0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ve 0.5A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> ) için moment - eğrilik grafiği ....	129
<b>Şekil 4.71:</b> C50 - %1 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	131
<b>Şekil 4.72:</b> C50 - %4 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği.....	132
<b>Şekil 4.73:</b> C50 - s100 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği.....	132
<b>Şekil 4.74:</b> 0.1A <sub>c</sub> f <sub>ck</sub> - C50 - %1 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....	133

**Şekil 4.75:**  $0.1A_{cf_{ck}}$  - C50 - %4 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği .....133  
**Şekil 4.76:**  $0.1A_{cf_{ck}}$  - C50 - s100 - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği.....134

## TABLO LİSTESİ

### Sayfa

<b>Tablo 1.1:</b> DBYBHY 2007’de yer alan birim şekil değiştirme hasar sınırları [4]	12
<b>Tablo 2.1:</b> Beton sınıfları ve dayanımları [23]	17
<b>Tablo 2.2:</b> Donatı çeliklerinin mekanik özellikleri [29]	24
<b>Tablo 2.3:</b> Donatı çelikleri için sınır değerler [4]	26
<b>Tablo 3.1:</b> Beton basınç deneyi sonuçları	32
<b>Tablo 3.2:</b> Çelik çekme deneyi sonuçları	37
<b>Tablo 3.3:</b> SA812 numune bilgileri	41
<b>Tablo 3.4:</b> SA812 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler	46
<b>Tablo 3.5:</b> SZ812 numune bilgileri	51
<b>Tablo 3.6:</b> SZ812 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler	52
<b>Tablo 3.7:</b> SA414 numune bilgileri	55
<b>Tablo 3.8:</b> SA414 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler	56
<b>Tablo 3.9:</b> SZ414 numune bilgileri	59
<b>Tablo 3.10:</b> SZ414 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler	60
<b>Tablo 4.1:</b> Kesitlerin özellikleri	68
<b>Tablo 4.2:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50)	81
<b>Tablo 4.3:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (C20 - C50)	81
<b>Tablo 4.4:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50)	82
<b>Tablo 4.5:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)	86
<b>Tablo 4.6:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)	86
<b>Tablo 4.7:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)	86
<b>Tablo 4.8:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4)	90
<b>Tablo 4.9:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4)	90
<b>Tablo 4.10:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4)	91
<b>Tablo 4.11:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)	96
<b>Tablo 4.12:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)	96
<b>Tablo 4.13:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)	96
<b>Tablo 4.14:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_{fck} - 0.5A_{fck}$ )	100
<b>Tablo 4.15:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi ( $0.1A_{fck} - 0.5A_{fck}$ )	100
<b>Tablo 4.16:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_{fck} - 0.5A_{fck}$ )	100
<b>Tablo 4.17:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4)	105
<b>Tablo 4.18:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4)	105
<b>Tablo 4.19:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4)	106
<b>Tablo 4.20:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50)	111
<b>Tablo 4.21:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (C20 - C50)	111
<b>Tablo 4.22:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50)	111
<b>Tablo 4.23:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)	116
<b>Tablo 4.24:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)	116
<b>Tablo 4.25:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)	116
<b>Tablo 4.26:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_{fck} - 0.5A_{fck}$ )	120
<b>Tablo 4.27:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi ( $0.1A_{fck} - 0.5A_{fck}$ )	120

<b>Tablo 4.28:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ ) .....	120
<b>Tablo 4.29:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50) .....	125
<b>Tablo 4.30:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (C20 - C50) .....	125
<b>Tablo 4.31:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50).....	126
<b>Tablo 4.32:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ ) .....	130
<b>Tablo 4.33:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ ) .....	130
<b>Tablo 4.34:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ ) .....	130
<b>Tablo 4.35:</b> Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4) .....	135
<b>Tablo 4.36:</b> Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4) .....	135
<b>Tablo 4.37:</b> Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4) .....	135

## SEMBOL LİSTESİ

$A_c$	:	Kolonun enkesit alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_{ck}$	:	Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_0$	:	Beton numune enkesit alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_s$	:	Kolonun boyuna donatı alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_{sh}$	:	Kolonun enine donatı alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_{shx}$	:	x doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_{shy}$	:	y doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı ( $\text{mm}^2$ )
$A_5$	:	Kopma uzaması (%)
$A_{gt}$	:	Maksimum yükte toplam uzama (%)
$b$	:	Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun x'e paralel boyutu (mm)
$b_x$	:	Kesit boyutu (mm)
$b_k$	:	x doğrultusunda en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık (mm)
$d_k$	:	y doğrultusunda en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık (mm)
$d_y$	:	Kesit boyutu (mm)
$E_c$	:	Betonun 28 günlük elastisite modülü (MPa)
$E_s$	:	Donatı elastisite modülü (MPa)
$E_{sec}$	:	Betonun sekant modülü (MPa)
$E_{sh}$	:	Donatı Pekleşme modülü (MPa)
$f_{cc}$	:	Sargılı betonun basınç dayanımı (MPa)
$f_{ck}$	:	Betonun karakteristik basınç dayanımı (MPa)
$f_{co}$	:	Sargısız betonun basınç dayanımı (MPa)
$f_{ctm}$	:	Betonun ortalama çekme dayanımı (MPa)
$f_{ctk}$	:	Betonun karakteristik aksenal çekme dayanımı (MPa)
$f_e$	:	Etkili sargılama basıncı (MPa)
$f_{ex}$	:	x doğrultusunda etkili sargı basıncı (MPa)
$f_{ey}$	:	y doğrultusunda etkili sargı basıncı (MPa)
$f_{su}$	:	Minimum kopma dayanımı (MPa)
$f_y$	:	Donatı akma dayanımı (MPa)
$f_{yk}$	:	Donatının karakteristik akma dayanımı (MPa)
$f_u$	:	Donatı nihai dayanımı (MPa)
$h$	:	Kesit boyutu (mm)
$h$	:	Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun y'ye paralel boyutu (mm)
$k_e$	:	Sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı
$K$	:	Yanal basınç katsayısı
$K$	:	Eğrilik (1/m)
$K_{xx}$	:	x doğrultusunda eğrilik (1/m)
$K_e$	:	Elastik bölgedeki eğrilik (1/m)
$K_t$	:	Toplam eğrilik (1/m)
$L$	:	Konsol boyu (mm)
$L_p$	:	Plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (mm)
$M_{xx}$	:	x eksenine etrafındaki moment (Nm)

$M$	:	Moment (Nm)
$M_b$	:	Dengeli kırılma için eğilme momenti (Nm)
$N$	:	Eksenel normal kuvvet (N)
$N_b$	:	Dengeli kırılma için normal kuvvet (N)
$n$	:	Boyuna donatı sayısı
$P$	:	Pekleşme bölgesi derecesi
$P$	:	Yatay kuvvet (N)
$R_e$	:	Akma dayanımı (MPa)
$R_m$	:	Çekme dayanımı (MPa)
$R_{e \text{ act}}$	:	Deneysel akma dayanımı (MPa)
$R_{e \text{ nom}}$	:	Karakteristik akma dayanımı (MPa)
$s'$	:	Enine donatı net aralığı (mm)
$s$	:	Etriye aralığı (mm)
$t$	:	Boyuna donatı çubuk eksenleri arasındaki ortalama mesafe (mm)
$\rho_{cc}$	:	Toplam boyuna donatı alanının beton çekirdek alanına oranı
$\delta_e$	:	Elastik bölgede yatay deplasman (mm)
$\delta_p$	:	Plastik bölgede yatay deplasman (mm)
$\delta_t$	:	Toplam yatay deplasman (mm)
$\delta$	:	Yatay deplasman (mm)
$\rho$	:	Boyuna donatı oranı
$\rho_s$	:	Kesitte mevcut bulunan DBYBHY 2007'ye uygun olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı
$\rho_x$	:	x doğrultusunda enine donatı hacimsel oranı
$\rho_y$	:	y doğrultusunda enine donatı hacimsel oranı
$\rho_{sm}$	:	DBYBHY 2007'ye göre kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
$\epsilon_{cc}$	:	Sargılı betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri
$\epsilon_{co}$	:	Betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri
$\epsilon_{cu}$	:	Sargısız betonda kabuk betonun dökülmesi sonrasında nihai birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{cg}$	:	Göbek betonu birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_s$	:	Donatı birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sh}$	:	Donatının pekleşmeye başladığı birim şekil değiştirme değeri
$\epsilon_{su}$	:	Donatı kopma birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sy}$	:	Donatı akma birim şekil değiştirmesi
$\lambda_c$	:	Etkili sargılama basıncının fonksiyonu olan katsayı
$\sigma_i$	:	Gerilme (MPa)
$\sigma_1$	:	Yanal basınç gerilmesi (MPa)
$\sigma_s$	:	Donatı gerilmesi (MPa)
$\theta$	:	Dönme (rad)
$\theta_p$	:	Plastik dönme (rad)
$\phi$	:	Donatı çapı (mm)
$\Delta$	:	Kolon uç ötelenmesi (mm)
$\Delta L$	:	Birim uzama (mm)
$\phi$	:	Eğrilik (1/m)



## ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum bu çalışmada, tez çalışması süresince konu ve kapsamının oluşturulmasında değerli yardımlarıyla beni yönlendiren ve ufkumu genişleten değerli tez danışmanım Sayın Yrd. Doç. Dr. Hasan ELÇİ'ye ve üzerimde emeği olan tüm hocalarıma sonsuz teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi olan annem Tülay AKÇA ile babam İzzet AKÇA'ya ve tez süresince desteğinden dolayı eşim C. Ogün GÖKER'e tüm kalbimle teşekkürlerimi sunarım.

BALIKESİR, 2017

Kansu AKÇA GÖKER

# 1. GİRİŞ

Yer kabuğu içindeki kırılmalar nedeniyle ani olarak ortaya çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yer yüzeyini sarsma olayına 'DEPREM' denir. Deprem, insanın hareketsiz kabul ettiği ve güvenle ayağını bastığı toprağın oynayacağını ve üzerinde bulunan yapıların da hasar görüp, can kaybına uğrayacak şekilde yıkılabileceklerini gösteren bir doğa olayıdır [1].

Dünyanın iç yapısı konusunda, jeolojik ve jeofizik çalışmalar sonucu elde edilen verilerin desteklediği bir yeryüzü modeli bulunmaktadır. Bu modele göre, yerkürenin dış kısmında yaklaşık 70 - 100 km. kalınlığında oluşmuş bir taşküre (Litosfer) vardır. Kıtalar ve okyanuslar bu taşkürede yer alır. Litosfer ile çekirdek arasında kalan ve kalınlığı 2900 km olan kuşağa Manto adı verilir. Mantonun altındaki çekirdeğin Nikel - Demir karışımından oluştuğu kabul edilmektedir. Yerin yüzeyinden derine gidildikçe sıcaklığın arttığı bilinmektedir. Enine deprem dalgalarının yerin çekirdeğinde yayılamadığı olgusundan giderek çekirdeğin sıvı bir ortam olması gerektiği sonucuna varılmaktadır. Manto genelde katı olmakla beraber yüzeyden derine inildikçe içinde yerel sıvı ortamları bulundurmaktadır. Taşkürenin altında Astenosfer denilen yumuşak üst manto bulunmaktadır. Burada oluşan kuvvetler, özellikle konveksiyon akımları nedeniyle taş kabuk parçalanmakta ve birçok levhalara bölünmektedir. Üst mantoda oluşan konveksiyon akımları, radyoaktivite nedeniyle oluşan yüksek ısıya bağlanmaktadır. Konveksiyon akımları yukarıya yükseldikçe taşkürede gerilmelere ve daha sonra da zayıf zonların kırılmasıyla levhaların oluşmasına neden olmaktadır. Halen 10 kadar büyük levha ve çok sayıda küçük levhalar vardır. Bu levhalar, üzerinde duran kıtalarla birlikte, Astenosfer üzerinde sal gibi yüzmekte olup, birbirlerine göre insanların hissedemeyeceği bir hızla hareket etmektedirler. Konveksiyon akımlarının yükseldiği yerlerde levhalar birbirlerinden uzaklaşmakta ve buradan çıkan sıcak magma da okyanus ortası sırtlarını oluşturmaktadır. Levhaların birbirlerine değdikleri bölgelerde sürtünmeler ve sıkışmalar olmakta, sürtünen levhalardan biri aşağıya mantoya batmakta ve eriyerek yitme zonlarını oluşturmaktadır. Konveksiyon akımlarının neden olduğu bu ardışıklı olay taşkürenin altında devam etmektedir. İşte

yerkabuğunu oluşturan levhaların birbirine sürtündükleri, birbirlerini sıkıştırdıkları, birbirlerinin üstüne çıktıkları ya da altına girdikleri bu levhaların sınırları dünyada depremlerin oldukları yerler olarak karşımıza çıkmaktadır. Dünyada olan depremlerin büyük çoğunluğu bu levhaların birbirlerini zorladıkları levha sınırlarında dar kuşaklar üzerinde oluşmaktadır. Birbirlerini iten ya da diğerinin altına giren iki levha arasında, harekete engel olan bir sürtünme kuvveti vardır. Bir levhanın hareket edebilmesi için bu sürtünme kuvvetinin aşılması gerekir. İtilmekte olan bir levha ile bir diğer levha arasında sürtünme kuvveti aşıldığı zaman bir hareket oluşur. Bu hareket çok kısa bir zaman aralığında gerçekleşir ve şok niteliğindedir. Sonunda çok uzaklara kadar yayılabilen deprem (sarsıntı) dalgaları ortaya çıkar [1].

Ülkemiz dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinin üzerinde bulunmakta olup; Deprem Bölgeleri Haritası'na göre, yurdumuzun %92'sinin deprem bölgeleri içerisinde olduğu, nüfusumuzun %95'inin deprem tehlikesi altında yaşadığı ve ayrıca büyük sanayi merkezlerinin %98'i ve barajlarımızın %93'ünün deprem bölgesinde bulunduğu bilinmektedir. Son 58 yıl içerisinde depremlerden, 58202 vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 122096 kişi yaralanmış ve yaklaşık olarak 411465 bina yıkılmış veya ağır hasar görmüştür. Sonuç olarak denilebilir ki, depremlerden her yıl ortalama 1003 vatandaşımız ölmekte ve 7094 bina yıkılmaktadır [1].

Depremde hasar gören yapılar üzerinde gerçekleştirilen incelemelerde, yapıların depremde hasar görme nedenlerinin; malzeme kalitesinin yetersiz olması, yapıların yönetmeliklere uygun boyutlandırılmaması, uygulamada proje ve hesaplara uyulmaması olduğu sonucuna varılmıştır. Bu yıkıcı etkilerinin sonucunda; depreme dayanıklı yapı tasarımının ve deprem sonrası yapılan değerlendirmenin önemi ortaya çıkmaktadır. Bunun için de; yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizlerinin, gerçek göçme güvenliklerinin, deprem güvenliklerinin belirlenmesi, gerekiyorsa güçlendirmenin yapılması gerekmektedir.

Mevcut yapı sistemlerinin deprem güvenliklerinin belirlenmesinde, performans analizini öngören yöntemlere başvurulması uygun olacaktır. Doğrusal olmayan teoriyi esas alan yöntemlerinden yararlanarak; yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışları yakından izlenebilmekte; yer değiştirme ve

şekil değiştirmelere bağlı deprem performansları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir [2].

Bu konuların önemi maalesef depremlerin olması ve kayıpların artması ile artmaya başlamış ve yönetmeliklerde yerini almıştır. Ülkemizde özellikle 1999 Adapazarı - Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalara hız verilmiştir. Ancak, diğer birçok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik bir yönetmeliğin henüz o tarihlerde mevcut olmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni yapılacak yapılar için geçerli olan mevcut yönetmelik yani 1998 Türk Deprem Yönetmeliği esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları ortadan kaldırmak amacıyla 2003 yılından başlayarak, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna göre yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları yürütülerek tamamlanmıştır. 2007’de yapılan çalışmalar sonucunda deprem etkisindeki yapılar için geleneksel kuvvete dayalı tasarım yerine, şekil değiştirmeye dayalı performans hedeflerini esas alan performans esaslı tasarım ve değerlendirme yaklaşımları öne çıkarak kabul görmüştür [3].

Tez çalışmasında; DBYBHY 2007’de öngörülen şekil değiştirme esaslı hasar sınırları kolon elemanlar üzerinde çalışılmıştır. Kolonlar, çerçeveli yapı sistemlerinin deprem davranışını belirleyen temel yapı elemanlarıdır. Geçmişte meydana gelen bina göçmelerinin pek çoğuna yetersiz kolon davranışı neden olmuştur. Binalardaki kolon göçmelerinin başlıca nedenleri kesme kırılması ve yetersiz şekil değiştirme kapasitesidir. Deprem yönetmeliği, kolonların eğilme performansını plastik mafsallık bölgelerinin toplam dönme kapasitesi veya plastik dönme kapasitesi ile ifade etmektedir [1, 4]. Bu konu hakkında birçok deneysel ve analitik çalışma yapılarak yönetmelik şartlarıyla karşılaştırılmıştır [5, 6].

## 1.1 Önceki Çalışmalara Bakış

Betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametrelerin araştırılması konulu tezin temelini oluşturan; depreme dayanıklı yapı tasarımı, yapı elemanı performansı, lineer olmayan analiz, plastik mafsal boyu, hasar sınırlarının araştırılması hakkında birçok çalışma yapılmıştır.

Acun ve Sucuoğlu'nun 2011 yılında yaptığı çalışmada; eğilme davranışı için tasarlanan on iki adet betonarme kolon tekrarlı ve yüksek genlikli öteleme çevrimleri altında test edilmiştir. Deney elemanlarının üretiminde deprem yönetmelikleri ile uyumlu ve uyumsuz iki tip tasarım uygulanmıştır. Deneylerde deney elemanlarına uygulanan öteleme genlikleri ve genliklerin dizini temel değişkendir. Yapılan değerlendirme sonucunda Eurocode 8, ASCE/SEI 41 ve DBYBHY 2007 tarafından önerilen şekil değiştirme esaslı performans sınırlarının yönetmeliklerle uyumsuz kolonlar için yapılan deneyler ışığında tutucu kaldığı görülmüştür. Bu sonuçların mevcut betonarme binaların deprem risklerinin değerlendirilmesinde yanıltıcı sonuçlar verebileceği düşünülmektedir. Diğer yandan yönetmeliklerle uyumlu kolonlar için yapılan deneylerin sonuçlarına göre, Eurocode 8 ve DBYBHY 2007 tarafından önerilen performans sınırlarının makul düzeylerde olduğu gözlenmiştir. Özellikle orta düzeyde aksenal yük altındaki kolonlardaki plastik mafsalların deneysel performanslarının tahmininde ASCE/SEI 41 tarafından önerilen sınırların ise bir miktar tutucu kaldığı görülmektedir [7].

Işıltan'ın 2010 yılında yaptığı çalışmada; ilk olarak elastik olmayan davranışın daha iyi anlaşılabilmesi için gerilme - şekil değiştirme bağıntıları, sargısız ve sargılı beton modelleri, moment - eğrilik ilişkisi, plastik mafsal hipotezi, plastik mafsal uzunluğu hakkında bilgi verilmiştir. Verilen bilgiler ışığında, mevcut yapı ve yapı elemanlarının deprem performansının belirlenmesi ve deprem güvenliği hususlarında; DBYBHY 2007, Eurocode 8, FEMA 356 yönetmeliklerinde kullanılan hesap yöntemleri, yapılan kabuller, performans hedefleri karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. Yönetmeliklerin karşılaştırılmasını takiben; PEER veri tabanında bulunan, farklı araştırmacılar tarafından yapılmış betonarme kolon deneyleri incelenmiştir. Deprem etkisini benzeştiren yatay yükler altında deneye tabi tutulan, farklı özelliklere sahip betonarme kolonların; DBYBHY 2007, Eurocode 8, FEMA

356'ya göre performans sınırları belirlenmiştir. Betonarme kolonların gerçeğe en yakın davranışının deney sonuçlarıyla belirlendiği kabul edilerek; yönetmeliklere göre belirlenen performans sınırları deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Performans sonuçlarının gerçeğe yakınlığı, yönetmeliklerde performans belirlenmesine etkileyen faktörler, deprem güvenlikleri ve performans hedefleri karşılaştırılarak yönetmelikler arası farklılıklar ortaya konulmuştur. Tez kapsamında incelenen üç farklı yönetmeliğin farklı özelliklere sahip kolonlar için tanımladığı performans sınırları birbirleri ile karşılaştırılmış, yönetmeliklerin verdiği sınırların birbirinden çok farklı olabildiği görülmüştür. Bunun sonucu olarak yönetmeliklerce tahmin edilen performans sınırlarının yapılmış olan deneylerden elde edilen sonuçlar ile önemli oranda uyumsuz olabileceği görülmüştür [6].

Yavaş ve Türker'in 2012 yılında yaptığı çalışmada; DBYBHY 2007'de öngörülen şekil değiştirme esaslı hasar sınırları kolon elemanlar üzerinde deneysel olarak incelenmiş olup, sargı donatısı yetersizliği bulunan kolon elemanlar üzerinde test edilmiştir. Kolonlara sabit eksenel yük altında, tersinir artan yatay yükler uygulanmıştır. DBYBHY 2007'de verilen prosedür (yığılı plastisite, enkesit moment - eğrilik analizi, mafsal uzunluğu kabulü vb.) ve yapı mekaniği ilkeleri kullanılmıştır. Minimum hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda kullanılabilirliği etkileyecek kalıcı bir hasar oluşmadığı, Güvenlik hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda kalıcı hasar oluştuğu, Göçme hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda önemli kalıcı hasarlar oluştuğu ancak dayanım azalması oluşmadığı tespit edilmiştir. Sonuç olarak; DBYBHY 2007'de verilen şekil değiştirme esaslı hasar sınırları ile deney sonucunda kolon elemanlarda oluşan hasar sınırlarının uyumlu olduğu gözlenmiştir [8].

Kaya'nın 2006 yılında yaptığı çalışmada; mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için DBYBHY 2007'de öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri uygulanıp, bu yöntemlerin sonuçları sayısal olarak karşılaştırılmıştır. Ayrıca daha önceki yönetmeliklere göre tasarlanan mevcut binaların da, DBYBHY 2007'ye göre deprem performansları belirlenmiş olup, iki yöntemle de sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak; doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin hasar bölgeleri daha elverişli sonuçlar vermektedir. Ayrıca daha önceki yönetmelikler ile tasarlanan binalar, mevcut yönetmeliğin hasar sınırlarına

göre; ileri hasar ve göçme bölgesinde kalmış olup, önemli sorunlar oluşturmaktadır [2].

Kolgu ve Peker'in 2003 yılında yaptığı çalışmada; betonarme kesitlerin davranışına aksenal yük, malzeme modeli, sargı donatısı oran değişiminin etkisi incelenmiş olup, kesit davranışı, moment - eğrilik ilişkisi, plastik dönme kapasitesi ve eğrilik sünekliği karşılaştırılarak incelenmiştir. Sonuç olarak; aksenal yükün artışı ile kesitin moment taşıma kapasitesi önce artmakta, sonra azalmaktadır. Betonarme kesitin gerçek davranışını görmek için sargı donatısı dikkate alınmalıdır. Sargı donatı oranı arttığında, kesitin sünekliği ve maksimum taşıma kapasitesi artmaktadır. Lineer olmayan analiz yapılırken gerçek davranış açısından, başlangıçta malzeme modeli tanımlanırken sargı donatısı oranı ve aksenal yük oranı tanımlanmalıdır [9].

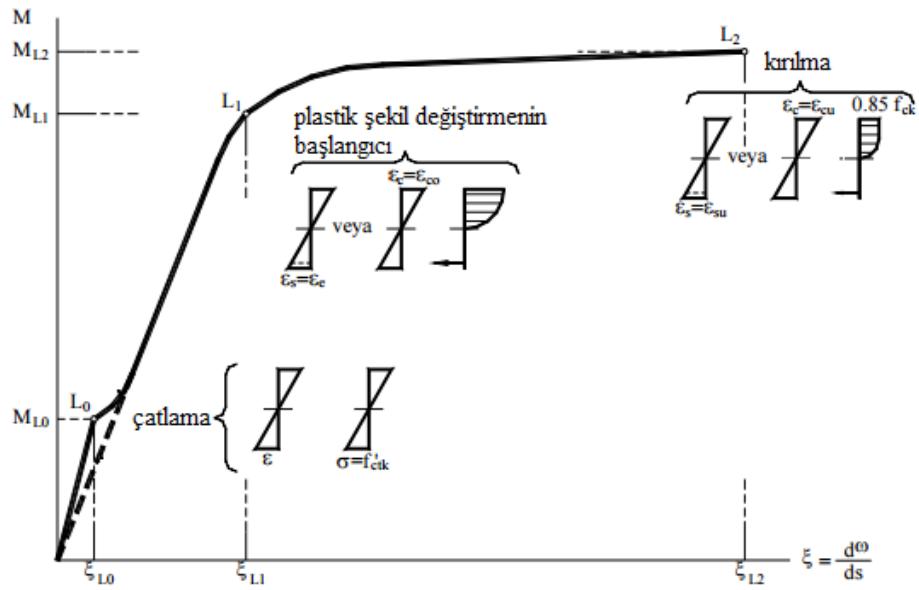
Kullanım ömrü boyunca yapının karşılaşılabileceği en önemli yük olan deprem kuvvetleri etkisi altında can güvenliğinin sağlanabilmesi için, yapının kontrollü bir şekilde hasar görmesi sağlanmalıdır. Bu durumda yapı ve yapı elemanlarının elastik ötesi davranışı ve plastikleşmesi devreye girmektedir. Yapının gerçekçi davranışı, yapı elemanlarının elastik ötesi davranışıyla olduğundan plastikleşme ve plastik mafsallık kavramı yapı mühendisliğinde önemli rol oynamaktadır.

Taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsallık adı verilen  $L_p$  uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaştığı kabul edilmektedir [3].

Plastik mafsallık tanımı gereği, şekil değiştirmelerin yoğunlaştığı bölgeler maksimum momentin olduğu bölgeler olmaktadır. Ayrıca plastik mafsallıkta dönme, sabit sayılabilecek bir moment altında gerçekleşmektedir. Eğriliğin tipik olarak plastik mafsallık bölgesinde sabit olduğu kabul edilmektedir ve böylelikle plastik mafsalların dönmesi görece bir kolaylıkla hesaplanabilmektedir [10].

Moment - eğrilik ilişkisine bakıldığında; yapının düşey taşıyıcı elemanları aksenal basınç ve eğilme momenti etkisi altında bulunurlar. Bu elemanlara ait tipik

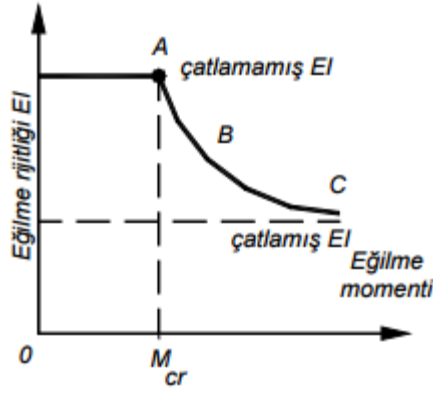
moment - eğrilik ilişkisi Şekil 1.1’de verilmiştir. Artan yük etkisinde betonun en dış çekme lifindeki normal kuvvet, beton çekme dayanımına eşit olduğu anda beton kabuğu çatlamaya başlar ve kabuk dökülür. Kabuğun dökülmesiyle kesit yüksekliği azalır, bunun etkisiyle kesit eğriliginde ani bir artış meydana gelir. Sonrasında kesit, plastik şekil değiştirme başlangıcına kadar artan gerilmeler etkisinde elastik şekil değiştirme yapar. Plastik şekil değiştirme; betonun basınç lifinde veya çekme donatısında meydana gelir. Plastik şekil değiştirmeye beraber betonarme eleman bir miktar daha moment alarak moment taşıma kapasitesine ulaşır; bu arada plastik şekil değiştirme başlangıcı ile kırılma anı arasında kesitte çok büyük şekil değiştirmeler, büyük çatlamlar ve eğrilikler meydana gelir. Yataya yakın seyreden bu kısımda plastik davranış etkili olur. Eleman moment taşıma kapasitesine ulaştınca göçme gerçekleşir.



**Şekil 1.1:** Betonarme kesitlerde moment - eğrilik ilişkisi [3]

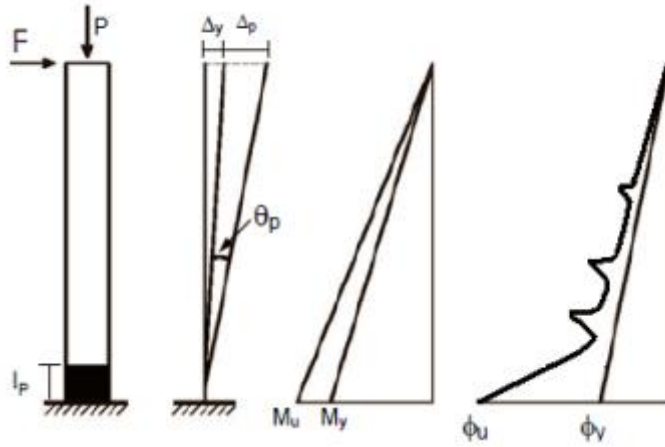
Betonarme elemanlara ait eğilme rijitliği - eğilme momenti ilişkisi Şekil 1.2’de verilmiştir. Kesitin eğilme momenti etkisinde çatlamaıyla beraber kesite ait eğilme rijitliğinde önemli bir kayıp söz konusu olmaktadır. Şekilde A, beton çatlama; B, akma durumu; C, plastik şekil değiştirmenin başlamasını ifade etmektedir.





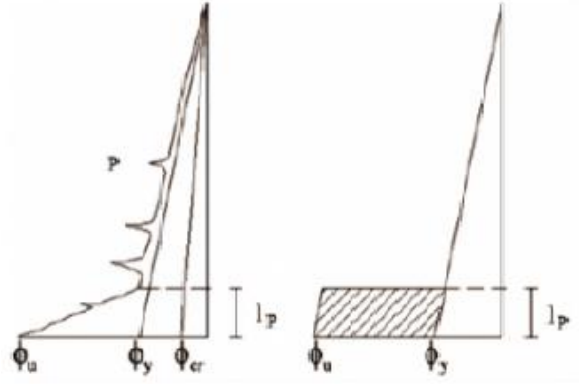
**Şekil 1.2:** Betonarme elemanlarda eğilme momenti - eğilme rijitliği ilişkisi [11]

Eğrilik - dönme ilişkisinde; eğilme etkisindeki bir elemanda, momentin oluşturduğu normal gerilmeler altında elemanda farklı şekil değiştirmeler meydana gelecektir ve bu farklı şekil değiştirmeler dönme olarak gözlemlenecektir (Şekil 1.3).



**Şekil 1.3:** Eğilme etkisindeki betonarme kolonların moment ve eğriliği [12]

Plastik mafsal hipotezi; doğrusal elastik olmayan şekil değiştirmelerin belirli bir bölgede yoğunlaştığı, bu bölgeler dışında doğrusal elastik davranışın söz konusu olduğu kabulüne dayanmaktadır. Eğriliklerin idealleştirilmesinde de aynı kabulden yararlanarak, Şekil 1.4'te görüldüğü gibi, eğrilğin plastik mafsal bölgesinde aniden artış gösterdiği kabul edilmektedir.



**Şekil 1.4:** İdealleştirilmiş eğrilik diyagramı [13]

Şekil 1.4'teki gibi eğriliğin idealleştirilmesi neticesinde; dönme miktarı eğrilik ile plastik mafsalsız boyunun çarpımına eşit olmaktadır. Burada;  $\theta$ , dönme;  $K$ , eğrilik;  $L_p$ , plastik mafsalsız uzunluğudur. Dönme ( $\theta$ ), (1.1) bağıntısında gösterilmiştir.

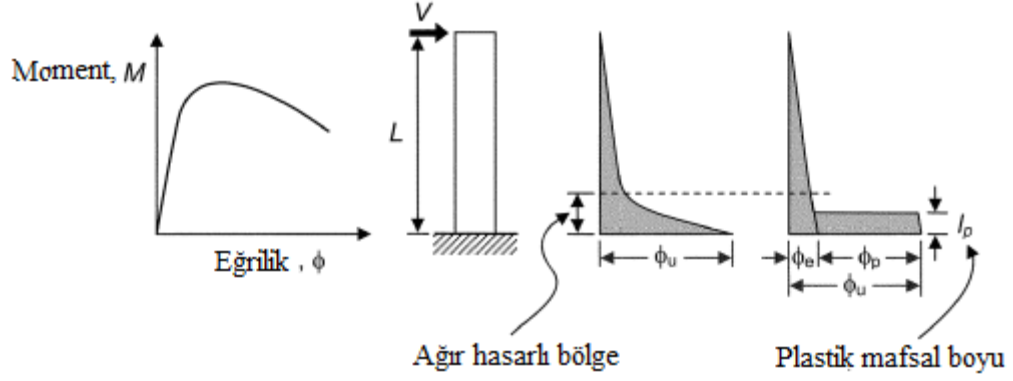
$$\theta = KL_p \quad (1.1)$$

Sheikh ve Khoury (1993), Sheikh, Shah ve Khoury (1994) ile Bayrak ve Sheikh (1998) yüksek mertebede eksenel yük uyguladıkları kolon numuneler ile yaptıkları deneylerde, plastik mafsalsız boyunun yaklaşık 1.0h olduğunu ölçmüşlerdir [14, 15, 16].

Paulay ve Priestley 1992 yılında plastik mafsalsız boyu ile ilgili yaptığı çalışmalar sonucu;  $L_p = 0.5h$  alınabileceğini tespit etmiş olup, genellikle plastik mafsalsız boyu olarak bu değer kullanılmaktadır [5].

Park ve Paulay 1975 yılında, plastik mafsalsız kullanarak eğrilik dağılımını kolon uzunluğu boyunca basitleştirmişler ve kolon uç ötelenmesini hesaplamışlardır [17].

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) L_p (L - 0.5L_p) \quad (1.2)$$

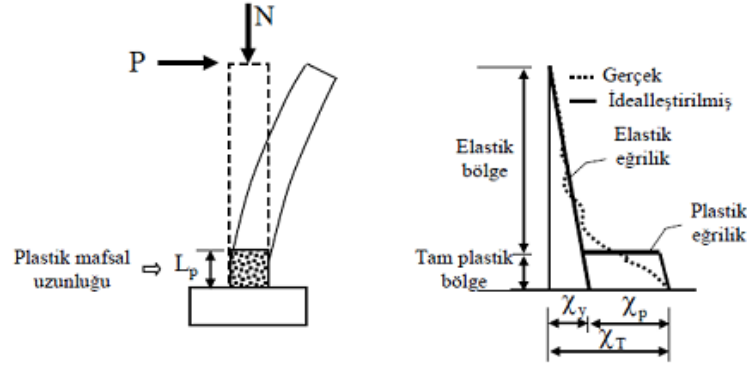


**Şekil 1.5:** Plastik mafsal bölgesi [17]

Park, Priestly ve Gill 1982 yılında, 550×550 mm boyutlarındaki dört adet kolona  $0.2f'_cA_g - 0.6f'_cA_g$  aralığında aksenal yükler uygulayarak bazı deneyler yapmışlardır. Plastik mafsal boyunun hesabı için (1.2) denklemini kullanmışlardır [18]. Yapılan araştırmalar sonucu plastik mafsal boyunun 0.4h ortalama değerini aldığını ve aksenal yüklemenin plastik mafsal boyunu nispeten etkilemediğini ortaya koymuşlardır. Burada h değeri kolonun derinliğini ifade etmektedir.

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda Plastik Mafsal Hipotezi'ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu ( $L_p$ ), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır [4] (Şekil 1.6). Plastik mafsal boyu ( $L_p$ ), (1.3) bağıntısında gösterilmiştir.

$$L_p = 0.5h \quad (1.3)$$



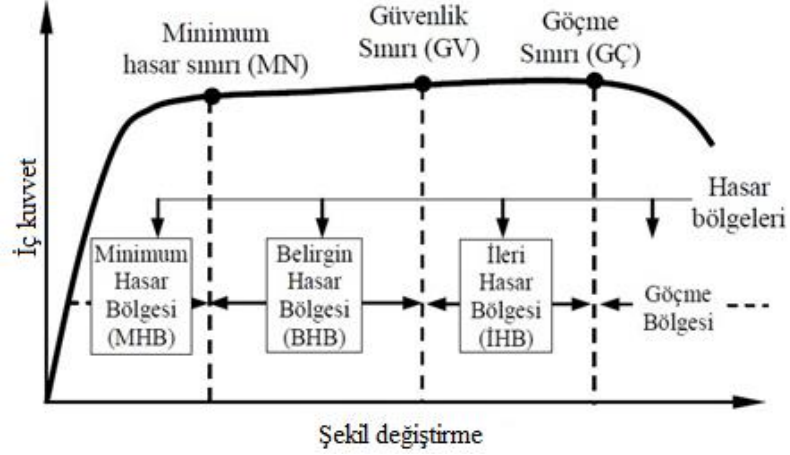
**Şekil 1.6:** Plastik mafsallı kabulü yapılan konsol çubukta davranışın idealleştirilmesi

DBYBHY 2007’de binaların deprem performansının değerlendirilmesi için, kuvvet esaslı ve şekil değiştirme esaslı yöntemlere yer verilmiştir. DBYBHY 2007’de kuvvet esaslı yöntemler Doğrusal Elastik Yöntemler, şekil değiştirme esaslı yöntemler ise Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler olarak adlandırılmaktadır.

Şekil değiştirme esaslı tasarım yöntemleri; malzemenin elastik ötesi davranışını hesaba katmaya olanak sağladığından kuvvete dayalı tasarım yöntemleriyle karşılaştırıldığında, yer hareketi etkisiyle ortaya çıkması muhtemel yapısal hasarın tahmininde daha gerçekçi olur. Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır [4].

DBYBHY 2007’de, sünek taşıyıcı sistem elemanlarının kritik kesitlerinde oluşması muhtemel hasarı tarif eden üç farklı hasar sınırı ve bunların sınırladığı hasar bölgeleri tanımlanmıştır: Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ). Minimum Hasar Sınırı; ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, Güvenlik Sınırı; kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, Göçme Sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir [4].

Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ile GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde yer alırlar [4] (Şekil 1.7).



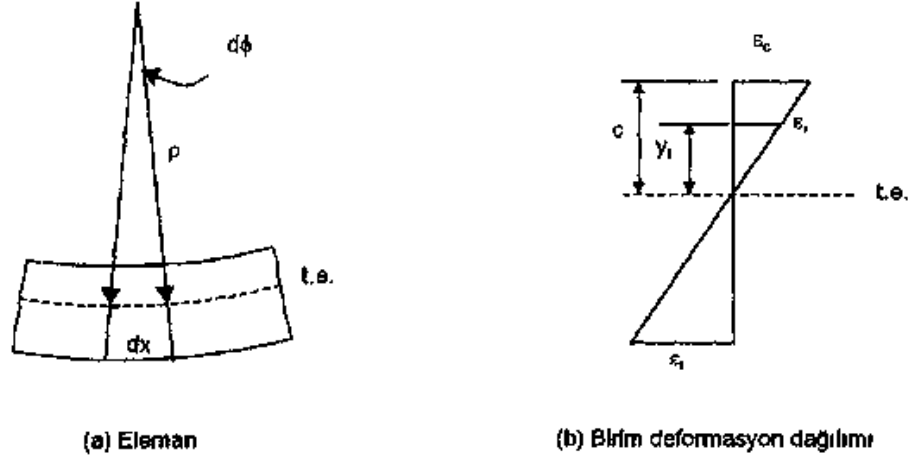
**Şekil 1.7:** DBYBHY 2007'de yer alan kesit hasar düzeyi/bölgesi tanımları

Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı belirlenecektir. Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları Tablo 1.1'de tanımlanmıştır [4].

**Tablo 1.1:** DBYBHY 2007'de yer alan birim şekil değiştirme hasar sınırları [4]

Şekil Değiştirme	Minimum Hasar Sınırı (MN)	Güvenlik Hasar Sınırı (GV)	Göçme Hasar Sınırı (GÇ)
Kabuk betonu birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cu}$	0.0035	---	---
Göbek betonu birim şekil değiştirmesi $\epsilon_{cg}$	---	$0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135$	$0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018$
Çelik donatı birim şekil değiştirmesi $\epsilon_s$	0.01	0.04	0.06
$\rho_s$ : Kesitte mevcut bulunan DBYBHY 2007'ye uygun olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı $\rho_{sm}$ : DBYBHY 2007'ye kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı			

Eğrilik, kesitteki deformasyonu simgeleyen geometrik bir parametredir ve birim boydaki dönme olarak tanımlanmaktadır. Şekil 1.8’de eğilme ve eksenel yük altında deforme olmuş bir eleman parçası gösterilmekte olup,  $\frac{d\phi}{dx}$  eğrilik olarak tanımlanmıştır. Eğrilik (K), (1.4) bağıntısında gösterilmiştir.

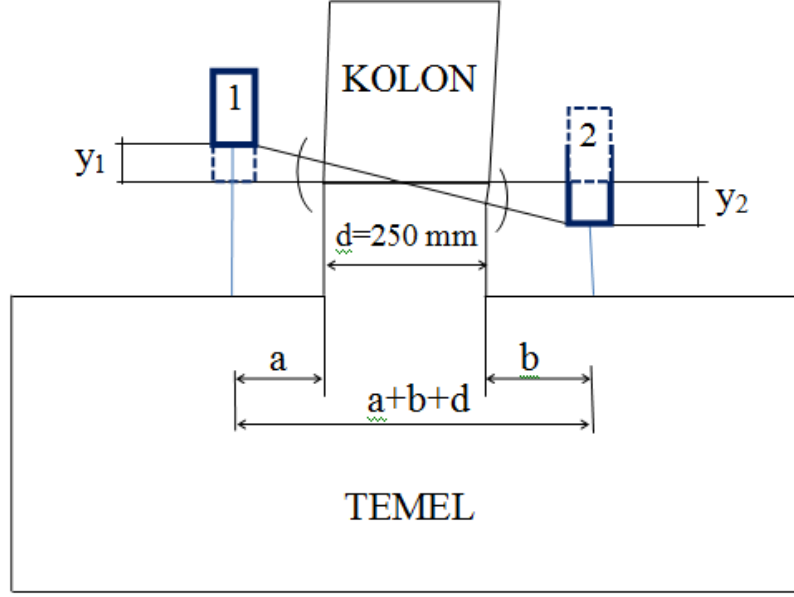


Şekil 1.8: Eğilme ve eksenel yük altında deforme olmuş eleman parçası [19]

$$K = \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_i}{y_i} \quad (1.4)$$

Birim deformasyon  $\epsilon_i$ , gerilme  $\sigma_i$  ile gösterilmiş olup; gerilme ile moment arasındaki ilişki biliniyorsa, moment - eğrilik arasındaki ilişki elde edilir.

Deney numunesinin eğrilik hesabı şema ve bağıntılarla aşağıda gösterilmiştir.



**Şekil 1.9:** Kesitte dönme miktarının ve eğriliğin gösterimi

Şekil 1.9'da görüldüğü gibi, plastik mafsalsal bulunduğu yerde, kolondaki toplam dönme miktarı  $\theta = (y_1 + y_2)/(a + b + d)$  olarak hesaplanır. Eğrilik ise,  $\theta$ 'nın plastik mafsalsal uzunluğuna bölünmesi ile bulunur. Buna göre eğrilik;

$$K = \theta / \left(\frac{d}{2}\right) \quad (1.5)$$

şeklinde hesaplanır.

Tez çalışması kapsamında yapılan deneylerde kullanılan formüller aşağıda belirtilmiş olup; elastik bölgedeki deplasman  $\delta_e$ , konsol boyu  $L$ , plastik dönme  $\theta_p$ , elastik bölgedeki eğrilik  $K_e$ , toplam eğrilik  $K_t$ , plastik mafsalsal boyu  $L_p$ , plastik bölgedeki deplasman  $\delta_p$ , toplam deplasman  $\delta_t$  ile ifade edilmektedir.

$$\delta_e = \frac{K_e L^2}{3} \quad (1.6)$$

$$\theta_p = (K_t - K_e) L_p \quad (1.7)$$

$$\delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (1.8)$$

$$\delta_t = \delta_e + \delta_p \quad (1.9)$$

## 1.2 Amaç ve Kapsam

Bu çalışmada, DBYBHY 2007’de mevcut yapı ve yapı elemanlarının deprem performanslarının belirlenmesi için verilen yöntemler kullanılarak 4 adet kolon numune üzerinde, sabit aksenal yük ve tekrarlı tersinir yatay yük altında deneysel çalışma yapılmıştır. Deneylelerden elde edilen sonuçlar ile aynı kesitlerin XTRACT programı ile çözümünden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Daha sonra XTRACT programı kullanılarak farklı kesitlerin deprem performansına etkileyen parametreler araştırılmış ve her bir parametrenin kolonun deprem performansına etkisi hesaplanmıştır [20, 21].



## **2. BETONARME MALZEMENİN DAVRANIŞI VE MODELLENMESİ**

### **2.1 Beton Davranışı ve Beton için Kabul Edilen Bünye Denklemi**

#### **2.1.1 Beton Tanımı**

Beton; kendisini oluşturan agregaya (kum ve çakıl), çimento ve suyun belirli oranlarda karıştırılması sonucu elde edilir. Betonun özelliklerini iyileştirmek için bazı durumlarda kimyasal katkı maddeleri de karışıma eklenir. Bileşenlerin mekanik ve kimyasal etkileşimi sonucu ortaya çıkan taze beton kalıp içine boşaltılır. İyi bir şekilde yerleşimi sağlamak amacıyla vibratörle sıkıştırılır. Bundan sonra sertleşmeye bırakılan beton, kullanılan çimentonun türüne ve katkı maddelerine göre değişen bir hızla sertleşmeye başlar ve beton dayanımının önemli bir kısmını 7 günde kazanır. Betonun birim hacim ağırlığı karışımına ve yerleşimine bağlı olarak değişir. Betonun davranışına bileşenlerinin özellikleri etkili olur [22].

#### **2.1.2 Beton Sınıfları ve Betonun Basınç Dayanımı**

Betonun tanımlanması ve sınıflandırılması basınç dayanımına göre yapılır. Basınç dayanımı belirlenecek beton için numunelerin alınmasında, bakımının yapılmasında ve hazırlanmasında TS EN 12350 - 1, TS EN 12390 - 2 ve TS 3351'de belirtilen hususlara uyulması gerekmektedir. Basınç dayanımı, çapı 150 mm ve yüksekliği 300 mm olan standart silindirlerinin 28 gün sonunda, TS 3068'e uygun biçimde denenmesiyle elde edilir. Beton karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}$ , denenecek silindirlerden elde edilecek basınç dayanımlarının bu değerden düşük olma olasılığı belirli bir oran (genellikle %10) olan değerdir. Gerektiğinde basınç dayanımı, küp deneylerinden de elde edilebilir. Böyle durumlarda, karakteristik basınç dayanımı  $f_{ck}$ , geçerliliği deneylerle kanıtlanmış katsayılarla dönüştürülür. Bu

amaçla, boyutları 200 mm olan küp için  $f_{ck}$  değerleri, Tablo 2.1’de verilmiştir. Boyutları 150 mm olan küp numunelerinden elde edilen basınç dayanımları gereken düzeltme yapılarak dikkate alınmalıdır [23, 24].

**Tablo 2.1:** Beton sınıfları ve dayanımları [23]

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, $f_{ck}$ MPa	Eşdeğer Küp (200 mm) Basınç Dayanımı MPa	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, $f_{ctk}$ MPa	28 Günlük Elastisite Modülü, $E_c$ MPa
C16	16	20	1.4	27 000
C18	18	22	1.5	27 500
C20	20	25	1.6	28 000
C25	25	30	1.8	30 000
C30	30	37	1.9	32 000
C35	35	45	2.1	33 000
C40	40	50	2.2	34 000
C45	45	55	2.3	36 000
C50	50	60	2.5	37 000

### 2.1.3 Betonun Çekme Dayanımı

Taşıma gücü sınır durumunda genellikle betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir. Ancak kullanılabilirlik sınır durumunda çatlaklarla ilgili olarak yapılan hesaplarda, betonun çekme dayanımı kullanılmaktadır. Betonun çekme dayanımının belirlenmesi, basınç dayanımının belirlenmesine göre daha zordur.

Betonun çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir.  $f_{ctm}$ , deneylerden elde edilen ortalama çekme dayanımı,  $f_{ctk}$  ise karakteristik çekme dayanımıdır. Betonun karakteristik çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilecek dayanımın, bu değerden az olma olasılığı belirli bir oran olan (genellikle %10) dayanım değeridir.

Betonun karakteristik eksenel çekme dayanımı aşağıda verilen bağıntıdan hesaplanabilir.

$$f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (2.1)$$

Çeşitli beton sınıfları için bu denklemden elde edilen eksenel çekme dayanımı değerleri Tablo 2.1’de verilmiştir. Betonun çekme dayanımı, eğilme ve silindir yarma deneylerinden de elde edilebilir. Eksenel çekme dayanımı  $f_{ctk}$ , silindir yarma deneyinden elde edilen çekme dayanımını 1.50 ile eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımını da 2.0 ile bölerek yaklaşık olarak hesaplanabilir [23].

#### 2.1.4 Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri

Sargılı beton, donatılar vasıtasıyla beton çekirdeğine yanal basınç uygulanması prensibine dayanmaktadır. 20. yüzyılın başlarından itibaren sargılı beton konusunda birçok araştırma ve deneyler yapılmış; hidrolik basınçla başlayan araştırmalar, spiral donatı, dikdörtgen etriye uygulamalarıyla devam etmiştir. Yapılan araştırmalar sonucu uygulanan yanal basıncın betonun dayanım ve sünekliğini arttırdığı görülmüştür [25].

Sargısız betonun gerilme - şekil değiştirme bağıntıları tek eksenli yüklemeye göre incelenmekteydi, sargılı betonunki ise üç eksenli yükleme durumuna göre incelenmektedir. Üç eksenli yükleme deneylerindeki temel amaç, yanal basıncın eksenel basınç dayanımını üzerindeki etkilerini belirlemektir. Bu durum; basit olarak aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$f_{cc} = f_c + K \sigma_1 \quad (2.2)$$

Burada;  $f_{cc}$ , eksenel basınç dayanımını;  $\sigma_1$ , yanal basınç gerilmesini;  $K$  ise yanal basınç katsayısını ifade etmektedir. Yapılan deneyler sonucu  $K$  katsayısının 4.50 ile 7.00 arasında değişen bir değer olduğu görülmüştür. Richart ve arkadaşları (1929) tarafından üç eksenli gerilme altında, farklı yanal basınçlar etkisinde bulunan betonun gerilme - şekil değiştirme ilişkisi verilmiştir. Her iki doğrultuda yanal gerilmelerin birbirine eşit olduğu kabulü yapılmıştır ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ), (Richart Deneyleri) [26].

Uygulamada, genellikle betonun sargılanması enine donatı ile sağlanır. Belirli aralıklarla kesit enine donatıyla sarılır. Daire kesitli betonarme kolonlar dairesel

etriye ya da spiral donatı ile dikdörtgen kesitli kolonlar ise etriye ve çirozlarla sarılmaktadır. Dikdörtgen kesitlerde, kesit geometrisi büyüdükçe donatıların tutulması ve yanal şekil değiştirmenin sınırlandırılması için çepeçevre etriyeye ek olarak çiroz, diyagonal etriye veya farklı bir etriye düzeni uygulanmalıdır.

Mander ve diğ. tarafından önerilen, sargısız ve sargılı beton için kullanılabilen beton modeli Şekil 2.1’de gösterilmiştir. Sargılı beton modeli; sargısız beton modeli ile bulunan basınç dayanımının etkili sargılama basıncının bir fonksiyonu olan  $\lambda_c$  katsayısıyla çarpılmasıyla elde edilir. Etkili sargılama basıncı; enine donatıların, boyuna donatıların ve kesit geometri özelliklerinin bir fonksiyonudur. Sargılı beton için kullanılan formüller aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \times r}{r-1+x^r} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.3)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.4)$$

$$\lambda_c = \left[ 2.254 + \sqrt{\frac{7.94 f_e}{f_{co}} - \frac{2 f_e}{f_{co}} - 1.254} \right] \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.5)$$

$$f_{cc} = f_{co} \lambda_c \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{cu} \quad (2.6)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5 (\lambda_c - 1)] \quad (2.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.9)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.10)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{cc}} \text{ (MPa)} \quad (2.11)$$

$$f_e = \frac{f_{ex} + f_{ey}}{2} \quad (2.12)$$

$$f_{ex} = k_e \frac{A_{shx}}{s b} f_{yw} \quad (\text{MPa}) \quad (2.13)$$

$$f_{ey} = k_e \frac{A_{shy}}{s b} f_{yw} \quad (\text{MPa}) \quad (2.14)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{t^2}{6 b h}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 b}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 h}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.15)$$

Burada;  $\mathcal{E}_{su}$ , enine donatı nihai çekme birim şekil değıştirme değeri;  $\lambda_c$ , sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı;  $A_{shx}$ , x doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı;  $A_{shy}$ , y doğrultusunda uzanan toplam enine donatı kesit alanı;  $b$ , enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun x'e paralel boyutu;  $f_e$ , ortalama etkili sargı basıncı;  $f_{ex}$ , x doğrultusunda etkili sargı basıncı;  $f_{ey}$ , y doğrultusunda etkili sargı basıncı;  $h$ , enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonun y'ye paralel boyutu;  $k_e$ , sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı;  $\rho_{cc}$ , toplam boyuna donatının beton çekirdek alanına oranı;  $n$ , boyuna donatı sayısı;  $s'$ , enine donatı net aralığı;  $t$ , kesit çerçevesindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklıktır [25, 27, 28].

Mander ve diğ. tarafından sargılı beton için geliştirilen teorik gerilme - şekil değıştirme modelinde, sargı etkisi göz önüne alınmadığı takdirde, bu model sargısız beton içinde geçerli olmaktadır. Sargısız beton için, sargılı beton modelindeki betonda etkili sargılama basıncı  $f_e = 0$  alınır ve  $\lambda_c = 1$  olur.  $\lambda_c = 1$  olması nedeniyle Denklem 2.6 ve Denklem 2.8'den  $f_{cc} = f_{co}$  ve  $\mathcal{E}_{cc} = \mathcal{E}_{co}$  değerleri elde edilir. Eğriye ait denklemler aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_c = \frac{f_{co} x r}{r-1+x^r} \quad \mathcal{E}_c \leq 2 \mathcal{E}_{co} \quad (2.16)$$

$$\sigma_c = f_{co} \left(\frac{2 r}{r-1+2^r}\right) \left(1 - \frac{\mathcal{E}_c - 2 \mathcal{E}_{co}}{\mathcal{E}_{cu} - 2 \mathcal{E}_{co}}\right) \quad 2 \mathcal{E}_{co} < \mathcal{E}_c \leq \mathcal{E}_{cu} \quad (2.17)$$

$$x = \frac{\mathcal{E}_c}{\mathcal{E}_{co}} \quad (2.18)$$

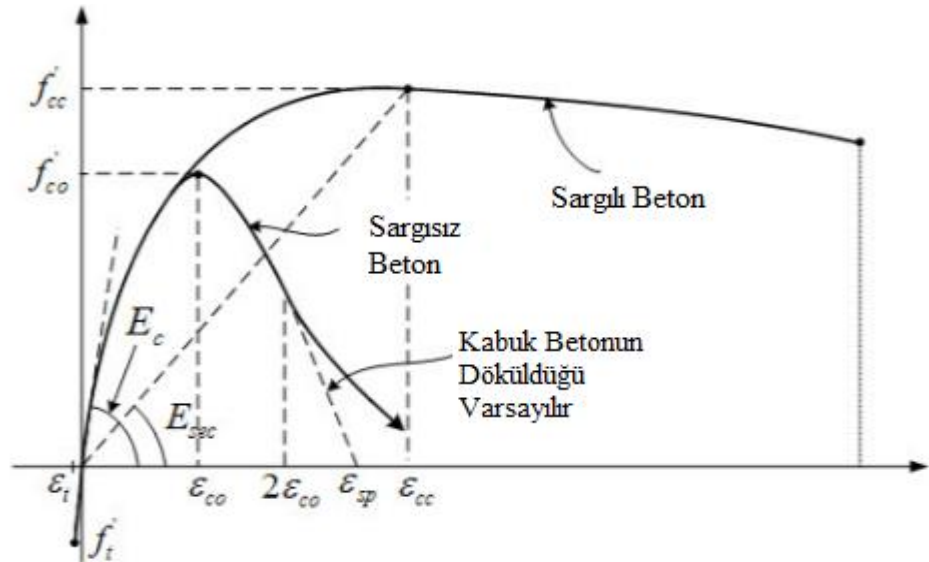
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.19)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.20)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \quad (2.21)$$

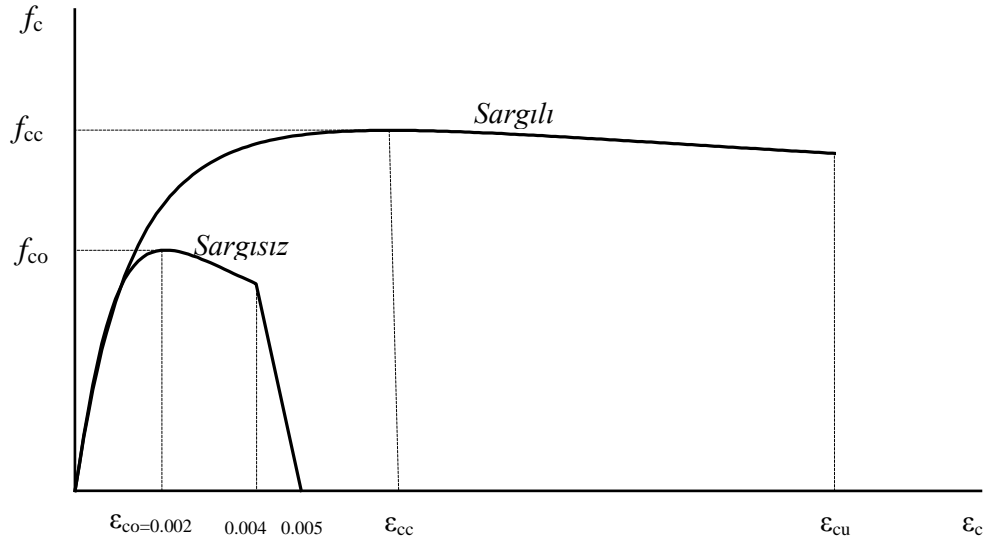
Yukarıdaki ifadelerden;  $\epsilon_{cc}$ , sargılı betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri;  $\epsilon_{cu}$ , sargısız betonda kabuk betonun dökülmesi sonrasında nihai birim şekil değiştirmesi;  $f_{cc}$ , sargılı betonun basınç dayanımı;  $f_{co}$ , sargısız betonun basınç dayanımı;  $E_{sec}$ , betonun sekant modülüdür.

Şekil 2.1’de Mander beton modelinin sargısız beton ve sargılı beton gerilme - şekil değiştirme grafiği karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Mander sargısız beton modelinde, betonun maksimum gerilmeye ulaştığı birim şekil değiştirme değeri ( $\epsilon_{co}$ ) 0.002 olarak alınır. Sargısız beton eğrisi,  $2\epsilon_{co}$  değerinden sonra kabuk betonunun döküldüğünü varsayarak doğrusal olarak nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşır. Kabuk betonun dökülmediği düşünüldüğünde birim şekil değiştirme bir miktar daha artacaktır.



Şekil 2.1: Mander modeli [27, 28]

DBYBHY 2007; Mander gerilme - şekil değiştirme bağıntılarının kullanılmasını önermekte olup, bu ifadeler sargısız ve sargılı beton için geçerlidir.



**Şekil 2.2:** DBYBHY 2007'ye göre beton modeli [4]

Şekil 2.2'de DBYBHY 2007'de sargısız beton için eğri,  $2\epsilon_{co} = 0.004$  değerine kadar parabolik olarak devam eder.  $0.004 < \epsilon_c \leq 0.005$  aralığında, gerilme - şekil değiştirme ilişkisi doğrusaldır ve  $\epsilon_c = 0.005$ 'te beton dayanımı sıfırdır.

DBYBHY 2007'de kullanılan sargılı beton modeli ile Mander tarafından önerilen sargılı beton modeli arasında fark bulunmamaktadır. Yalnızca; DBYBHY 2007, sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesini aşağıdaki gibi vermektedir [4].

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.22)$$

## **2.2 Donatı Davranışı ve Donatı için Kabul Edilen Bünye Denklemi**

### **2.2.1 Donatı Tanımı**

Yapılarda donatı olarak adlandırılan çelik; çubuk donatı, demet donatı ve hasır donatı olarak kullanılmaktadır. Donatılar, betonla birlikte çalışıp çekme bölgesindeki gerilmeleri karşılamak üzere, yapı elemanlarından sıyrılmayacak şekilde, betonun içine yerleştirilmiş çelik çubuklardır. Nervürlü donatılar, betonla beraber çalışma özelliğini arttırmak ve donatının betona göre rölatif uzama ve kışalmasını önlemek için kullanılmaktadır. Donatı eksenini doğrultusunda çekme veya basınç kuvveti taşıdığından dolayı kesit alanı ve çapı önemli olmaktadır.

Beton donatısı olarak kullanılacak çelikler TS 708'e uygun olmalıdır. Çeşitli donatı sınıflarının TS 708'de verilen mekanik özelliklerinden bazıları, Tablo 2.2'de gösterilmiştir. Donatı çeliğinin elastisite modülü  $2 \times 10^5$  MPa'dır [23].



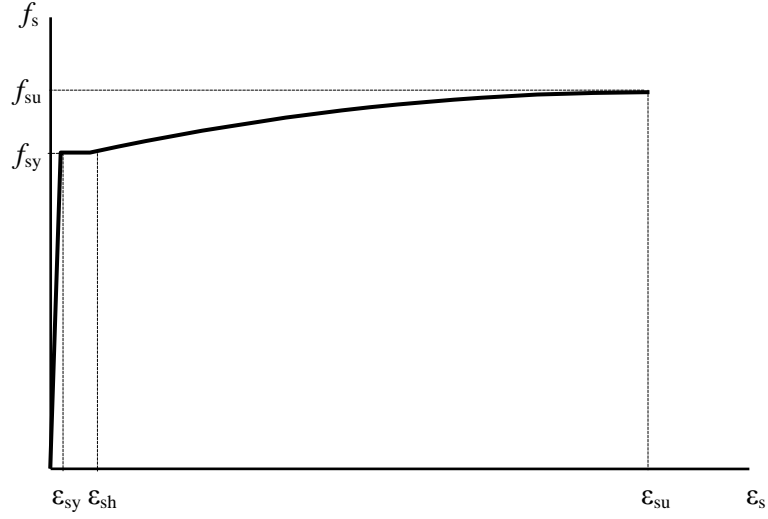
**Tablo 2.2:** Donatı çeliklerinin mekanik özellikleri [29]

Tip	Düz Yüzeyle	Nervürlü					Profili
		S220	S420	B420B	B420C	B500B	
Sınıf	S220	S420	B420B	B420C	B500B	B500C	B500A
Akma dayanımı (en az) $R_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	220	420	420	420	500	500	500
Çekme dayanımı (en az) $R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	340	500	-	-	-	-	550
Çekme dayanımı/akma dayanımı oranı $R_m/R_e$	1.20 (en az)	1.15 (en az)	1.08 (en az)	$\geq 1.15$ $< 1.35$	1.08 (en az)	$\geq 1.15$ $< 1.35$	-
Deneysel akma dayanımı/karakteristik akma dayanımı oranı $R_{e act}/R_{e nom}$ (max)	-	1.30	-	1.30	-	1.30	-
Kopma uzaması (en az) $A_5$ (%)	18	10	12	12	12	12	5
Maksimum yükte toplam uzama (en az) $A_{gt}$ (%)	-	-	5	7.5	5	7.5	2.5

### 2.2.2 Donatı Çeliği Modeli

Betonarmede kullanılan çeliğe donatı ismi verilmektedir. Donatılar, farklı kalitelerde üretiliyor olmasına rağmen, farklı tür donatılar için uygulanabilecek bir çelik gerilme - şekil değiştirme ilişkisi modeli Mander tarafından önerilmiştir [25].

Bu modelde; akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal olarak artmakta; akma birim şekil değiştirme değerinden sonra; sabit akma gerilmesi altında şekil değiştirme devam etmektedir. Sonrasında malzeme pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır (Şekil 2.3).



**Şekil 2.3:** DBYBHY 2007'ye göre donatı modeli [4]

DBYBHY 2007'de de önerilen Mander donatı modeline ait denklemler aşağıda verilmiştir [25].

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (2.23)$$

$$\sigma_s = f_{sy} \quad \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (2.24)$$

$$\sigma_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^P}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^P} \quad (2.25)$$

$$E_s = \frac{f_{sy}}{\varepsilon_{sy}} \quad (2.26)$$

$$P = E_{sh} \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})}{f_{su} - f_{sy}} \quad (2.27)$$

Burada;  $\sigma_s$ , donatı gerilmesi;  $\varepsilon_s$ , donatı birim şekil değıştirmesi;  $\varepsilon_{sy}$ , donatı akma birim şekil değıştirmesi;  $\varepsilon_{sh}$ , donatının pekleşmeye başladığı birim şekil değıştirme değeri;  $\varepsilon_{su}$ , donatı nihai birim şekil değıştirme değeri;  $f_y$ , donatı akma dayanımı;  $f_u$ , donatı nihai dayanımı;  $E_s$ , donatı elastisite modülü;  $E_{sh}$ , donatı pekleşme modülüdür, P ise pekleşme bölgesi derecesidir.

DBYBHY 2007; Mander tarafından geliştirilen donatı modelinde pekleşme bölgesi derecesini 2 (iki) olarak almış, donatının elastisite modülünü  $E_s = 2 \times 10^5$

MPa olarak kabul etmiştir. DBYBHY 2007’de; S220 ve S420 olmak üzere iki farklı donatı bulunmaktadır, bu donatılara ait özellikler Tablo 2.3’te verilmiştir.

**Tablo 2.3:** Donatı çelikleri için sınır değerler [4]

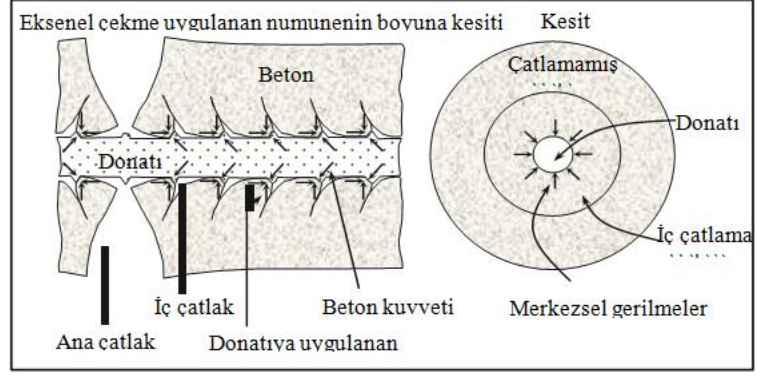
Kalite	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{su}$	$f_{su}$ (MPa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550

### 2.3 Aderans Tanımı

Betonarme bir yapı elemanının kendisinden beklenen performansı gösterebilmesi için kullanılan donatı ile betonun kenetlenmesi gerekmektedir. Aksi takdirde betonarme değil beton bir eleman oluşacaktır. Betonarme için önemli olan kenetlenme olayının gerçekleşebilmesi için donatı ile beton arasında meydana gelen kesme (kayma) gerilmesine aderans denilmektedir. Donatıda meydana gelen gerilme azalması veya çoğalması komşu beton bölgelerine gerilme geçişi ile meydana gelir.

Aderans, beton ve donatı yüzeyleri arasında kimyasal yapışma sonucu oluşan direncin, nervürlü çubuklarda oluşturulan dişlere uygulanan kuvvetin ve yüzeyler arasında meydana gelen sürtünmeden ortaya çıkan kuvvetlerin bir kombinasyonudur. Genellikle monotonik yükler altında beton ve çelik yüzeyleri arasındaki aderansın servis yükleri altında veya betonun büzülmesi sonucu çözüldüğü, yük taşıma sınır durumuna yaklaşılırken nervür dişleri etrafındaki kuvvetlerin ana yük aktarım mekanizmasını oluşturduğu varsayılır.

Düzenli artan yükler altında tipik olarak iki tür aderans çözülmesi vardır. Bunlardan ilki donatı çubuğuna uygulanan çekme kuvveti sonucu aderans gerilmelerinin yenilerek donatının sıyrılıp çıkması durumudur. Sıyrılma göçmesi esas olarak beton dayanımına, hasarın şekil ve geometrisine bağlıdır. İkinci durum ise kabuk atma olarak adlandırabileceğimiz, nervür kuvvetlerinin enine bileşenlerinin oluşturduğu radyal (merkezsiz) gerilmelerin beton örtüsünün yeterli olmadığı veya gerekli yanal donatının bulunmadığı durumlarda yüzey çatlamlarına yol açması olayıdır [30] (Şekil 2.4).



**Şekil 2.4:** Donatı etrafındaki betonda meydana gelen çatlamlar ve gerilme durumu

Donatı çubuğu ile çevresini saran beton arasında tam aderans bulunduğu düşünülerek, donatı birim şekil değiştirmesi, aynı düzeydeki beton lifi birim şekil değiştirmesine eşit alınır [4].

### 3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada, DBYBHY 2007’de mevcut yapı ve yapı elemanlarının deprem performanslarının belirlenmesi için verilen yöntemler kullanılarak; enine ve boyuna donatı oranları ile beton mukavemetleri farklı 4 adet kolon numune üzerinde, sabit eksenel yük ve tekrarlı tersinir yatay yük altında deneysel çalışma yapılmıştır.

Tez çalışmasında; SA812, SZ812, SA414, SZ414 olarak isimlendirilen numuneler mevcuttur. Numunelerin adlandırılma sistematığı aşağıdaki şekildedir.

**SA ve SZ:** Kolon sarılma bölgesindeki enine donatı sıklığını ifade etmektedir. **SZ** ifadesi kolon sarılma bölgesinde etriye sıklığı yapılmadığı ve enine donatıların kolon yüksekliği boyunca  $\phi 8/100$  mm olduğu anlamına gelmektedir. **SA** ifadesi ise kolon sarılma bölgesinde etriye sıklığı yapıldığı, bu bölgedeki enine donatıların  $\phi 8/50$  mm, diğer bölgelerde  $\phi 8/100$  mm olduğu anlamına gelmektedir.

**812 ve 414:** Kolon boyuna donatı sayısını ve çapını ifade etmektedir. İlk rakam kolon kesitindeki boyuna donatı sayısını, ikinci rakam ise bu donatıların çapını (mm) göstermektedir.

Tüm numunelerin hazırlanma süreci ve hesap tekniği aynı olduğundan, yapılan işlemler sadece bir numune (SA812) için ayrıntılı olarak anlatılacaktır. Diğer numunelere ait bilgiler verilecek, sonuçlar sadece tablo ve grafikler üzerinde gösterilecektir.

#### 3.1 Deney Numunelerinin Hazırlanması

Betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametreleri incelemek amacıyla gerçekleştirilecek deneylerde kullanılan numunelerin üretimi,

deney düzeneği ve ölçüm düzeneği ile ilgili detaylar aşağıda ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Deney numunesi boyutlarına uygun şekilde ahşap kalıp imalatı yapılmıştır (şekil 3.1).



**şekil 3.1:** Numune kalıbı

Çalışma kapsamında etriyeler için  $\phi 8$ , kolon boyuna donatıları için  $\phi 12$ , temel boyuna donatıları için  $\phi 16$  S420 donatı çeliği kullanılmıştır. Donatılar; numune boyutları, pas payı ve kanca boyları dikkate alınarak kesilmiştir. Donatı yerleşimi, hazırlanacak olan SA812 numunesi özelliklerine göre yapılmıştır (şekil 3.2).



**şekil 3.2:** Donatıların hazırlanması

İstenilen dayanımı sağlayacak beton karışımını elde etmek için, karışıma girecek su, çimento ve agrega miktarları “beton karışım hesabı” ile bulunmuştur. Beton karışım hesapları yapılırken TS 802 “Beton Karışımı Hesap Esasları” dikkate

alınmıştır. Beton karışım oranlarının hesabında; taze betonun çökme değeri, en büyük agrega tane büyüklüğü ve agrega tane boyutu dağılımı (granülometrisi), su/çimento oranı, karışım suyu ve hava miktarı, çimento miktarı, agrega miktarı ve rutubet durumu belirlenmiştir. Deneme betonu üretilip, deney numuneleri alınmıştır. Yapılan çalışmaları içeren rapor hazırlanmıştır [31].

Kalıp, beton dökümüne uygun şekilde hazır hale getirilip, donatıda pas payları dikkate alınarak numune donatısı kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 3.3).



**Şekil 3.3:** Donatıların kalıba yerleştirilmesi

Beton, üretim sürecinde mümkün olduğunca homojen bileşime sahip olmalıdır. Bu nedenle daha önceden yapılmış olan beton karışım hesabındaki oranlara uygun bir karışım yapılmıştır. Beton karışımının homojen olması için malzemeler; karışım suyunun bir kısmı, 1. kırma taş, 2. kırma taş, kum, çimento, karışım suyunun geri kalan kısmı olarak sıraya göre kullanılmıştır.

Betonun karıştırılmasında eğik eksenli betoniyer kullanılmıştır. Karıştırma işlemine, homojen bir karışım elde edilinceye kadar (4 - 5 dakika) devam edilmiştir. Kalıp içine boşaltılan taze beton, bünyesinde boşluklar, kum akıntıları ve çakıl birikimleri oluşmayacak şekilde kalıba yerleştirilmiştir. Betonun iyi yerleşmesi ve

karışması için vibratör kullanılmıştır. Vibratör kullanımının standartlara uygun şekilde yapılmasına özen gösterilmiştir.

Beton kıvamının kontrolü için Slump Testi yapılmış olup, Slump Testi; kesik koni içine 3 aşamada doldurulan her aşamada 12 mm çapında 60 cm boyundaki çelik çubuk ile 25 kez şişlenen betonun yaklaşık 3 dakika sonra koninin çıkarılmasıyla çökme miktarının belirlenmesi işlemidir (Şekil 3.4).



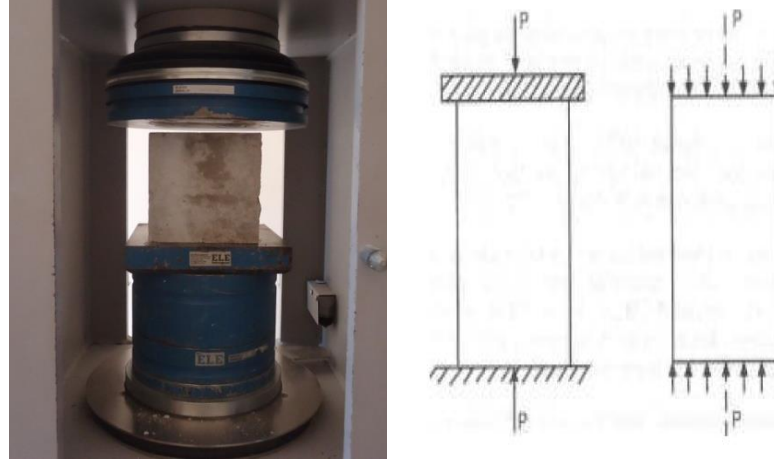
**Şekil 3.4:** Slump deneyi

Günümüzde betonun kalite kontrolü, standart numuneler üzerinde uygulanan aksel basıncı dayanımı deneyi ile yapılmaktadır. Bu deneyin yapılaş amacı dökülen betonun istenen dayanımda olup olmadığının kontrolüdür. Betonun standart basıncı dayanımı (28 günlük); çapı 150 mm, boyu 300 mm olan silindir numunelerin aksel basıncı altındaki dayanımı olarak tanımlanmakta olup; gerilme cinsinden ifade edilen dayanım, silindir kırılma yükünün numune alanına bölünmesi ile bulunmaktadır. Beton basıncı dayanımı küp numuneler ile de belirlenebilir. Basıncı deneyinde kullanılacak küp numunelerin boyutları 150×150×150 mm'dir. Silindir numunelerin dayanımı ise küp numune dayanımlarının yaklaşık 0.80 ile çarpılmasıyla elde edilebilir. Bu çalışma kapsamında küp numune tercih edilmiştir [32].

Beton basıncı testi ve sınıflandırılmasında; daha önceden alınan 3 adet küp numunelere 28 gün boyunca 20°C'de su içinde kürlenmiştir. Kür havuzunda suyun sirkülasyonu için yeterli mesafeler bırakılmıştır [33].



Numuneler pres makinesine konulurken makinenin iyice temizlenmiş olmasına ve numune pres makinesinin tam ortasına düzgün bir şekilde yerleştirilmesine dikkat edilmiştir (Şekil 3.5).



**Şekil 3.5:** Pres makinesine numunenin yerleştirilmesi ve basınç kuvveti uygulanması

Şekildeki gibi, pres içerisine yerleştirilen küp numune tek eksenli basınç yükü uygulanarak kırılmaktadır.  $P$  uygulanan eksenel yük,  $A_0$  numune enkesit alanı olmak üzere, numunenin basınç dayanımı  $\sigma = P/A_0$  şeklinde hesaplanır. Yükleme hızı 0.2 MPa/s olarak uygulanmaktadır.

Deney sonucunda elde edilen küp numunelerinin basınç kırılma gerilmelerinin ortalamaları alınarak beton sınıfı C30 olarak tespit edilmiştir (Tablo 3.1).

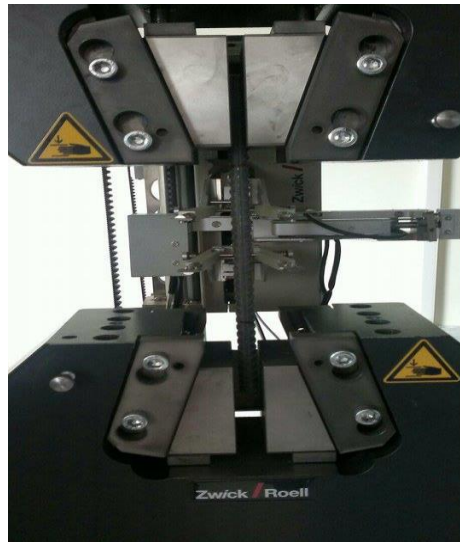
**Tablo 3.1:** Beton basınç deneyi sonuçları

Numune	28 Günlük Basınç Dayanımı	
Küp	36.15 MPa	Ortalama: 36.81 MPa
Küp	36.93 MPa	
Küp	37.36 MPa	
Eşdeğer Silindir	30.00 MPa	

Çalışma kapsamında kullanılan S420 donatı çeliklerinden 3'er adet numune alınmış ve eksenel çekme deneyine tabi tutulmuştur.

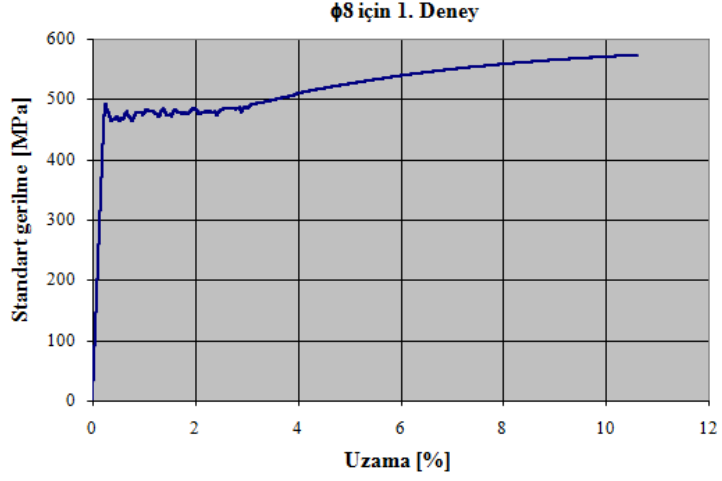
Çelik çekme testleri; standartlara göre hazırlanan deney numunelerinin tek ekseninde ve sabit bir hızda kopma gerçekleşinceye kadar çekilmesi işlemidir [34].

40 cm boyunda kesilen 3 adet  $\phi 8$  ve 3 adet  $\phi 12$  donatılar çelik çekme deneyine tabi tutulmuştur. Hazırlanan numuneler çekme makinesinin çenelerine takılarak deney yapılmıştır. Deney sırasında çekme numunesine sürekli artan çekme kuvveti uygulanmıştır ve kırılma anına kadar hem uygulanan kuvvet hem de numunede meydana gelen uzama kaydedilmiştir. Şekil 3.6'da tipik bir çekme makinesinin fotoğrafı verilmiştir.

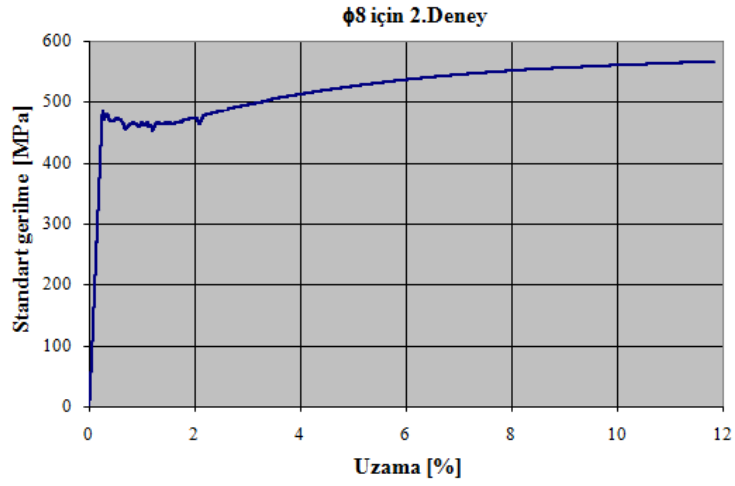


**Şekil 3.6:** Çekme makinesi

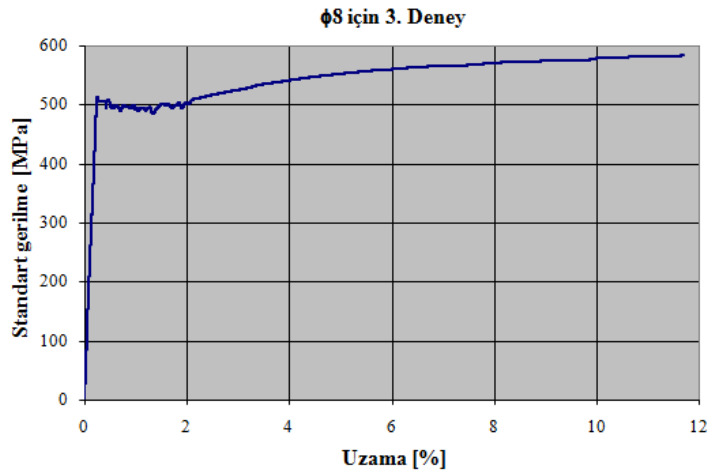
Bu deney sonucunda kuvvet (F) - uzama ( $\Delta l$ ) eğrisi elde edilir. Ancak bu eğri ile birlikte kullanılan numunenin boyutlarını da vermek gerekir. Bu nedenle, bu eğri yerine gerilme - birim uzama eğrisi kullanılır. Deneylerde kullanılan kolon numunelere yerleştirilecek  $\phi 8$  ve  $\phi 12$  donatıların gerilme - birim uzama eğrileri çelik çekme deneyi ile elde edilmiştir. Her bir donatı için üçer kez yapılan çelik çekme deneyinden elde edilen sonuçlar Şekil 3.7.a, Şekil 3.7.b, Şekil 3.7.c, Şekil 3.7.d, Şekil 3.7.e, Şekil 3.7.f'de verilmiştir.



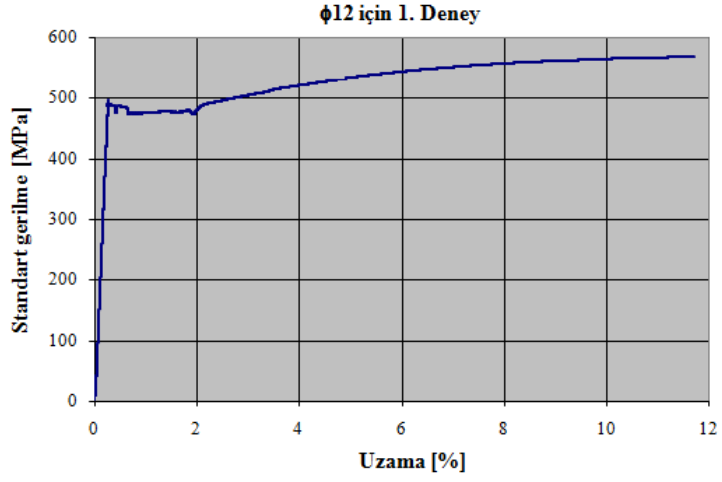
**Şekil 3.7.a:** φ8 için gerilme - birim uzama eğrisi (1. deney)



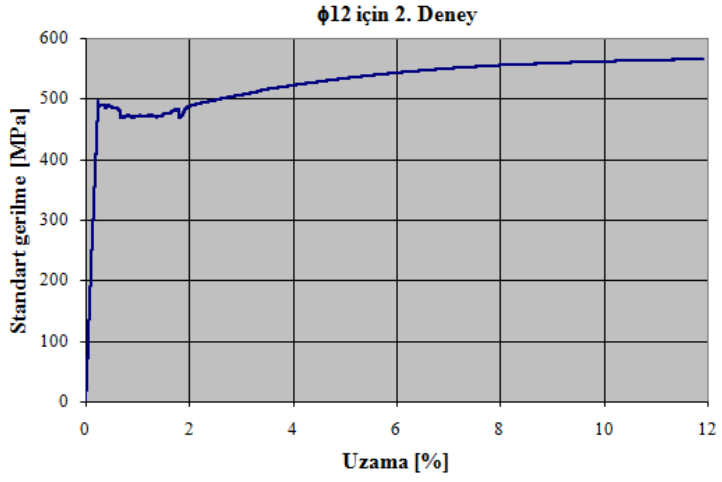
**Şekil 3.7.b:** φ8 için gerilme - birim uzama eğrisi (2. deney)



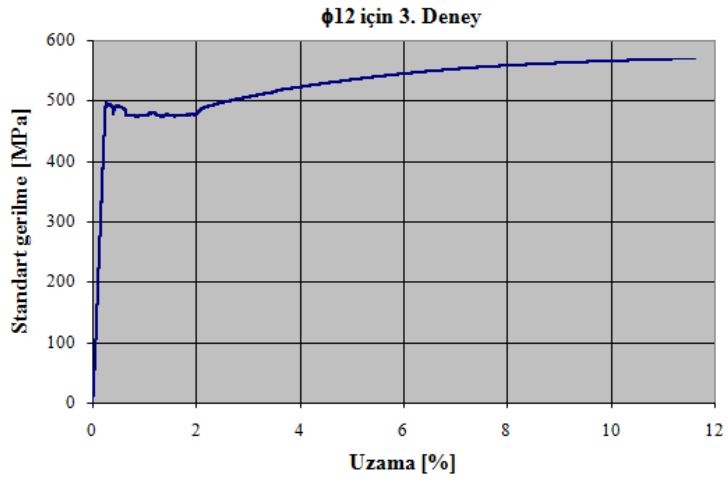
**Şekil 3.7.c:** φ8 için gerilme - birim uzama eğrisi (3. deney)



**Şekil 3.7.d:** φ12 için gerilme - birim uzama eğrisi (1. deney)



**Şekil 3.7.e:** φ12 için gerilme - birim uzama eğrisi (2. deney)



**Şekil 3.7.f:** φ12 için gerilme - birim uzama eğrisi (3. deney)

Çekme deneyi sonucunda malzemenin orantı sınırı, elastiklik sınırı, akma sınırı ve çekme dayanımı gibi değerleri ile kopma uzaması belirlenir.

**Orantı sınırı:** Gerilme - birim uzama diyagramında Hooke yasasının, yani  $\sigma = E \times \epsilon$  bağıntısının geçerli olduğu doğrusal kısmı sınırlayan gerilme değeridir.

**Elastiklik sınırı:** Malzemeye uygulanan kuvvet kaldırıldığı zaman plastik uzamanın görülmediği veya yalnız elastik şekil değiştirmenin meydana geldiği en yüksek gerilme değeridir.

**Akma sınırı:** Uygulanan çekme kuvvetinin yaklaşık olarak sabit kalmasına karşın, plastik şekil değiştirmenin önemli ölçüde arttığı ve çekme diyagramının doğrusallığının bozulduğu kısma karşı gelen gerilme değeridir.

**Çekme dayanımı:** Bir malzemenin kopma veya kırılma sınırına ulaşıncaya kadar dayanabileceği en yüksek çekme gerilmesi olarak tanımlanır.

Bu deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 3.2'de gösterilmiştir. Buna göre donatı çeliği sınıfı S420a'dır.

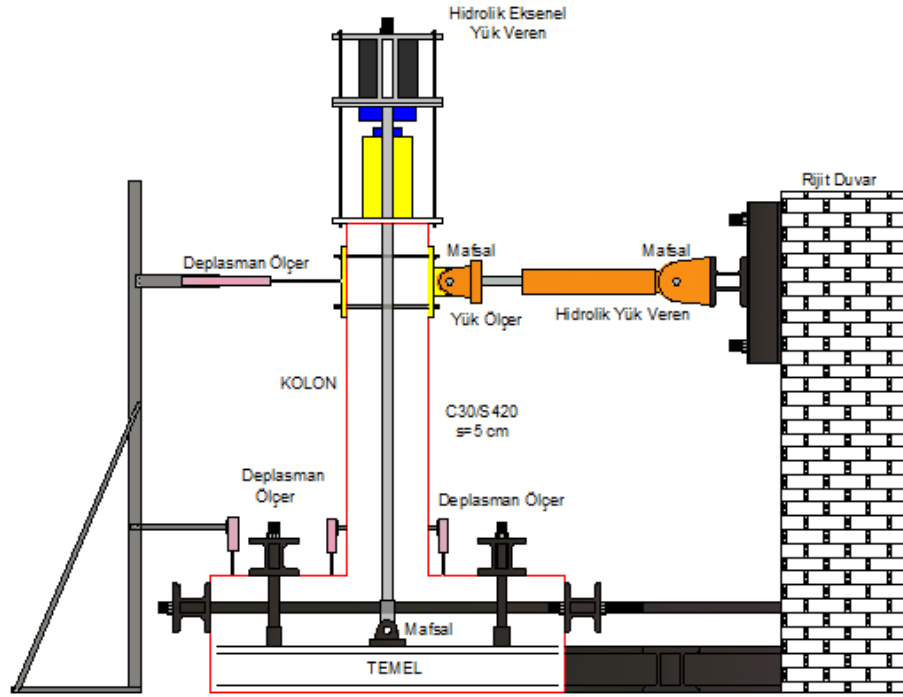
**Tablo 3.2:** Çelik çekme deneyi sonuçları

Çelik Çekme Deney Sonuçları						
Donatı Çapı	Deney No	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (%)	$\epsilon_{sh}$ (%)	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ (%)
φ8	1	463.300	0.222	2.928	572.590	10.553
	2	464.840	0.238	2.045	565.768	11.745
	3	487.490	0.228	1.933	582.464	11.617
φ12	1	472.419	0.261	1.998	567.850	11.640
	2	471.657	0.222	1.767	565.361	11.818
	3	472.860	0.235	1.917	569.671	11.569
Ortalama Deney Değerleri						
Donatı		$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (%)	$\epsilon_{sh}$ (%)	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ (%)
φ8		471.877	0.229	2.302	573.607	11.305
φ12		472.312	0.239	1.894	567.627	11.676

Numune üretimi ve malzeme analizleri yapılmış olan SA812 numunesi için hazırlanan deney düzeneği Şekil 3.8’de gösterilmiştir.



**Şekil 3.8:** Deney düzeneği

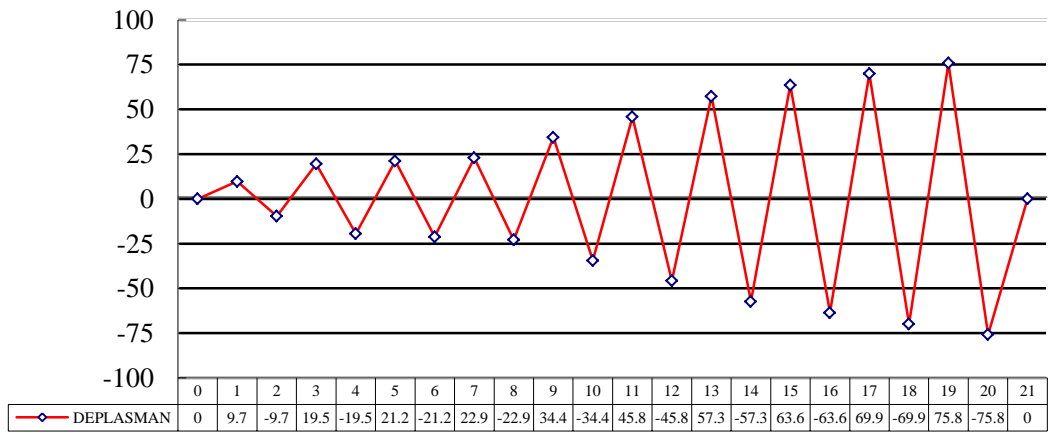


**Şekil 3.9:** Deney düzeneği

Deney düzeneği montaj ve sabitleme kısımları, hidrolik pistonları ile kolon numunesinin deney düzeneğine montajının yapıldığı kısımlardır. Hidrolik pistonlar eksenel ve yatay yük sağlayıcılar olarak ikiye ayrılmaktadır. Yatay yük veren piston, reaksiyon duvarına bağlanmış olup, eksenel yük veren piston ise kolon numunelerde eksantriklik oluşturmayacak şekilde tasarlanmıştır. Deney numuneleri tüm yük yönlerinde tersinir yükler de göz önünde bulundurularak sabitlenmiştir. Bu sabitleme işlemi NPU ve lamalar ile teşkil edilmiş çok parçalı çelik başlıklar ile ve bunları döşeme ve reaksiyon duvarına sabitleyen 5 cm çapında miller tarafından sağlanmıştır. Deney sırasında sabit eksenel yük ve tekrarlı yatay yük olarak iki farklı yükleme aynı anda yapılmıştır. Eksenel yük verici, bir başlık yardımı ile kolon üstüne oturtulmuş, sabitleme bölümleri ile döşemeye yük aktarımını yapmaktadır. Kolon numunelere yatay yük verilmesi için de hidrolik piston kullanılmış olup tersinir yüklerin kolona aktarılması için kolon birleşim noktasında kolona levhalar ile tutturulmuştur. Yük ölçerler, yatay yük ve düşey yüklerin değerini ölçmek için hidrolik pistonların üzerine monte edilmiştir. Deney düzeneğinde 3 adet direkt olarak hesaplarda data sağlayan ve 2 kontrol amaçlı potansiyometrik cetvel kullanılmıştır. Potansiyometrik cetvellerin çalışma prensibi, oluşan küçük yer değiştirmelerin

elektrik sinyallerinin hızı olarak bilgisayara aktarması ve böylelikle hassas ölçüm sağlamasıdır [35].

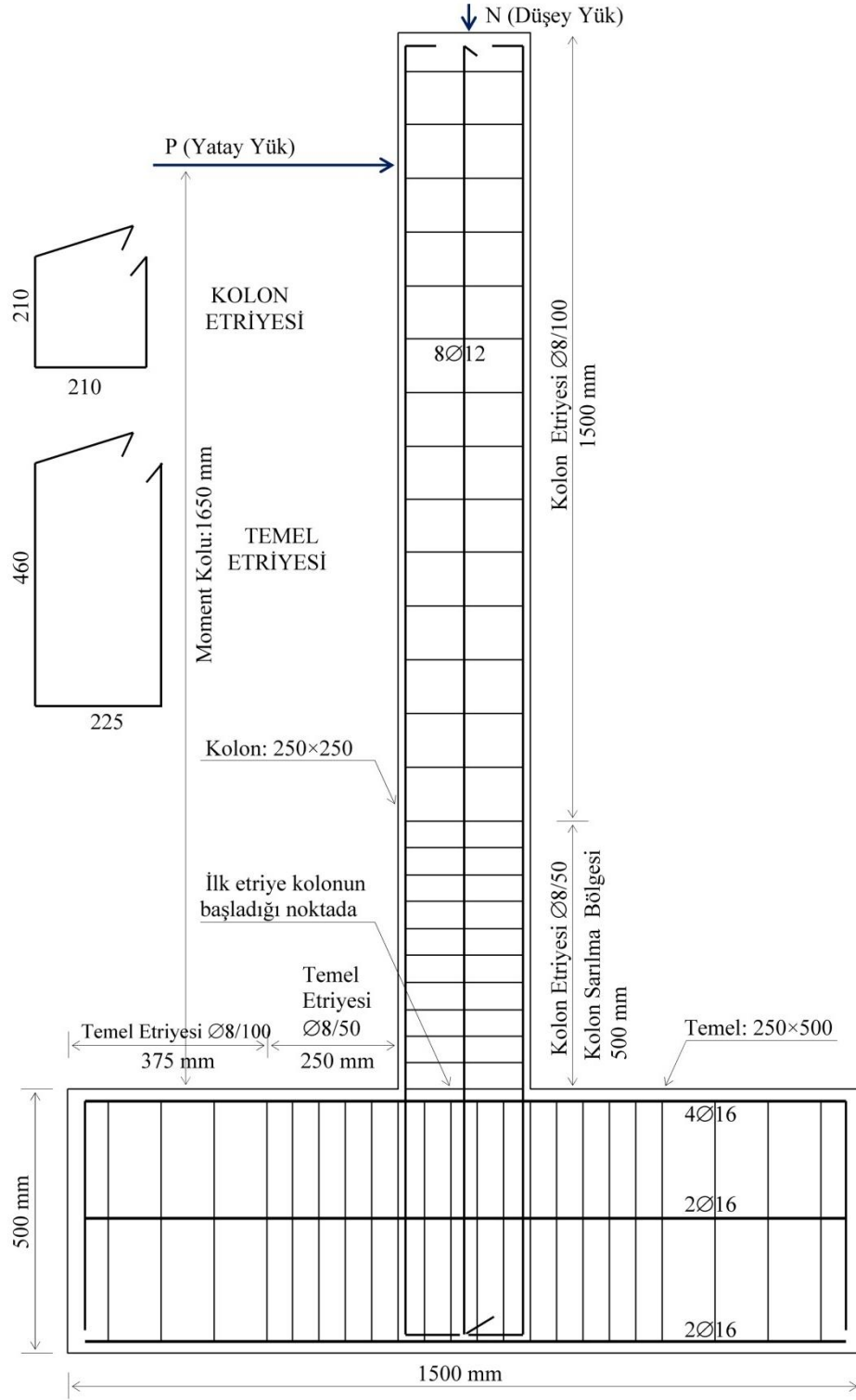
Numuneye uygulanan yüklemeye, kolon hasar düzeylerini incelemek amacıyla hazırlanan kolona tersinir artan statik yatay yük uygulanmıştır. Artan tersinir yükleme için Şekil 3.10'da verilen deplasman esaslı yükleme şekli uygulanmıştır. Buna göre her bir genlik için iki yönde birer yükleme yapılmıştır. Yükleme deplasman esaslı verilmiş olup deplasmana bağlı olarak yük ve hasar değerleri incelenmiştir.



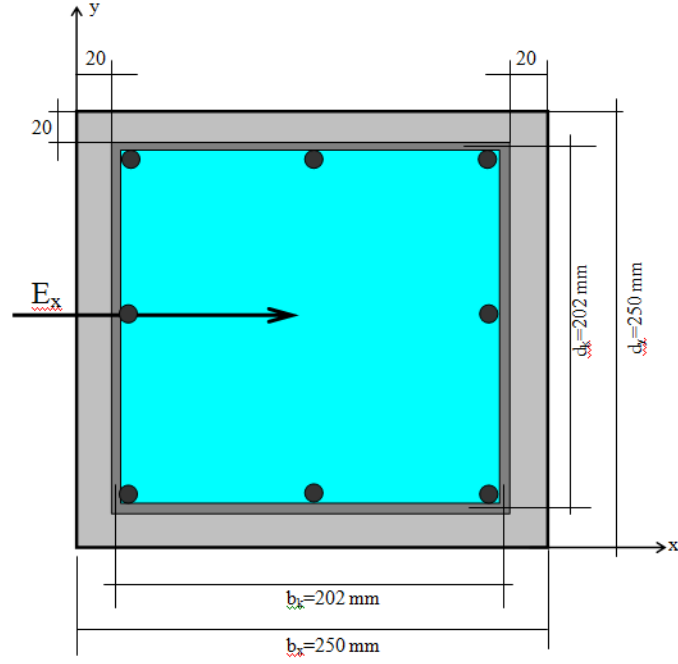
**Şekil 3.10:** Yatay yüklemeye kullanılan deplasman esaslı yükleme şekli



### 3.2 SA812 Numune Bilgileri



Şekil 3.11: SA812 numunesi



**Şekil 3.12:** SA812 numunesinin enkesiti

**Tablo 3.3:** SA812 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 8<math>\phi</math>12 (904.8 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değıştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.239
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	568 MPa
Kopma şekil değıştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	% 11.676
Pekleşme şekil değıştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	% 1.894
<b>Enine donatı: <math>\phi</math>8/50 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değıştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.229
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	574 MPa
Kopma şekil değıştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	% 11.305
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir Beton küp basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 36.8 MPa Eşdeğer silindir mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 30.0 MPa Eksenel normal kuvvet: $N = 0.25A_c f_{ck} = 0.25 \times 250 \times 250 \times 30 = 468750$ N	

$$\text{Boyuna donatı alanı: } A_s = 8 \frac{\pi \times 12^2}{4} = 904.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Boyuna donatı oranı: } \rho = \frac{A_s}{b_x d_y} = \frac{904.78}{250 \times 250} = 0.01448 \quad (3.1)$$

Aşağıdaki formüllerde geçen  $A_{shx}$  ifadesi, x eksenine dik kesitte görülen (x eksenini boyunca uzanan) enine donatı toplam alanını ifade etmektedir. Benzer şekilde  $A_{shy}$  ifadesi, y eksenine dik kesitte görülen (y eksenini boyunca uzanan) enine donatı toplam alanını ifade etmektedir. Buna göre, enine donatı hacimsel oranlarının hesabı aşağıdaki şekildedir:

$$A_{shx} = A_{shy} = 2 \frac{\pi \times 8^2}{4} = 100.53 \text{ mm}^2$$

$$\text{x doğrultusunda: } \rho_x = \frac{A_{shx}}{d_k s} = \frac{100.53}{202 \times 50} = 0.00995 \quad (3.2)$$

$$\text{y doğrultusunda: } \rho_y = \frac{A_{shy}}{b_k s} = \frac{100.53}{202 \times 50} = 0.00995 \quad (3.3)$$

$$\text{Toplam enine donatı hacimsel oranı: } \rho_x + \rho_y = 0.0199$$

Boyuna donatı çubuk eksenleri arasındaki ortalama mesafe  $t$ ;

$$t = \frac{b - 2c_c - 2\phi_{et} - \phi_l}{2} = \frac{250 - 2 \times 20 - 2 \times 8 - 12}{2} = 91 \text{ mm} \quad (3.4)$$

DBYBHY 2007'ye göre enine donatı aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \quad (3.5)$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 50 \times 202 \times \left( \frac{250 \times 250}{210 \times 210} - 1 \right) \times \frac{30}{472} = 80.35 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 0.075 \times 50 \times 202 \times \frac{30}{472} = 48.15 \text{ mm}^2 \quad (3.6)$$

Sonuç olarak;  $A_{sh} = 80.35 \text{ mm}^2$  olmalıdır.

$$\text{Mevcut enine donatı alanı, } A_{sh} = 2 \frac{\pi \times 8^2}{4} = 100.53 \text{ mm}^2$$

“Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekil Değiştirme Kapasiteleri” hesabında kullanılacak  $\rho_s/\rho_{sm}$  oranı (donatı hacimsel oranları) yerine enkesit alanları da kullanılabilir ve  $\rho_s/\rho_{sm} = 100.53/80.35 = 1.25$  olarak alınır.

DBYBHY 2007’ye göre betonarme kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri ve hasar sınırları belirlenmiştir.

Minumum hasar sınırı:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad (\varepsilon_{cu})_{MN} = \mathbf{0.0035} \quad (\varepsilon_s)_{MN} = \mathbf{0.010}$$

Güvenlik sınırı:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3.7)$$

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 \times 1.25 = 0.016 > 0.013 \quad (\varepsilon_{cg})_{GV} = \mathbf{0.0135} \quad (\varepsilon_s)_{GV} = \mathbf{0.040}$$

Göçme sınırı:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (3.8)$$

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.0040 + 0.014 \times 1.25 = 0.0215 > 0.018 \quad (\varepsilon_{cg})_{GC} = \mathbf{0.0180} \quad (\varepsilon_s)_{GC} = \mathbf{0.060}$$

Hasar sınırlarına göre; XTRACT analiz programı sonuçlarından Moment ( $M_{xx}$ ) ve Eğrilik ( $K_{xx}$ ) değerleri alınıp, yatay yük ile deplasmanların hesabı aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

**Akma Sınırı** ( $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} = \%0.239$  olmalı)

$$(\varepsilon_{cu})_{AK} = -2.171 \times 10^{-3} \quad (\varepsilon_s)_{AK} = \mathbf{2.347 \times 10^{-3}} \quad M_{xx} = 70070 \text{ Nm} \quad K_{xx} = K_e = 21.43 \times 10^{-3} \text{ 1/m}$$

$$P = \frac{M}{L} = \frac{70070}{1.65} = 42467 \text{ N}$$

$$\delta_e = \frac{K_e L^2}{3} = \frac{21.43 \times 10^{-6} \times 1650^2}{3} = 19.45 \text{ mm}$$

**Minimum Hasar Sınırı** ( $\epsilon_{cu} \leq 0.0035$  veya  $\epsilon_s \leq 0.010$  olmalı)

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = -3.345 \times 10^{-3} \quad (\epsilon_s)_{MN} = 4.868 \times 10^{-3} \quad M_{xx} = 75110 \text{ Nm} \quad K_{xx} = 38.97 \times 10^{-3} \text{ 1/m}$$

$$P = \frac{M}{L} = \frac{75110}{1.65} = 45521 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \theta_p &= (K_t - K_e)L_p = (38.97 \times 10^{-3} - 21.43 \times 10^{-3}) \times 0.125 \\ &= 2.193 \times 10^{-3} \text{ rd} \end{aligned}$$

$$\delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 2.193 \times 10^{-3} \left( 1650 - \frac{125}{2} \right) = 3.48 \text{ mm}$$

$$(\delta_t)_{MN} = \delta_e + \delta_p = 19.45 + 3.48 = 22.93 \text{ mm}$$

**Güvenlik Sınırı** ( $\epsilon_{cg} \leq 0.0135$  veya  $\epsilon_s \leq 0.040$  olmalı)

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = -13.45 \times 10^{-3} \quad (\epsilon_s)_{GV} = 27.02 \times 10^{-3} \quad M_{xx} = 71440 \text{ Nm} \quad K_{xx} = 0.2123 \text{ 1/m}$$

$$P = \frac{M}{L} = \frac{71440}{1.65} = 43297 \text{ N}$$

$$\theta_p = (K_t - K_e)L_p = (0.2123 - 21.43 \times 10^{-3}) \times 0.125 = 23.859 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 23.859 \times 10^{-3} \left( 1650 - \frac{125}{2} \right) = 37.88 \text{ mm}$$

$$(\delta_t)_{GV} = \delta_e + \delta_p = 19.45 + 37.88 = 57.33 \text{ mm}$$

**Göçme Sınırı** ( $\epsilon_{cg} \leq 0.0180$  veya  $\epsilon_s \leq 0.060$  olmalı)

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = -17.90 \times 10^{-3} \quad (\epsilon_s)_{GC} = 34.65 \times 10^{-3} \quad M_{xx} = 71370 \text{ Nm} \quad K_{xx} = 0.2757 \text{ 1/m}$$

$$P = \frac{M}{L} = \frac{71370}{1.65} = 43255 \text{ N}$$

$$\theta_p = (K_t - K_e)L_p = (0.2757 - 21.43 \times 10^{-3}) \times 0.125 = 31.784 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 31.784 \times 10^{-3} \left( 1650 - \frac{125}{2} \right) = 50.46 \text{ mm}$$

$$(\delta_t)_{GC} = \delta_e + \delta_p = 19.45 + 50.46 = 69.91 \text{ mm}$$

**Son Sınır** (Sargılı betonda %2 şekil değiştirme,  $\varepsilon_c \leq 0.020$ )

$$(\varepsilon_{cg})_{GS} = -20 \times 10^{-3} \quad (\varepsilon_s)_{GS} = 38.25 \times 10^{-3} \quad M_{xx} = 71400 \text{ Nm} \quad K_{xx} = 0.3056 \text{ 1/m}$$

$$P = \frac{M}{L} = \frac{71400}{1.65} = 43273 \text{ N}$$

$$\theta_p = (K_t - K_e)L_p = (0.3056 - 21.43 \times 10^{-3}) \times 0.125 = 35.521 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) = 35.521 \times 10^{-3} \left( 1650 - \frac{125}{2} \right) = 56.39 \text{ mm}$$

$$(\delta_t)_{GS} = \delta_e + \delta_p = 19.45 + 56.39 = 75.84 \text{ mm}$$

**Tablo 3.4:** SA812 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler

SA812 NUMUNESİ						
Konsol Boyu 1650 mm				Hasar Düzeyi	Deneyde Ölçülen ve Programda Hesaplanan Değerler	
Grup No	Adım	Genlik	Deplasman (mm)		Deneyde Ölçülen Yatay Yük (kN)	Hesaplanan Yatay Yük (kN)
	0	0	0	0	0	0
1	1	0.006	9.8		27.63	21.24
	2	-0.006	-9.8		-27.07	-21.24
2	3	0.012	19.5	AKMA	38.57	42.47
	4	-0.012	-19.5	AKMA	-36.03	-42.47
3	5	0.013	21.2		39.38	44.00
	6	-0.013	-21.2		-36.51	-44.00
4	7	0.014	22.9	MİN	40.56	45.52
	8	-0.014	-22.9	MİN	-38.36	-45.52
5	9	0.021	34.4		45.63	44.78
	10	-0.021	-34.4		-47.21	-44.78
6	11	0.028	45.8		41.89	44.04
	12	-0.028	-45.8		-43.90	-44.04
7	13	0.035	57.3	GÜV	39.18	43.30
	14	-0.035	-57.3	GÜV	-40.67	-43.30
8	15	0.039	63.6		36.64	43.28
	16	-0.039	-63.6		-38.95	-43.28
9	17	0.042	69.9	GÖÇ	35.09	43.26
	18	-0.042	-69.9	GÖÇ	-37.15	-43.26
10	19	0.046	75.8	Sargılı betonda %2 şekil değişimi	33.64	43.27
	20	-0.046	-75.8		-35.64	-43.27

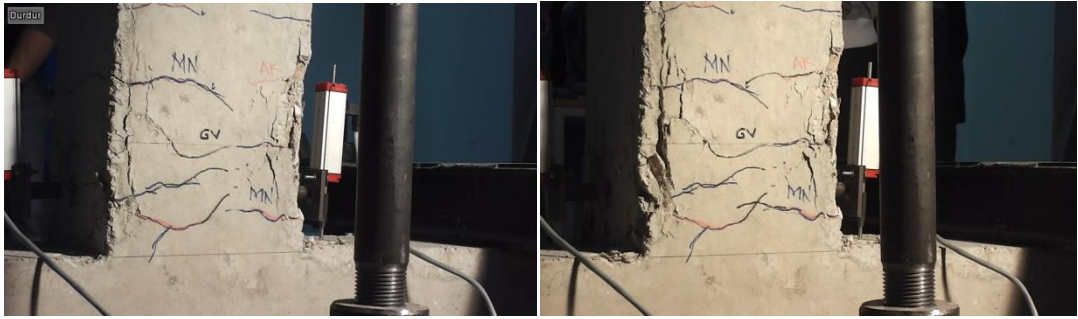
Numunenin deney sırasındaki hasar durumları aşağıda gösterilmiştir.



Şekil 3.13: Akma sınırı



Şekil 3.14: Minimum hasar sınırı

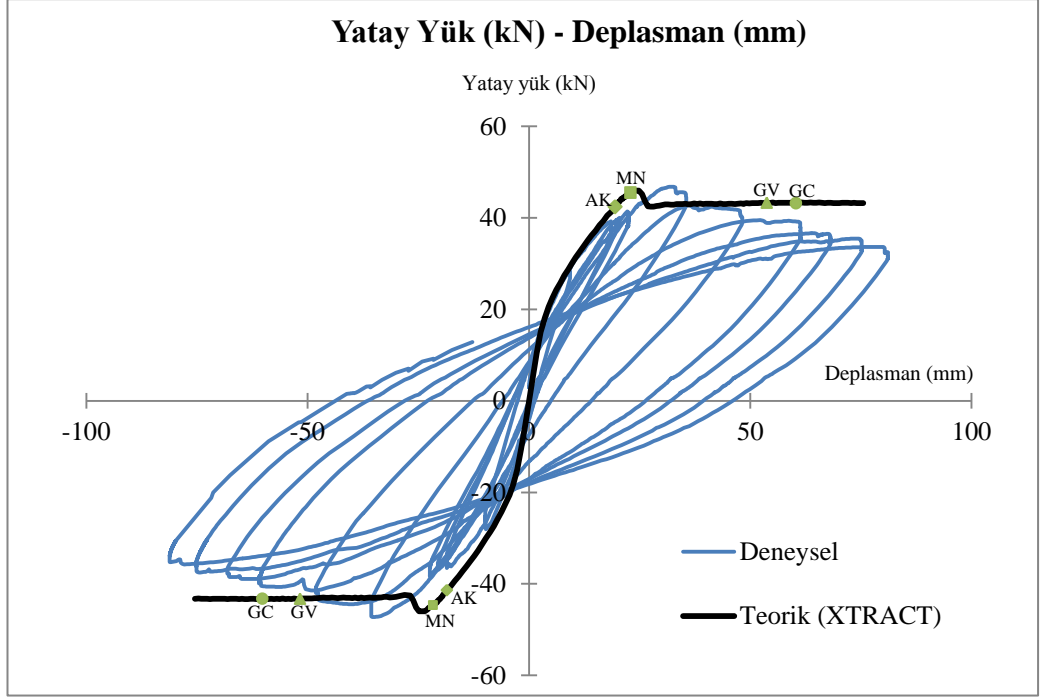


Şekil 3.15: Güvenlik sınırı

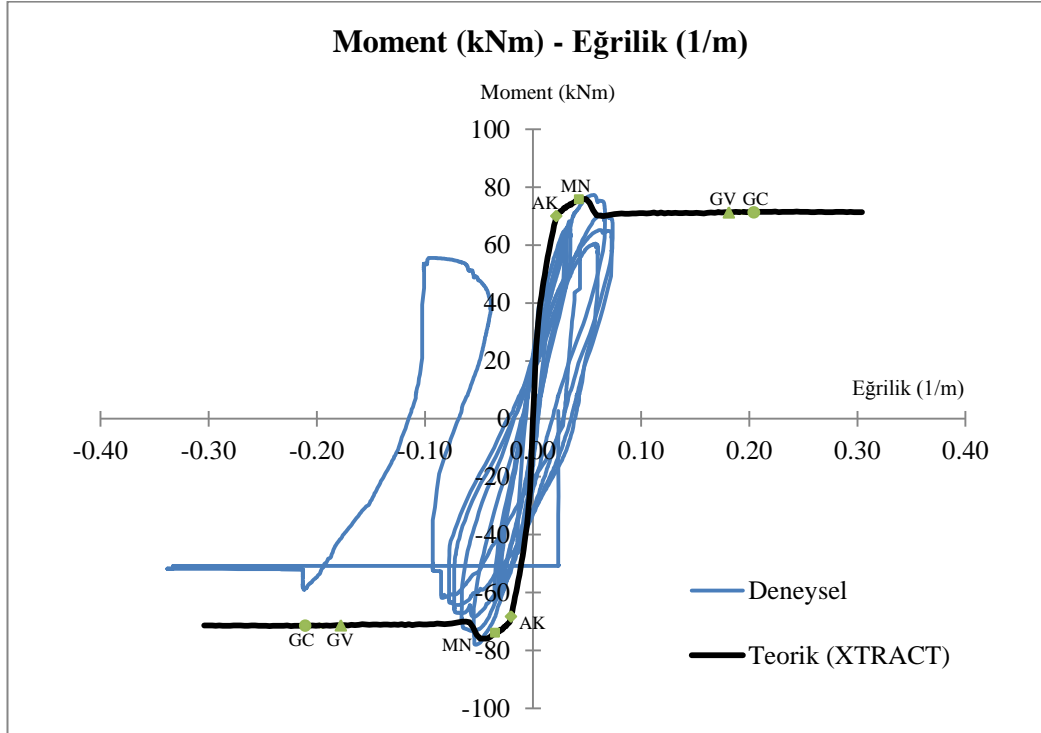


Şekil 3.16: Göçme sınırı



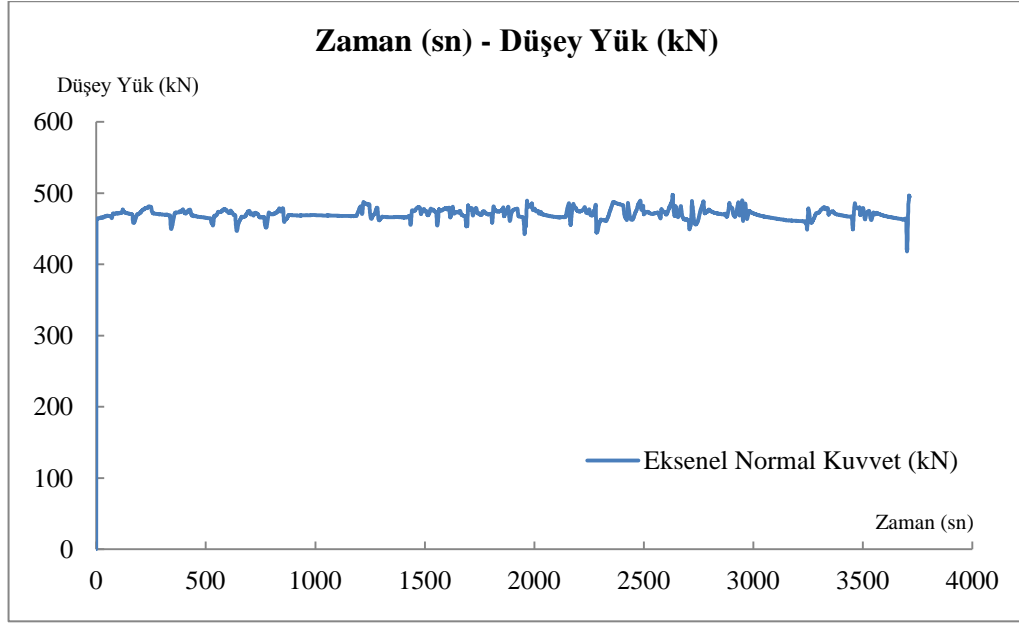


**Şekil 3.17:** SA812 numunesi yatay yük - deplasman grafiği

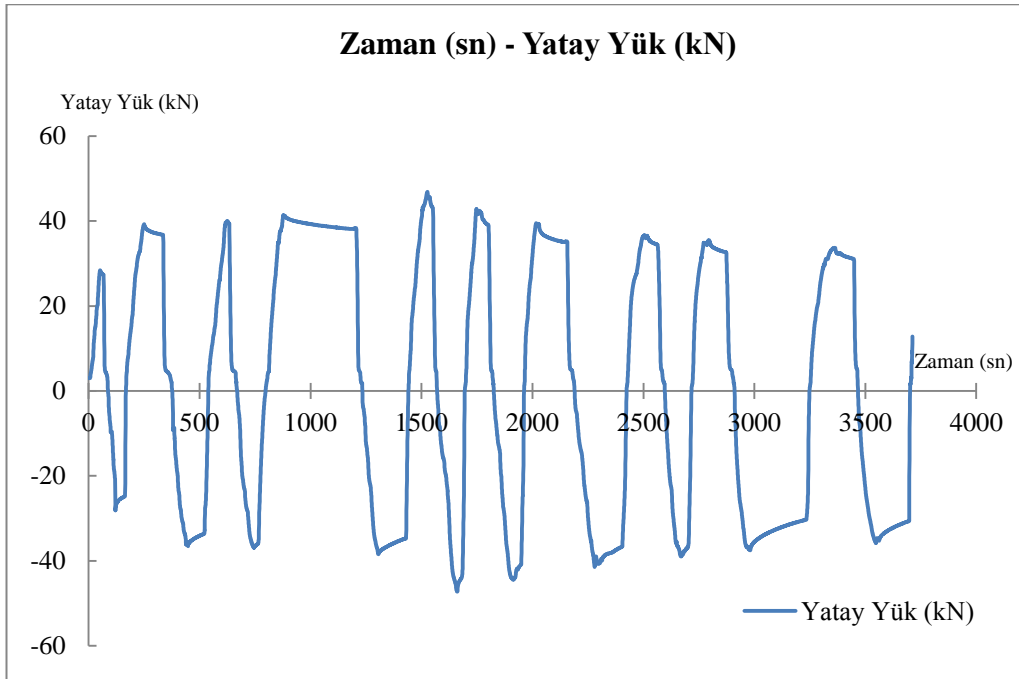


**Şekil 3.18:** SA812 numunesi moment - eğrilik grafiği

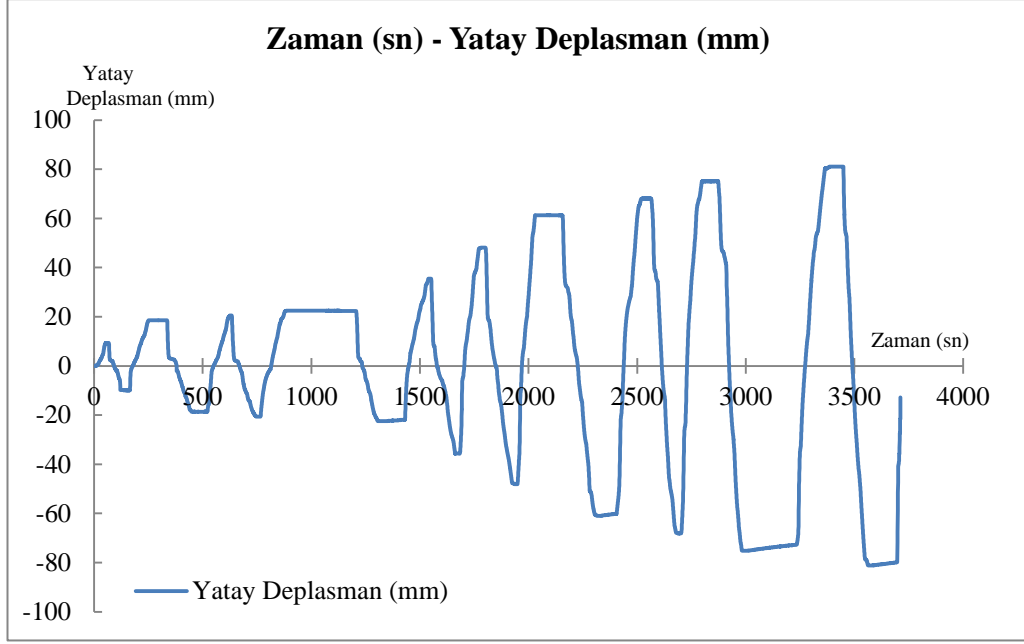
Yukarıda gösterilen SA812 numunesine ait moment - eğrilik grafiğinin düzgün olmaması, deney sırasında deplasman ölçerin bulunduğu noktada betonun parçalanması ve bu yüzden deplasman ölçerin okuma yapamamasından kaynaklanmaktadır.



**Şekil 3.19:** SA812 numunesi zaman - düşey yük grafiği

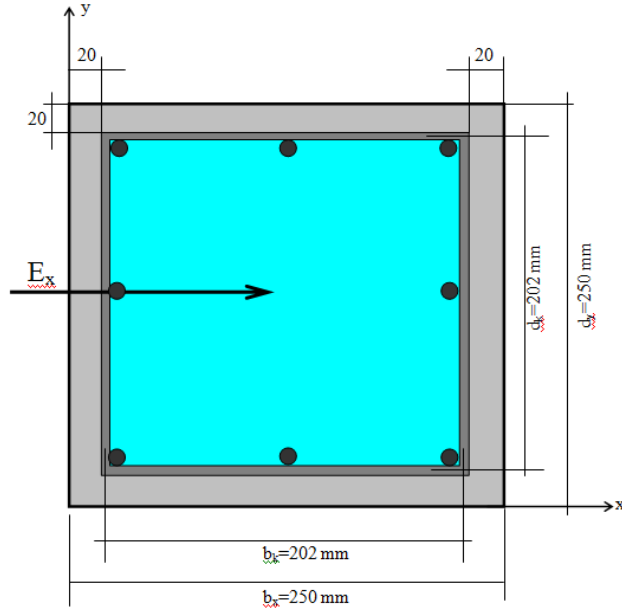


**Şekil 3.20:** SA812 numunesi zaman - yatay yük grafiği



**Şekil 3.21:** SA812 numunesi zaman - yatay deplasman grafiği

### 3.3 SZ812 Numune Bilgileri



Şekil 3.22: SZ812 numunesinin enkesiti

Tablo 3.5: SZ812 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 8<math>\phi</math>12 (904.8 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.239
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	568 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%11.676
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	%1.894
<b>Enine donatı: <math>\phi</math>8/100 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.229
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	574 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	%11.305
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir Beton kúp basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 50.7 MPa Eşdeğer silindir mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 40.6 MPa Eksenel normal kuvvet: $N = 0.25A_c f_{ck} = 0.25 \times 250 \times 250 \times 40.6 = 634375$ N	

**Tablo 3.6:** SZ812 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler

SZ812 NUMUNESİ						
Konsol Boyu 1650 mm				Hasar Düzeyi	Deneyde Ölçülen ve Programda Hesaplanan Değerler	
Grup No	Adım	Genlik	Deplasman (mm)		Deneyde Ölçülen Yatay Yük (kN)	Hesaplanan Yatay Yük (kN)
	0	0	0	0	0	0
1	1	0.006	9.5		37.75	25.26
	2	-0.006	-9.5		-20.25	-25.26
2	3	0.012	19.0	AKMA	46.33	50.52
	4	-0.012	-19.0	AKMA	-33.82	-50.52
3	5	0.013	20.7		47.46	51.91
	6	-0.013	-20.7		-34.45	-51.91
4	7	0.014	22.4	MİN	48.79	53.29
	8	-0.014	-22.4	MİN	-35.27	-53.29
5	9	0.016	26.8		49.40	51.06
	10	-0.016	-26.8		-39.25	-51.06
6	11	0.019	31.2		49.19	48.84
	12	-0.019	-31.2		-41.85	-48.84
7	13	0.022	35.6	GÜV	46.20	46.61
	14	-0.022	-35.6	GÜV	-41.74	-46.61
8	15	0.023	37.8		43.06	46.02
	16	-0.023	-37.8		-42.21	-46.02
9	17	0.024	40.0	GÖÇ	40.96	45.43
	18	-0.024	-40.0	GÖÇ	-41.03	-45.43
10	19	0.035	57.5	Sargılı betonda %2 şekil değişimi	37.85	40.15
	20	-0.035	-57.5		-42.32	-40.15

Numunenin deney sırasındaki hasar durumları aşağıda gösterilmiştir.



**Şekil 3.23:** Akma sınırı



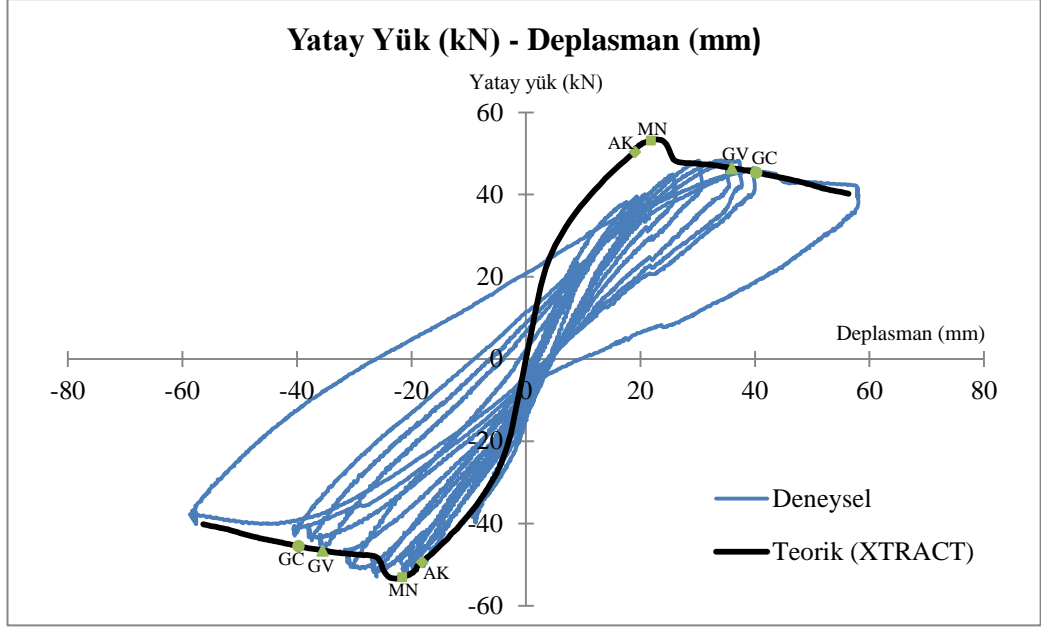
**Şekil 3.24:** Minimum hasar sınırı



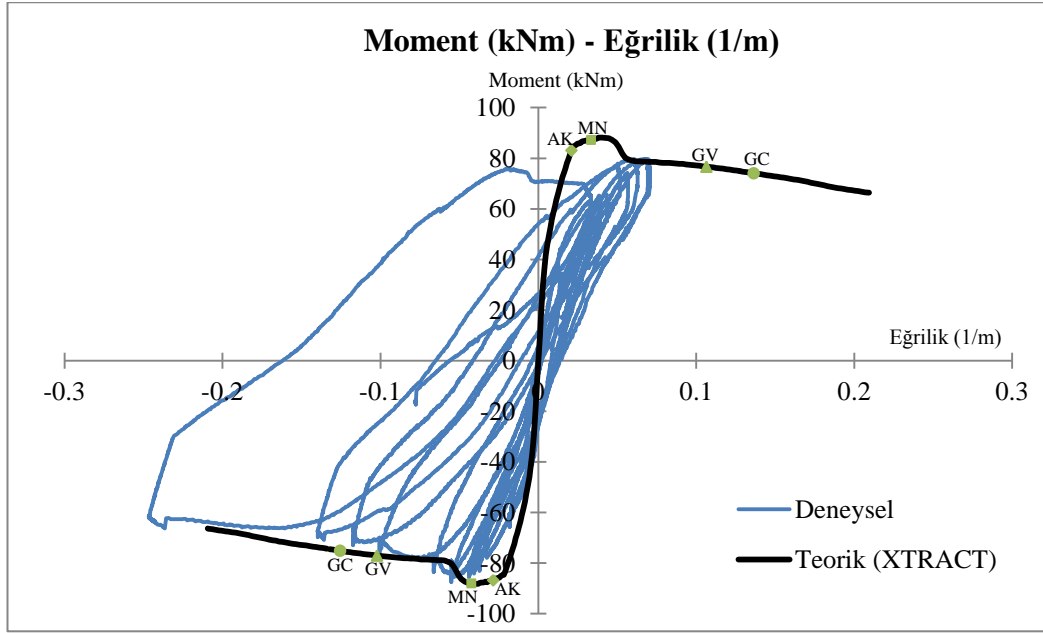
**Şekil 3.25:** Güvenlik sınırı



**Şekil 3.26:** Göçme sınırı

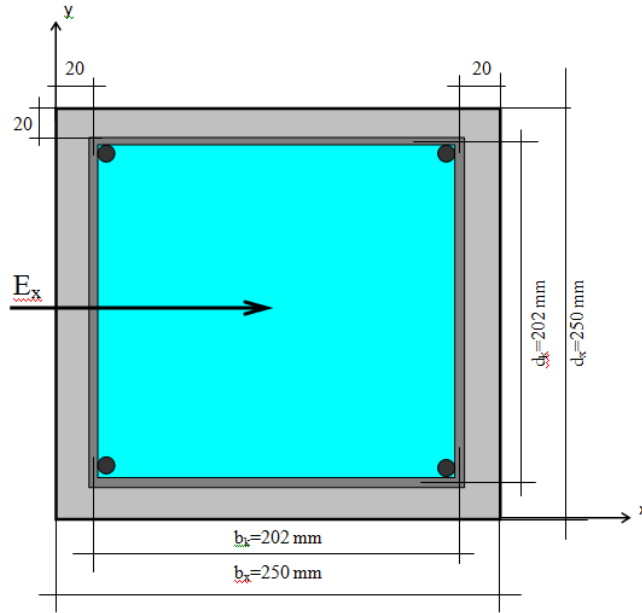


Şekil 3.27: SZ812 numunesi yatay yük - deplasman grafiği



Şekil 3.28: SZ812 numunesi moment - eğrilik grafiği

### 3.4 SA414 Numune Bilgileri



Şekil 3.29: SA414 numunesinin enkesiti

Tablo 3.7: SA414 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 4φ14 (615.75 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	455 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.231
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	568 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	% 12.882
Pekleşme şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sh}$ )	% 1.493
<b>Enine donatı: φ8/50 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.229
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	574 MPa
Kopma şekil değiştirmesi ( $\epsilon_{su}$ )	% 11.305
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir Beton küp basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 45.93 MPa Eşdeğer silindir mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 36.7 MPa Eksenel normal kuvvet: $N = 0.25A_c f_{ck} = 0.25 \times 250 \times 250 \times 36.7 = 573438$ N	



**Tablo 3.8:** SA414 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler

SA414 NUMUNESİ						
Konsol Boyu 1650 mm				Hasar Düzeyi	Deneyde Ölçülen ve Programda Hesaplanan Değerler	
Grup No	Adım	Genlik	Deplasman (mm)		Deneyde Ölçülen Yatay Yük (kN)	Hesaplanan Yatay Yük (kN)
	0	0	0	0	0	0
1	1	0.006	9.3		18.56	22.35
	2	-0.006	-9.3		-20.71	-22.35
2	3	0.011	18.6	AKMA	28.28	44.70
	4	-0.011	-18.6	AKMA	-31.65	-44.70
3	5	0.013	20.8		30.40	45.40
	6	-0.013	-20.8		-33.07	-45.40
4	7	0.014	22.9	MİN	30.73	46.09
	8	-0.014	-22.9	MİN	-34.26	-46.09
5	9	0.021	34.8		37.16	44.35
	10	-0.021	-34.8		-41.40	-44.35
6	11	0.028	46.7		35.71	42.60
	12	-0.028	-46.7		-40.39	-42.60
7	13	0.036	58.6	GÜV	34.54	40.86
	14	-0.036	-58.6	GÜV	-40.01	-40.86
8	15	0.039	63.8		33.46	40.48
	16	-0.039	-63.8		-39.20	-40.48
9	17	0.042	69.0	GÖÇ	32.10	40.10
	18	-0.042	-69.0	GÖÇ	-37.71	-40.10
10	19	0.045	74.4	Sargılı betonda %2 şekil değişimi	30.79	39.87
	20	-0.045	-74.4		-37.85	-39.87

Numunenin deney sırasındaki hasar durumları aşağıda gösterilmiştir.



**Şekil 3.30: Akma sınırı**



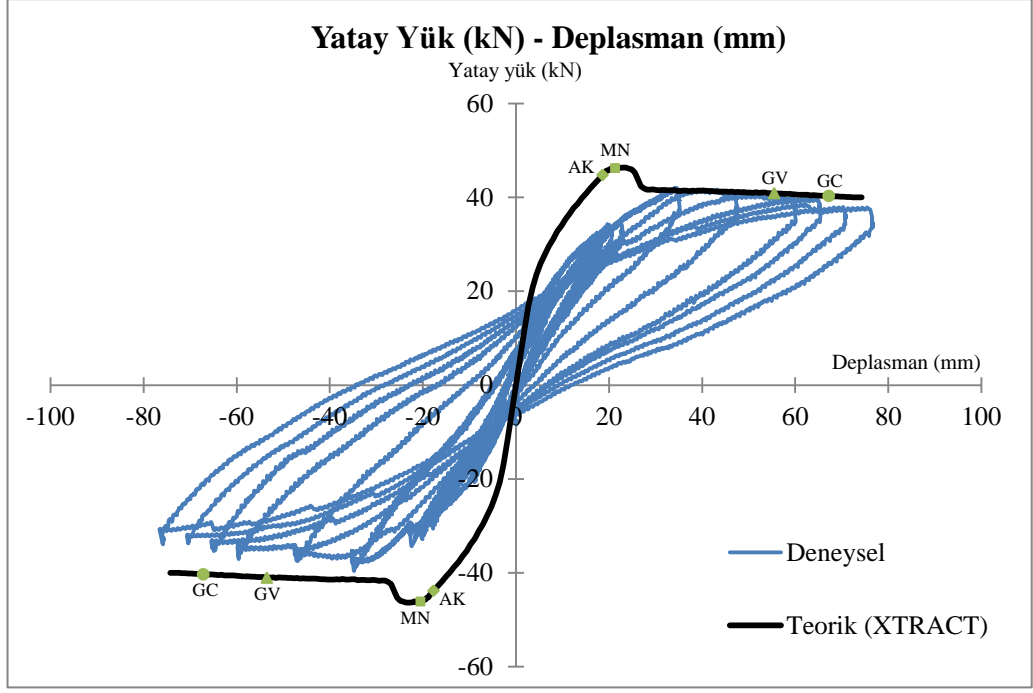
**Şekil 3.31: Minimum hasar sınırı**



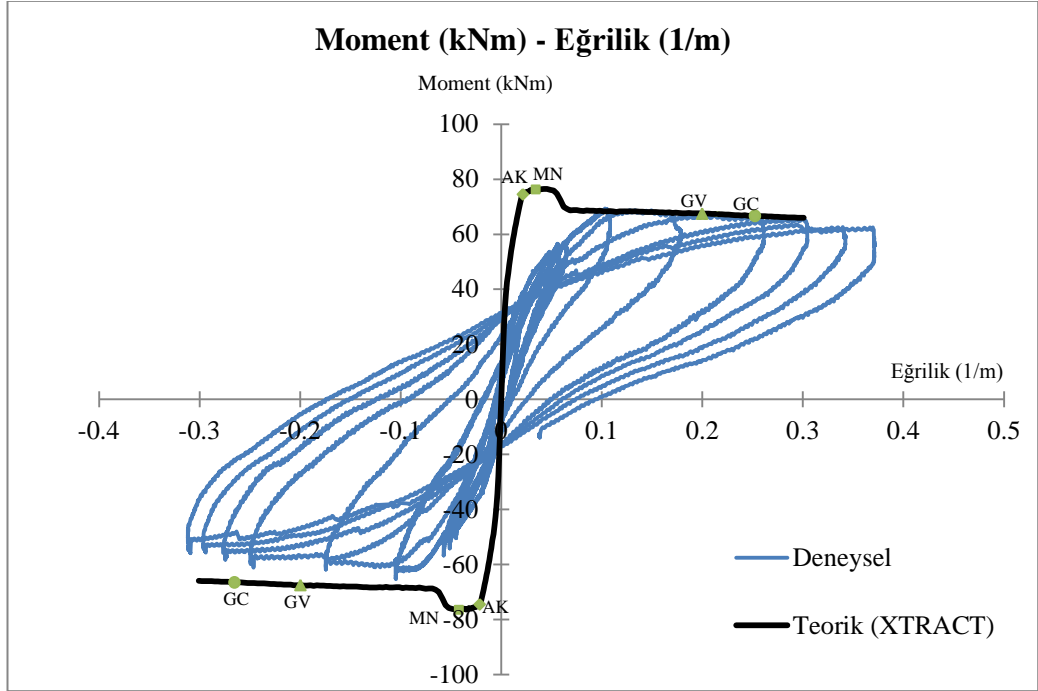
**Şekil 3.32: Güvenlik sınırı**



**Şekil 3.33: Göçme sınırı**

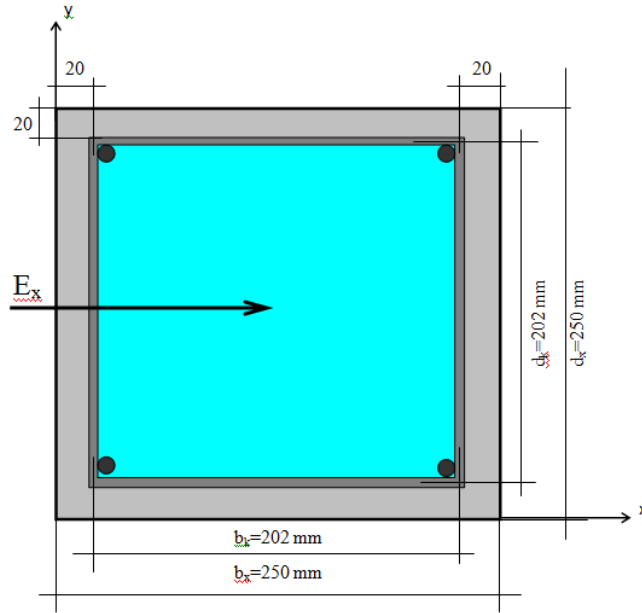


**Şekil 3.34:** SA414 numunesi yatay yük - deplasman grafiği



**Şekil 3.35:** SA414 numunesi moment - eğrilik grafiği

### 3.5 SZ414 Numune Bilgileri



Şekil 3.36: SZ414 numunesinin enkesiti

Tablo 3.9: SZ414 numune bilgileri

<b>Boyuna donatı: 4φ14 (615.75 mm<sup>2</sup>)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	455 MPa
Akma şekil değişimi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.231
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	568 MPa
Kopma şekil değişimi ( $\epsilon_{su}$ )	% 12.882
Pekleşme şekil değişimi ( $\epsilon_{sh}$ )	% 1.493
<b>Enine donatı: φ8/100 (2 kollu etriye)</b>	
Akma gerilmesi ( $f_{sy}$ )	472 MPa
Akma şekil değişimi ( $\epsilon_{sy}$ )	%0.229
Kopma gerilmesi ( $f_{su}$ )	574 MPa
Kopma şekil değişimi ( $\epsilon_{su}$ )	% 11.305
Kolonun temelden yüksekliği 2000 mm, moment kolu 1650 mm'dir Beton küp basınç mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 45.93 MPa Eşdeğer silindir mukavemeti ( $f_{ck}$ ): 36.7 MPa Eksenel normal kuvvet: $N = 0.25A_c f_{ck} = 0.25 \times 250 \times 250 \times 36.7 = 573438 \text{ N}$	

**Tablo 3.10:** SZ414 numunesine ait yatay deplasmanlar ve buna karşı gelen yatay kuvvetler

SZ414 NUMUNESİ						
Konsol Boyu 1650 mm				Hasar Düzeyi	Deneyde Ölçülen ve Programda Hesaplanan Değerler	
Grup No	Adım	Genlik	Deplasman (mm)		Deneyde Ölçülen Yatay Yük (kN)	Hesaplanan Yatay Yük (kN)
	0	0	0	0	0	0
1	1	0.006	9.4		20.04	22.43
	2	-0.006	-9.4		-23.52	-22.43
2	3	0.011	18.7	AKMA	29.73	44.86
	4	-0.011	-18.7	AKMA	-33.15	-44.86
3	5	0.013	21.1		30.68	45.56
	6	-0.013	-21.1		-37.13	-45.56
4	7	0.014	23.4	MİN	32.67	46.25
	8	-0.014	-23.4	MİN	-35.93	-46.25
5	9	0.017	28.6		35.33	43.78
	10	-0.017	-28.6		-40.94	-43.78
6	11	0.020	33.7		35.98	41.30
	12	-0.020	-33.7		-40.95	-41.30
7	13	0.024	38.9	GÜV	35.62	38.83
	14	-0.024	-38.9	GÜV	-37.87	-38.83
8	15	0.025	42.0		33.88	38.31
	16	-0.025	-42.0		-33.15	-38.31
9	17	0.027	45.0	GÖÇ	32.44	37.78
	18	-0.027	-45.0	GÖÇ	-33.80	-37.78
10	19	0.036	60.2	Sargılı betonda %2 şekil değişimi	29.48	33.91
	20	-0.036	-60.2		-32.09	-33.91

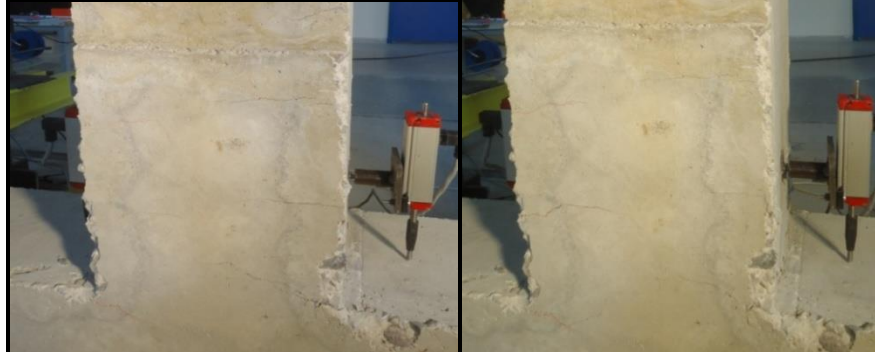
Numunenin deney sırasındaki hasar durumları aşağıda gösterilmiştir.



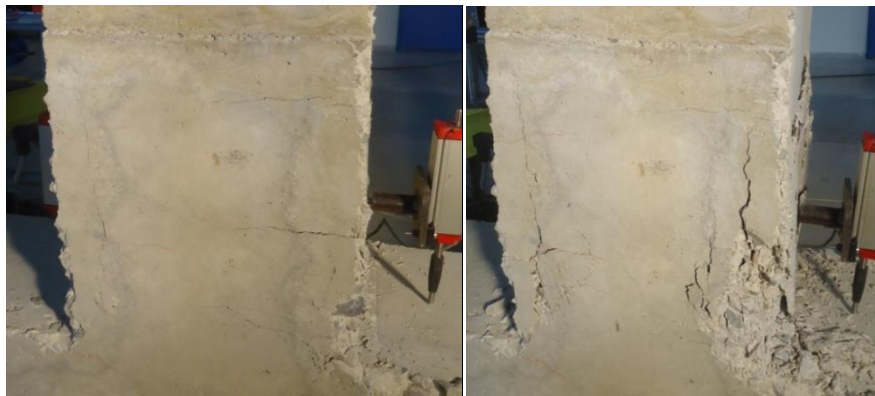
**Şekil 3.37: Akma sınırı**



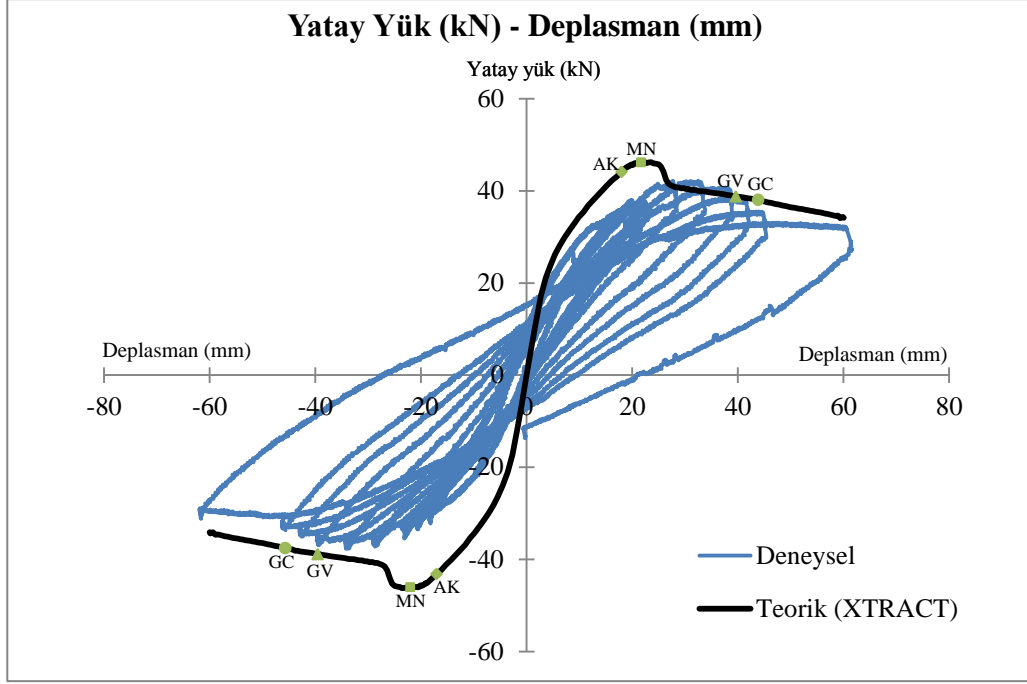
**Şekil 3.38: Minimum hasar sınırı**



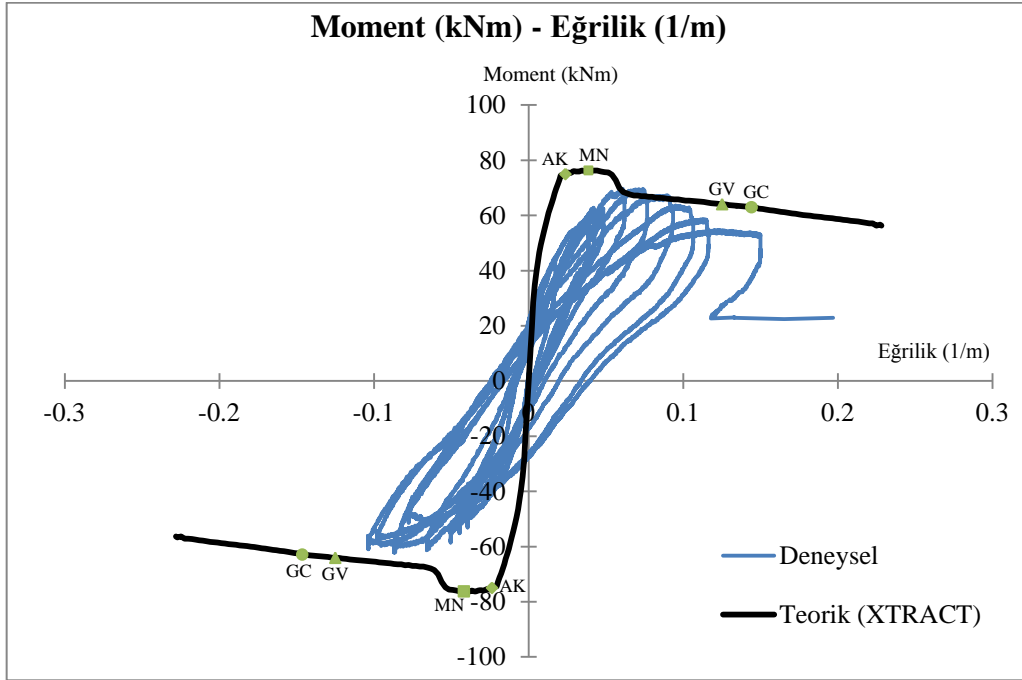
**Şekil 3.39: Güvenlik sınırı**



**Şekil 3.40: Göçme sınırı**



**Şekil 3.41:** SZ414 numunesi yatay yük - deplasman grafiği



**Şekil 3.42:** SZ414 numunesi moment - eğrilik grafiği

Deneyi yapılan dört numune için, deneyde elde edilen sonuçlar ile XTRACT kesit analizi programı ile yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Bu nedenle çalışmanın devamı, XTRACT programı kullanılarak betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametrelerin “sayısal deney” yöntemiyle araştırılması şeklinde yapılmıştır.



## 4. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

Bu bölümde, betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametrelerden; kolon boyuna donatı oranı, aksel normal kuvvet oranı, enine donatı aralığı ve beton sınıfı değişimi XTRACT programı ile incelenmiştir. Sonuçlar grafik ve tablolar ile kıyaslamalı olarak sunulmuştur.

### 4.1 Kesit ve Parametre Bilgileri

Sayısal çözümlerde  $400 \times 400$  mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolon esas alınmıştır. Bütün çözümlerde boyuna ve enine donatı olarak S420 çeliği seçilmiştir. Betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametreler için aşağıdaki değişkenler kullanılmıştır.

#### a.) Kolon Boyuna Donatı Oranı

**%1 - %2 - %3 - %4:** Kolondaki toplam boyuna donatı alanının, kolonun enkesit alanına oranıdır.

Donatı oranı %1 olan kesit için 8 $\phi$ 16 boyuna donatı kullanılmıştır.

Donatı oranı %2 olan kesit için 16 $\phi$ 16 boyuna donatı kullanılmıştır.

Donatı oranı %3 olan kesit için 8 $\phi$ 28 boyuna donatı kullanılmıştır.

Donatı oranı %4 olan kesit için 8 $\phi$ 32 boyuna donatı kullanılmıştır.

### b.) Eksenel Normal Kuvvet Oranı

$0.1A_c f_{ck}$  -  $0.2A_c f_{ck}$  -  $0.3A_c f_{ck}$  -  $0.4A_c f_{ck}$  -  $0.5A_c f_{ck}$ : Kolondaki eksenel normal kuvvet oranlarıdır.  $A_c$ ; kolon enkesit alanı ( $\text{mm}^2$ ),  $f_{ck}$ ; betonun karakteristik basınç dayanımıdır (MPa).

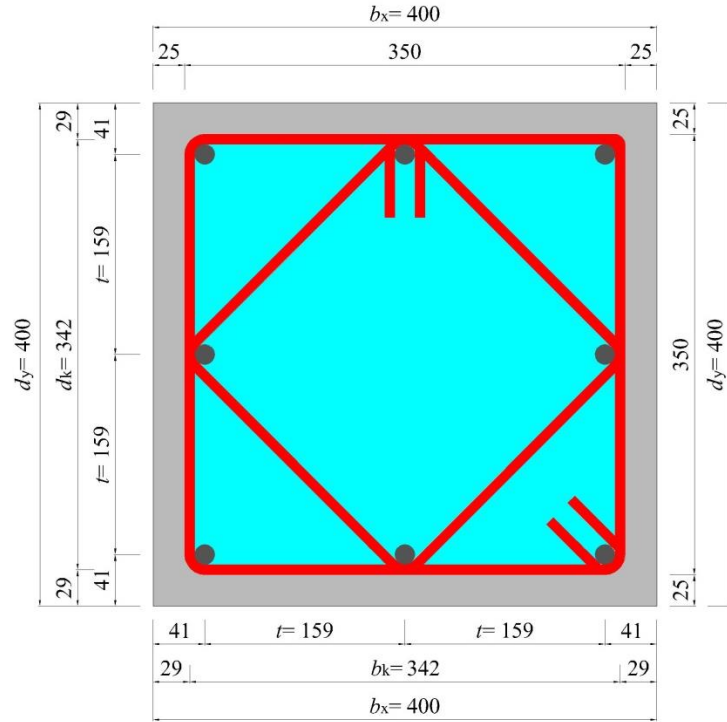
### c.) Enine Donatı Aralığı (s)

$s50$  -  $s100$  -  $s150$  -  $s200$ : Kolon sarılma bölgesinde kullanılan etriyeler arasındaki mesafedir. Bu mesafe 50, 100, 150 ve 200 mm olarak seçilmiştir.

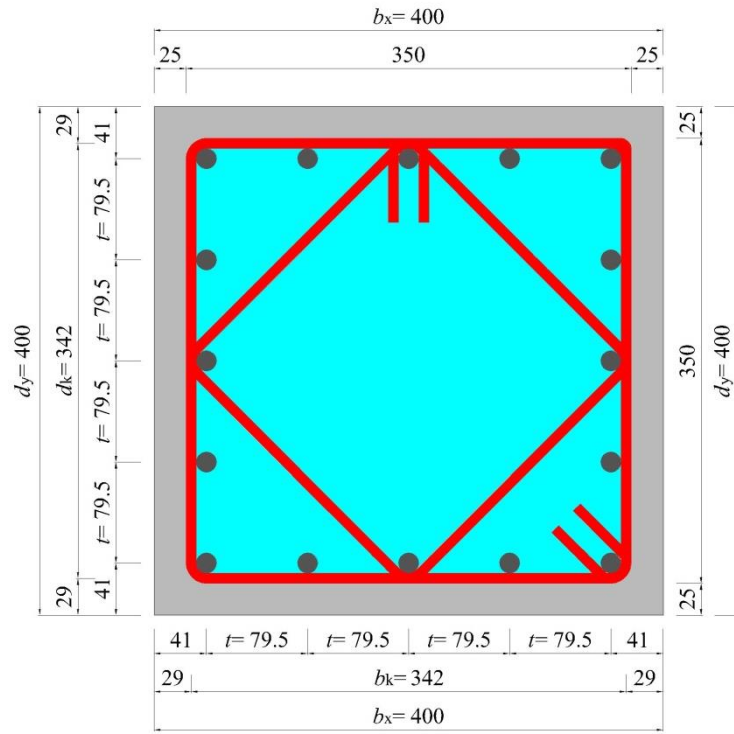
### d.) Beton Sınıfı

$C20$  -  $C25$  -  $C30$  -  $C40$  -  $C50$ : Kolonda kullanılan beton dayanımlarıdır (MPa).

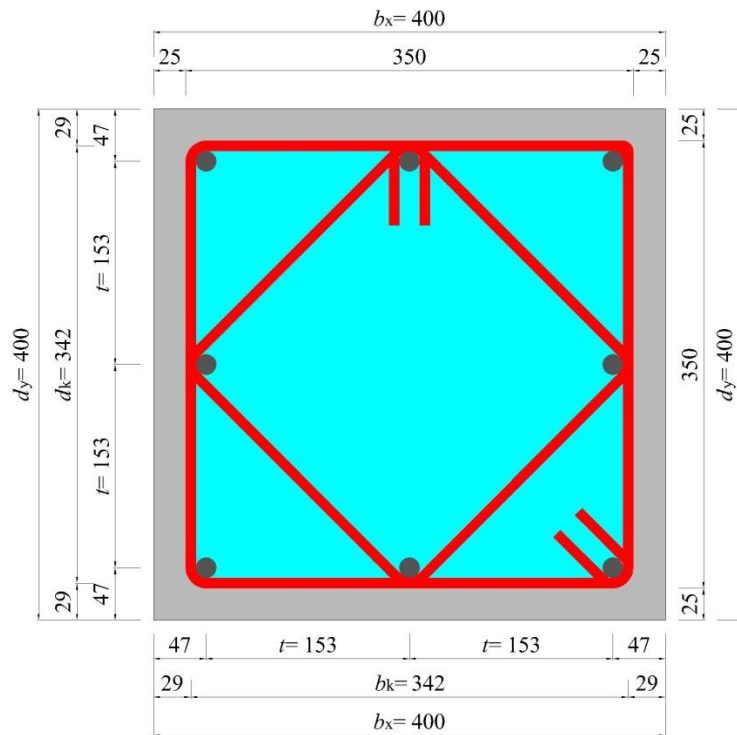
Sayısal çözümlerde kullanılan betonarme kesitler Şekil 4.1, 4.2, 4.3 ve Şekil 4.4'te, bu kesitlere ait diğer özellikler Tablo 4.1'de verilmiştir.



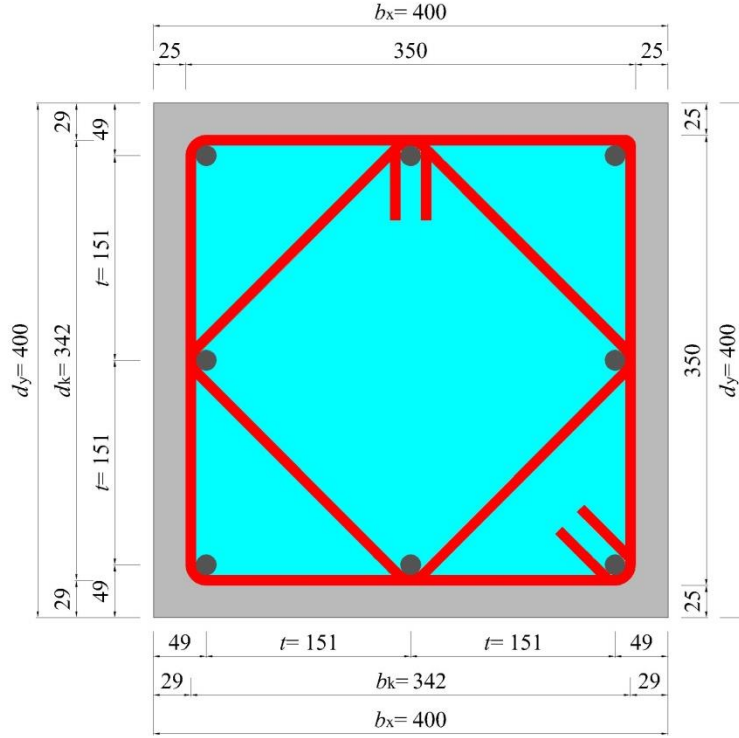
Şekil 4.1: Donatı oranı %1 (8φ16) olan kesit



**Şekil 4.2:** Donatı oranı %2 ( $16\phi 16$ ) olan kesit



**Şekil 4.3:** Donatı oranı %3 ( $8\phi 28$ ) olan kesit



**Şekil 4.4:** Donatı oranı %4 ( $8\phi 32$ ) olan kesit

Tüm kesitlerde iki kollu etriye ve diyagonal etriye kullanılmış olup, etriye  $\phi 8$  olarak seçilmiştir. Sayısal analizdeki tüm parametreler kullanıldığında yüksek etriye aralığı ve yüksek beton dayanımlarında kullanılan enine donatı alanı DBYBHY 2007’de verilen aşağıdaki formülleri sağlamamaktadır [4].

$$A_{sh} \geq 0.30sb_k \left[ \left( \frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right] \left( \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (4.1)$$

$$A_{sh} \geq 0.075sb_k \left( \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (4.2)$$

Ancak, tez konusu “betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametrelerin araştırılması” olduğu için, bu husus dikkate alınmayıp etriye  $\phi 8$  seçilmiştir. Böylece yukarıda belirtilen bazı çözümler için yetersiz enine donatı kullanılmıştır.

**Tablo 4.1:** Kesitlerin özellikleri

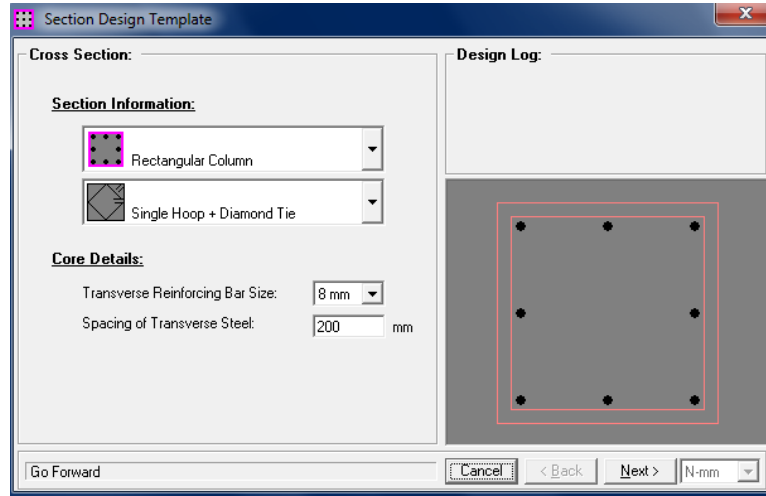
<b>KESİT</b>	<b>%1 (8φ16)</b>	<b>%2 (16φ16)</b>	<b>%3 (8φ28)</b>	<b>%4 (8φ32)</b>
<b>Enkesit boyutu (mm)</b>	400×400	400×400	400×400	400×400
<b>Net beton örtüsü (mm)</b>	25	25	25	25
<b>Boyuna donatı alanı (mm<sup>2</sup>)</b>	1608.50	3217.00	4926.02	6433.98
<b>Enine donatı</b>	φ8	φ8	φ8	φ8
<b>Enine donatı alanı (mm<sup>2</sup>)</b>	171.62	171.62	171.62	171.62
<b><math>b_k</math> (mm)</b>	342	342	342	342
<b><math>d_k</math> (mm)</b>	342	342	342	342
<b><math>t</math> (mm)</b>	159	79.5	153	151

#### **4.2 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Sabitken, Normal Kuvvet ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi**

Sayısal çözümde 400×400 mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %1, etriye aralığı 200 mm alınmıştır. 1. kesitte beton sınıfı C20, 2. kesitte beton sınıfı C50 alınarak normal kuvvet değişimlerinin  $0.1A_c f_{ck}$  -  $0.2A_c f_{ck}$  -  $0.3A_c f_{ck}$  -  $0.4A_c f_{ck}$  -  $0.5A_c f_{ck}$  olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

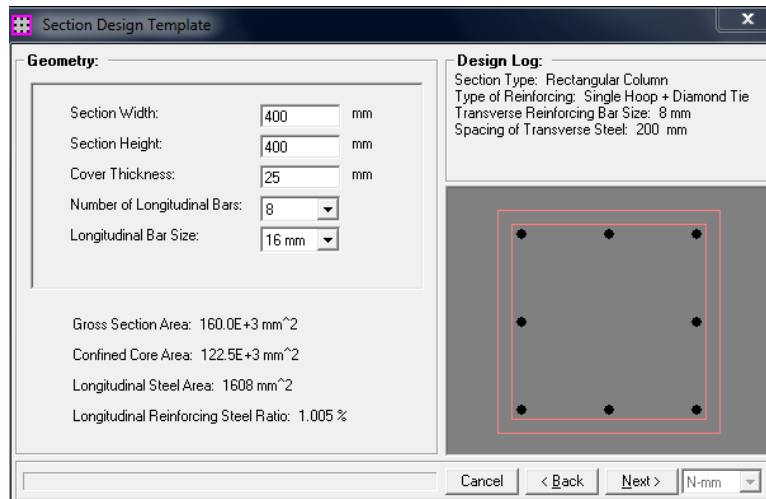
XTRACT programı ile sayısal çözümlerin yapılması ve çözümlere ait sonuçların değerlendirilmesi örnek bir çözüm üzerinde aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir. Örnek çözüm için; boyuna donatı oranı %1, etriye aralığı 200 mm, beton sınıfı C20 ve eksenel normal kuvvet düzeyi  $0.1A_c f_{ck}$  olarak alınmıştır.

Programa başlarken, kesitin adı ve kullanılacak birim sisteminin seçilmesinden sonra öncelikle kesit enine donatısı ile ilgili bilgiler (enine donatının çapı, aralığı ve yerleşim şekli) girilir (Şekil 4.5).



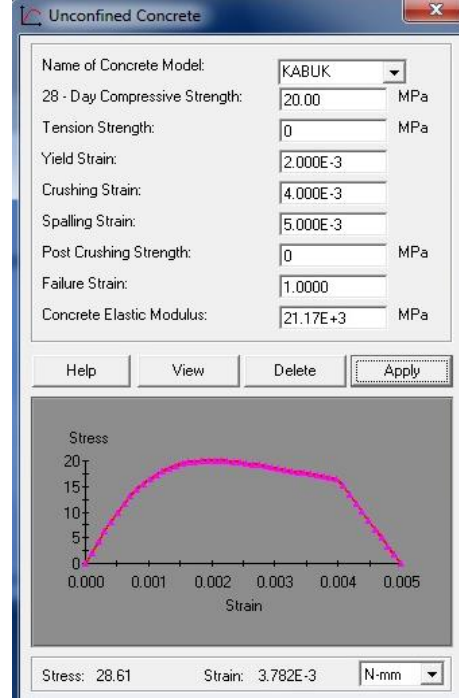
Şekil 4.5: Enine donatı bilgileri

Daha sonra kesit boyutları, net beton örtüsü ve boyuna donatı bilgileri (çap ve adedi) girilir (Şekil 4.6).

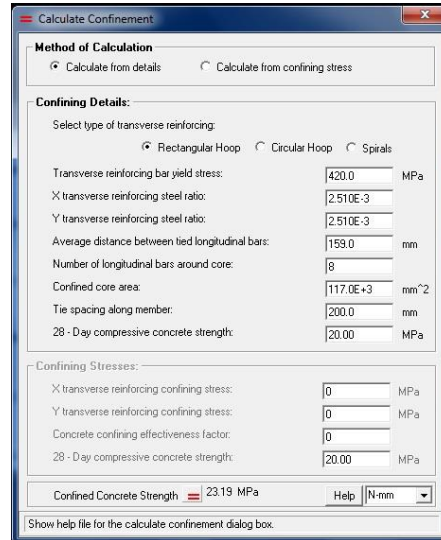


Şekil 4.6: Kolon kesit bilgileri

Sırasıyla kabuk betonu ve çekirdek betonu bilgileri girilir. Kabuk betonu ve çekirdek betonu DBYBHY 2007 EK 7B'ye göre modellenir (Şekil 4.7, Şekil 4.8, Şekil 4.9, Şekil 4.10).



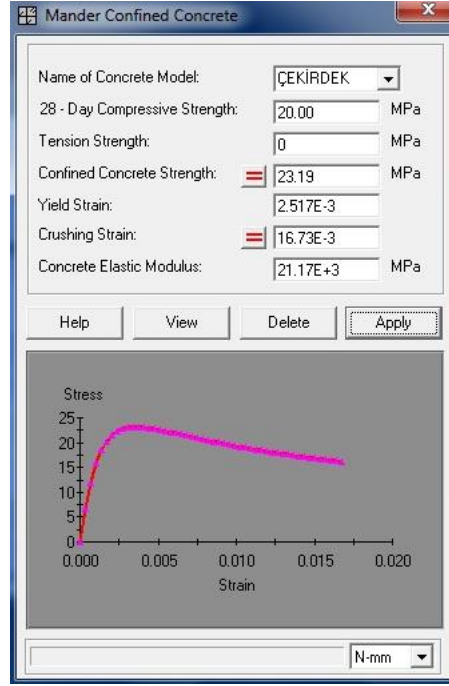
Şekil 4.7: Kabuk betonu modeli



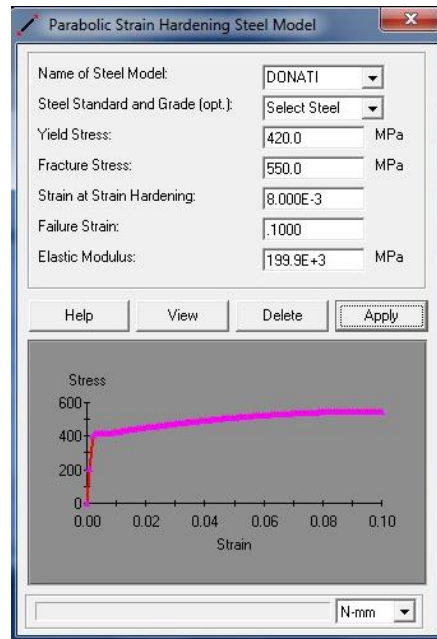
Şekil 4.8: Çekirdek betonu kesit bilgileri



Şekil 4.9: Çekirdek betonu ezilme şekil değiştirmesi



Şekil 4.10: Çekirdek betonu modeli

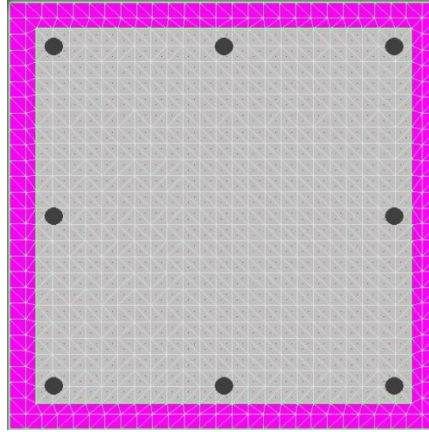


Şekil 4.11: Boyuna donatı modeli

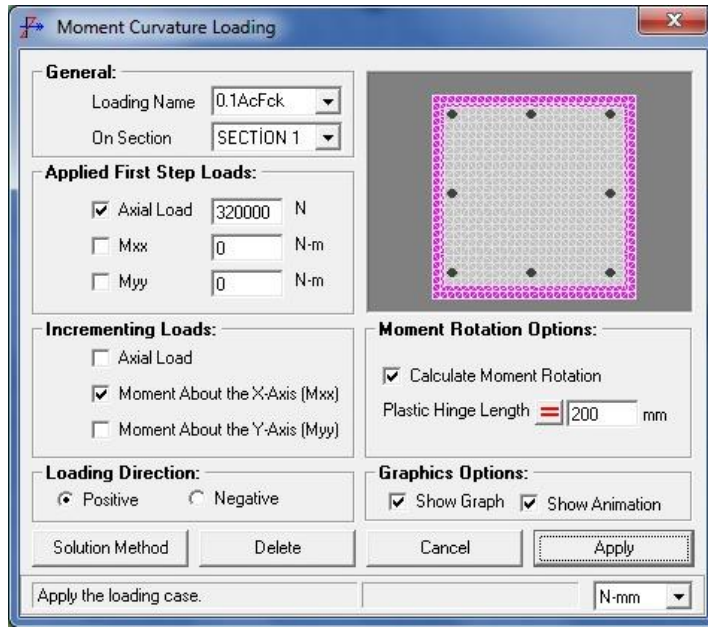


Boyuna donatı bilgileri de DBYBHY 2007 EK 7B'ye göre modellenir (Şekil 4.11).

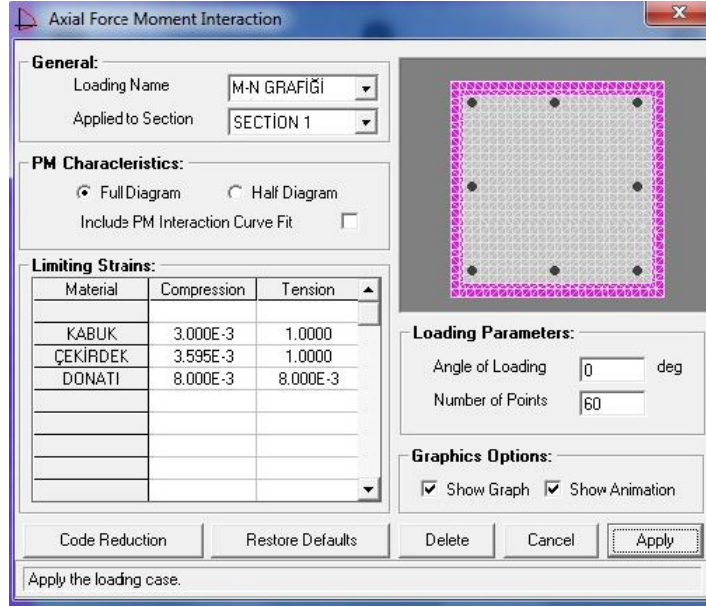
Verilen bilgiler doğrultusunda program tarafından oluşturulan kesit, sonlu elamanlara ayrılmış halde ekranda görüntülenir (Şekil 4.12). Kesite ait moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafiklerinin hesabı için gerekli bilgiler girilir (Şekil 4.13.a ve Şekil 4.13.b).



Şekil 4.12: Kesitin sonlu elemanlara bölünmüş hali

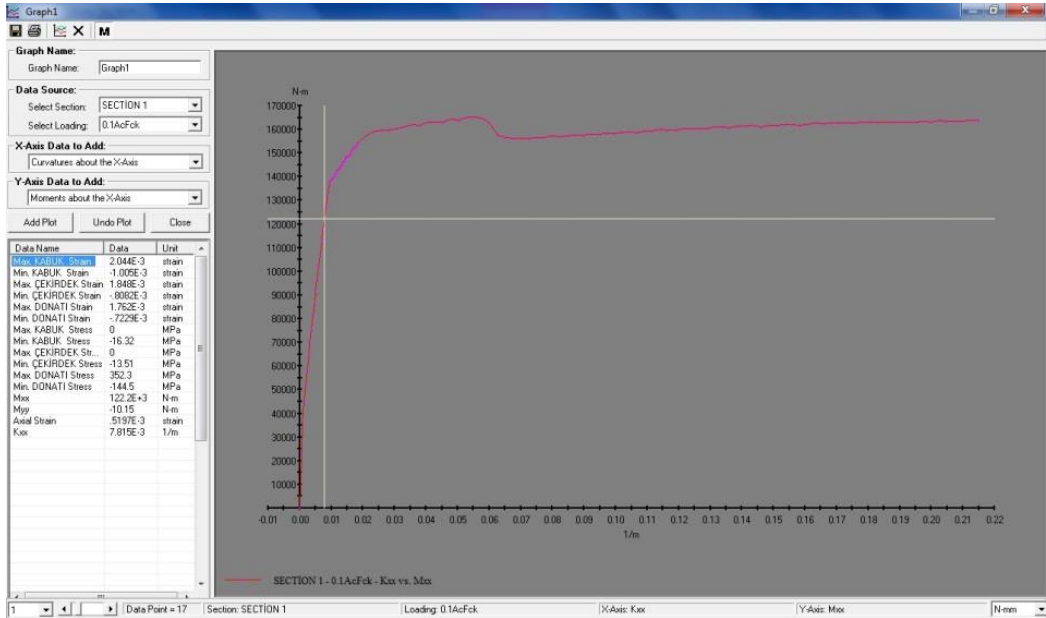


Şekil 4.13.a: Moment - eğrilik grafiği için çözüm şeklinin girilmesi

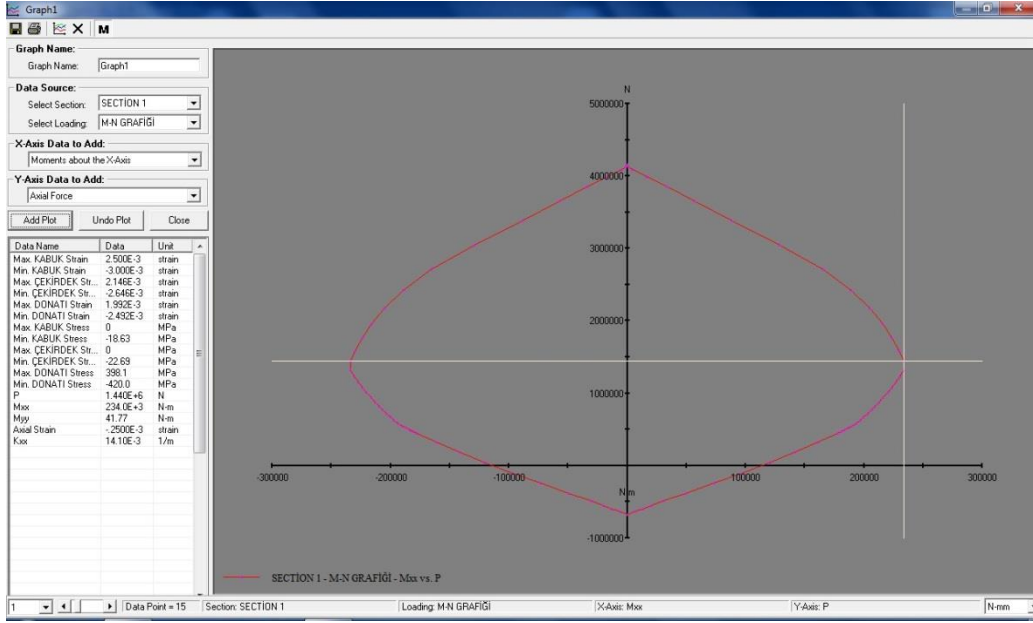


**Şekil 4.13.b:** Moment - normal kuvvet grafiği için çözüm şeklinin girilmesi

Bütün bu bilgiler girildikten sonra çözüm yapılır. Çözüm sonuçları ister grafik (Şekil 4.14.a, Şekil 4.14.b) ister sayısal olarak alınabilir (Şekil 4.14.c, Şekil 4.14.d).



**Şekil 4.14.a:** Moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.14.b: Moment - normal kuvvet grafiği

Section	Max DONATI Stress	SECTION 1	SECTION 1	SECTION 1	SECTION 1	SECTION 1	Min. ÇEKİRDEK Strain
0	0	0	0	5680E-20	-87.08E-6	0	87.08E-6
1	0	0	22.81E+3	4597E-3	-1.783E-3	0	-1.667E-3
2	14.64	73.26E-6	36.73E+3	9194E-3	-2523E-3	-2291E-3	-2291E-3
3	34.72	1737E-3	45.25E+3	1.379E-3	-3146E-3	-2796E-3	-2796E-3
4	55.91	2797E-3	52.34E+3	1.839E-3	-3713E-3	-3251E-3	-3251E-3
5	78.12	3908E-3	58.47E+3	2.298E-3	-4230E-3	-3652E-3	-3652E-3
6	100.3	5019E-3	64.57E+3	2.758E-3	-4749E-3	-4095E-3	-4095E-3
7	123.0	6130E-3	70.72E+3	3.218E-3	-5241E-3	-4433E-3	-4433E-3
8	146.0	7300E-3	75.66E+3	3.677E-3	-5718E-3	-4794E-3	-4794E-3
9	168.4	8423E-3	81.42E+3	4.137E-3	-6225E-3	-5186E-3	-5186E-3
10	191.9	9596E-3	86.44E+3	4.597E-3	-6677E-3	-5525E-3	-5525E-3
11	215.4	1.077E-3	91.43E+3	5.057E-3	-7130E-3	-5895E-3	-5895E-3
12	238.0	1.191E-3	96.09E+3	5.516E-3	-7625E-3	-6293E-3	-6293E-3
13	260.5	1.303E-3	102.3E+3	5.976E-3	-8139E-3	-6626E-3	-6626E-3
14	283.7	1.419E-3	107.2E+3	6.436E-3	-8594E-3	-6976E-3	-6976E-3
15	306.1	1.531E-3	112.5E+3	6.895E-3	-9101E-3	-7368E-3	-7368E-3
16	329.2	1.647E-3	117.4E+3	7.355E-3	-9573E-3	-7724E-3	-7724E-3
17	352.3	1.762E-3	122.2E+3	7.815E-3	-1.005E-3	-8082E-3	-8082E-3
18	374.7	1.874E-3	127.2E+3	8.274E-3	-1.055E-3	-8474E-3	-8474E-3
19	397.2	1.987E-3	132.2E+3	8.734E-3	-1.106E-3	-8880E-3	-8880E-3
20	420.0	2.103E-3	136.6E+3	9.194E-3	-1.152E-3	-9309E-3	-9309E-3
21	420.0	2.227E-3	138.0E+3	9.653E-3	-1.191E-3	-9481E-3	-9481E-3
22	420.0	2.359E-3	138.0E+3	10.11E-3	-1.229E-3	-9711E-3	-9711E-3
23	420.0	2.493E-3	139.6E+3	10.57E-3	-1.261E-3	-9948E-3	-9948E-3
24	420.0	2.613E-3	140.4E+3	11.03E-3	-1.293E-3	-1.016E-3	-1.016E-3
25	420.0	2.740E-3	141.5E+3	11.49E-3	-1.323E-3	-1.040E-3	-1.040E-3
26	420.0	2.863E-3	142.6E+3	11.95E-3	-1.356E-3	-1.069E-3	-1.069E-3
27	420.0	2.996E-3	143.3E+3	12.41E-3	-1.398E-3	-1.088E-3	-1.088E-3
28	420.0	3.124E-3	144.2E+3	12.87E-3	-1.434E-3	-1.110E-3	-1.110E-3
29	420.0	3.248E-3	145.2E+3	13.33E-3	-1.471E-3	-1.136E-3	-1.136E-3
30	420.0	3.372E-3	145.5E+3	13.79E-3	-1.511E-3	-1.164E-3	-1.164E-3
31	420.0	3.508E-3	146.5E+3	14.25E-3	-1.537E-3	-1.178E-3	-1.178E-3
32	420.0	3.629E-3	148.2E+3	14.71E-3	-1.569E-3	-1.219E-3	-1.219E-3
33	420.0	3.755E-3	148.8E+3	15.17E-3	-1.616E-3	-1.234E-3	-1.234E-3
34	420.0	3.888E-3	149.1E+3	15.63E-3	-1.645E-3	-1.253E-3	-1.253E-3
35	420.0	4.017E-3	149.8E+3	16.09E-3	-1.686E-3	-1.275E-3	-1.275E-3
36	420.0	4.135E-3	151.3E+3	16.55E-3	-1.724E-3	-1.308E-3	-1.308E-3
37	420.0	4.261E-3	152.2E+3	17.01E-3	-1.761E-3	-1.333E-3	-1.333E-3
38	420.0	4.396E-3	152.2E+3	17.47E-3	-1.799E-3	-1.356E-3	-1.356E-3
39	420.0	4.527E-3	152.8E+3	17.93E-3	-1.820E-3	-1.370E-3	-1.370E-3
40	420.0	4.645E-3	154.2E+3	18.39E-3	-1.865E-3	-1.403E-3	-1.403E-3
41	420.0	4.733E-3	157.2E+3	20.84E-3	-2.046E-3	-1.522E-3	-1.522E-3
42	420.0	6.039E-3	159.2E+3	23.29E-3	-2.212E-3	-1.627E-3	-1.627E-3
43	420.0	6.756E-3	159.6E+3	25.75E-3	-2.360E-3	-1.713E-3	-1.713E-3

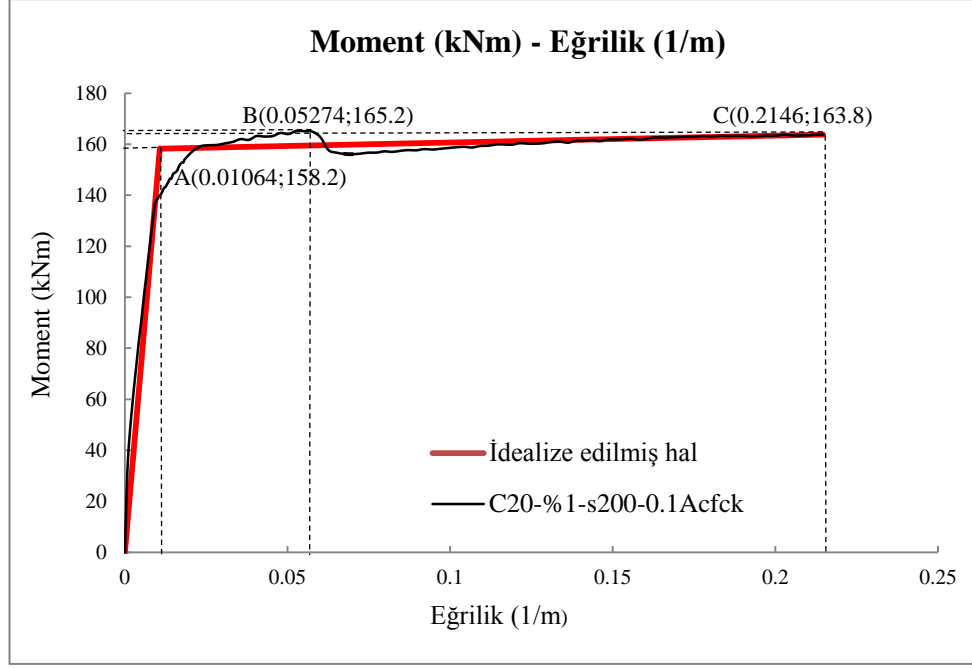
Şekil 4.14.c: Moment - eğrilik sonuçlarının sayısal olarak görüntülenmesi

Section	SECTION 1	SECTION 1
Loading	M-N GRAFIĞI	M-N GRAFIĞI
Units	N-m	N
0	.546E+10	4.157E+6
1	-.595 E 2	4.153E+6
2	145 E 2	4.138E+6
3	4742	4.090E+6
4	16.87E+3	3.989E+6
5	33.07E+3	3.853E+6
6	58.72E+3	3.651E+6
7	88.17E+3	3.388E+6
8	128.6E+3	3.053E+6
9	185.6E+3	2.707E+6
10	189.6E+3	2.416E+6
11	205.3E+3	2.170E+6
12	216.1E+3	1.956E+6
13	223.8E+3	1.766E+6
14	229.5E+3	1.599E+6
15	234.0E+3	1.446E+6
16	233.5E+3	1.308E+6
17	230.4E+3	1.239E+6
18	227.0E+3	1.190E+6
19	223.4E+3	1.070E+6
20	219.9E+3	1.004E+6
21	216.3E+3	937.9E+3
22	212.9E+3	878.3E+3
23	209.6E+3	821.9E+3
24	206.2E+3	767.9E+3
25	203.2E+3	719.9E+3
26	200.0E+3	671.4E+3
27	196.7E+3	624.2E+3
28	193.4E+3	581.6E+3
29	190.0E+3	532.1E+3
30	186.6E+3	521.4E+3
31	183.4E+3	495.2E+3
32	180.5E+3	470.9E+3
33	177.7E+3	448.5E+3
34	160.6E+3	321.5E+3
35	141.3E+3	186.1E+3
36	120.4E+3	47.37E+3
37	97.44E+3	-.97.46E+3
38	73.20E+3	-.242.8E+3
39	49.20E+3	-.381.3E+3
40	30.11E+3	-.489.3E+3
41	20.47E+3	-.648.0E+3

Şekil 4.14.d: Moment - normal kuvvet sonuçlarının sayısal olarak görüntülenmesi

Bütün bunlara ek olarak program, yapılan çözümlerin özet bilgilerini içeren Analiz Raporları vermektedir (EK - A ve EK - B). EK - A'daki raporda; moment - eğrilik grafiği iki doğru olarak idealize edilmekte ve buna ait sonuçlar da verilmektedir. Eğrilik Sünekliği ve Eğilme Rijitliği değerleri, iki doğru olarak idealize edilmiş olan bu moment - eğrilik grafiğinden alınmıştır. Maksimum momentler ise çözümden elde edilen moment - eğrilik grafiğindeki en büyük eğilme momenti olarak alınmıştır.

Analiz Raporunda (EK - A) verilen moment - eğrilik grafiğinden (Şekil 4.15) faydalanarak Eğrilik Sünekliği ve Eğilme Rijitliği değerleri aşağıdaki şekilde hesaplanır.



**Şekil 4.15:** Örnek çözüm için moment - eğrilik grafiği

Bilindiği gibi eğrilik sünekliği, toplam eğriliğin elastik eğriliğe oranıdır. Buna göre burada çözümü yapılan örnek için eğrilik sünekliği;

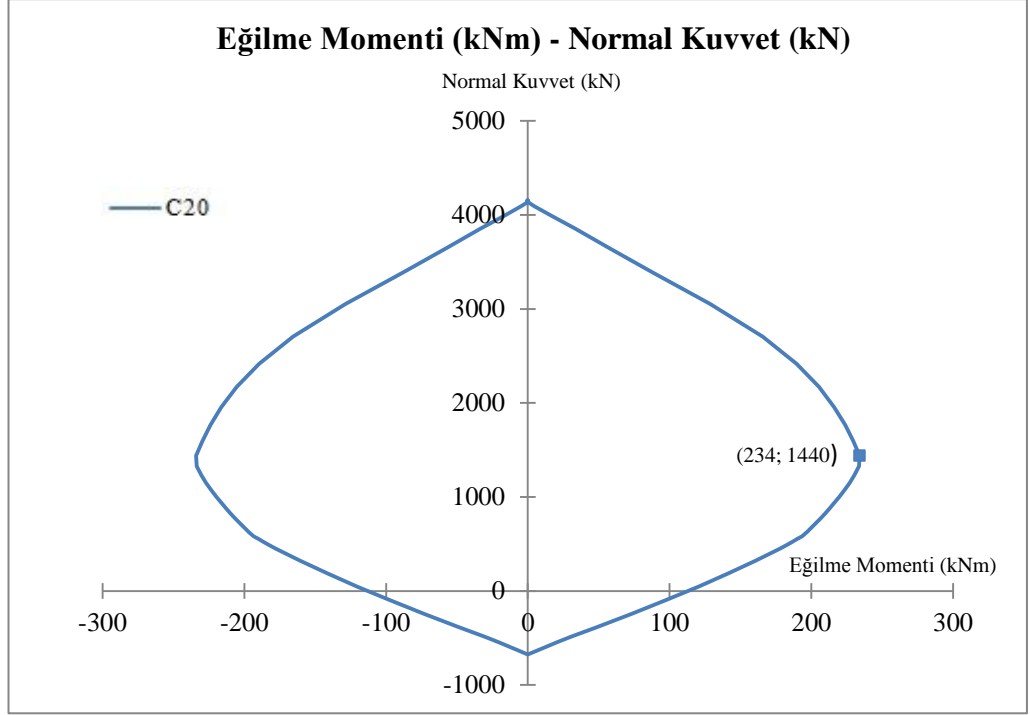
$$\text{Eğrilik sünekliği} = \frac{0.2146 (1/m)}{0.01064(1/m)} = 20.16$$

olarak hesaplanır. Eğilme rijitliği ise eğilme momentinin eğriliğe oranı olarak tanımlanır. Buna göre burada çözümü yapılan örnek için eğilme rijitliği;

$$\text{Eğilme rijitliği} = \frac{158200 (Nm)}{0.01064(1/m)} = 1.49 \times 10^7 \text{ Nm}^2$$

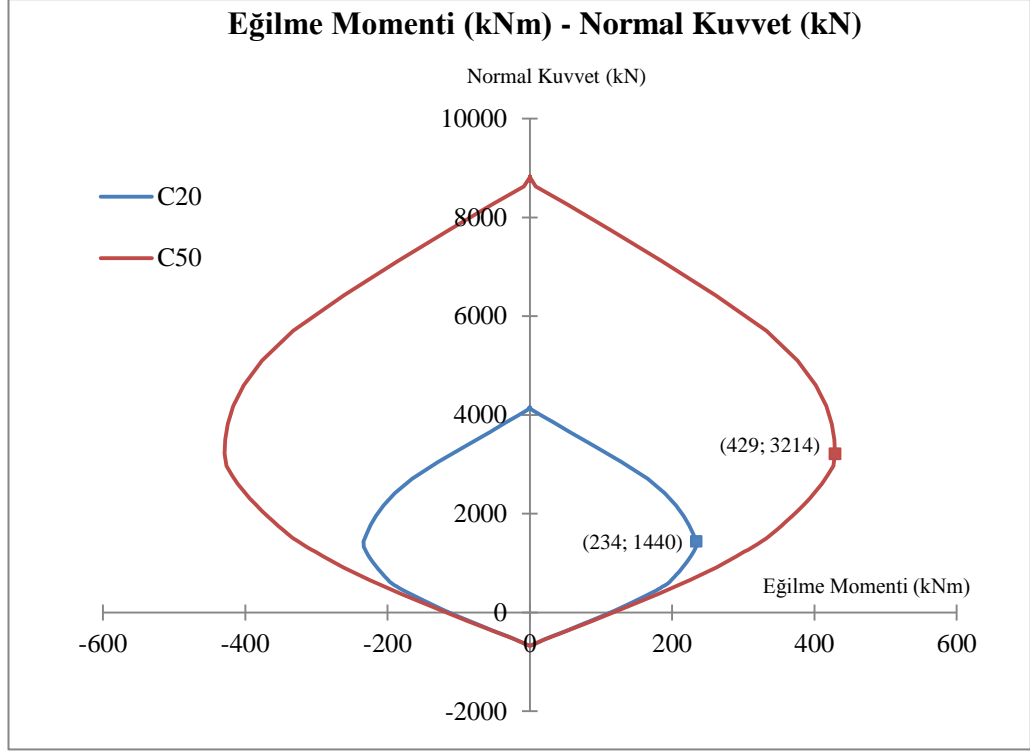
olarak hesaplanır. Bu değerler analiz raporunda da verilmektedir (EK - A).

EK - B'deki raporda ise; eğilme momenti ve normal kuvvetin maksimum ve minimum değerleri ile dengeli kırılma için moment ve normal kuvvet değerleri verilmektedir. Analiz Raporunda (EK - B) verilen moment - normal kuvvet grafiğinden (Şekil 4.16) faydalanarak dengeli kırılma için normal kuvvet değeri  $N_b=1440$  kN olarak bulunur. Bu durumda eğilme momentinin değeri  $M_b=234$  kNm'dir.



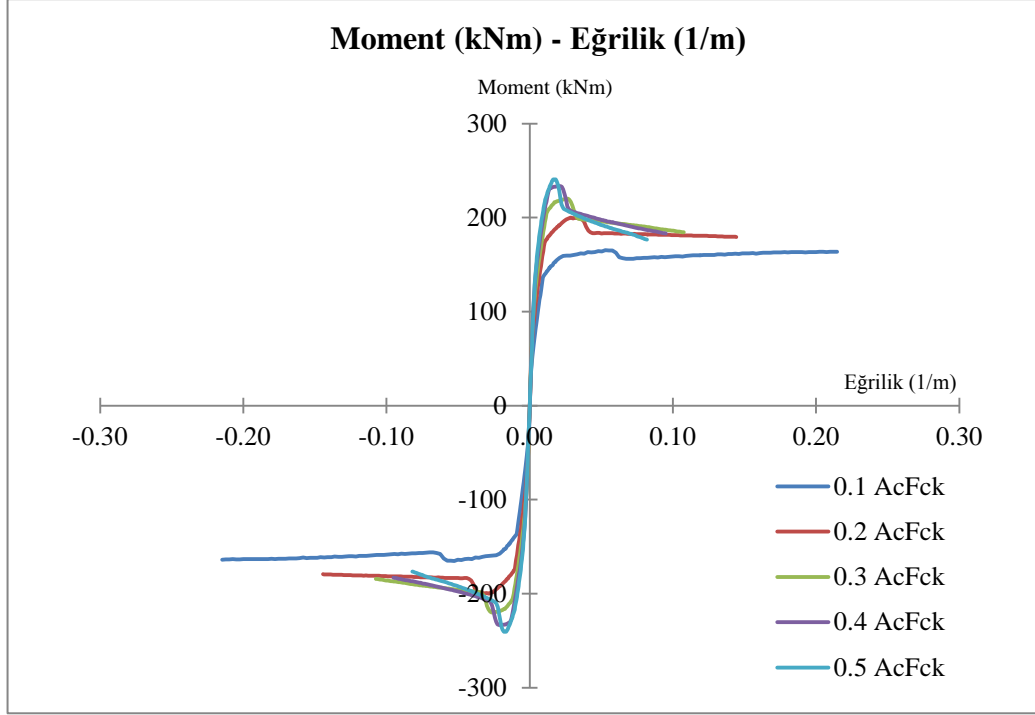
**Şekil 4.16:** Örnek çözüm için moment - normal kuvvet grafiği

XTRACT programı kullanılarak yapılan bütün çözümlerde yukarıda açıklanan yöntem uygulanmıştır. Buna göre çözümlerden elde edilen sonuçlar aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir.

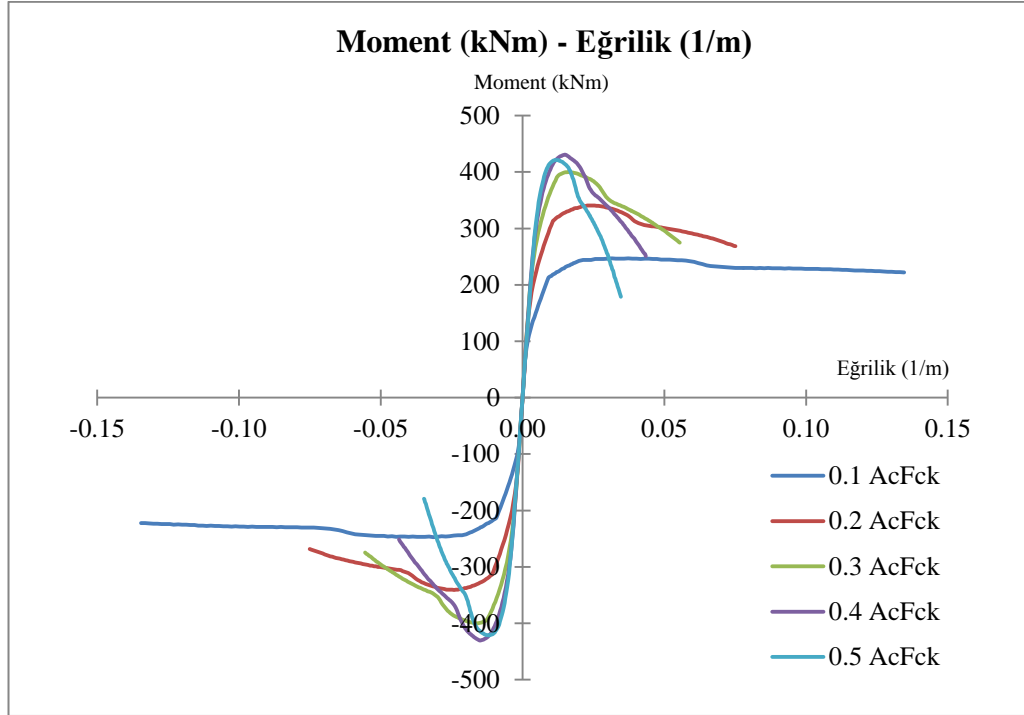


**Şekil 4.17:** %1 - s200 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği

Beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır. Dengeli kırılma durumunda ulaşılan en büyük moment taşıma kapasitelerine karşılık gelen eksenel normal kuvvet değerleri C20 betonu için  $N_b=1440$  kN, C50 betonu için  $N_b=3214$  kN olarak elde edilmiştir. Normal kuvvetin daha büyük değerleri için kesitin moment taşıma kapasitesi azalmaktadır (Şekil 4.17).

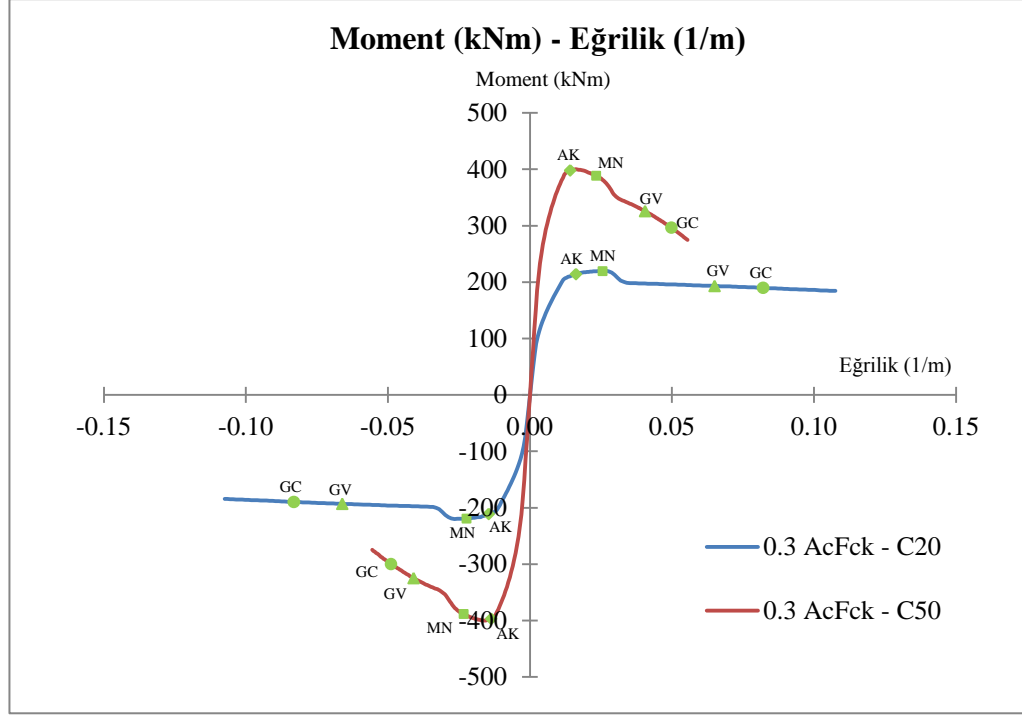


**Şekil 4.18:** %1 - s200 - C20 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.19:** %1 - s200 - C50 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği





Şekil 4.20: % 1 - s200 -  $0.3A_c f_{ck}$  - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği

C20 betonu kullanılan numune için, aksel normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Fakat eğrilik arttıkça, farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, C20 betonunun kullanılması halinde genelde sünek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.18).

C50 betonu kullanılan numune için, aksel normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi daha belirgin bir şekilde artmakta, eğrilik sünekliğinde ise önemli oranda azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, C50 betonunun kullanılması halinde genelde gevrek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.19).

Şekil 4.18 ve Şekil 4.19'un karşılaştırılmasından; yüksek beton dayanımları için, yüksek moment taşıma kapasitelerine ulaşılabilir. Ancak kesite

uygulanan eksenel normal kuvvet düzeyi arttıkça, dayanımı yüksek olan beton daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.20).

**Tablo 4.2:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50)

NORMAL KUVVET ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
0.1	165.2	247.1	% 49.58
0.2	200.0	340.7	% 70.35
0.3	220.1	400.0	% 81.74
0.4	233.5	430.6	% 84.41
0.5	240.5	421.3	% 75.18

Tablo 4.2’de görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Normal kuvvet oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi çoğunlukla artmaktadır. C50 betonunun kullanıldığı çözümde, eksenel normal kuvvetin 0.4  $A_c f_{ck}$  değeri için dengeli kırılma momentine ( $M_b=429$  kNm) ulaşılmıştır. Normal kuvvetin daha büyük değeri için moment taşıma kapasitesi de azalmıştır.

**Tablo 4.3:** Eğrilik sünekliliğinin değişimi (C20 - C50)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
0.1	20.160	12.420	- % 38.39
0.2	12.450	5.943	- % 52.27
0.3	8.873	4.523	- % 49.03
0.4	9.011	4.360	- % 51.61
0.5	8.913	4.024	- % 54.85

Tablo 4.3’te görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça eğrilik sünekliliği azalmaktadır. Benzer şekilde normal kuvvet oranı arttıkça eğrilik sünekliliği azalmaktadır.

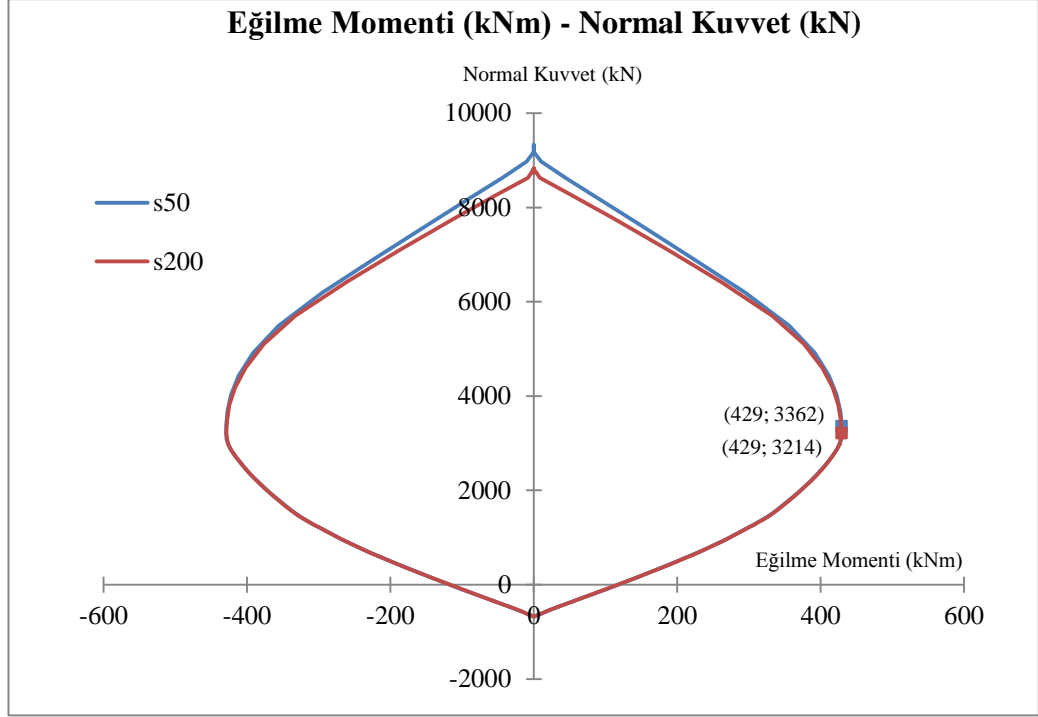
**Tablo 4.4:** Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20 → C50
0.1	1.49×10 <sup>7</sup>	2.32×10 <sup>7</sup>	% 55.70
0.2	1.66×10 <sup>7</sup>	2.92×10 <sup>7</sup>	% 75.90
0.3	1.79×10 <sup>7</sup>	3.63×10 <sup>7</sup>	% 102.79
0.4	2.13×10 <sup>7</sup>	4.80×10 <sup>7</sup>	% 125.35
0.5	2.47×10 <sup>7</sup>	5.73×10 <sup>7</sup>	% 131.98

Tablo 4.4'te görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Benzer şekilde, normal kuvvet oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

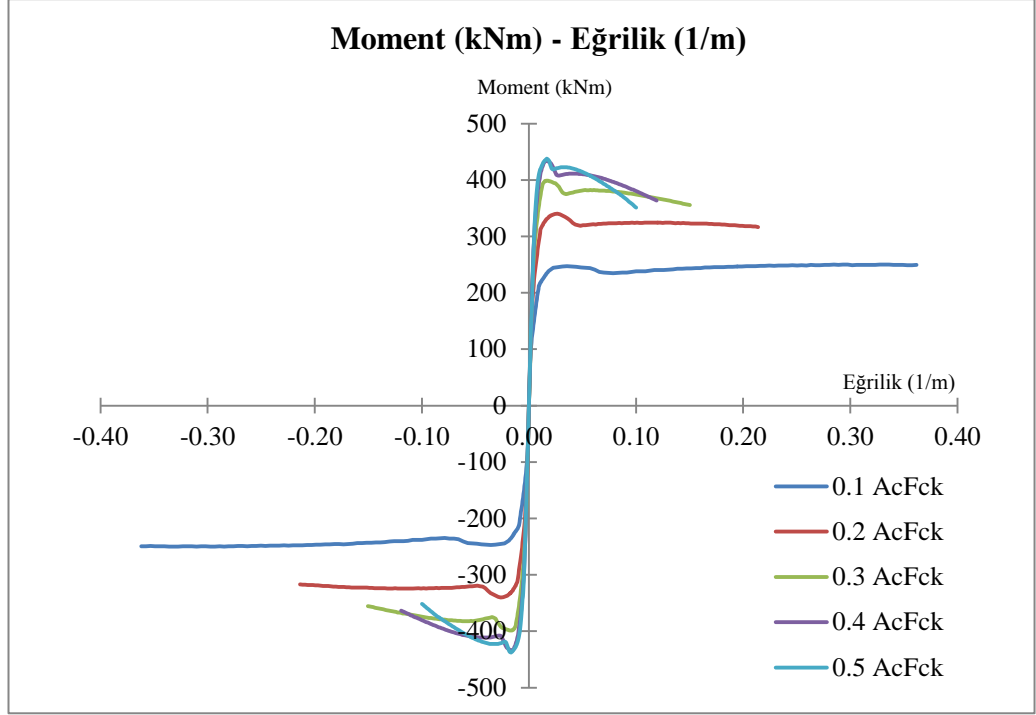
### **4.3 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Sabitken, Normal Kuvvet ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi**

Sayısal çözümde 400×400 mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %1, beton sınıfı C50 alınmıştır. 1. kesitte etriye aralığı 50 mm, 2. kesitte etriye aralığı 200 mm alınarak normal kuvvet değişimlerinin  $0.1A_c f_{ck}$  -  $0.2A_c f_{ck}$  -  $0.3A_c f_{ck}$  -  $0.4A_c f_{ck}$  -  $0.5A_c f_{ck}$  olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

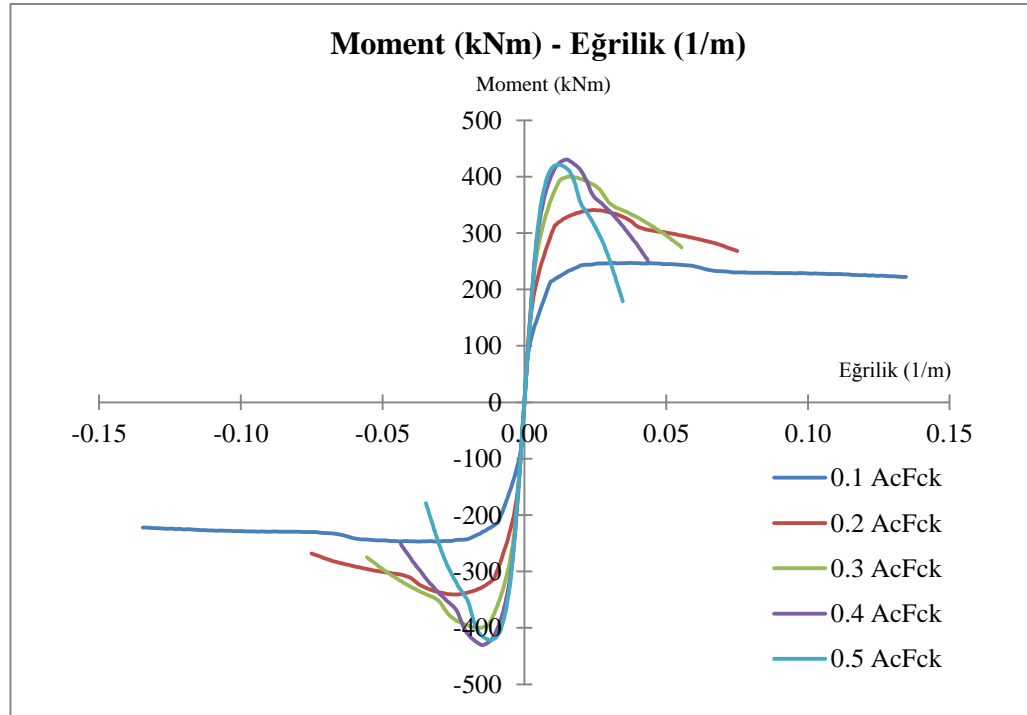


**Şekil 4.21:** % 1 - C50 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği

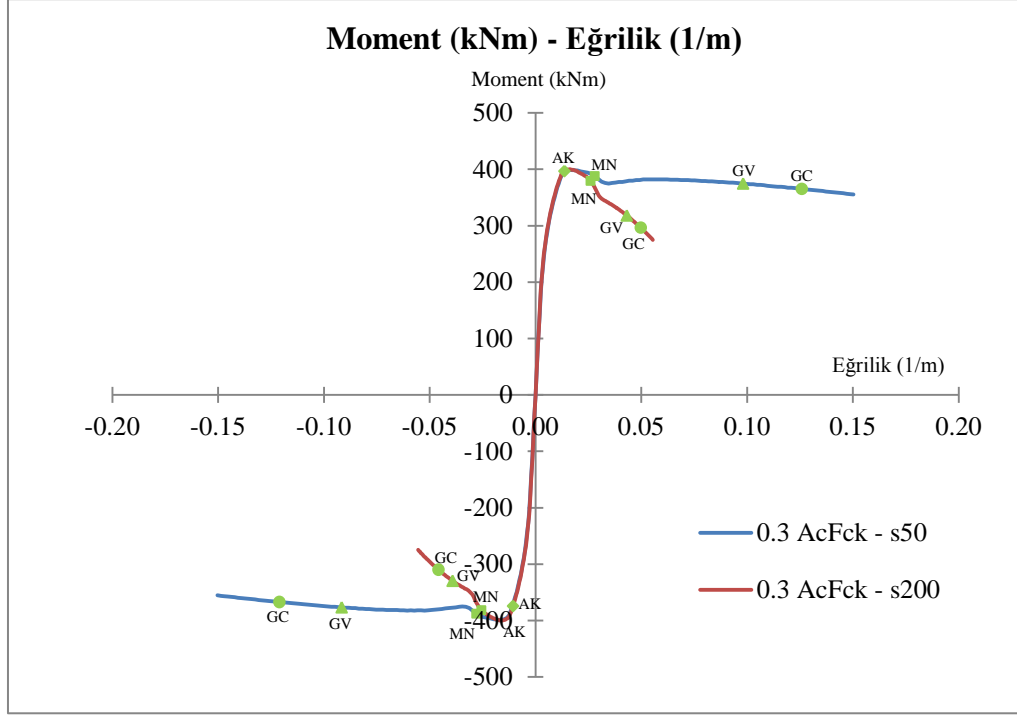
Etriye aralığı değişiminde kesitin moment taşıma kapasitesine ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine etkisi çok azdır. Dengeli kırılma durumunda ulaşılan en büyük moment taşıma kapasitelerine karşılık gelen eksenel normal kuvvet değerleri s50 etriye aralığı için  $N_b=3362$  kN, s200 etriye aralığı için  $N_b=3214$  kN olarak elde edilmiştir. Normal kuvvetin daha büyük değerleri için kesitin moment taşıma kapasitesi azalmaktadır (Şekil 4.21).



**Şekil 4.22:** %1 - C50 - s50 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.23:** %1 - C50 - s200 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.24:** %1 - C50 -  $0.3A_c f_{ck}$  - ( $s_{50}$  ve  $s_{200}$ ) için moment - eğrilik grafiği

$s_{50}$  etriye aralığı kullanılan numune için, eksenel normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Fakat eğrilik arttıkça, farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında,  $s_{50}$  etriye aralığının kullanılması halinde genelde sünek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.22).

$s_{200}$  etriye aralığı kullanılan numune için, eksenel normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi çoğunlukla artmakta, eğrilik sünekliğinde ise önemli oranda bir azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında,  $s_{200}$  etriye aralığının kullanılması halinde genelde gevrek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.23).

Şekil 4.22 ve Şekil 4.23'ün karşılaştırılmasından; farklı etriye aralıklarının moment taşıma kapasitelerine etkisi çok azdır. Ancak etriye aralığı az olan kesit daha sünek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.24).

**Tablo 4.5:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)

NORMAL KUVVET ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
0.1	249.9	247.1	- % 1.12
0.2	340.1	340.7	% 0.18
0.3	398.9	400.0	% 0.28
0.4	434.4	430.6	- % 0.87
0.5	437.8	421.3	- % 3.77

Tablo 4.5'te görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesinde önemli bir değişme olmamaktadır. Normal kuvvet oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi çoğunlukla artmaktadır. s200 etriye aralığının kullanıldığı çözümde, aksenal normal kuvvetin  $0.4 A_c f_{ck}$  değeri için  $N_b$  değeri aşıldığından, normal kuvvetin daha büyük değeri için moment taşıma kapasitesi de azalmıştır.

**Tablo 4.6:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
0.1	34.440	12.420	- % 63.94
0.2	18.360	5.943	- % 67.63
0.3	13.540	4.523	- % 66.60
0.4	12.970	4.360	- % 66.38
0.5	12.500	4.024	- % 67.81

Tablo 4.6'da görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Normal kuvvet oranı da arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır.

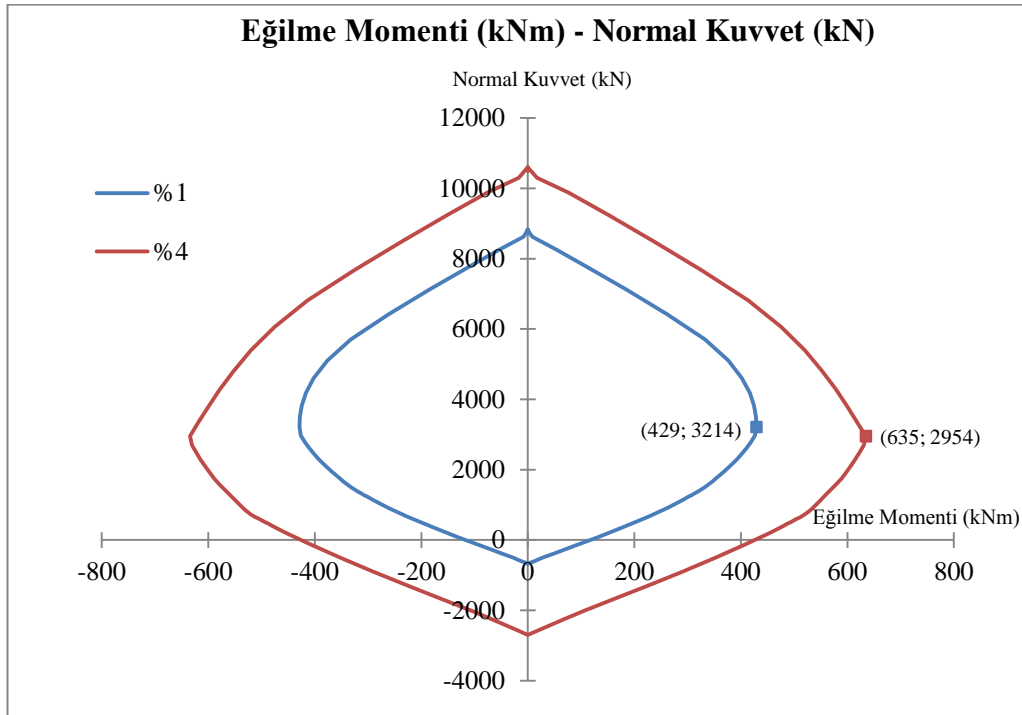
**Tablo 4.7:** Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
0.1	$2.30 \times 10^7$	$2.32 \times 10^7$	% 0.87
0.2	$2.89 \times 10^7$	$2.92 \times 10^7$	% 1.04
0.3	$3.65 \times 10^7$	$3.63 \times 10^7$	- % 0.55
0.4	$4.81 \times 10^7$	$4.80 \times 10^7$	- % 0.21
0.5	$5.69 \times 10^7$	$5.73 \times 10^7$	% 0.70

Tablo 4.7'de görüldüğü üzere; etriye aralığının eğilme rijitliğine önemli bir etkisi yoktur. Ancak, normal kuvvet oranı arttıkça eğilme rijitliği de artmaktadır.

#### 4.4 Kesitte Etriye Aralığı ve Beton Sınıfı Sabitken, Normal Kuvvet ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi

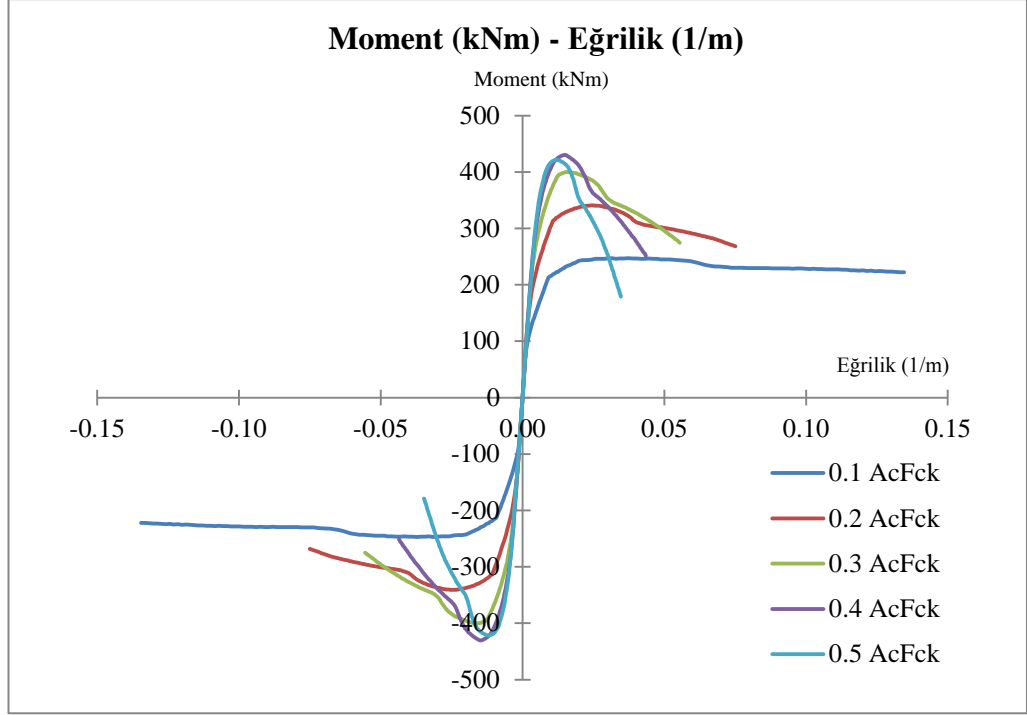
Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun etriye aralığı 200 mm, beton sınıfı C50 alınmıştır. 1. kesitte boyuna donatı oranı %1, 2. kesitte boyuna donatı oranı %4 alınarak normal kuvvet değişimlerinin  $0.1 A_c f_{ck}$  -  $0.2 A_c f_{ck}$  -  $0.3 A_c f_{ck}$  -  $0.4 A_c f_{ck}$  -  $0.5 A_c f_{ck}$  olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



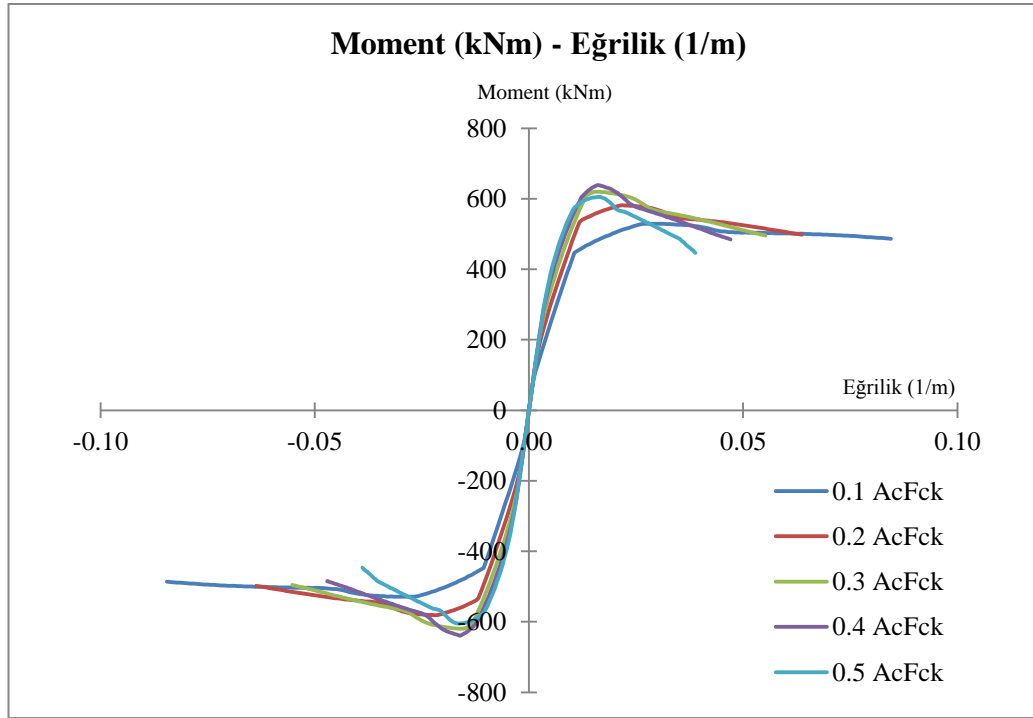
Şekil 4.25: C50 - s200 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği

Boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır. Dengeli kırılma durumunda ulaşılan en büyük moment taşıma kapasitelerine karşılık gelen eksenel normal kuvvet değerleri %1 boyuna donatı oranı için  $N_b=3214 \text{ kN}$ , %4 boyuna donatı oranı için  $N_b=2954 \text{ kN}$  olarak elde edilmiştir. Normal kuvvetin daha büyük değerleri için kesitin moment taşıma kapasitesi azalmaktadır (Şekil 4.25).

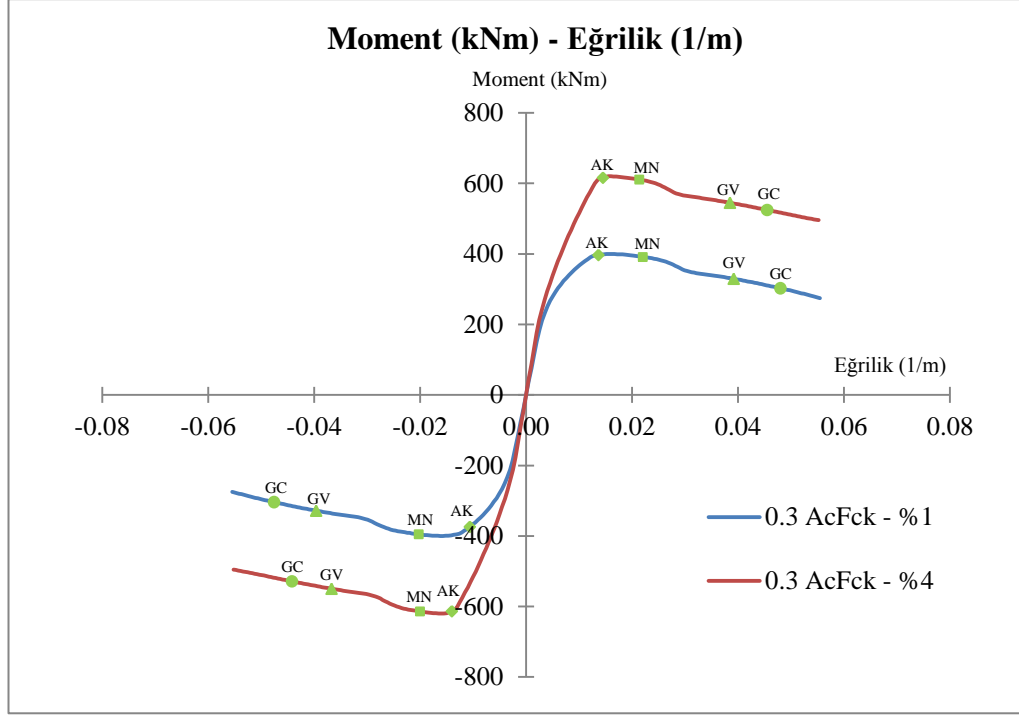




Şekil 4.26: C50 - s200 - %1 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.27: C50 - s200 - %4 -  $(0.1\sim 0.5)A_c f_{ck}$  için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.28: C50 - s200 -  $0.3A_c f_{ck}$  - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği

%1 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, aksenal normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi çoğunlukla artmakta, eğrilik sünegliğinde ise azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça, farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, %1 boyuna donatı oranının kullanılması halinde genelde gevrek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.26).

%4 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, aksenal normal kuvvet düzeyi arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi çoğunlukla artmakta, eğrilik sünegliğinde ise önemli oranda bir azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, %4 boyuna donatı oranı kullanılması halinde genelde sünek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.27).

Şekil 4.26 ve Şekil 4.27'nin karşılaştırılmasından; farklı boyuna donatı oranlarının moment taşıma kapasitelerine etkisi bulunmakta olup, yüksek boyuna donatı orana sahip kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Düşük normal

kuvvet oranları için %1 boyuna donatıya sahip kesitler daha sünek bir davranış göstermekle birlikte, normal kuvvetin artışıyla bu durum değişmekte ve gevrek davranış meydana gelmektedir (Şekil 4.28).

**Tablo 4.8:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4)

NORMAL KUVVET ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
0.1	247.1	529.3	% 114.20
0.2	340.7	581.5	% 70.68
0.3	400.0	620.1	% 55.03
0.4	430.6	639.2	% 48.44
0.5	421.3	605.2	% 43.65

Tablo 4.8’de görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Normal kuvvet oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi de çoğunlukla artmaktadır. İki farklı boyuna donatı oranı için de, eksenel normal kuvvetin  $0.4A_c f_{ck}$  değeri için  $N_b$  değerine ulaşıldığından, normal kuvvetin daha büyük değerleri için moment taşıma kapasiteleri de azalmıştır.

**Tablo 4.9:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
0.1	12.420	6.737	- % 45.76
0.2	5.943	4.720	- % 20.58
0.3	4.523	4.389	- % 2.96
0.4	4.360	4.219	- % 3.23
0.5	4.024	3.952	- % 1.79

Tablo 4.9’da görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Normal kuvvet oranı arttıkça da eğrilik sünekliği azalmaktadır.

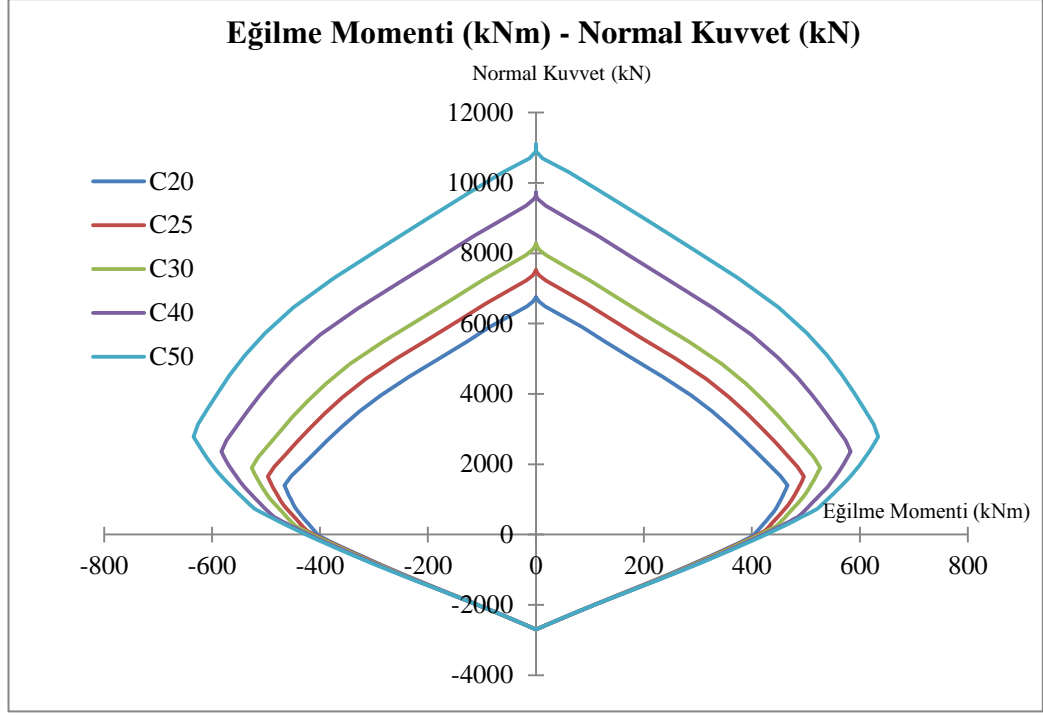
**Tablo 4.10:** Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4)

NORMAL KUVVET ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
0.1	$2.32 \times 10^7$	$4.23 \times 10^7$	% 82.33
0.2	$2.92 \times 10^7$	$4.52 \times 10^7$	% 54.79
0.3	$3.63 \times 10^7$	$5.16 \times 10^7$	% 42.15
0.4	$4.80 \times 10^7$	$5.91 \times 10^7$	% 23.13
0.5	$5.73 \times 10^7$	$6.65 \times 10^7$	% 16.06

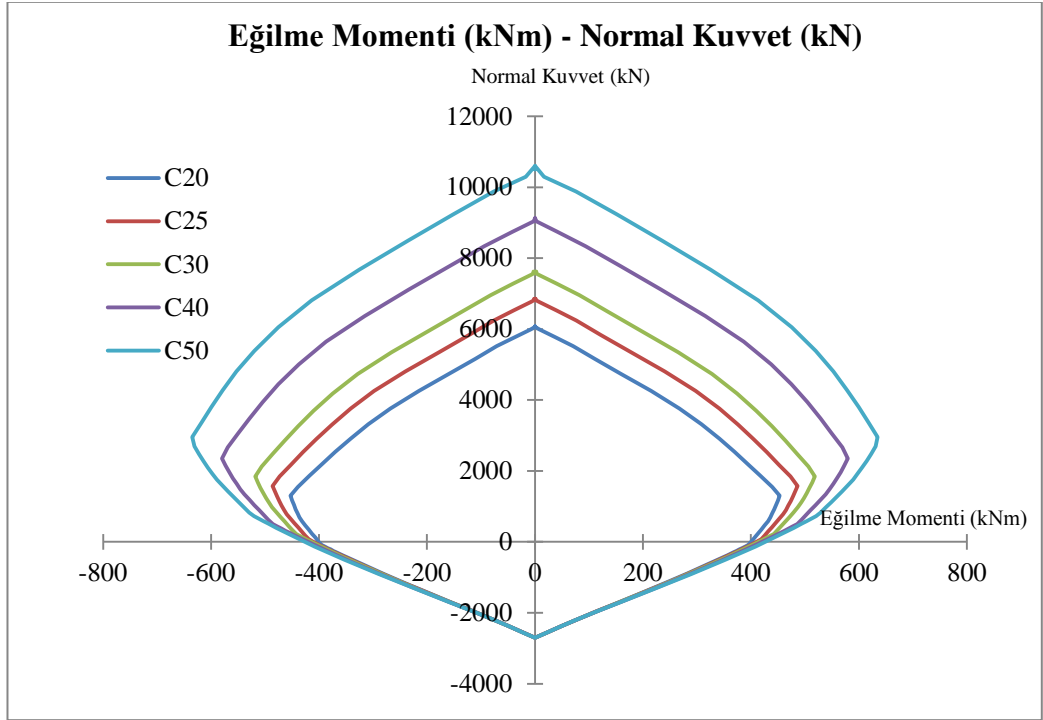
Tablo 4.10'da görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Benzer şekilde, normal kuvvet oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

#### **4.5 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Sabitken, Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi**

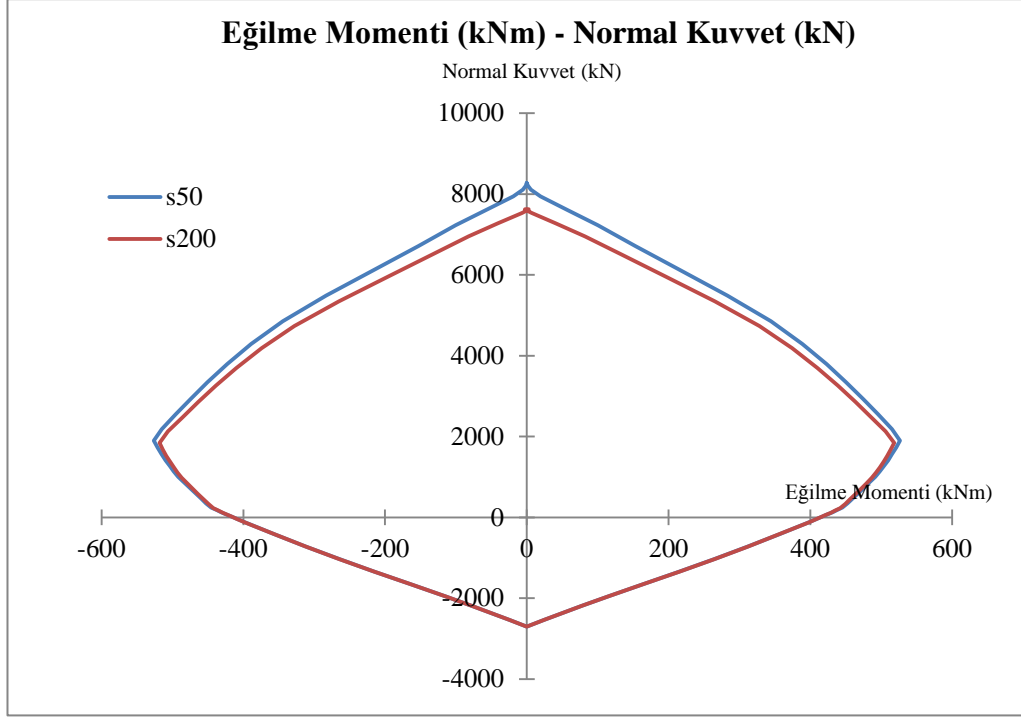
Sayısal çözümde  $400 \times 400$  mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %4, normal kuvvet  $0.1A_c f_{ck}$  alınmıştır. 1. kesitte etriye aralığı 50 mm, 2. kesitte etriye aralığı 200 mm alınarak beton sınıfı değişimlerinin C20 - C25 - C30 - C40 - C50 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



**Şekil 4.29:** %4 - s50 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği

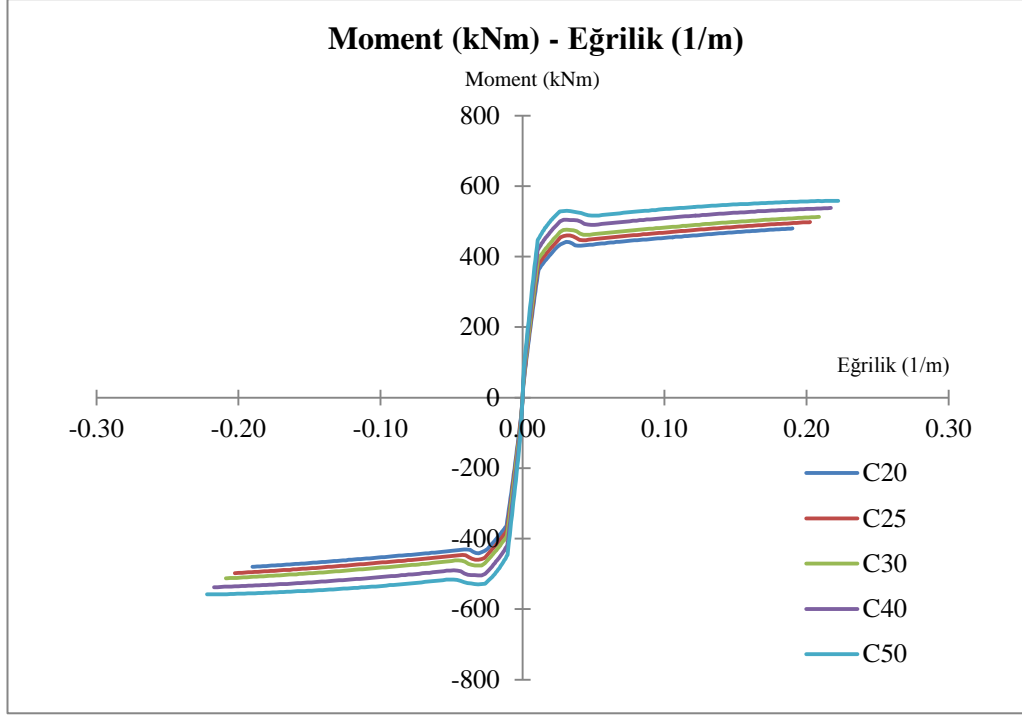


**Şekil 4.30:** %4 - s200 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği

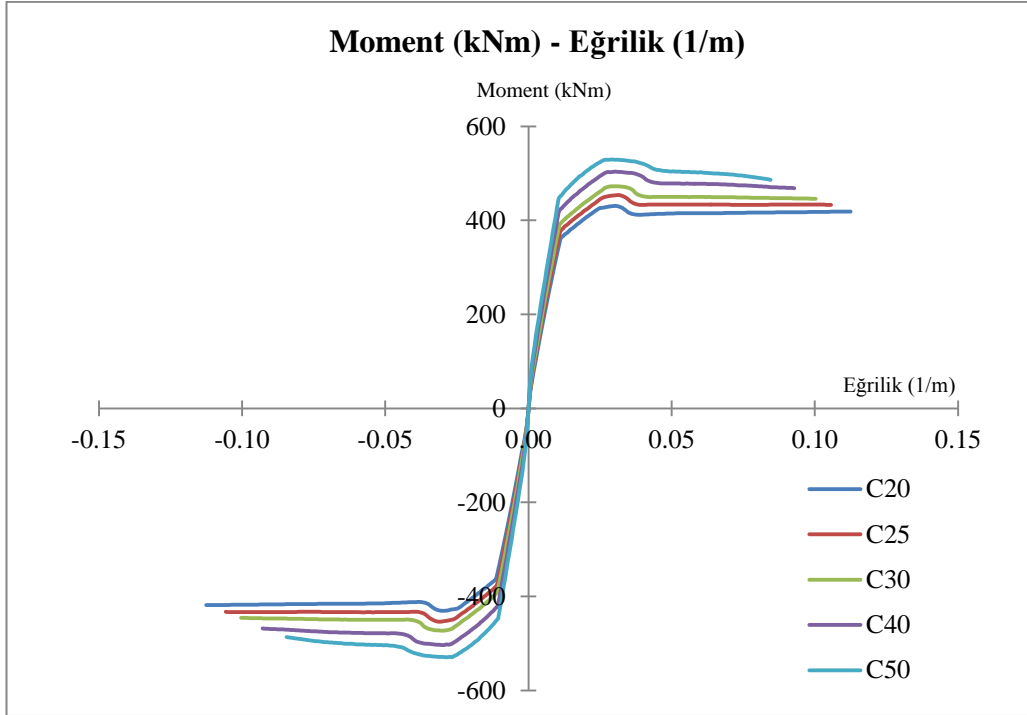


**Şekil 4.31:** %4 - C30 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği

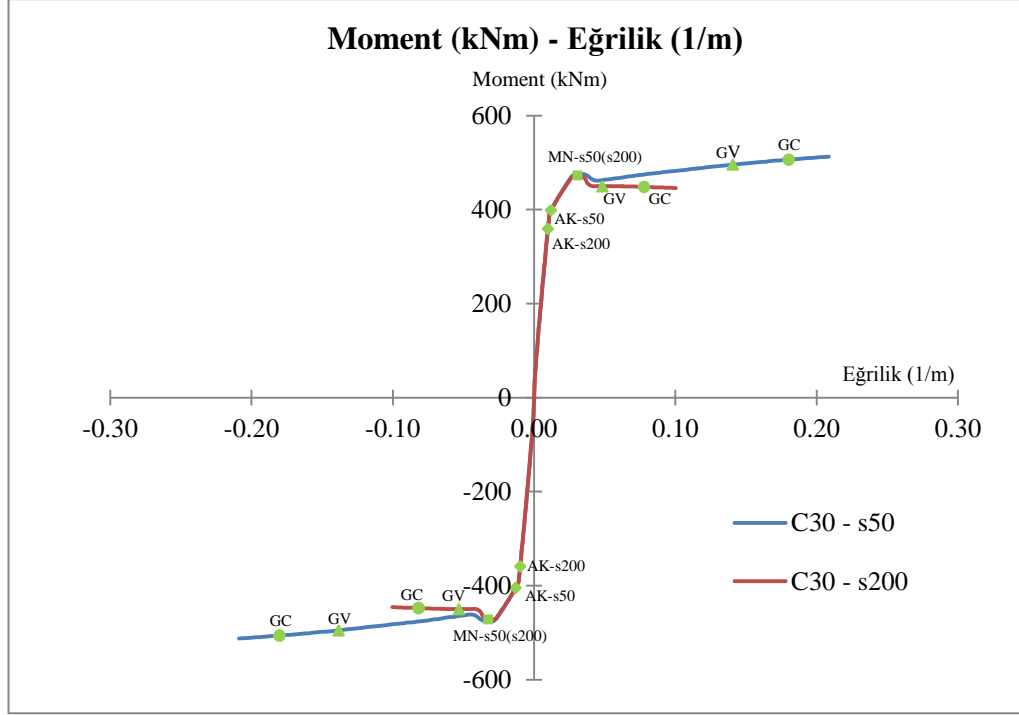
Beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.29 ve Şekil 4.30). Etriye aralıklarının daha az olmasının moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine katkısı sınırlı düzeyde kalmaktadır (Şekil 4.31).



Şekil 4.32: %4 -  $0.1A_c f_{ck}$  - s50 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.33: %4 -  $0.1A_c f_{ck}$  - s200 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.34: %4 -  $0.1A_c f_{ck}$  - C30 - (s50 ve s200) için moment - eğrilik grafiği

s50 etriye aralığı kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde de artış olmaktadır. Eğrilik arttıkça, farklı beton sınıfları için moment taşıma kapasiteleri de artmaktadır (Şekil 4.32).

s200 etriye aralığı kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır (Şekil 4.33).

Şekil 4.32 ve Şekil 4.33'ün karşılaştırılmasından; farklı etriye aralıklarının moment taşıma kapasitelerine etkisi çok azdır. Ancak etriye aralığı az olan kesit daha sünek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.34).



**Tablo 4.11:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)

BETON SINIFI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
C20	479.8	430.8	- % 10.21
C25	497.8	454.0	- % 8.80
C30	512.4	472.3	- % 7.83
C40	537.7	503.6	- % 6.34
C50	558.2	529.3	- % 5.18

Tablo 4.11’de görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesi azalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.12:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)

BETON SINIFI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
C20	14.470	8.719	- % 39.74
C25	15.660	8.259	- % 47.26
C30	16.360	7.894	- % 51.75
C40	17.390	7.383	- % 57.54
C50	18.010	6.737	- % 62.59

Tablo 4.12’de görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça eğrilik sünekliği, s50’de artmakta iken s200’de azalmaktadır.

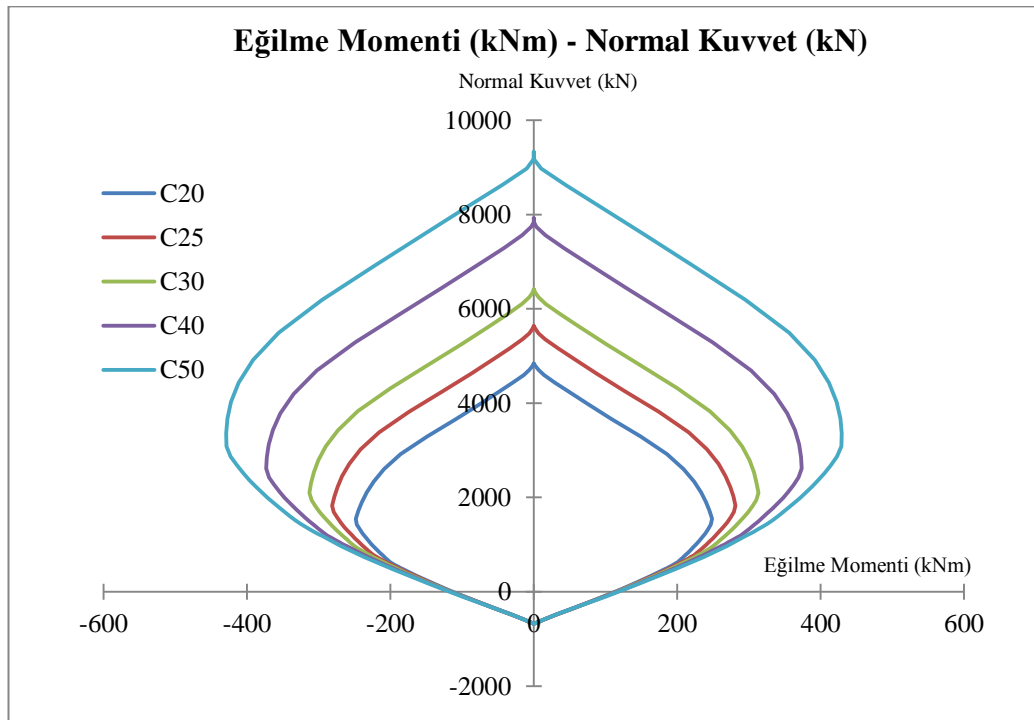
**Tablo 4.13:** Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)

BETON SINIFI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50→s200
C20	$3.24 \times 10^7$	$3.21 \times 10^7$	- % 0.93
C25	$3.42 \times 10^7$	$3.41 \times 10^7$	- % 0.29
C30	$3.59 \times 10^7$	$3.60 \times 10^7$	% 0.28
C40	$3.91 \times 10^7$	$3.93 \times 10^7$	% 0.51
C50	$4.20 \times 10^7$	$4.23 \times 10^7$	% 0.71

Tablo 4.13’te görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça eğilme rijitliğinde önemli bir değişiklik olmamaktadır. Beton dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

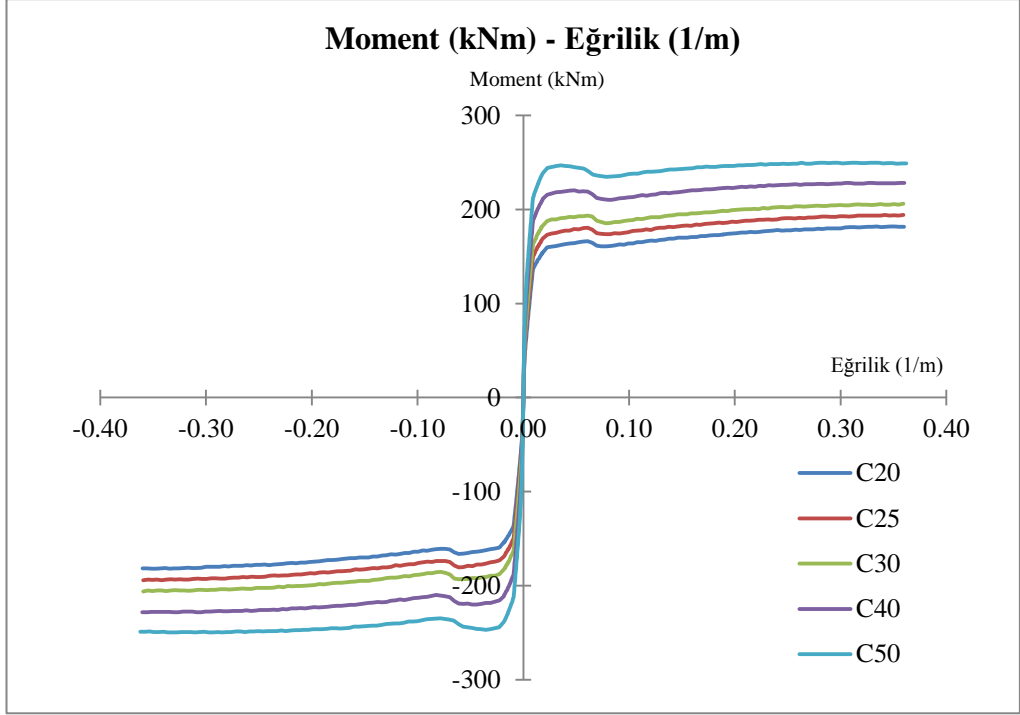
#### 4.6 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Sabitken, Beton Sınıfı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi

Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %1, etriye aralığı 50 mm alınmıştır. 1. kesitte normal kuvvet  $0.1A_c f_{ck}$ , 2. kesitte normal kuvvet  $0.5A_c f_{ck}$  alınarak beton sınıfı değişimlerinin C20 - C25 - C30 - C40 - C50 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

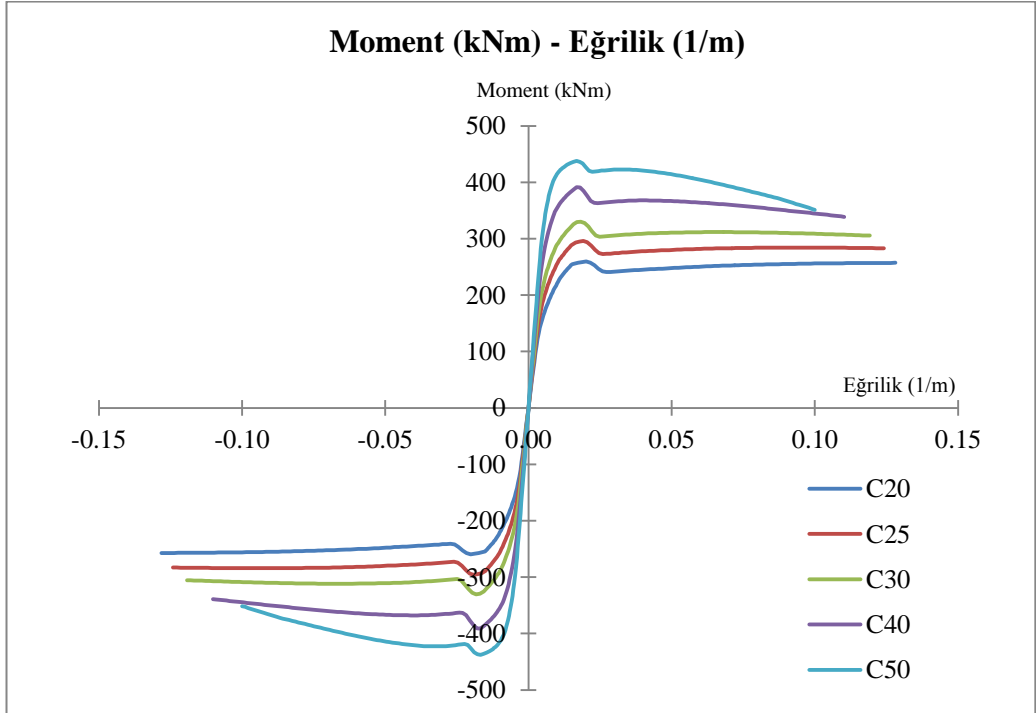


Şekil 4.35: %1 - s50 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği

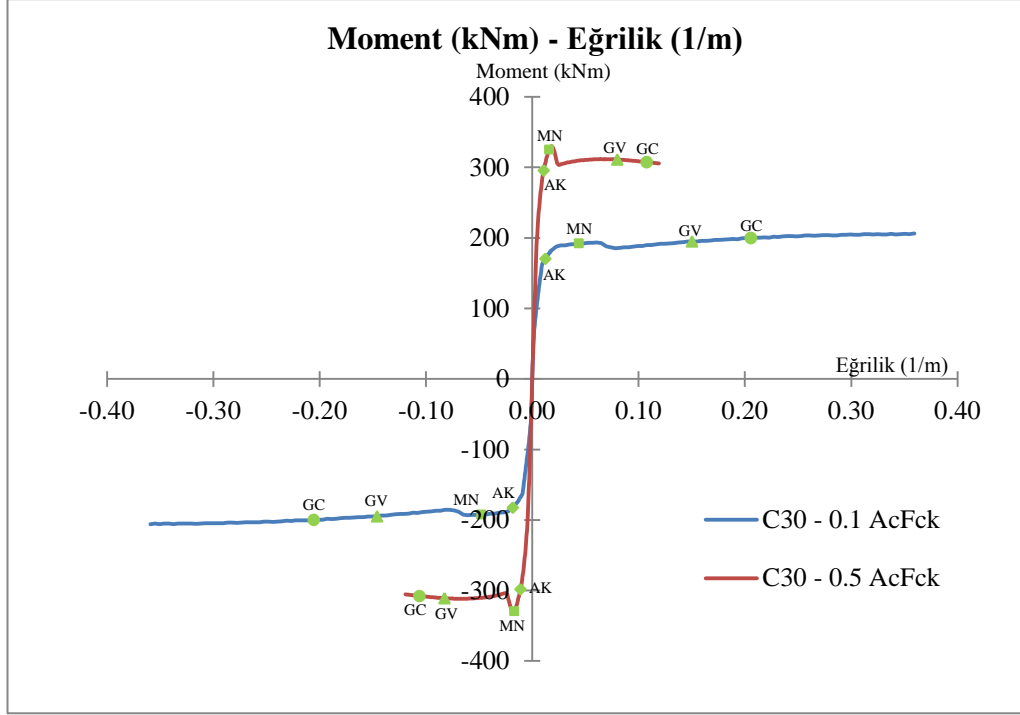
Beton sınıfı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve aksel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.35).



**Şekil 4.36:** %1 - s50 -  $0.1A_c f_{ck}$  - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.37:** %1 - s50 -  $0.5A_c f_{ck}$  - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.38: %1 - s50 - C30 - ( $0.1A_c f_{ck}$  ve  $0.5A_c f_{ck}$ ) için moment - eğrilik grafiği

$0.1A_c f_{ck}$  normal kuvvet kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde önemli bir değişiklik olmamaktadır. Eğrilik arttıkça, farklı beton sınıfları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük değişiklik olmamaktadır (Şekil 4.36).

$0.5A_c f_{ck}$  normal kuvvet kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise ilk önce artış sonra azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı normal kuvvet düzeyleri için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmemektedir (Şekil 4.37).

Şekil 4.36 ve Şekil 4.37'nin karşılaştırılmasından; normal kuvveti fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Ancak, normal kuvveti fazla olan kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.38).

**Tablo 4.14:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ )

BETON SINIFI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_{cfck}$	$0.5A_{cfck}$	$0.1A_{cfck} \rightarrow 0.5A_{cfck}$
C20	182.10	259.40	% 42.45
C25	194.10	295.90	% 52.45
C30	206.10	330.30	% 60.26
C40	228.40	391.30	% 71.32
C50	249.90	437.80	% 75.19

Tablo 4.14'te görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Benzer şekilde, beton dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.15:** Eğrilik sünekliliğinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ )

BETON SINIFI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_{cfck}$	$0.5A_{cfck}$	$0.1A_{cfck} \rightarrow 0.5A_{cfck}$
C20	32.89	12.88	- % 60.84
C25	33.46	13.24	- % 60.43
C30	33.82	13.36	- % 60.50
C40	34.23	13.26	- % 61.26
C50	34.44	12.50	- % 63.70

Tablo 4.15'te görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğrilik sünekliliği azalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça eğrilik sünekliliği, çoğunlukla artmaktadır. Ancak değişim çok azdır.

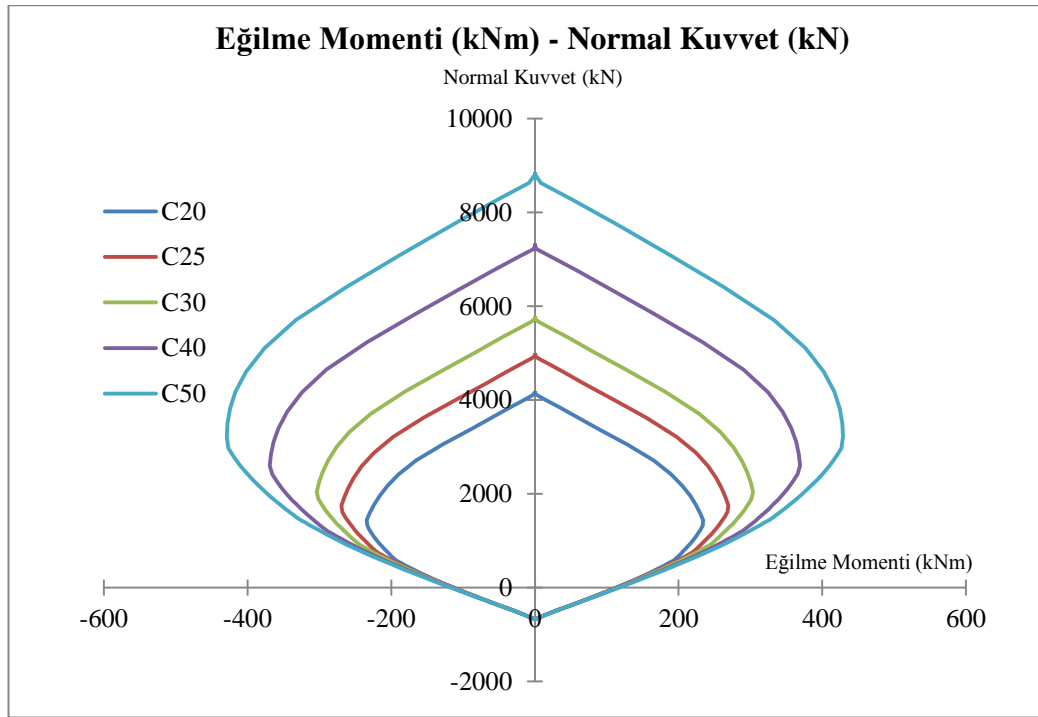
**Tablo 4.16:** Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_{cfck} - 0.5A_{cfck}$ )

BETON SINIFI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_{cfck}$	$0.5A_{cfck}$	$0.1A_{cfck} \rightarrow 0.5A_{cfck}$
C20	$1.49 \times 10^7$	$2.50 \times 10^7$	% 67.79
C25	$1.64 \times 10^7$	$3.02 \times 10^7$	% 84.15
C30	$1.78 \times 10^7$	$3.56 \times 10^7$	% 100.00
C40	$2.05 \times 10^7$	$4.62 \times 10^7$	% 125.37
C50	$2.30 \times 10^7$	$5.69 \times 10^7$	% 147.39

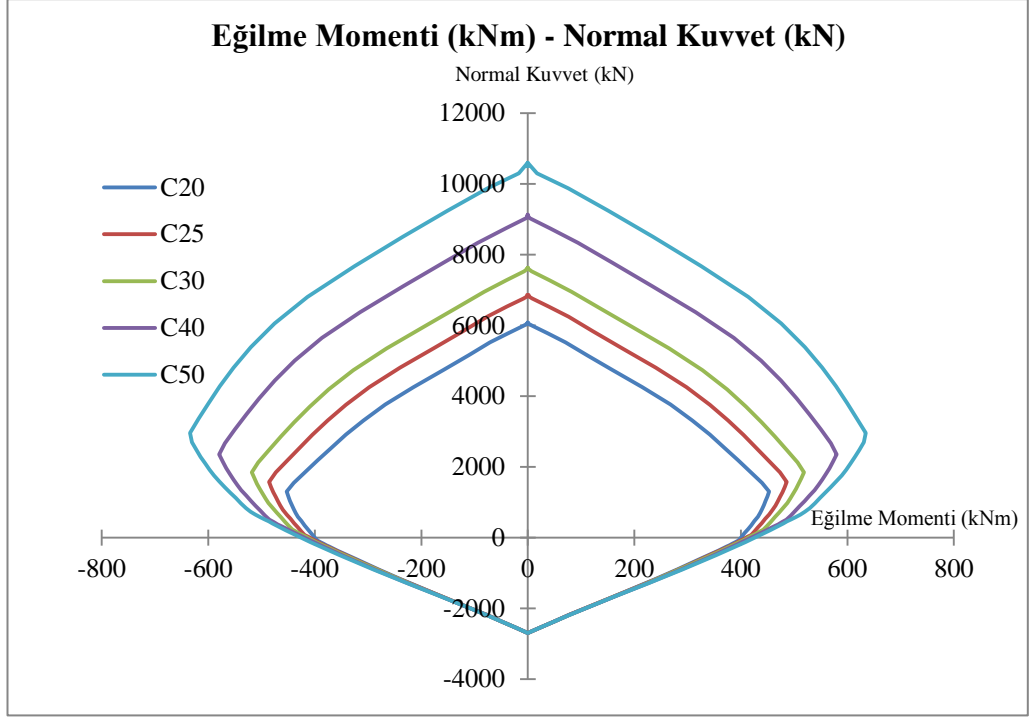
Tablo 4.16'da görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Benzer şekilde, beton dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

#### 4.7 Kesitte Normal Kuvvet ve Etriye Aralığı Sabitken, Beton Sınıfı ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi

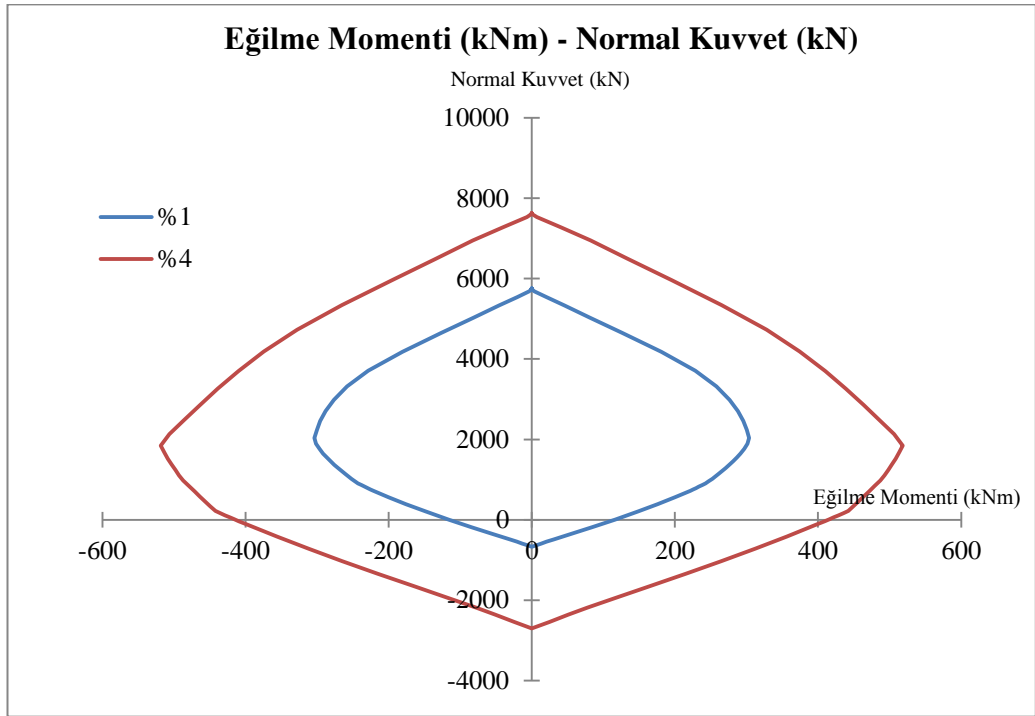
Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun normal kuvveti  $0.1A_c f_{ck}$ , etriye aralığı 200 mm alınmıştır. 1. kesitte boyuna donatı oranı %1, 2. kesitte boyuna donatı oranı %4 alınarak beton sınıfı değişimlerinin C20 - C25 - C30 - C40 - C50 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.39: s200 - %1 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği

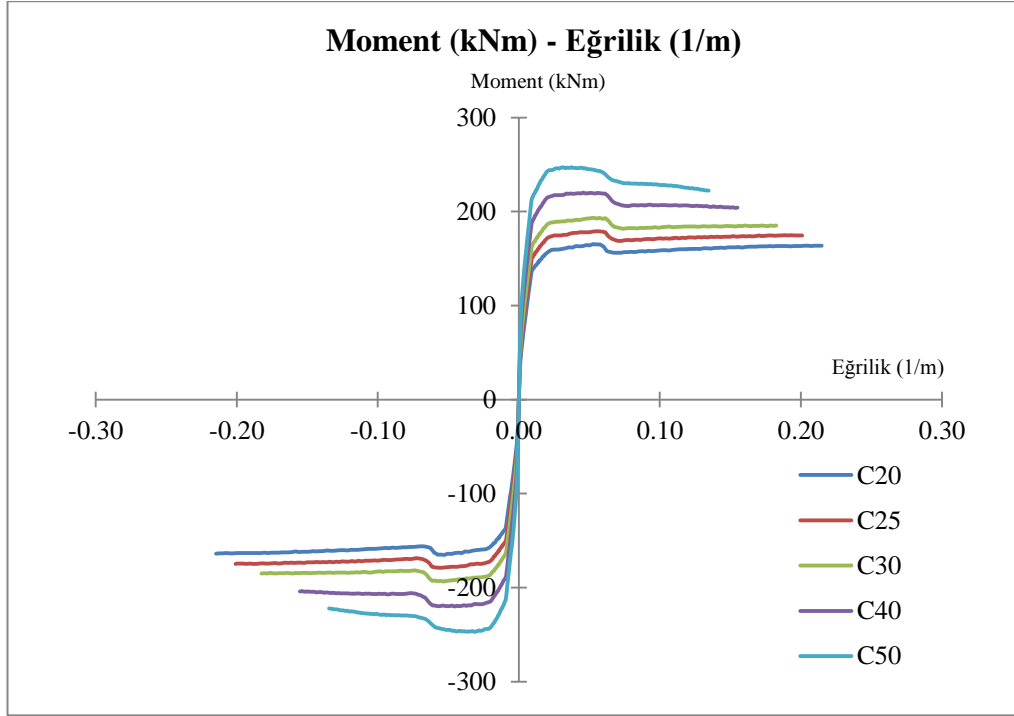


Şekil 4.40: s200 - %4 - (C20~C50) için moment - normal kuvvet grafiği



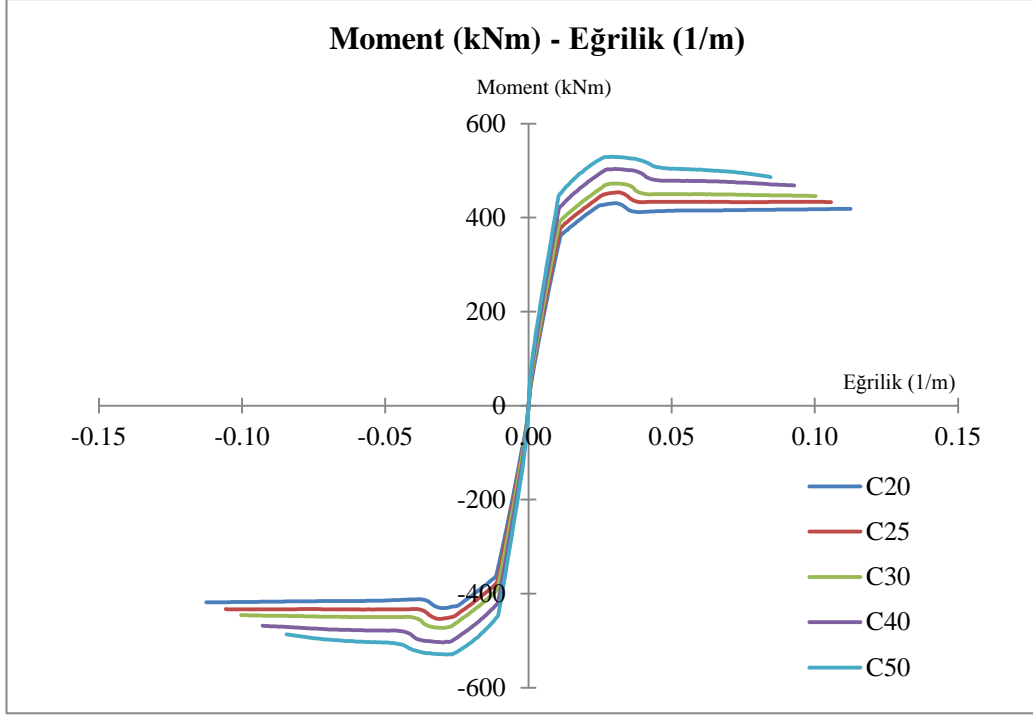
Şekil 4.41: s200 - C30 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği

Beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.39 ve Şekil 4.40). Benzer şekilde, aynı beton sınıfı için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.41).

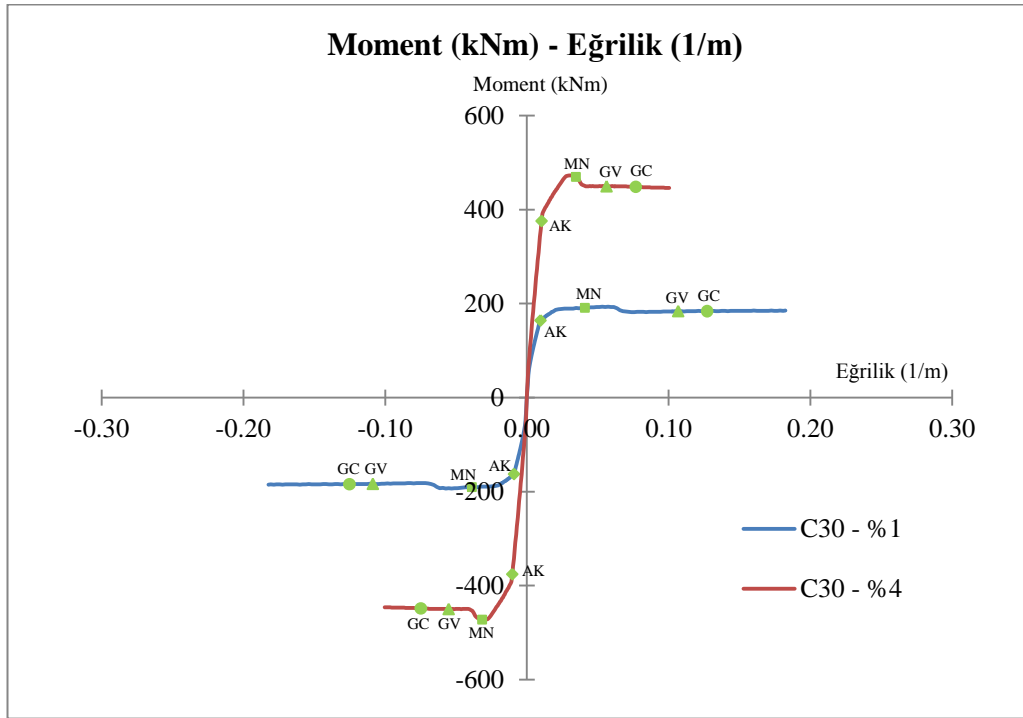


Şekil 4.42:  $0.1A_c f_{ck} - s200 - \%1$  - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği





Şekil 4.43:  $0.1A_c f_{ck}$  - s200 - %4 - (C20~C50) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.44:  $0.1A_c f_{ck}$  - s200 - C30 - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği

%1 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma

olmaktadır. Fakat eğrilik arttıkça, farklı beton sınıfları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır (Şekil 4.42).

%4 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı beton sınıfları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır (Şekil 4.43).

Şekil 4.42 ve Şekil 4.43'ün karşılaştırılmasından; farklı boyuna donatı oranlarının moment taşıma kapasitelerine etkisi olup, boyuna donatı oranı fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Ancak boyuna donatısı fazla olan kesitlerin sünekliği daha azdır (Şekil 4.44).

**Tablo 4.17:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4)

BETON SINIFI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
C20	165.20	430.80	% 160.77
C25	179.00	454.00	% 153.63
C30	193.40	472.60	% 144.36
C40	220.20	503.60	% 128.70
C50	247.10	529.30	% 114.20

Tablo 4.17'de görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Benzer şekilde, beton dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.18:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4)

BETON SINIFI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
C20	20.170	8.719	- % 56.77
C25	19.070	8.259	- % 56.69
C30	17.350	7.894	- % 54.50
C40	14.580	7.383	- % 49.36
C50	12.420	6.737	- % 45.76

Tablo 4.18'de görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça eğrilik sünekliği, azalmaktadır.

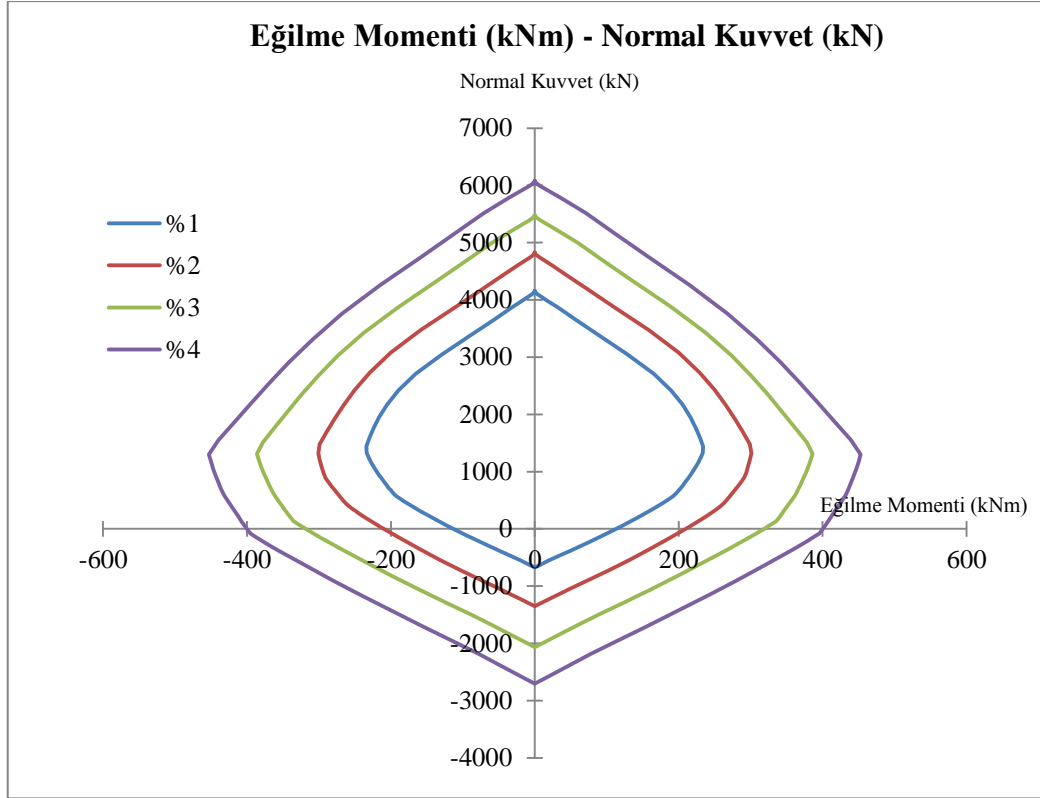
**Tablo 4.19:** Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4)

BETON SINIFI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
C20	1.49×10 <sup>7</sup>	3.21×10 <sup>7</sup>	% 115.44
C25	1.64×10 <sup>7</sup>	3.41×10 <sup>7</sup>	% 107.93
C30	1.78×10 <sup>7</sup>	3.60×10 <sup>7</sup>	% 102.25
C40	2.06×10 <sup>7</sup>	3.93×10 <sup>7</sup>	% 90.78
C50	2.32×10 <sup>7</sup>	4.23×10 <sup>7</sup>	% 82.33

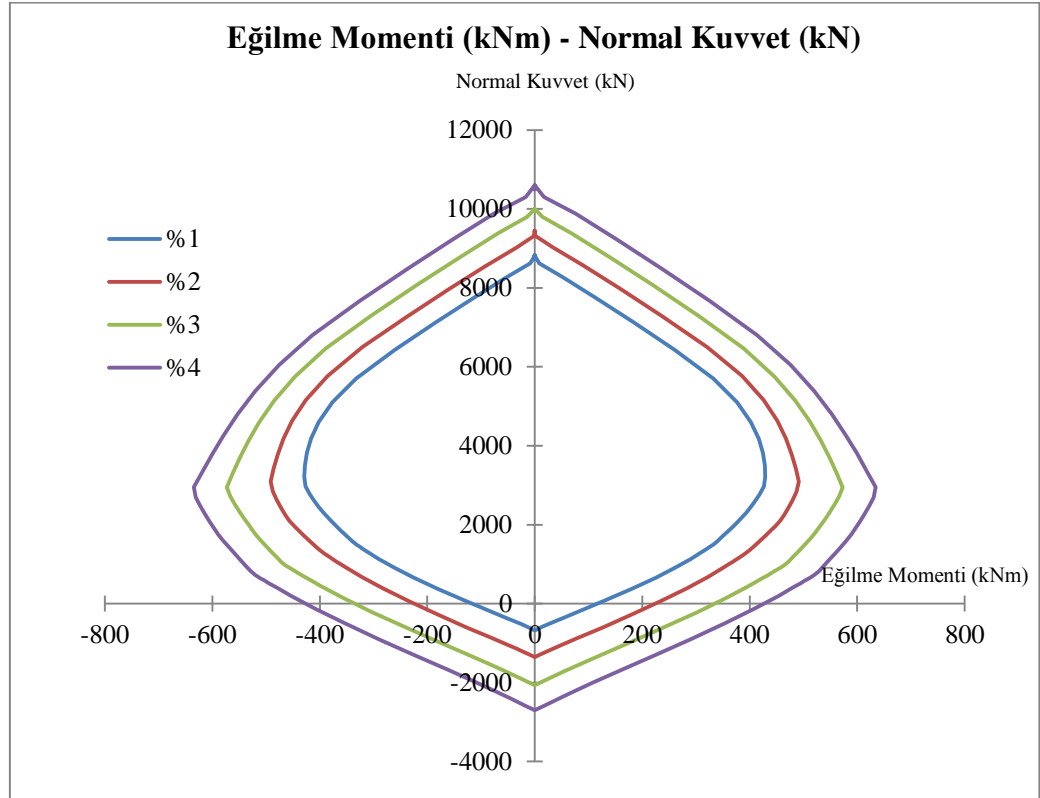
Tablo 4.19’da görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Beton dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

#### **4.8 Kesitte Etriye Aralığı ve Normal Kuvvet Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi**

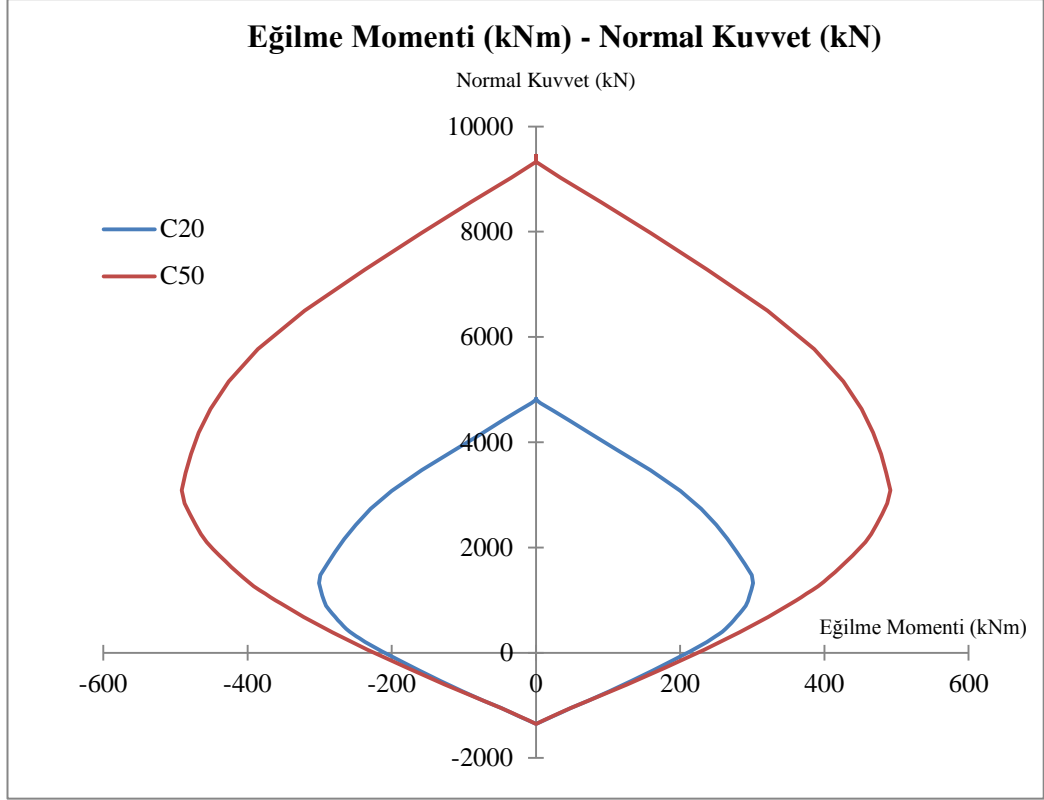
Sayısal çözümde 400×400 mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolonun etriye aralığı 200 mm, normal kuvveti  $0.5A_c f_{ck}$  alınmıştır. 1. kesitte beton sınıfı C20, 2. kesitte beton sınıfı C50 alınarak boyuna donatı oranı değişimlerinin %1 - %2 - %3 - %4 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



**Şekil 4.45:** s200 - C20 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği

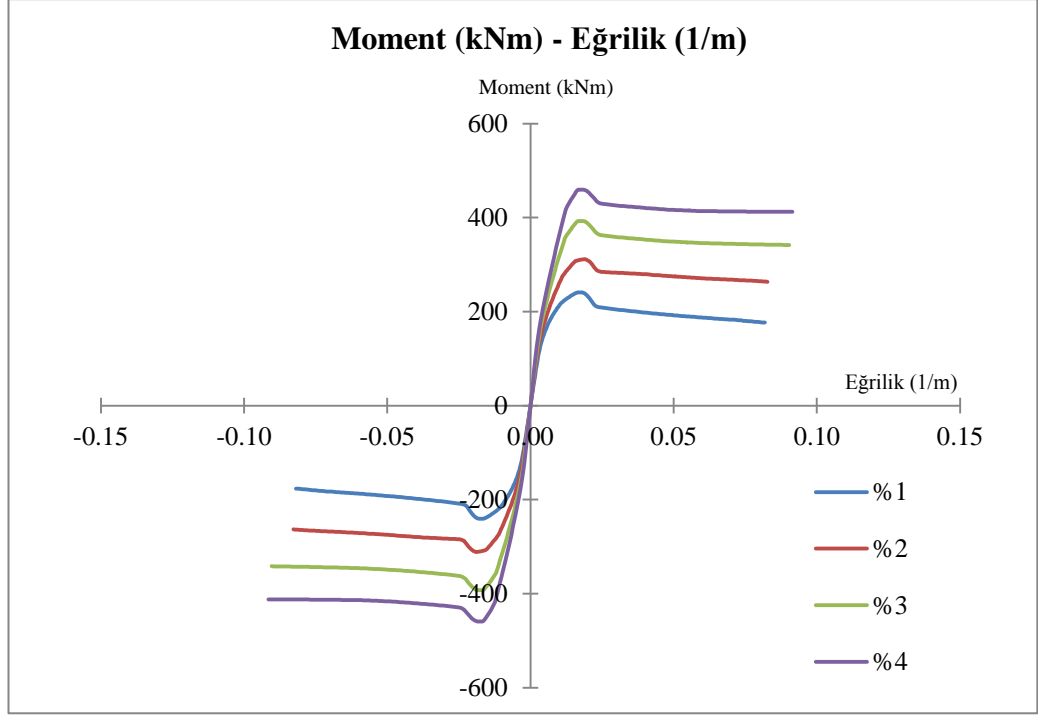


**Şekil 4.46:** s200 - C50 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği

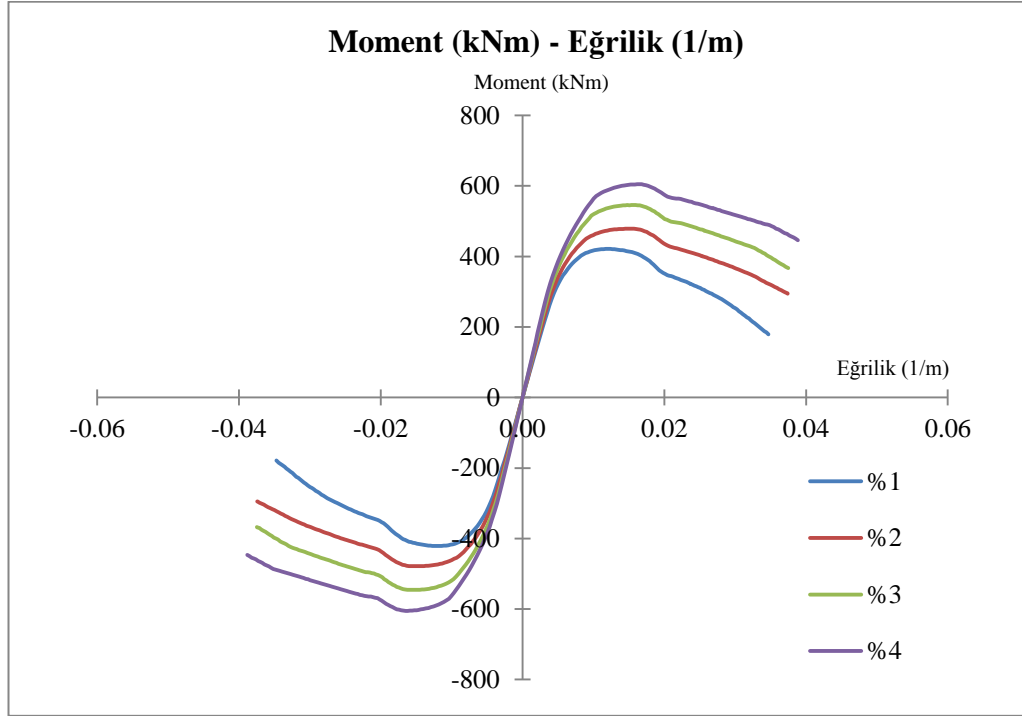


**Şekil 4.47:** s200 - %2 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği

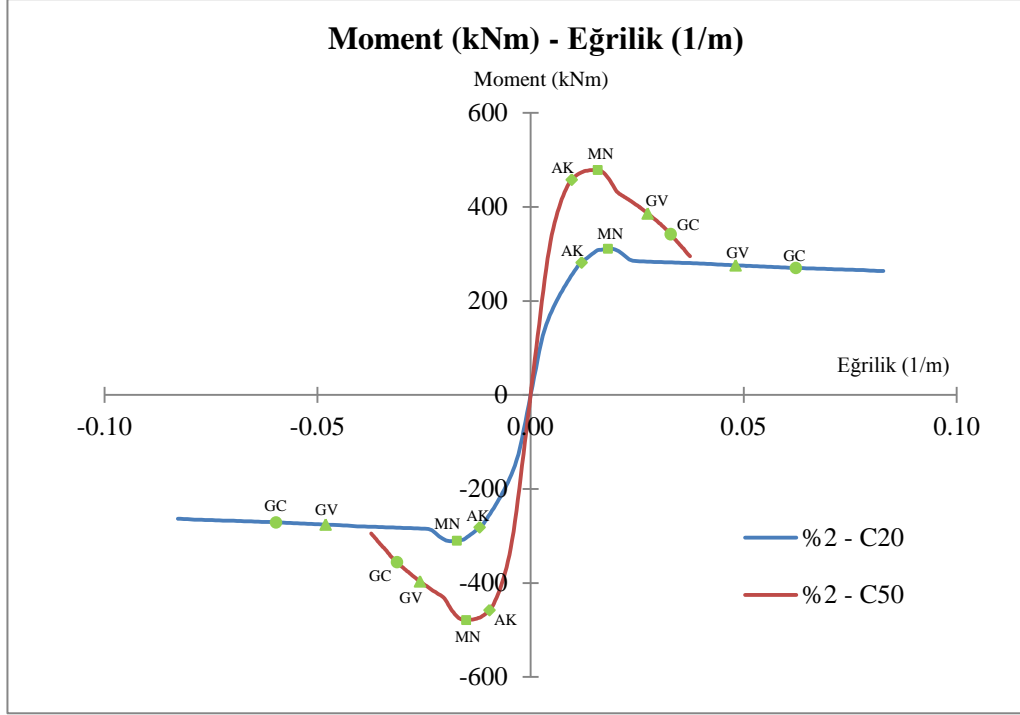
Boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.45 ve Şekil 4.46). Benzer şekilde, aynı boyuna donatı oranı için, beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.47).



**Şekil 4.48:**  $s200 - 0.5A_c f_{ck} - C20$  - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.49:**  $s200 - 0.5A_c f_{ck} - C50$  - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.50:  $s_{200} - 0.5A_c f_{ck} - \%2$  - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği

C20 betonu kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise önemli bir değişiklik olmamaktadır. Benzer şekilde, eğrilik arttıkça, farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler olmamaktadır. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, C20 betonunun kullanılması halinde genelde sünek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.48).

C50 betonu kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise çoğunlukla bir azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir. Toplam eğrilikler de göz önüne alındığında, C50 betonunun kullanılması halinde genelde gevrek bir davranış elde edildiği görülmektedir (Şekil 4.49).

Şekil 4.48 ve Şekil 4.49'un karşılaştırılmasından; yüksek beton dayanımları için, yüksek moment taşıma kapasitelerine ulaşılabilir. Ancak dayanımı yüksek olan beton daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.50).

**Tablo 4.20:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50)

BOYUNA DONATI ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
%1	240.5	421.3	% 75.18
%2	311.3	478.7	% 53.77
%3	392.8	545.8	% 38.95
%4	459.5	605.2	% 31.71

Tablo 4.20’de görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.21:** Eğrilik sünekliliğinin değişimi (C20 - C50)

BOYUNA DONATI ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
%1	8.927	4.024	- % 54.92
%2	7.872	4.217	- % 46.43
%3	8.183	3.962	- % 51.58
%4	7.900	3.952	- % 49.97

Tablo 4.21’de görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça eğrilik sünekliliği azalmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliliği genelde azalmaktadır.

**Tablo 4.22:** Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50)

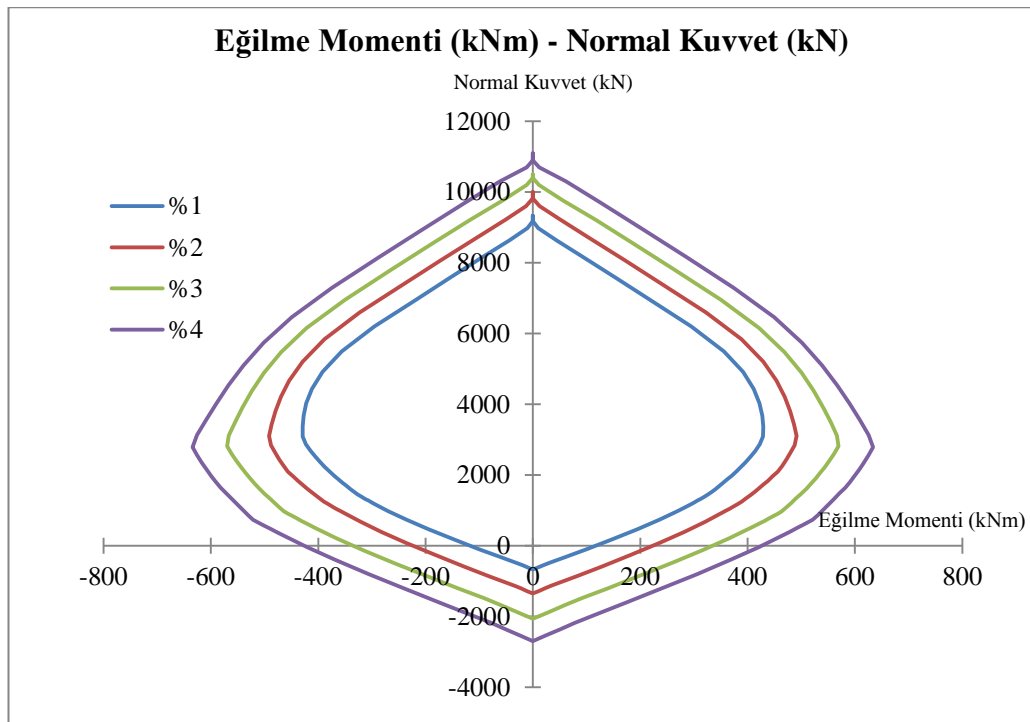
BOYUNA DONATI ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
%1	$2.47 \times 10^7$	$5.73 \times 10^7$	% 131.98
%2	$2.84 \times 10^7$	$6.00 \times 10^7$	% 111.27
%3	$3.35 \times 10^7$	$6.37 \times 10^7$	% 90.15
%4	$3.76 \times 10^7$	$6.65 \times 10^7$	% 76.86

Tablo 4.22’de görüldüğü üzere; beton basınç dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Benzer şekilde, boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

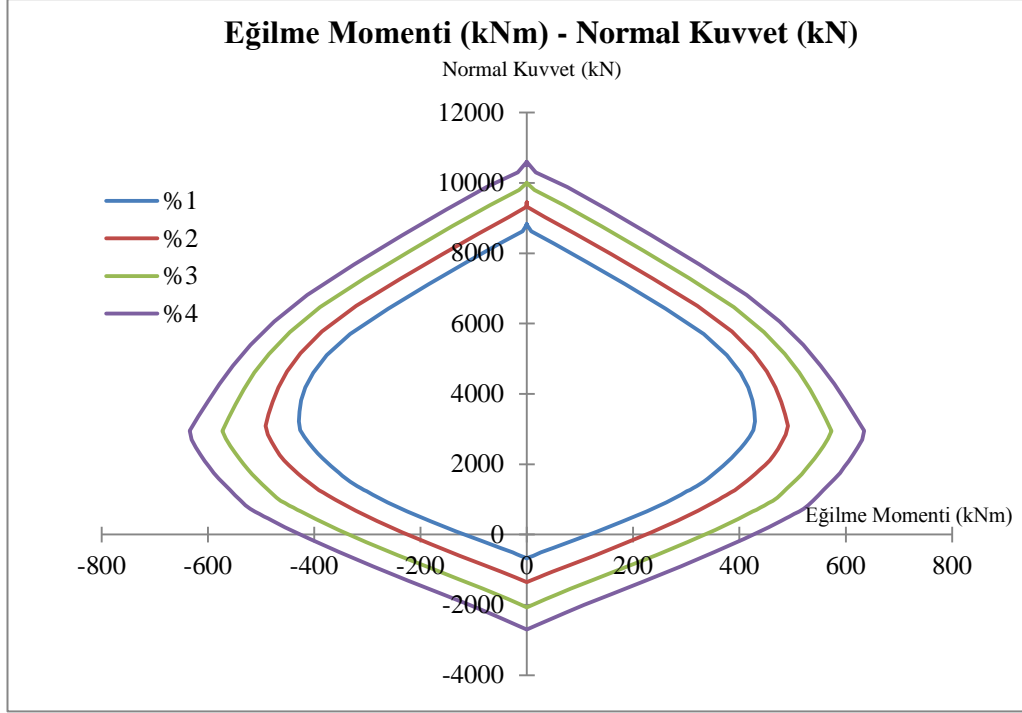


#### 4.9 Kesitte Beton Sınıfı ve Normal Kuvvet Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Etriye Aralığı Değişiminin İncelenmesi

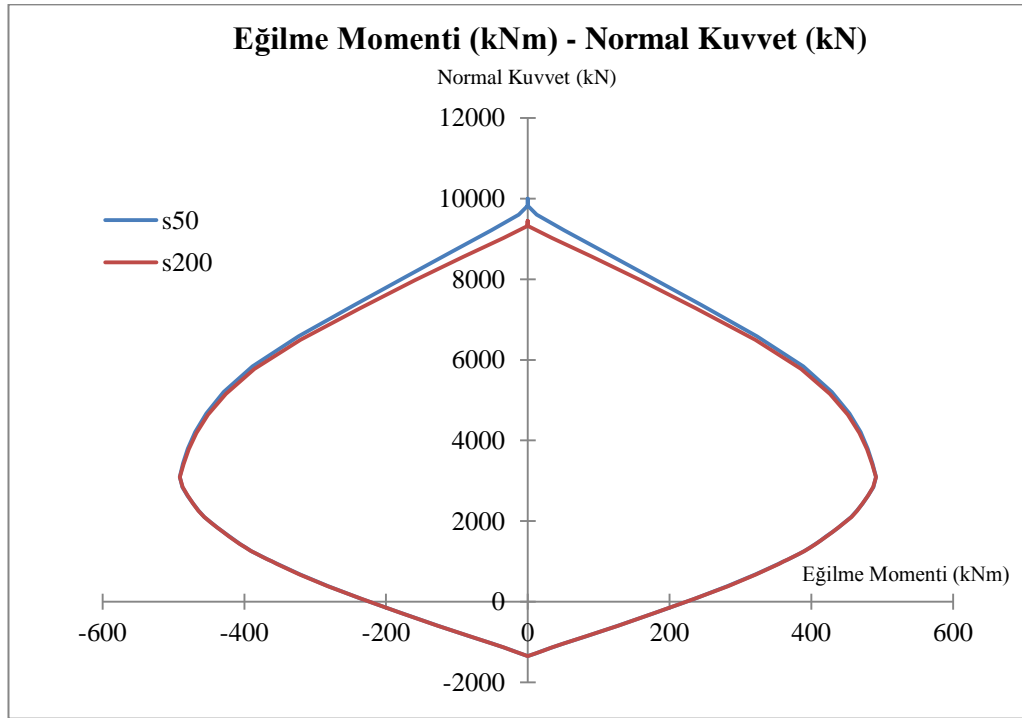
Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun beton sınıfı C50, normal kuvveti  $0.1A_c f_{ck}$  alınmıştır. 1. kesitte etriye aralığı 50 mm, 2. kesitte etriye aralığı 200 mm alınarak boyuna donatı oranı değişimlerinin %1 - %2 - %3 - %4 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.51: C50 - s50 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği



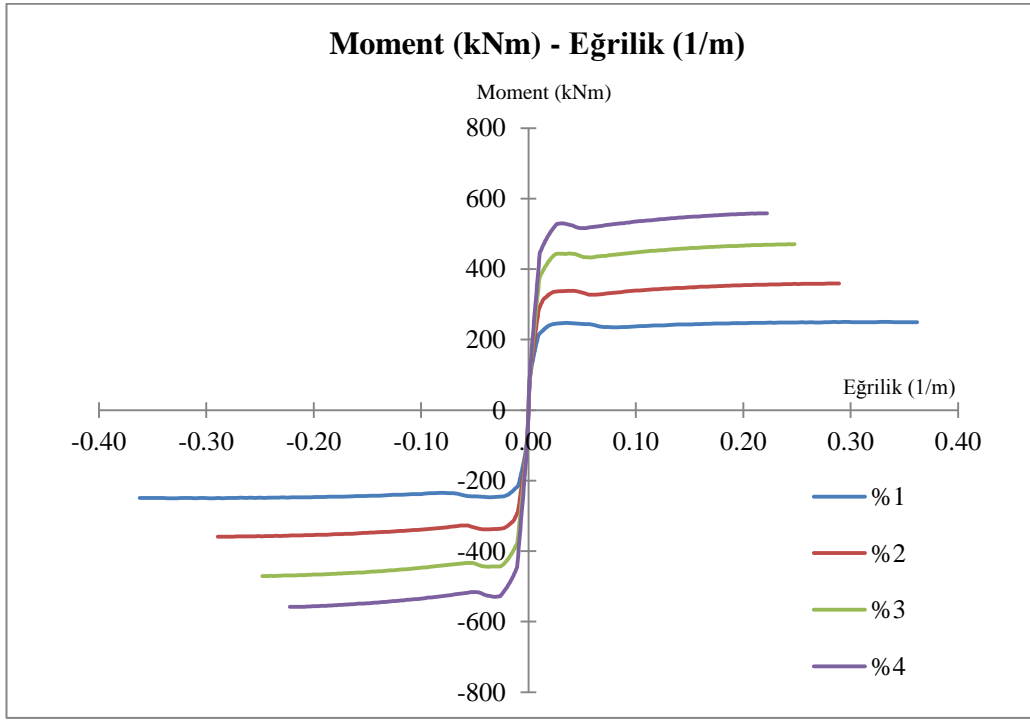
**Şekil 4.52:** C50 - s200 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği



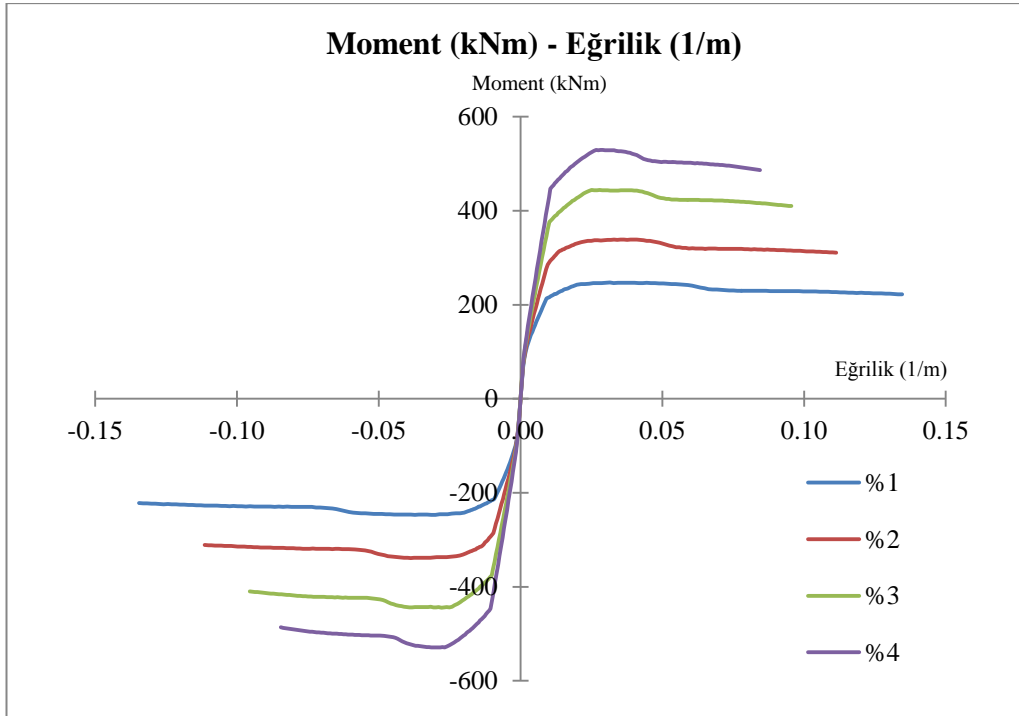
**Şekil 4.53:** C50 - %2 - (s50 ve s200) için moment - normal kuvvet grafiği

Boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.51 ve Şekil 4.52). Etriye

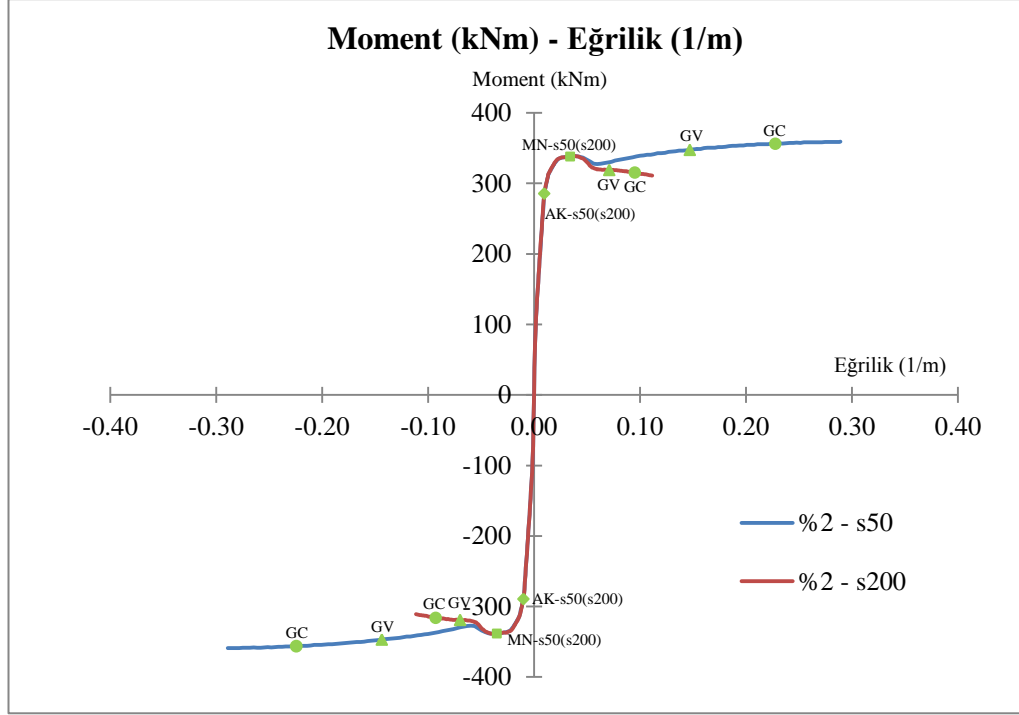
aralıklarının daha az olmasının moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine katkısı sınırlı düzeyde kalmaktadır (Şekil 4.53).



Şekil 4.54: C50 -  $0.1A_c f_{ck}$  - s50 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.55: C50 -  $0.1A_c f_{ck}$  - s200 - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.56: C50 -  $0.1A_c f_{ck}$  - %2 - (s50 ve s200) için moment - eğrilik grafiği

s50 etriye aralığı kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Fakat eğrilik arttıkça, farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük değişim olmamaktadır (Şekil 4.54).

s200 etriye aralığı kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük değişim olmamaktadır (Şekil 4.55).

Şekil 4.54 ve Şekil 4.55'in karşılaştırılmasından; etriye aralığı farklılığı moment taşıma kapasitesini çok az değiştirmektedir. Ancak etriye aralığı düşük olan kesit daha sünek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.56).

**Tablo 4.23:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (s50 - s200)

BOYUNA DONATI ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50 → s200
%1	249.9	247.1	- % 1.12
%2	359.1	338.8	- % 5.65
%3	470.6	444.2	- % 5.61
%4	558.2	529.3	- % 5.18

Tablo 4.23'te görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesi bir miktar azalmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.24:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (s50 - s200)

BOYUNA DONATI ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50 → s200
%1	34.440	12.420	- % 63.94
%2	25.660	9.738	- % 62.05
%3	20.830	7.877	- % 62.18
%4	18.010	6.737	- % 62.59

Tablo 4.24'te görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır.

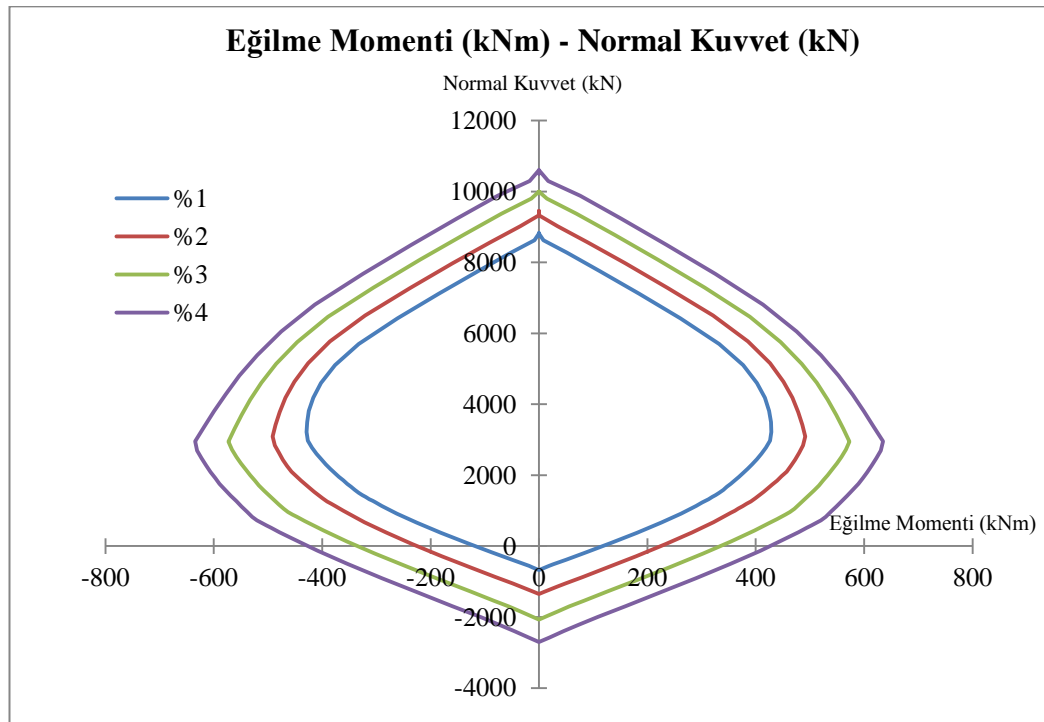
**Tablo 4.25:** Eğilme rijitliğinin değişimi (s50 - s200)

BOYUNA DONATI ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	s50	s200	s50 → s200
%1	$2.30 \times 10^7$	$2.32 \times 10^7$	% 0.87
%2	$2.97 \times 10^7$	$2.98 \times 10^7$	% 0.34
%3	$3.67 \times 10^7$	$3.69 \times 10^7$	% 0.54
%4	$4.20 \times 10^7$	$4.23 \times 10^7$	% 0.71

Tablo 4.25'te görüldüğü üzere; etriye aralığı arttıkça eğilme rijitliği çok az (<%1) artmaktadır. Benzer şekilde, boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

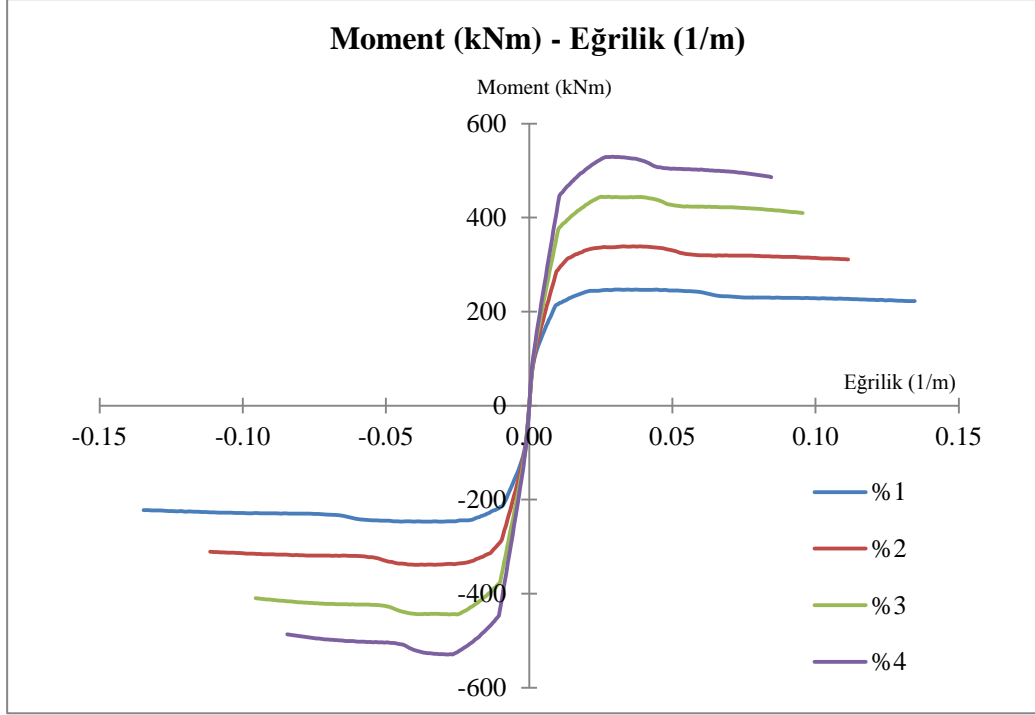
#### 4.10 Kesitte Beton Sınıfı ve Etriye Aralığı Sabitken, Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi

Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun beton sınıfı C50, etriye aralığı 200 mm alınmıştır. 1. kesitte normal kuvveti  $0.1A_c f_{ck}$ , 2. kesitte normal kuvveti  $0.5A_c f_{ck}$  alınarak boyuna donatı oranı değişimlerinin %1 - %2 - %3 - %4 olarak etkimesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

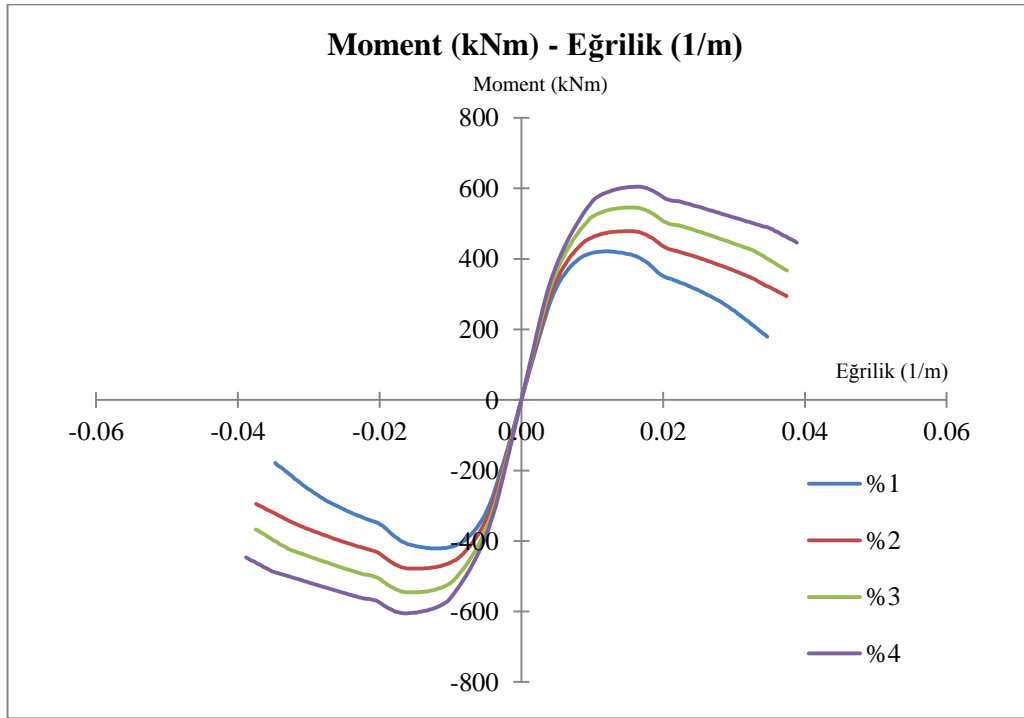


Şekil 4.57: C50 - s200 - (%1~%4) için moment - normal kuvvet grafiği

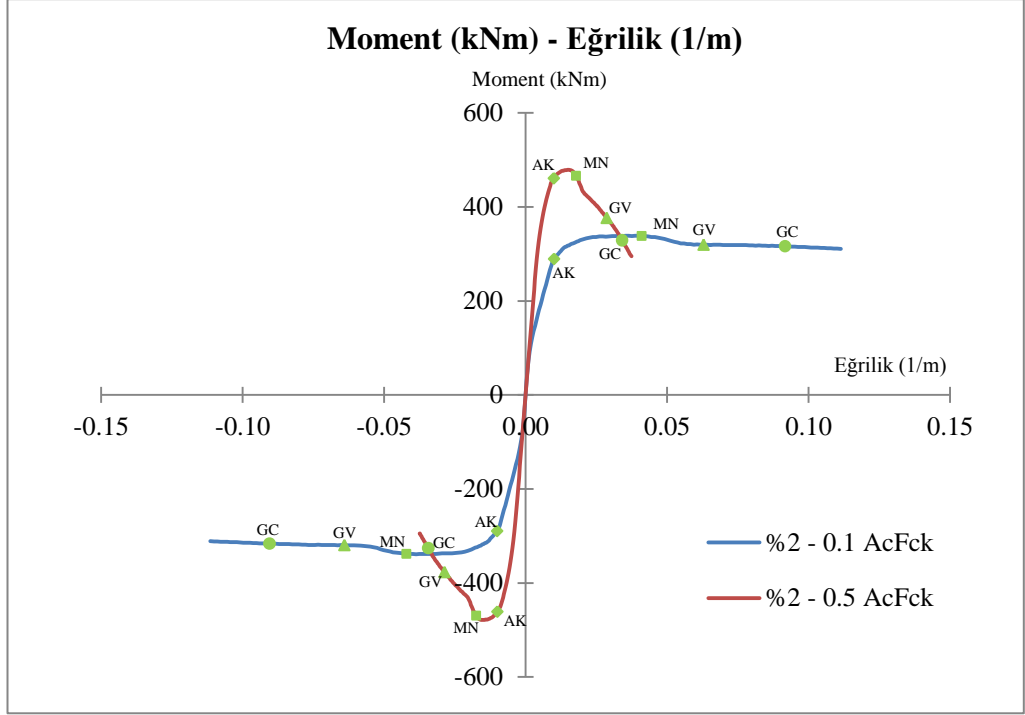
Boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.57).



Şekil 4.58: C50 - s200 -  $0.1A_c f_{ck}$  - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.59: C50 - s200 -  $0.5A_c f_{ck}$  - (%1~%4) için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.60:** C50 - s200 - %2 - ( $0.1A_{cF_{ck}}$  ve  $0.5A_{cF_{ck}}$ ) için moment - eğrilik grafiği

$0.1A_{cF_{ck}}$  normal kuvvet kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise azalma olmaktadır. Fakat eğrilik arttıkça, farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük değişim olmamaktadır (Şekil 4.58).

$0.5A_{cF_{ck}}$  normal kuvvet kullanılan numune için, boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi artmakta, eğrilik sünekliğinde ise çoğunlukla azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı boyuna donatı oranları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir (Şekil 4.59).

Şekil 4.58 ve Şekil 4.59'un karşılaştırılmasından; normal kuvveti fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Ancak normal kuvveti fazla olan kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.60).



**Tablo 4.26:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

BOYUNA DONATI ORANI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
%1	247.1	421.3	% 70.50
%2	338.8	478.7	% 41.29
%3	444.2	545.8	% 22.87
%4	529.3	605.2	% 14.34

Tablo 4.26’da görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır.

**Tablo 4.27:** Eğrilik sünekliğinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

BOYUNA DONATI ORANI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
%1	12.420	4.024	- % 67.60
%2	9.738	4.217	- % 56.70
%3	7.877	3.962	- % 49.70
%4	6.737	3.952	- % 41.34

Tablo 4.27’de görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliği çoğunlukla azalmaktadır.

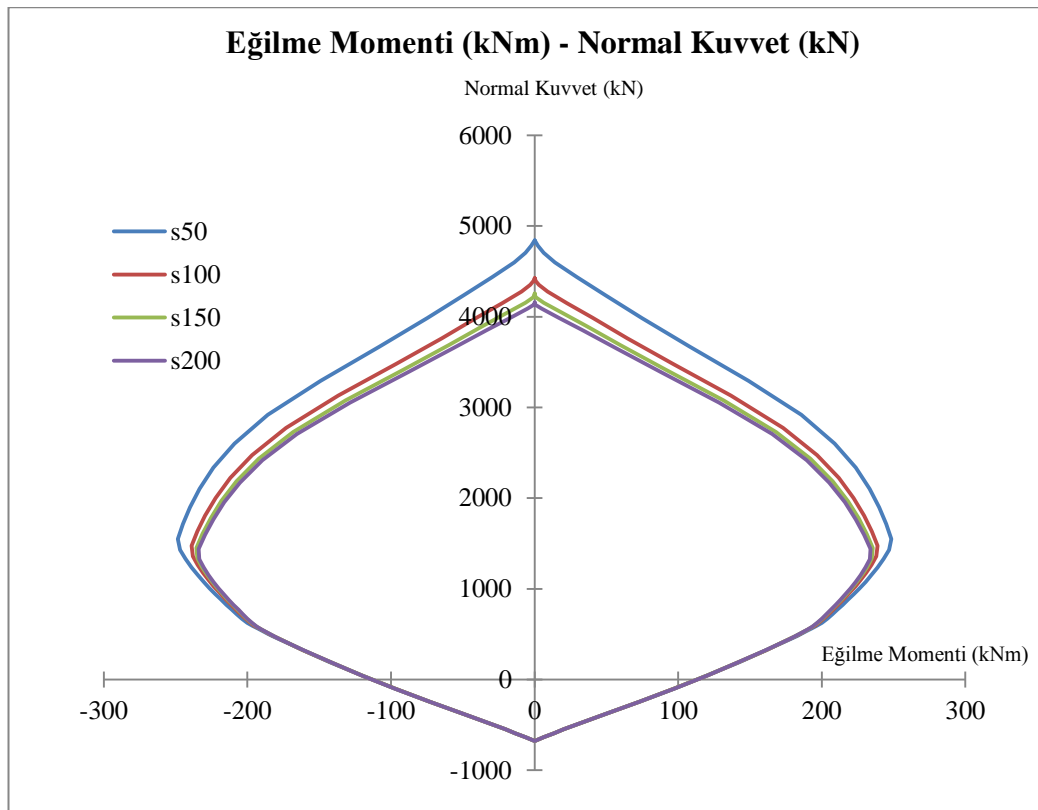
**Tablo 4.28:** Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

BOYUNA DONATI ORANI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
%1	$2.32 \times 10^7$	$5.73 \times 10^7$	% 146.98
%2	$2.98 \times 10^7$	$6.00 \times 10^7$	% 101.34
%3	$3.69 \times 10^7$	$6.37 \times 10^7$	% 72.63
%4	$4.23 \times 10^7$	$6.65 \times 10^7$	% 57.21

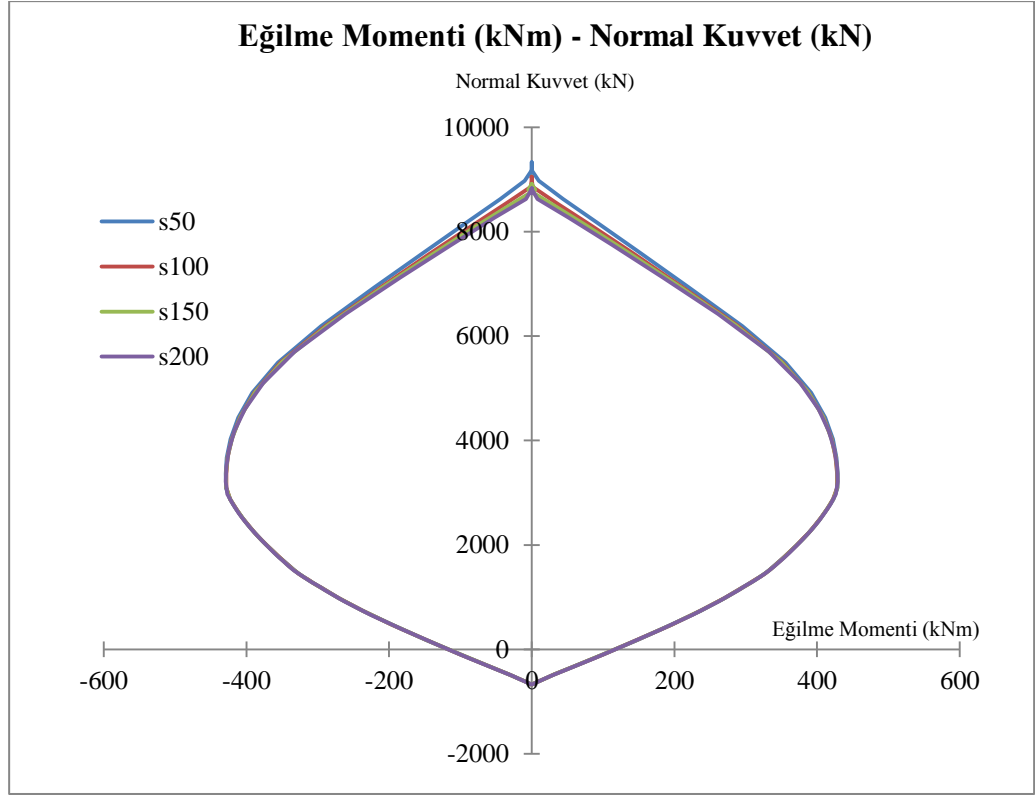
Tablo 4.28’de görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Benzer şekilde, boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır.

#### 4.11 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Normal Kuvvet Sabitken, Etriye Aralığı ve Beton Sınıfı Değişiminin İncelenmesi

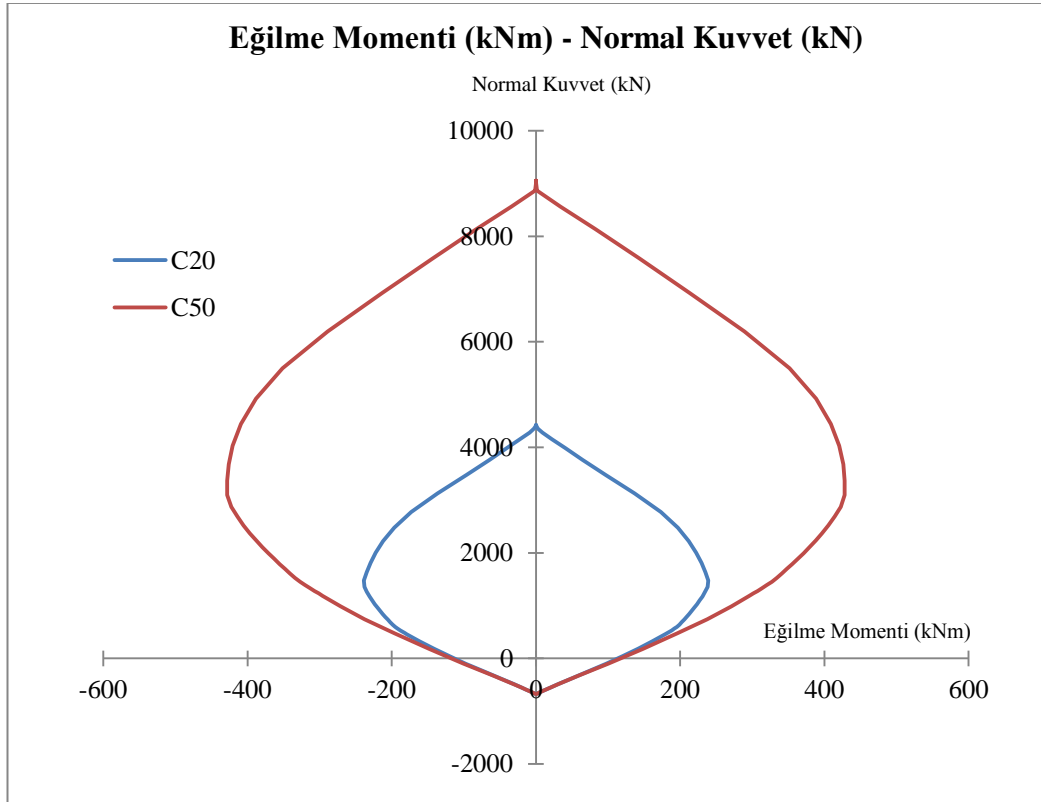
Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %1, normal kuvveti  $0.5A_c f_{ck}$  alınmıştır. 1. kesitte beton sınıfı C20, 2. kesitte beton sınıfı C50 alınarak etriye aralığı değişimlerinin 50 - 100 - 150 - 200 (mm) olarak seçilmesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.61: %1 - C20 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği

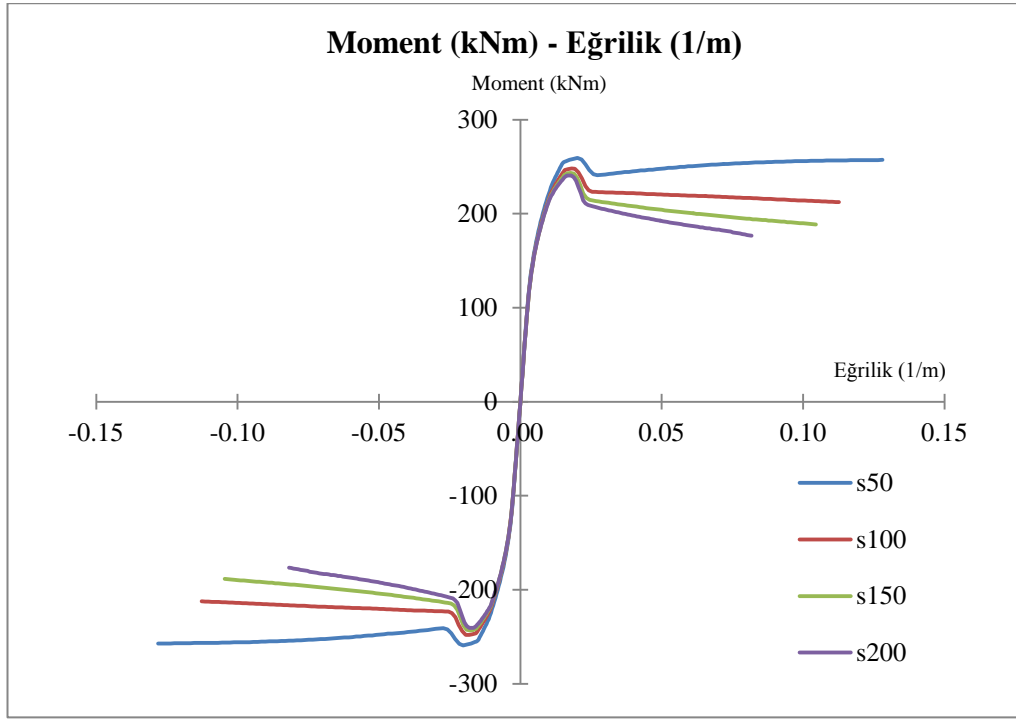


**Şekil 4.62:** %1 - C50 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği

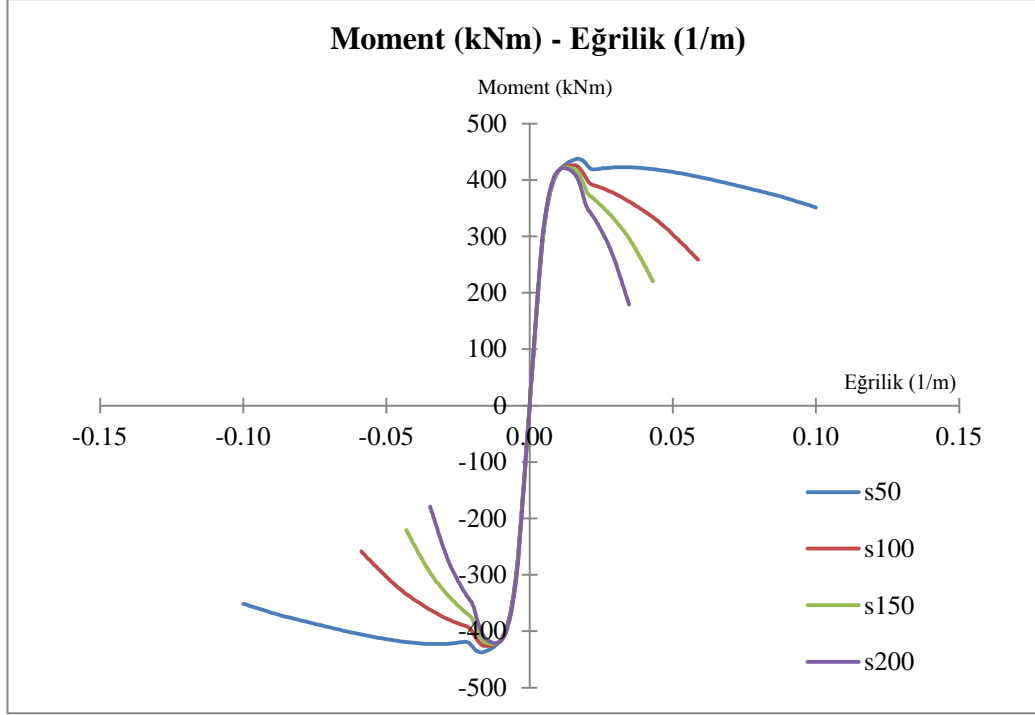


**Şekil 4.63:** %1 - s100 - (C20 ve C50) için moment - normal kuvvet grafiği

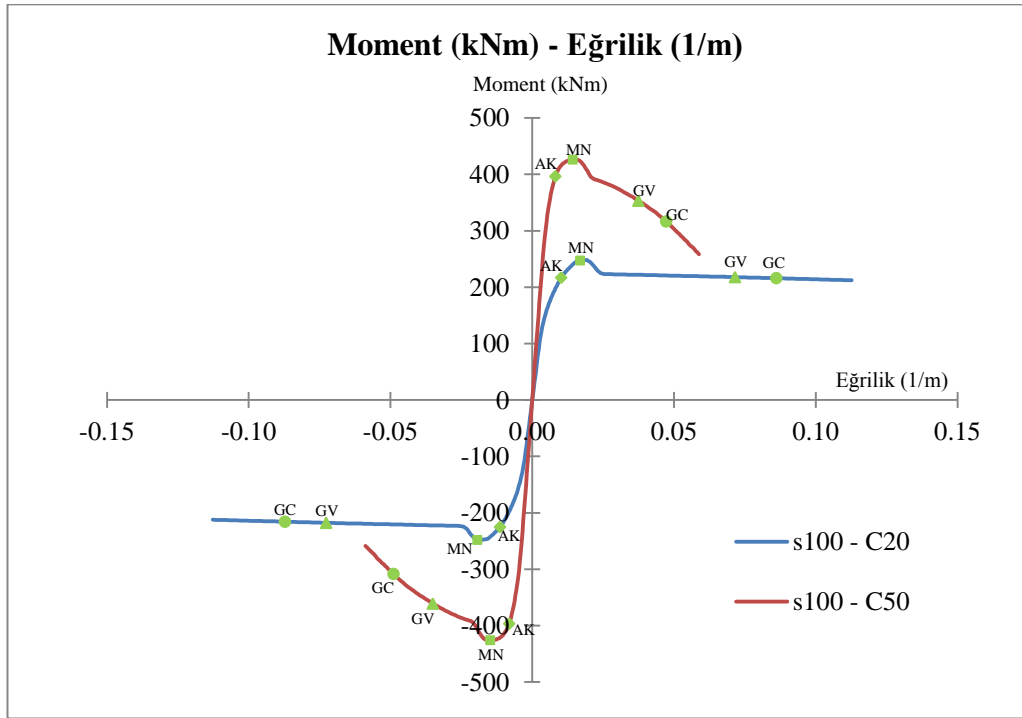
Etriye aralıklarının daha az olmasının moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine katkısı sınırlı düzeyde kalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça, bu katkı daha da azalmaktadır (Şekil 4.61 ve Şekil 4.62). Beton dayanımı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.63).



Şekil 4.64: %1 -  $0.5A_c f_{ck}$  - C20 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.65: %1 -  $0.5A_c f_{ck}$  - C50 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.66: %1 -  $0.5A_c f_{ck}$  - s100 - (C20 ve C50) için moment - eğrilik grafiği

C20 beton sınıfı kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi azalmakta, eğrilik sünekliğinde de azalma olmaktadır. Eğrilik

arttıkça, farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitesinde küçük değişimler meydana gelmektedir (Şekil 4.64).

C50 beton sınıfı kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi azalmakta, eğrilik sünekliğinde de azalma olmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir (Şekil 4.65).

Şekil 4.64 ve Şekil 4.65'in karşılaştırılmasından; beton dayanımı fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Ancak beton dayanımı fazla olan kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.66).

**Tablo 4.29:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (C20 - C50)

ETRİYE ARALIĞI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20 → C50
s50	259.4	437.8	% 68.77
s100	248.0	426.0	% 71.77
s150	243.2	422.8	% 73.85
s200	240.5	421.3	% 75.18

Tablo 4.29'da görüldüğü üzere; beton dayanımı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesi azalmaktadır.

**Tablo 4.30:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (C20 - C50)

ETRİYE ARALIĞI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20 → C50
s50	12.880	12.500	- % 2.95
s100	12.030	7.257	- % 39.68
s150	11.490	5.172	- % 54.99
s200	8.927	4.024	- % 54.92

Tablo 4.30'da görüldüğü üzere; beton dayanımı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Benzer şekilde, etriye aralığı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır.

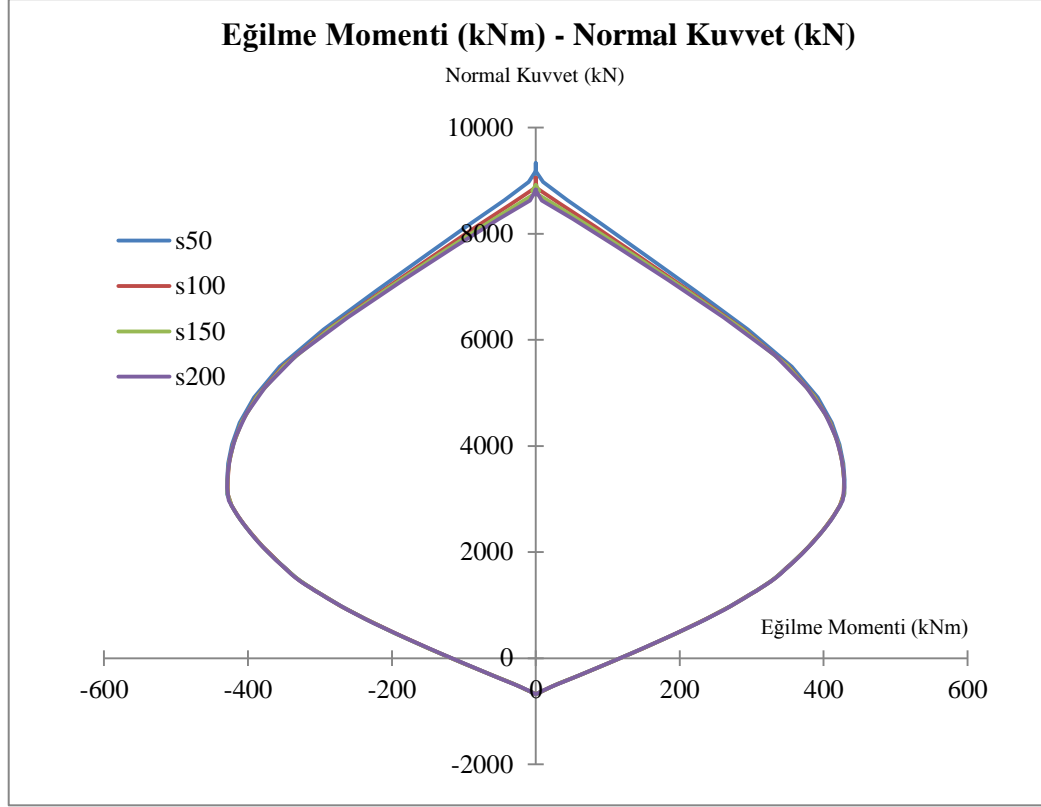
**Tablo 4.31:** Eğilme rijitliğinin değişimi (C20 - C50)

ETRİYE ARALIĞI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	C20	C50	C20→C50
s50	2.50×10 <sup>7</sup>	5.69×10 <sup>7</sup>	% 127.6
s100	2.48×10 <sup>7</sup>	5.70×10 <sup>7</sup>	% 129.84
s150	2.47×10 <sup>7</sup>	5.72×10 <sup>7</sup>	% 131.58
s200	2.47×10 <sup>7</sup>	5.73×10 <sup>7</sup>	% 131.98

Tablo 4.31’de görüldüğü üzere; beton dayanımı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça eğilme rijitliğinde çok büyük değişim olmamaktadır.

#### **4.12 Kesitte Boyuna Donatı Oranı ve Beton Sınıfı Sabitken, Etriye Aralığı ve Normal Kuvvet Değişiminin İncelenmesi**

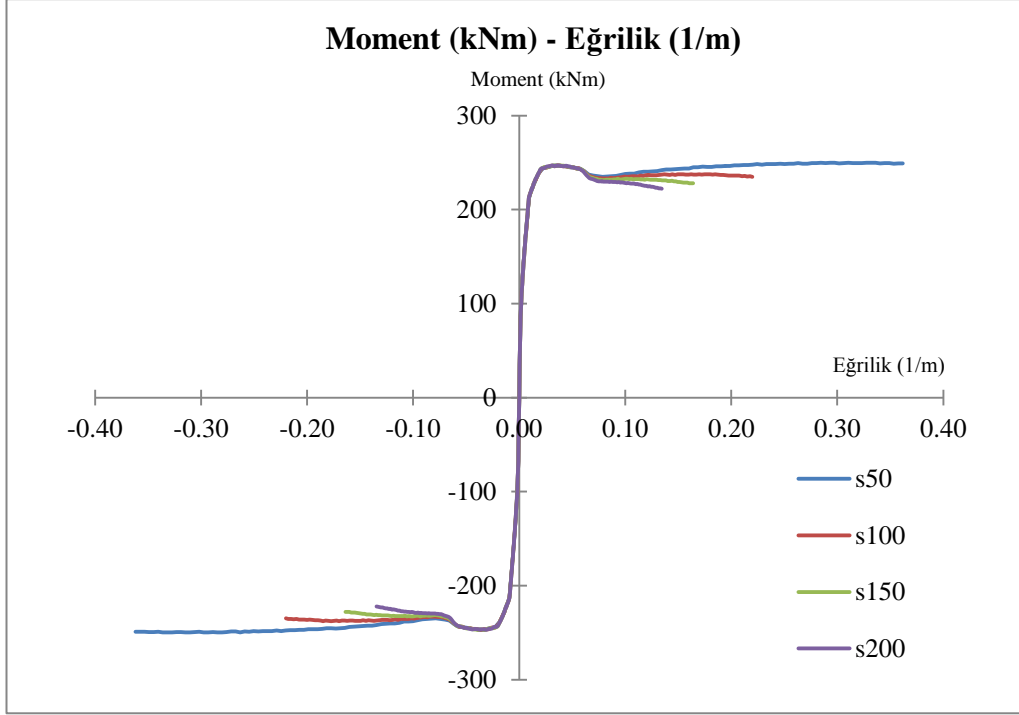
Sayısal çözümde 400×400 mm<sup>2</sup> kesitli betonarme kolonun boyuna donatı oranı %1, beton sınıfı C50 alınmıştır. 1. kesitte normal kuvveti  $0.1A_c f_{ck}$ , 2. kesitte normal kuvveti  $0.5A_c f_{ck}$  alınarak etriye aralığı değişimlerinin 50 - 100 - 150 - 200 (mm) olarak seçilmesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



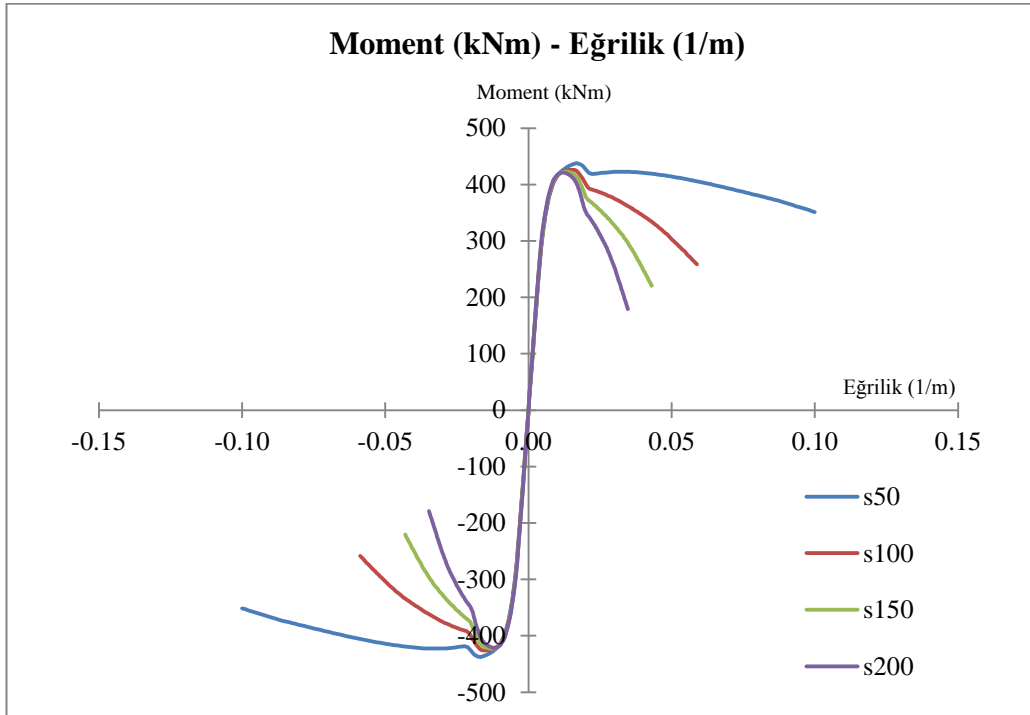
**Şekil 4.67:** %1 - C50 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği

Etriye aralıklarının daha az olmasının moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine katkısı sınırlı düzeyde kalmaktadır (Şekil 4.67).

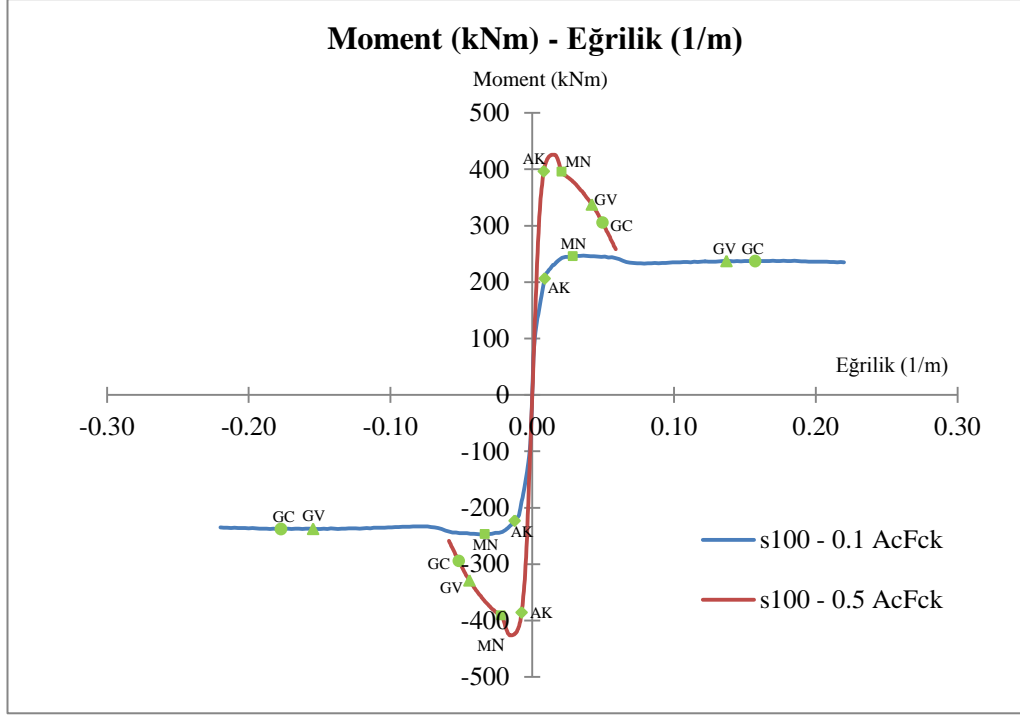




Şekil 4.68: %1 - C50 -  $0.1A_c f_{ck}$  - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.69: %1 - C50 -  $0.5A_c f_{ck}$  - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



**Şekil 4.70:** % 1 - C50 -  $s100$  - ( $0.1A_c f_{ck}$  ve  $0.5A_c f_{ck}$ ) için moment - eğrilik grafiği

$0.1A_c f_{ck}$  normal kuvvet kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi neredeyse hiç değişmemektedir. Eğrilik sünekliği ise çok belirgin bir şekilde azalmaktadır. Eğrilik arttıkça, farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitesinde çok büyük değişimler oluşmamaktadır (Şekil 4.68).

$0.5A_c f_{ck}$  normal kuvvet kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi neredeyse hiç değişmemektedir. Eğrilik sünekliği ise çok belirgin bir şekilde azalmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitelerinde çok büyük düşüşler meydana gelmektedir (Şekil 4.69).

Şekil 4.68 ve Şekil 4.69'un karşılaştırılmasından; normal kuvveti fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Ancak normal kuvveti fazla olan kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.70).

**Tablo 4.32:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

ETRİYE ARALIĞI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
s50	249.9	437.8	% 75.19
s100	247.2	426.0	% 72.33
s150	247.2	422.8	% 71.04
s200	247.1	421.3	% 70.50

Tablo 4.32’de görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesinde düşük oranlarda azalmalar meydana gelmektedir.

**Tablo 4.33:** Eğrilik sünekliğinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

ETRİYE ARALIĞI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
s50	34.440	12.500	- % 63.70
s100	20.870	7.257	- % 65.23
s150	15.350	5.172	- % 66.31
s200	12.420	4.024	- % 67.60

Tablo 4.33’te görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Benzer şekilde, etriye aralığı arttıkça da eğrilik sünekliği azalmaktadır.

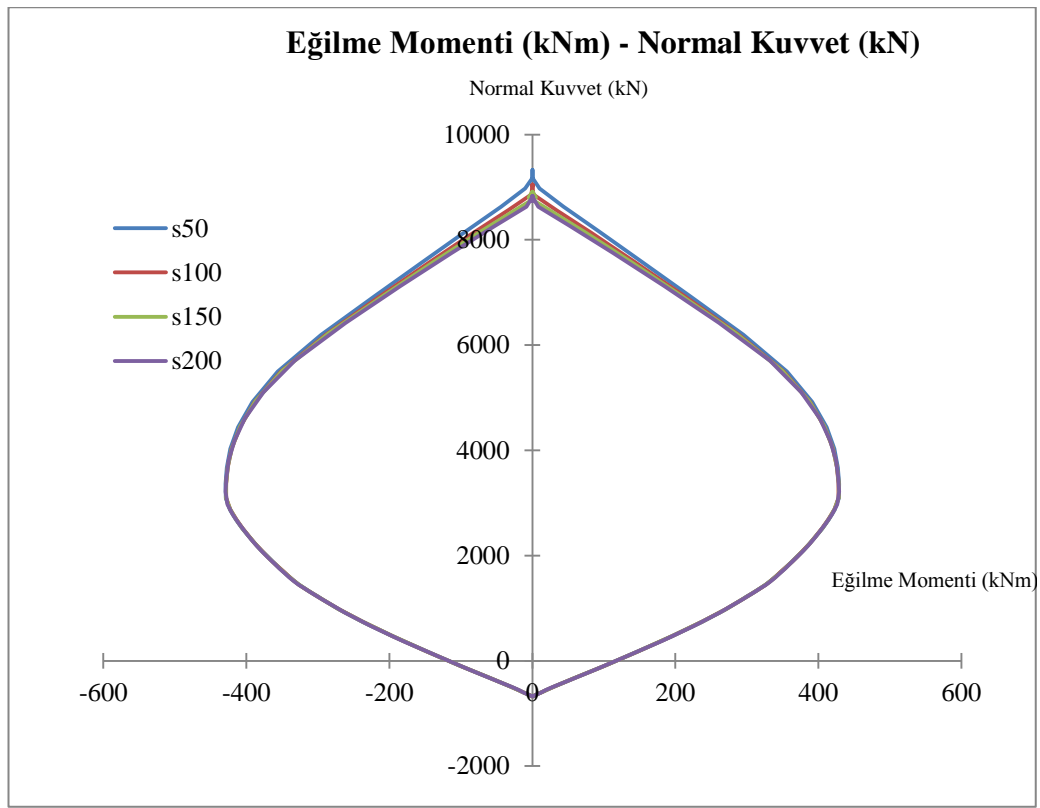
**Tablo 4.34:** Eğilme rijitliğinin değişimi ( $0.1A_c f_{ck} - 0.5A_c f_{ck}$ )

ETRİYE ARALIĞI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	$0.1A_c f_{ck}$	$0.5A_c f_{ck}$	$0.1A_c f_{ck} \rightarrow 0.5A_c f_{ck}$
s50	$2.30 \times 10^7$	$5.69 \times 10^7$	% 147.39
s100	$2.31 \times 10^7$	$5.70 \times 10^7$	% 146.75
s150	$2.31 \times 10^7$	$5.72 \times 10^7$	% 147.62
s200	$2.32 \times 10^7$	$5.73 \times 10^7$	% 146.98

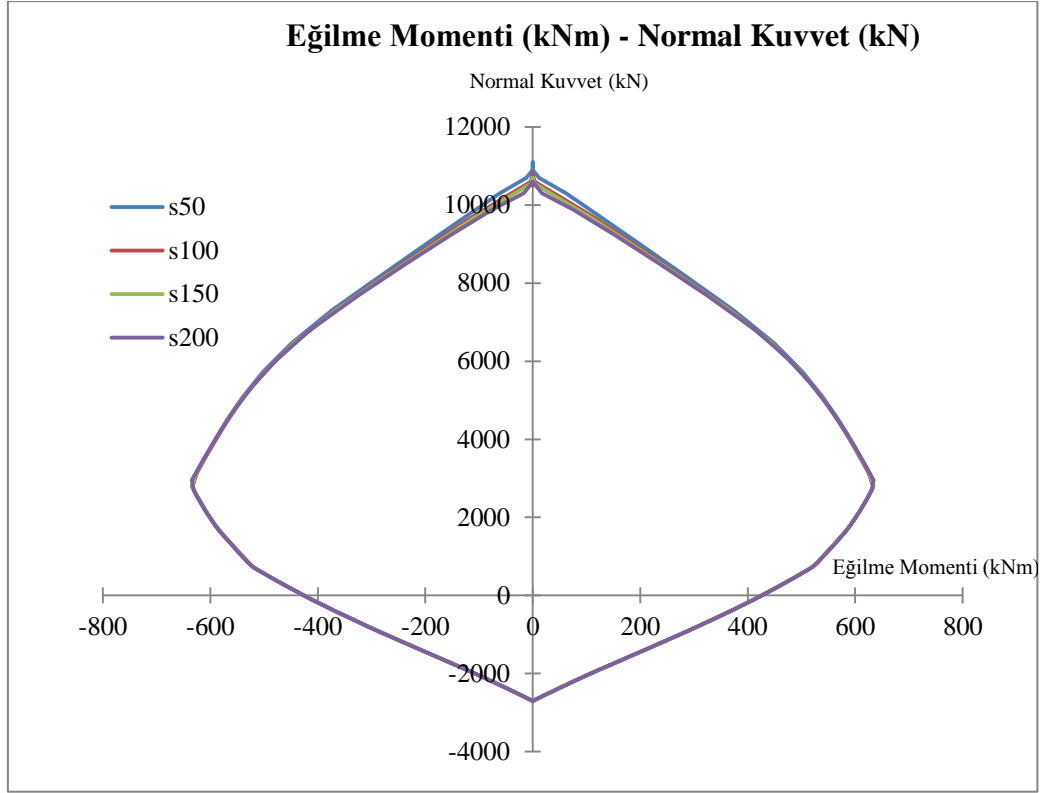
Tablo 4.34’te görüldüğü üzere; normal kuvvet arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça eğilme rijitliğinde çok büyük değişim olmamaktadır.

#### 4.13 Kesitte Normal Kuvvet ve Beton Sınıfı Sabitken, Etriye Aralığı ve Boyuna Donatı Oranı Değişiminin İncelenmesi

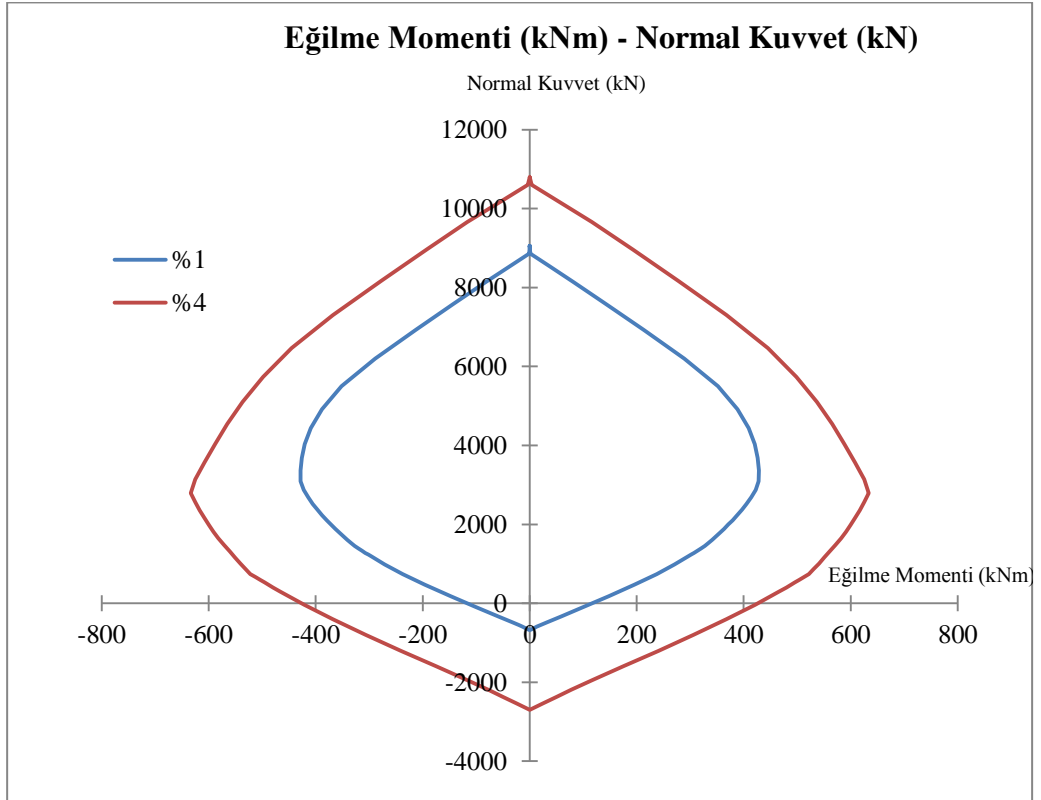
Sayısal çözümde  $400 \times 400 \text{ mm}^2$  kesitli betonarme kolonun normal kuvveti  $0.1A_c f_{ck}$ , beton sınıfı C50 alınmıştır. 1. kesitte boyuna donatı oranı %1, 2. kesitte boyuna donatı oranı %4 alınarak etriye aralığı değişimlerinin 50 - 100 - 150 - 200 (mm) olarak seçilmesi durumunda moment - eğrilik ve moment - normal kuvvet grafikleri, moment taşıma kapasitesi, eğrilik sünekliği, eğilme rijitliği değerleri XTRACT programı ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.71: C50 - %1 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği

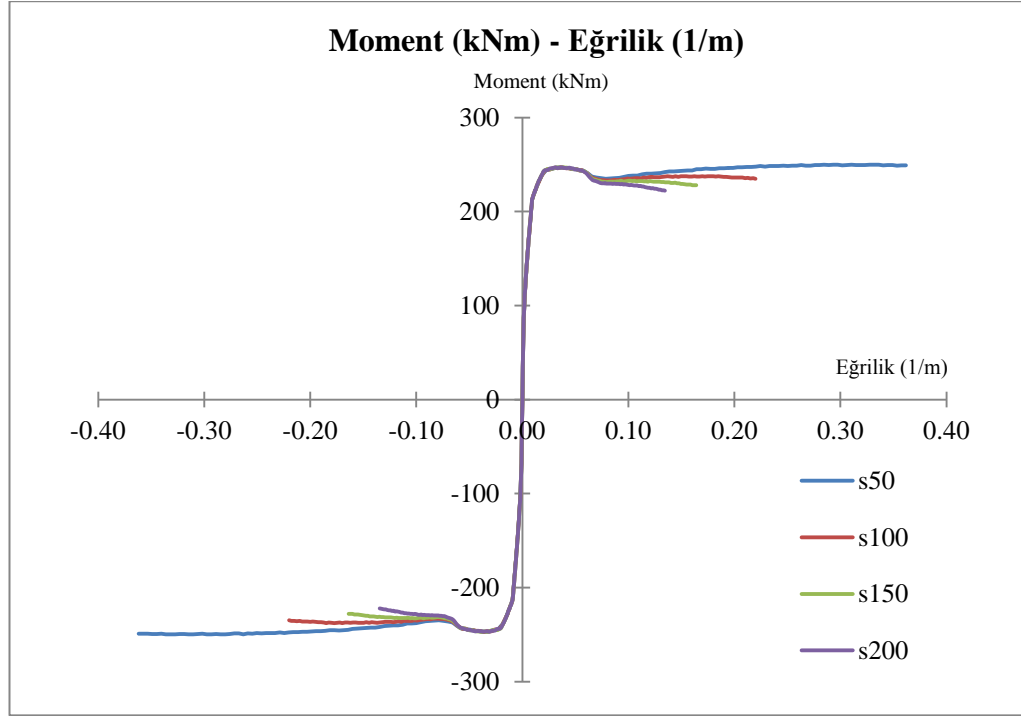


Şekil 4.72: C50 - %4 - (s50~s200) için moment - normal kuvvet grafiği

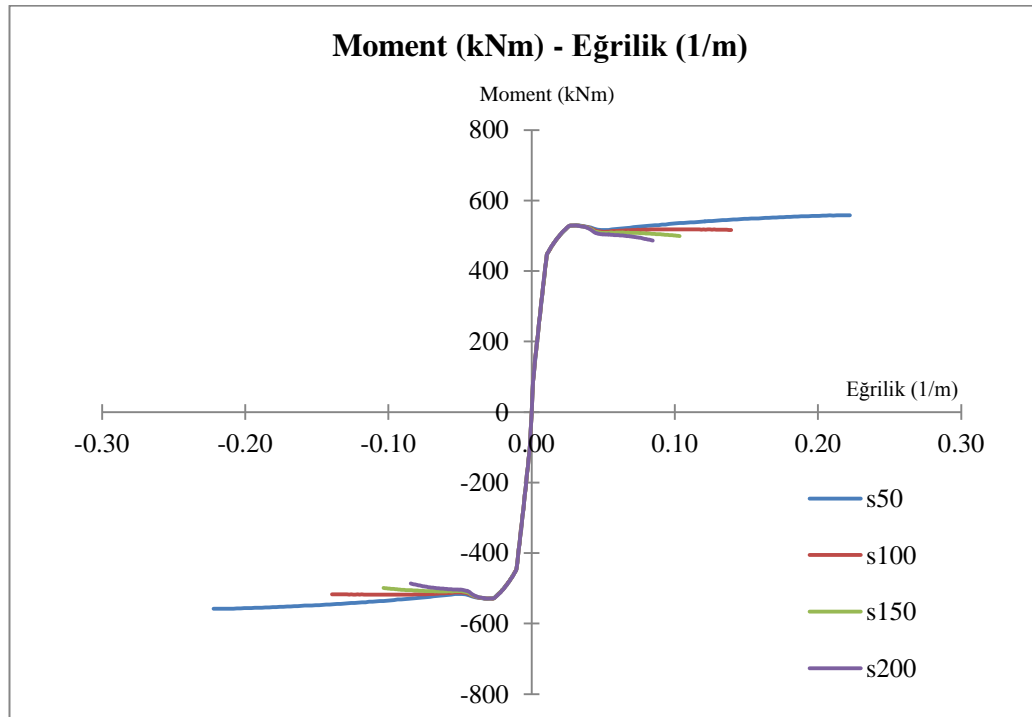


Şekil 4.73: C50 - s100 - (%1 ve %4) için moment - normal kuvvet grafiği

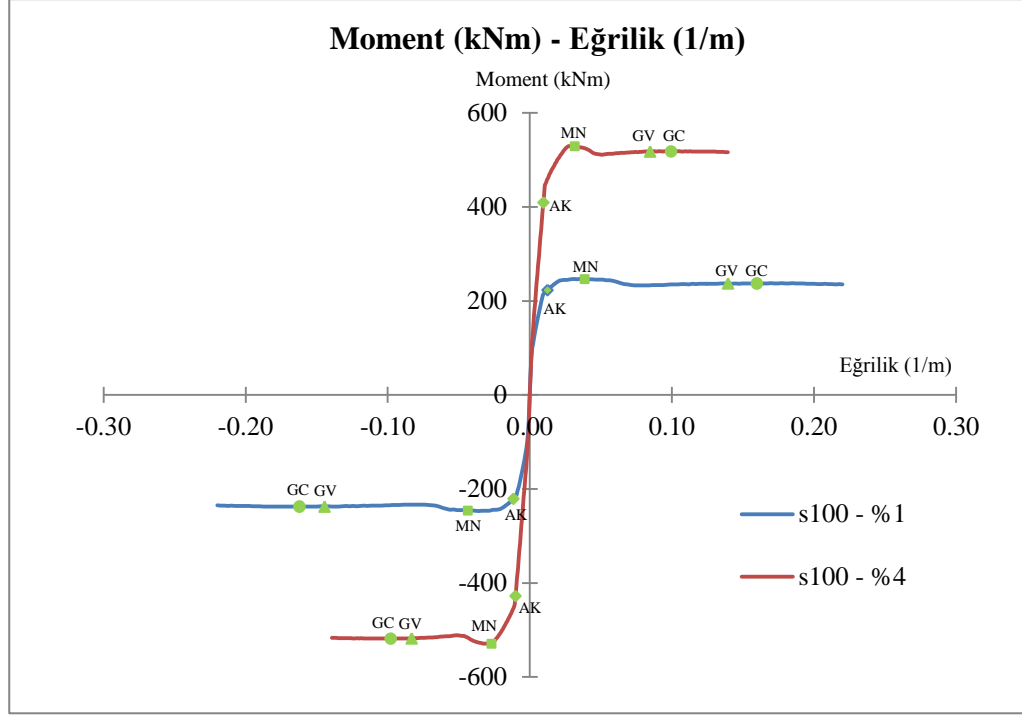
Etriye aralıklarının daha az olmasının moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine katkısı sınırlı düzeyde kalmaktadır (Şekil 4.71 ve Şekil 4.72). Boyuna donatı oranı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmaktadır (Şekil 4.73).



Şekil 4.74:  $0.1A_c f_{ck}$  - C50 - %1 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.75:  $0.1A_c f_{ck}$  - C50 - %4 - (s50~s200) için moment - eğrilik grafiği



Şekil 4.76:  $0.1A_c f_{ck}$  - C50 - s100 - (%1 ve %4) için moment - eğrilik grafiği

%1 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi neredeyse hiç değişmemektedir. Eğrilik sünekliği ise çok belirgin bir şekilde azalmaktadır. Eğrilik arttıkça, farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitesinde çok büyük değişimler oluşmamaktadır (Şekil 4.74).

%4 boyuna donatı oranı kullanılan numune için, etriye aralığı arttıkça kesitin moment taşıma kapasitesi neredeyse hiç değişmemektedir. Eğrilik sünekliği ise çok belirgin bir şekilde azalmaktadır. Eğrilik arttıkça farklı etriye aralıkları için moment taşıma kapasitesinde çok büyük değişimler oluşmamaktadır (Şekil 4.75).

Şekil 4.74 ve Şekil 4.75'in karşılaştırılmasından; boyuna donatı oranı fazla olan kesitin moment taşıma kapasitesi daha fazladır. Boyuna donatı oranı az olan kesit daha sünek bir davranış göstermektedir (Şekil 4.76).

**Tablo 4.35:** Moment taşıma kapasitesinin değişimi (%1 - %4)

ETRİYE ARALIĞI	MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ (kNm)		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
s50	249.9	558.2	% 123.37
s100	247.2	529.4	% 114.16
s150	247.2	529.3	% 114.12
s200	247.1	529.3	% 114.20

Tablo 4.35'te görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça moment taşıma kapasitesi artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça moment taşıma kapasitesinde düşük oranlarda azalmalar meydana gelmektedir.

**Tablo 4.36:** Eğrilik sünekliğinin değişimi (%1 - %4)

ETRİYE ARALIĞI	EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
s50	34.440	18.010	- % 47.71
s100	20.870	11.310	- % 45.81
s150	15.350	8.328	- % 45.75
s200	12.420	6.737	- % 45.76

Tablo 4.36'da görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır. Benzer şekilde, etriye aralığı arttıkça eğrilik sünekliği azalmaktadır.

**Tablo 4.37:** Eğilme rijitliğinin değişimi (%1 - %4)

ETRİYE ARALIĞI	EĞİLME RİJİTLİĞİ (Nm <sup>2</sup> )		ARTIŞ MİKTARI
	%1	%4	%1→%4
s50	2.30×10 <sup>7</sup>	4.20×10 <sup>7</sup>	% 82.61
s100	2.31×10 <sup>7</sup>	4.21×10 <sup>7</sup>	% 82.25
s150	2.31×10 <sup>7</sup>	4.22×10 <sup>7</sup>	% 82.68
s200	2.32×10 <sup>7</sup>	4.23×10 <sup>7</sup>	% 82.33

Tablo 4.37'de görüldüğü üzere; boyuna donatı oranı arttıkça eğilme rijitliği artmaktadır. Etriye aralığı arttıkça eğilme rijitliğinde çok büyük değişim olmamaktadır.



## 5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, DBYBHY 2007’de mevcut yapı ve yapı elemanlarının deprem performanslarının belirlenmesi için verilen yöntemler kullanılarak 4 adet kolon numune üzerinde, sabit eksenel yük ve tekrarlı tersinir yatay yükler altında deneysel çalışma yapılmıştır. Deneylelerden elde edilen sonuçlar ile aynı kesitlerin XTRACT programı ile çözümünden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçların genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür.

Daha sonra XTRACT programı kullanılarak farklı kesitlerin deprem performansını etkileyen parametreler araştırılmış ve her bir parametrenin kolonun deprem performansına etkisi hesaplanmıştır. Betonarme kolonların deprem performansını etkileyen parametreler olarak; beton dayanımı, etriye aralığı, boyuna donatı oranı ve normal kuvvet oranı değişimi incelenmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

Kesite etkileyen normal kuvvetin artması kesitin moment taşıma kapasitesi ve eğilme rijitliğini artırmakta, eğrilik sünekliğini ise azaltmaktadır. Normal kuvvetin daha da artması sonucu, özellikle daha yüksek dayanımlı beton bulunan kesitlerde, moment taşıma kapasitesinde azalma olmaktadır. Normal kuvvet arttıkça kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir.

Beton dayanımı arttıkça, kesitin moment taşıma kapasitesi, eğilme rijitliği ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artmakta, sünekliği ise azalmaktadır. Beton dayanımı arttıkça kesit daha gevrek bir davranış göstermektedir.

Boyuna donatı oranının artması ile kesitin moment taşıma kapasitesi, eğilme rijitliği ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi artırmakta, sünekliği ise azalmaktadır.

Etriye aralığının değişiminin kesitin moment taşıma kapasitesine, eğilme rijitliğine ve eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesine önemli bir etkisi yoktur.

Ancak etriye aralığının artmasıyla eğrilik sünekliği azalmakta ve gevrek bir davranış meydana gelmektedir.

Buna göre, betonarme bir kolonun tasarımı yapılırken, yukarıdaki hususlara dikkat edilmelidir. Herhangi bir parametrenin değişiminin kolon kesitinin özelliklerini değiştirdiği göz önüne alınarak tasarım yapılmalıdır. Kesitin moment taşıma kapasitesinin artırılması için, beton dayanımının ve boyuna donatı oranının artırılması gerektiği, ancak bunun gevrek davranışa neden olduğu unutulmamalıdır. Sünek davranış için, enine donatı oranının daha fazla olması gerektiği, ancak bunun kesitin rijitliğine ve moment taşıma kapasitesine önemli bir etkisinin olmadığı bilinmelidir.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) Taslağı - 2017 Bölüm 7.3.1.2'ye göre, süneklik düzeyi yüksek kolonlar için, kolonun brüt enkesit alanı,  $N_{dm}$  düşey yük ve depremin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere,  $A_c \geq N_{dm} / (0.40 f_{ck})$  koşulunu sağlayacaktır [36].

İdeal bir kolon kesiti olarak; eksenel normal kuvvet oranı ( $0.2A_c f_{ck} \sim 0.4A_c f_{ck}$ ), boyuna donatı oranı (%2~%3), beton sınıfı (C30~C40) olan, betonda sargı etkisinin tam olarak sağlanabilmesi için enine donatılarının olabildiğince sık olduğu kesit alınabilir.

Bu şekilde hem moment taşıma kapasitesi ve rijitlik ihtiyacı hem de süneklik ihtiyacı karşılanmış olur. Ancak bu özelliklerden herhangi biri daha önemli ise, bu özelliğe uygun olarak, yukarıda açıklanmış olduğu gibi değişiklikler yapılabilir.

## 6. KAYNAKLAR

- [1] Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, “Deprem Nedir?”, (28 Nisan 2016)  
<http://www.koeri.boun.edu.tr/sismo/Personel/comoglu/depremnedir/>, (2016).
- [2] Kaya, M.P., “Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Karşılaştırılması Üzerine Sayısal Bir İnceleme”, Yüksek Lisans, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Balıkesir, (2006).
- [3] Özer, E., “Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi - Ders Notları”, *İstanbul Teknik Üniversitesi*, (2009).
- [4] T.C Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, “*Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*”, Resmi Gazete, Ankara, (2007).
- [5] Paulay, T. and Priestley, M.J.N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, New York, (1992).
- [6] Işıltan, Ö., “Betonarme Kolonlar için DBYBHY 2007, EUROCODE 8 ve FEMA 356 ile Yapılan Performans Değerlendirmelerinin Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırılması”, Yüksek Lisans, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, (2010).
- [7] Acun, B. ve Sucuoğlu, H., “Betonarme Kolonların Şekil değiştirme Performans Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle Değerlendirilmesi”, *İMO Teknik Dergi*, 356, 5523 - 5541, (2011).
- [8] Yavaş, A. ve Türker, K., “Türkiye Deprem Yönetmeliğindeki Şekil değiştirme Esaslı Hasar Sınırlarının Betonarme Kolonlar Üzerinde Deneysel Olarak İncelenmesi”, *SDU International Journal of Technologic Sciences*, 4, 102 - 114, (2012).

- [9] Kolgu, S. ve Peker, K., “Betonarme Kesit Davranışında Eksenel Yük, Malzeme Modeli ve Sargı Donatısı Oranının Etkisi”, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, AT - 124, (2003).
- [10] İnel, M., Özmen, H.B., Bilgin, H., “Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı Kullanım Klavuzu”, Denizli, (2008).
- [11] Celep, Z., Gençoğlu, M., “Deprem Yönetmeliği (2007) doğrusal olmayan çözümlene yöntemlerine basit örnekler”, *Prof. Yusuf Berdan, Prof. İsmet Aka, Prof. Mehmet Rahmi Bilge ve Prof. Dr. Halit Demir Betonarme Yapılar Semineri*, İstanbul, (2008).
- [12] Özmen, H.B., İnel, M., Bilgin, H., “Sargılı beton davranışının betonarme eleman ve sistem davranışına etkisi”, *Gazi Üniversitesi Mühendislik - Mimarlık Fakültesi Dergisi*, 22, 2, 375 - 383, (2007).
- [13] Celep, Z., Kumbasar, N., “*Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*”, İstanbul: Beta Dağıtım, (2004).
- [14] Sheikh, S.A. and Houry, S.S., “Confined Concrete Columns with Stubs”, *ACI Structural Journal*, 90, 4, 414 - 431, (1993).
- [15] Sheikh, S.A., Shah, D.V. and Houry, S.S., “Confinement of High - Strength Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, 91, 1, 100 - 111, (1994).
- [16] Bayrak, O. and Sheikh, S.A., “Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile HSC Columns”, *Journal of Structural Engineering*, 124, 9, 999 - 1010, (1998).
- [17] Park, R., Paulay, T., “Reinforced Concrete Structure”, *John Wiley & Sons, Inc.*, New York, (1975).
- [18] Park, R., Priestly, M.J.N. and Gill, W.D., “Ductility of Square - Confined Concrete Columns”, *Journal of Structural Division*, 108, 4, 929 - 950, (1982).

- [19] Ersoy, U., ÖZCEBE, U., “Sarılmış betonarme kesitlerde moment - eğrilik ilişkisi analitik bir irdeleme”, *İMO Teknik Dergi*, 129, 1799 - 1827, (1998).
- [20] Chadwell, C.B., Imbsen & Associates, (2002), “XTRACT - Cross Section Analysis Software for Structural and Earthquake Engineering”. <http://www.imbsen.com/xtract.htm>.
- [21] Chadwell, C.B., Imbsen, R.A., “ XTRACT: A Tool for Axial Force - Ultimate Curvature Interactions”, *Structures Congress*, Nashville, Tennessee, United States, (2004).
- [22] Celep, Z., “*Betonarme Yapılar*”, İstanbul: Beta Dağıtım, (2011).
- [23] TS - 500, “*Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [24] Doğangün, A., “*Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı*”, İstanbul: Birsen Yayıncılık, (2008).
- [25] Mander, J.B., “Seismic Design of Bridge Piers, PhD Thesis”, *University of Canterbury*, Christchurch, New Zealand, (1984).
- [26] Richart, F.E., Brandtzaeg, A., Brown, R.L., “The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression”, *University of Illinois*, Urbana, (1929).
- [27] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. Park, R., “Observed Stres - Strain Behavior of Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, 114, 8, 1827 - 1849, (1988).
- [28] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. Park, R., “Theoretical Stres - Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Division*, 114, 8, 1804 - 1826, (1988).
- [29] TS - 708, “*Çelik - Betonarme için - Donatı Çeliği*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2010).

- [30] Kazaz, İ., “Betonarme Perde Duvarların Sonlu Eleman Analizinde Aderans Kaymasının Uygulanması”, *Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 18, 155 - 163, (2012).
- [31] TS - 802, “*Beton Karışım Tasarımı Hesap Esasları*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2009).
- [32] TS EN 12350 - 1, “*Beton taze beton deneyleri - Bölüm 1: Numune alma*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [33] TS EN 12390 - 2, “*Sertleşmiş Beton Deneyleri - Bölüm 1: Dayanım Deneylerinde Kullanılacak Numunelerin Hazırlanması ve Kürü* ”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2002).
- [34] TS 138 EN 10002 - 1, “*Metalik malzemeler - çekme deneyi - bölüm 1: Ortam sıcaklığında deney metodu*”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (2000).
- [35] Kol, F., “Türk Deprem Yönetmeliğinde Verilen Hasar Sınırlarının Kolonlar Üzerinde Deneysel İncelenmesi”, Yüksek Lisans, *Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Balıkesir, (2015).
- [36] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, (6 Mayıs 2017) [www.deprem.gov.tr/belgeler2016,/tbdy.pdf](http://www.deprem.gov.tr/belgeler2016,/tbdy.pdf).

# **EKLER**

## 7. EKLER

### EK - A: Moment - Eğrilik Raporu

#### XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: SECTION 1  
Loading Name: 0.1AcFck  
Analysis Type: Moment Curvature

KANSU AKÇA GÖKER  
BAU  
01.07.2011  
A-B NUMUNESİ  
A-B NUMUNESİ  
Page \_\_ of \_\_

#### Section Details:

X Centroid: -.1566E-14 mm  
Y Centroid: .2192E-13 mm  
Section Area: 160.0E+3 mm<sup>2</sup>

#### Loading Details:

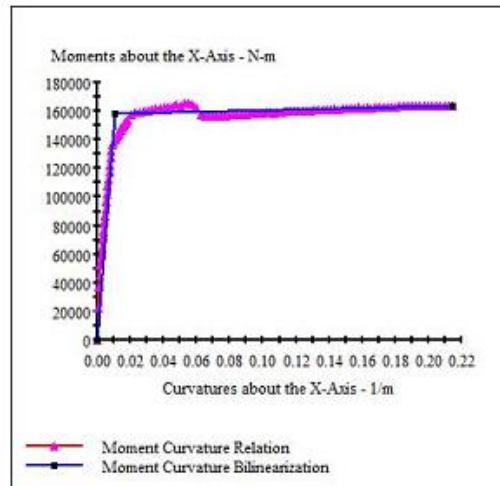
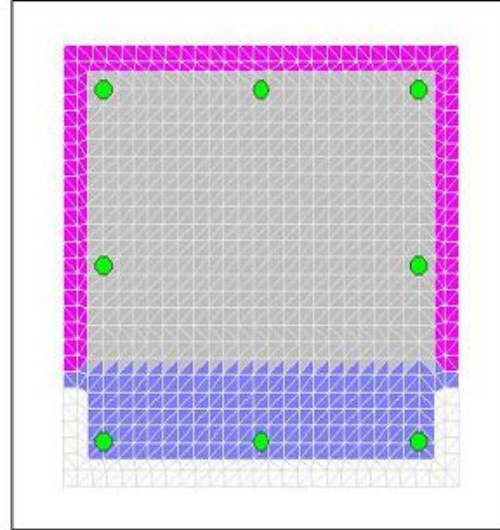
Constant Load - P: 320.0E+3 N  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 120  
Analysis Strategy: Displacement Control

#### Analysis Results:

Failing Material: ÇEKİRDEK  
Failure Strain: 16.73E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: .5680E-20 1/m  
Curvature at First Yield: 9.186E-3 1/m  
Ultimate Curvature: .2146 1/m  
Moment at First Yield: 136.6E+3 N-m  
Ultimate Moment: 163.8E+3 N-m  
Centroid Strain at Yield: .6405E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 19.74E-3 Ten  
N.A. at First Yield: 69.73 mm  
N.A. at Ultimate: 91.97 mm  
Energy per Length: 33.69E+3 N  
Effective Yield Curvature: 10.64E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 158.2E+3 N-m  
Over Strength Factor: 1.035  
Plastic Rotation Capacity: 40.79E-3 rad  
EI Effective: 1.49E+7 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 27.49E+3 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .1849 %  
Curvature Ductility: 20.16

#### Comments:

User Comments





## EK - B: Moment - Normal Kuvvet Raporu

### XTRACT Analysis Report - Educational

For use only in an academic or research setting.

Section Name: SECTION 1

Loading Name: M-N GRAFIĞI

Analysis Type: PM Interaction

KANSU AKÇA GÖKER

BAU

02.07.2011

A-B NUMUNESİ

A-B NUMUNESİ

Page \_\_ of \_\_

#### Section Details:

X Centroid: -1.566E-14 mm  
Y Centroid: .2192E-13 mm  
Section Area: 160.0E+3 mm<sup>2</sup>

#### Loading Details:

Angle of Loading: 0 deg  
Number of Points: 120  
Min. KABUK Strain: 3.000E-3 Comp  
Max. KABUK Strain: 1.0000 Ten  
Min. ÇEKİRDEK Strain: 3.595E-3 Comp  
Max. ÇEKİRDEK Strain: 1.0000 Ten  
Min. DONATI Strain: 8.000E-3 Comp  
Max. DONATI Strain: 8.000E-3 Ten

#### Analysis Results:

Max. Compression Load: 4.157E+6 N  
Max. Tension Load: -675.7E+3 N  
Maximum Moment: 234.0E+3 N-m  
P at Max. Moment: 1.440E+6 N  
Minimum Moment: -234.0E+3 N-m  
P at Min. Moment: 1.440E+6 N  
Moment (Mxx) at P=0: 112.9E+3 N-m

