

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



**TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNDE VERİLEN HASAR
SINIRLARININ KOLONLAR ÜZERİNDE DENEYSEL
İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

FATİH KOL

BALIKESİR, MAYIS - 2015

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



**TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNDE VERİLEN HASAR
SINIRLARININ KOLONLAR ÜZERİNDE DENEYSEL
İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

FATİH KOL

BALIKESİR, MAYIS - 2015

KABUL VE ONAY SAYFASI

Fatih KOL tarafından hazırlanan “**TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNDE VERİLEN HASAR SINIRLARININ KOLONLAR ÜZERİNDE DENEYSEL İNCELENMESİ**” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 03.04.2015 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği / ~~oy çokluğu~~ ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman
Yard. Doç. Dr. Altuğ YAVAŞ

Üye
Yard. Doç. Dr. Mehmet TERZİ

Üye
Yard Doç. Dr. Alaaddin TOKTAŞ


.....

.....

.....

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

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Doç. Dr. Necati Özdemir

.....

Bu tez çalışması Balıkesir Üniversitesi Rektörlüğü Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi tarafından 2010/4 nolu proje ile desteklenmiştir.

ÖZET

**TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİNDE VERİLEN HASAR
SINIRLARININ KOLONLAR ÜZERİNDE DENEYSSEL İNCELENMESİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
FATİH KOL
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

(TEZ DANIŞMANI: YRD. DOÇ. DR. ALTUĞ YAVAŞ)

BALIKESİR, MAYIS - 2015

Bu deneysel çalışma kolonlarda, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (TDY 2007) de ön görülen hasar sınırlarının deneysel incelenmesi amaçlanmıştır. Bu bağlamda hasar sınırları gözlemlenen numunelerde, belirtilen hasar sınırlarına göre, çatlakların oluşum zamanı, genişlikleri, yayılma bölgeleri incelenmiştir.

Bu amaçla farklı donatı düzenlemesine sahip dört adet kolon numunesi sabit eksenel kuvvet altında, artan tersinir tekrarlı yatay yükleme ile test edilmiştir. Deney programının ana değişkenleri donatıların sayısı ve enine donatıların aralık düzenleridir. Mevcut binaları daha iyi yansıtmak için, numunelerdeki beton sınıfı, C14 seçilmiştir. Numuneler beton santrallerinde üretilen hazır beton yerine, Balıkesir Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında üretilmiştir. Deney verilerinden numunelerin kuvvet yer değiştirme ve moment eğrilik ilişkileri elde edilerek TDY 2007 e göre hasar sınırları tayin edilmiş ve bu sınırlara karşılık gelen hasar durumları incelenmiştir.

Sonuç olarak gerçekleştirilen deney çalışmalarından ve analizlerinden; modellenen betonarme kolon numunelerin sabit eksenel kuvvet ve artan tersinir tekrarlı yükler altında, TDY 2007’de belirtilen hasar sınırlarının ve bölgelerinin, gereğinden fazla güvenli bölgede yer aldığı sonucuna varılmıştır.

ANAHTAR KELİMELELER: Kolon, hasar bölgeleri, hasar sınırları, TDY 2007

ABSTRACT

**EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF DAMAGE LIMITS FOR
REINFORCED CONCRETE COLUMNS GIVEN IN TURKISH
EARTHQUAKE CODE
MSC THESIS
FATİH KOL
BALIKESİR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING**

**(SUPERVISOR: ASSIST. PROF. DR. ALTUĞ YAVAŞ)
BALIKESİR, MAY 2015**

In this experimental study, the damage limits given in Turkish Earthquake Code (TEC) is examined experimentally in column specimens. In this context, the damage limit of the observed sample examined by time of occurrence of cracks, crack widths and propagation regions.

For this purpose, four column samples having different reinforcement were tested under constant axial force with increasing cyclic horizontal loading. Experimental program of the main variables are the number and arrangement of transverse reinforcement of the range equipment. To better reflect the existing buildings, C14 concrete selected instead of code give ready mix concrete. The concrete is produced in Balıkesir University Structural Mechanics Laboratory. The force displacement and Moment Curvature relations obtained from the experiments, used for the damage limits and the damages at these limits obtained visually

As a result of the experimental work carried out and the analysis; modeling of reinforced concrete column specimens constant axial force and increasing reversible under cyclic loading, TDY 2007 specified in the borders and regions of damage, it was concluded that take place in extra safe area.

KEYWORDS: Column, regions of damage, damage limits, TEC 2007

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	iv
TABLO LİSTESİ.....	vi
SEMBOL LİSTESİ.....	vii
ÖNSÖZ.....	ix
1. GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti	5
1.2 Tezin Amacı.....	16
2. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME	
TANIMLARI.....	17
2.1 TDY 2007 de Mevcut Binaların Değerlendirilmesi	18
2.1.1 Performans Sınırları	20
2.1.2 Deprem Hareketi	22
2.1.3 Performans Hedefleri.....	22
2.1.4 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi	23
2.2 Performans Hedeflerine Göre Deney Numunelerinin İncelenmesi.....	25
3. DENEYSSEL ÇALIŞMA.....	26
3.1 Modelleme Esasları	26
3.2 Numune Kesit Özellikleri ve Adlandırmaları	29
3.2.1 S.1.20 Numunesi	30
3.2.2 S.1.10 Numunesi	32
3.2.3 S.2.20 Numunesi	35
3.2.4 S.2.10 Numunesi	37
3.3 Deney Numuneleri Üretimi.....	40
3.4 Numunelerin Malzeme Özellikleri	43
3.5 Malzeme Hesap Modelleri.....	43
3.6 Deney Düzenegi	46
3.6.1 Montaj ve Sabitleme Bölümü	47
3.6.2 Yükleme Bölümü	49
3.6.3 Ölçme ve Değerlendirme Bölümü.....	51
3.7 Deneysel Çalışmalar ve Sonuçlar	54
3.7.1 S.1.20 Numunesi Deneysel Çalışması	56
3.7.2 S.1.10 Numunesi Deneysel Çalışması	62
3.7.3 S.2.20 Numunesi Deneysel Çalışması	69
3.7.4 S.2.10 Numunesi Deneysel Çalışması	75
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	81
5. KAYNAKLAR	87

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1: Limit yük (taşıma kapasitesi)	3
Şekil 1.2: Northridge (1994) depreminde ağır hasar görmüş bina	5
Şekil 1.3: Plastik mafsal bölgesi	7
Şekil 1.4: Test numuneleri en kesitleri – Baker 1956	8
Şekil 1.5: Test numuneleri en kesitleri – Mattock 1964	9
Şekil 1.6: Plastik mafsal boyu – en boy oranı	11
Şekil 1.7: Plastik mafsal boyu – eksenel yük oranı	12
Şekil 1.8: Plastik mafsal boyu – en boy oranı	12
Şekil 2.1: TDY 2007’de yer alan kesit hasar düzeyi/bölgesi tanımları	19
Şekil 2.2: Konsol çubukta davranışın idealleştirilmesi	24
Şekil 2.3: Malzeme birim şekildeğiştirme taleplerinin belirlenmesi	25
Şekil 3.1: Normal kuvvet seviyesi	27
Şekil 3.2: Modellemesi yapılan betonarme kolon	28
Şekil 3.3: Numune adlandırma sistematığı	30
Şekil 3.4: S.1.20 enkesit özellikleri	30
Şekil 3.5: S.1.20 temel-kolon kesit	31
Şekil 3.6: S.1.20 betonarme teşkili	32
Şekil 3.7: S.1.10 enkesit özellikleri	33
Şekil 3.8: S.1.10 temel-kolon kesit	33
Şekil 3.9: S.1.10 betonarme teşkili	34
Şekil 3.10: S.2.20 enkesit özellikleri	35
Şekil 3.11: S.2.20 temel-kolon kesit	36
Şekil 3.12: S.2.20 betonarme teşkili	37
Şekil 3.13: S.2.10 enkesit özellikleri	38
Şekil 3.14: S.2.10 temel-kolon kesit	38
Şekil 3.15: S.2.10 betonarme teşkili	39
Şekil 3.16: Numune temeli	41
Şekil 3.17: Kolon saç kalıpları	42
Şekil 3.18: Betonarme kolon numunesi	42
Şekil 3.19: Beton modeli	45
Şekil 3.20: Çelik hesap modeli	46
Şekil 3.21: Yatay yük verenin sabitlemesi	47
Şekil 3.22: Düşey yük verenin sabitlemesi	48
Şekil 3.23: Numune sabitleme parçaları	49
Şekil 3.24: Eksenel yük verici	50
Şekil 3.25: Yatay yük veren	51
Şekil 3.26: Potansiyometrik cetveller	52
Şekil 3.27: Kesitte dönme miktarının ölçülmesi	53
Şekil 3.28: Deney düzeneği	53
Şekil 3.29: Genlik – adım no	54
Şekil 3.30: Yatay yerdeğiştirme - zaman	56
Şekil 3.31: Yatay yük – deplasman grafiği	57
Şekil 3.32: Moment - eğrilik	62
Şekil 3.33: Yatay yerdeğiştirme - zaman	63
Şekil 3.34: Yatay yük - deplasman	63

Şekil 3.35: Moment - eğrilik	68
Şekil 3.36: Yatay yerdeğiştirme - zaman.....	69
Şekil 3.37: Yatay yük – deplasman	69
Şekil 3.38: Moment – eğrilik	74
Şekil 3.39: Yatay yerdeğiştirme- zaman.....	75
Şekil 3.40: Yatay yük - deplasman.....	75
Şekil 3.41: Moment - eğrilik	80
Şekil 4.1: Moment - eğrilik karşılaştırma	82
Şekil 4.2: Kuvvet - deplasman karşılaştırma	82

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: Plastik mafsal boyları yapılan çalışmalar	18
Tablo 2.2: Binalar için öngörülen minimum performans düzeyleri	23
Tablo 2.3: TDY’nde yer alan birim şekildeğiştirme hasar sınırları	24
Tablo 3.1: Mekanik özellikler	40
Tablo 3.2: Yükleme adımları.....	55
Tablo 3.3: Hasar sınırları.....	57
Tablo 3.4: S.1.20 gözlemler	58
Tablo 3.5: Hasar sınırları.....	64
Tablo 3.6: S.1.10 gözlemler	64
Tablo 3.7: Hasar sınırları.....	70
Tablo 3.8: S.2.20 gözlemler	70
Tablo 3.9: Hasar sınırları.....	76
Tablo 3.10: S.2.10 gözlemler.....	76
Tablo 4.1: Numune sınır değerleri.....	81
Tablo 4.2: Minimum hasar sınırında kolonlar	83
Tablo 4.3: Kılcal çatlak ve soğuk derz oluşumu.....	84
Tablo 4.4: Güvenlik sınırında kolonlar	85
Tablo 4.5: Göçme bölgesinde kolonlar	86

SEMBOL LİSTESİ

a :	Kesme açıklığı
A_{sw} :	Enine donatı alanı
As:	Boyuna donatı alanı
b :	Kesit genişliği
c :	Kiriş etkili derinliği
d :	Faydalı yükseklik
E_s :	Donatı çeliği elastisite modülü
b_o :	Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
E_c :	Betonun elastisite modülü
f_c :	Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc} :	Sargılı beton dayanımı
f_{co} :	Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e :	Etkili sargılama basıncı
f_s :	Donatı çeliğindeki gerilme
f_{sy} :	Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su} :	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{yw} :	Enine donatının akma dayanımı
h_o :	Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
k_e :	Sargılama etkinlik katsayısı
f_{ctm} :	Ortalama beton çekme dayanımı
f_y :	Donatı çeliği akma dayanımı
f_u :	Donatı çeliği kopma dayanımı
h :	Kesit yüksekliği
L :	Konsol eleman boyu
l_{ilk} :	İlgili potansiyometrik cetvelin ilk ölçüm boyu
l_p :	Plastik mafsal boyu
M :	Eğilme momenti
s :	Enine donatı aralığı
z:	Kritik kesitin moment değişim noktasına uzaklığı
V_c :	Betonun kesme dayanımına katkısı
V_d :	Betonarme kesitin kesme istemi
V_r :	Betonarme kesitin kesme dayanımı
V_w :	Enine donatının kesme dayanımına katkısı
Δ :	Konsol eleman uç yerdeğiştirmesi
Δ_y :	Konsol eleman akma durumunda uç yerdeğiştirmesi
Δ_p :	Konsol eleman plastik uç yerdeğiştirmesi
ε_{ek} :	Kabuk betonu birim şekildeğiştirmesi
ε_{cg} :	Gövde betonu birim şekildeğiştirmesi
ε_{cs} :	Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
ε_{cu} :	Beton lifindeki maksimum şekildeğiştirme
ε_{ce} :	Beton lifindeki elastik şekildeğiştirme
θ:	İlgili kesitin açısal yerdeğiştirmesi
μ_φ :	İlgili kesitin eğrilik sünekliği
μ_Δ :	İlgili kesitin yerdeğiştirme sünekliği
ρ :	Kesitin üst bölgesinde bulunan boyuna donatı oranı
ρ' :	Kesitin alt bölgesinde bulunan boyuna donatı oranı

- ρ_b : Dengeli donatı oranı
 ρ_w : Hacimsel enine donatı oranı
 ϕ_o : İlgili kesitler arasındaki dilime ait ortalama eğrilik
 ρ_s : Kesitte mevcut enine donatının hacimsel oranı
 ρ_{sm} : TDY(2007)'ye göre bulunması gerekli enine donatının hacimsel oranı
 ϕ : İlgili kesitin eğriliği
 ϕ_y : İlgili kesitin akma eğriliği
 ϕ_p : İlgili kesitte plastik eğrilik
 \emptyset : Donatı çapı [mm]
 χ_p : Plastik Eğrilik
 χ_y : Akma Eğriliği

ÖNSÖZ

Yüksek lisans çalışmam süresince desteklerini ve yardımlarını esirgemeyen danışmanım Sayın Yrd. Doç. Dr. Altuğ YAVAŞ'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmasının her bir adımında maddi ve manevi olarak bana yardımcı olan değerli hocalarım Yrd. Doç. Dr. Mehmet TERZİ, Yrd. Doç. Dr. Kaan TÜRKER, Arş. Gör. Dr. Umut HASGÜL, Arş. Gör. Tamer BİROL'a, deney düzeninin ve numunelerin hazırlanmasında yardımlarını esirgemeyen Cihan POLAT'a, Makine Bölümü Atölye çalışanlarına ve inşaat mühendisliği lisans öğrencilerine ayrı ayrı teşekkür ederim.

Bu teze başlamamda, devam etmemde ve bitirmemde sonsuz emeği bulunan değerli annem Aysel KOL ve değerli babam Faik KOL'a ve her zaman bu tezi bitirmemde bana telkinde bulunan ve bana en büyük katkıları sağlayan meslektaşım Arş. Gör. Erkan TÖRE sonsuz teşekkür ederim.

Balıkesir 2015

Fatih KOL

1. GİRİŞ

Dünyanın oluşumundan beri, sismik yönden aktif bulunan bölgelerde periyodik olarak oluşan ve sonucundan da milyonlarca can kaybına ve birçok yapının yok olmasına sebep olan depremler, yer kabuğu içerisindeki kırılmalar nedeniyle ani olarak ortaya çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yer yüzeyini sarsma olayıdır.

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 vardır ki buna Litosfer denir. Kıtalar ve okyanuslar bu taşkürede yer alır. Litosfer ile çekirdek arasında kalan ve kalınlığı 2.900 km olan kuşağa Manto adı verilir. Manto genelde katı olmakla beraber yüzeyden derine inildikçe içinde yerel sıvı ortamları bulundurmaktadır. Taşkürenin hemen altında yumuşak üst Manto bölgesi bulunmakta ve buraya Astenosfer denilmektedir. Burada oluşan kuvvetler ki özellikle radyoaktivite nedeni ile yüksek ısıya bağlı olarak oluşan konveksiyon akımlar, yukarılara yükseldikçe taşkürede gerilmelere ve daha sonra da zayıf zonların kırılmasıyla levhaların oluşmasına neden olmaktadır. 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 magmada okyanus ortası sırtlarını oluşturmaktadır. Levhaların birbirlerine değdikleri bölgelerde sürtünmeler ve sıkışmalar meydana gelmektedir. Konveksiyon akımlarının neden olduğu bu olay taşkürenin altında devam edip gitmektedir. İşte yer kabuğunu oluşturan levhaların birbirine sürtündükleri, birbirlerini sıkıştırdıkları, birbirlerinin üstüne çıktıkları ya da altına girdikleri bu levhaların sınırları dünyada depremlerin oldukları yerler olarak karşımıza çıkmakta, dünyada olan depremlerin büyük çoğunluğu bu levhaların birbirlerini zorladıkları levha sınırlarında üzerinde oluşmaktadır.

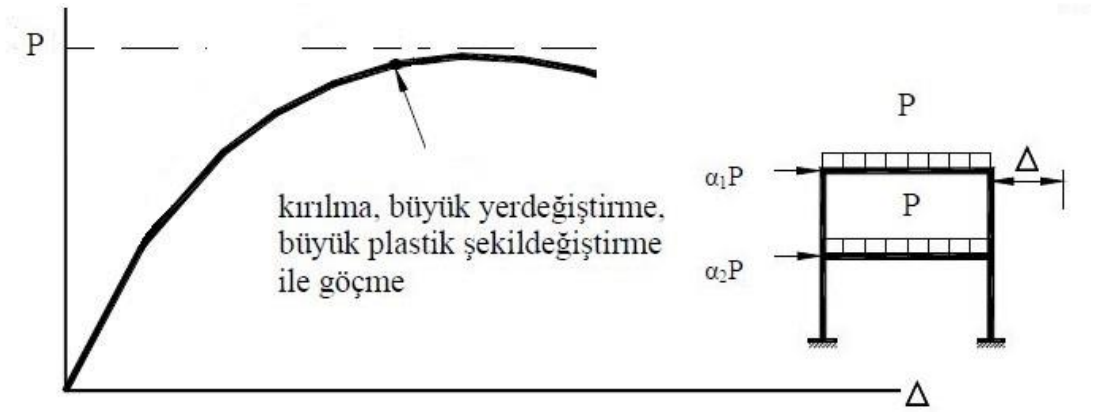
Birbirlerini iten ya da diğ erinin altına giren iki levha arasında, harekete engel olan bir sürtünme kuvveti vardır ki bir levhanın hareket edebilmesi için bu sürtünme kuvvetinin giderilmesi gerekir. İtilmekte olan bir levha ile bir diğ er levha arasında sürtünme kuvveti aşıldığı zaman ancak bir hareket oluşur ve bu hareket çok kısa bir zaman biriminde gerçekleşir ve şok niteliğindedir. Sonunda çok uzaklara kadar yayılabilen deprem dalgaları böyle ortaya çıkmaktadır.

Bilindiğı üzere yurdumuz dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinde bulunmaktadır ve geçmişte bu sebepten ötürü birçok yıkıcı deprem olduğu gibi, gelecekte de sık sık bunlara benzer depremler meydana gelmesi çok yüksek bir ihtimaldir. Deprem Bölgeleri Haritasına 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, 58.202 vatandaşımız hayatını kaybetmiş, 122.096 kişi yaralanmış ve yaklaşık olarak 411.465 bina yıkılmış veya ağır hasar görmüştür. Bu istatistiğe göre yurdumuzda ne yazık ki depremlerden her yıl ortalama 1.003 vatandaşımız ölmekte ve 7.094 bina yıkılmaktadır [1].

Anlatılan bu bilgiler doğrultusunda depremin yurdumuzun için göz ardı edilemez bir gerçek olduğunu söylemek gerekmekte ve deprem etkilerine göre dayanıklı yapı tasarım ve değerlendirmesinin gerçekleştirilmesi zorunlu olmaktadır. Bu tasarım ve değerlendirme ilkelerinin, depreme maruz kalan bir yapı için yapının deprem performansını ve yapıda oluşabilecek hasarları gerçeğe en yakın şekilde belirlemesi gerekmekte ve dolayısıyla belirlenen bu ilkelere göre yapı uygulaması eksiksiz bir şekilde gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

Yapı tasarımlarında bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış göstermektedirler. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinin, malzemenin gerilme şekildeğiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır ve bu kesitlerde doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Artan dış yükler etkisinde yapıda oluşan

doğrusal olmayan bu şekildeğştirmeler sonucu sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesiyle taşıma gücü sona ermektedir [2].



Şekil 1.1: Limit yük (taşıma kapasitesi)

Günümüzde tasarlanan binalarda bu mekanizma durumundan uzak kalmak için işletme yükleri belirli güvenlik katsayıları ile arttırılmaktadır. Bununla beraber malzeme dayanımları yine belirli kat sayılarıyla düşülerek daha güvenli tarafta kalınmaya çalışılmaktadır.

Taşıma gücüne göre hesap kurallarında özel durumlar haricinde genel olarak binaların tasarımı tek bir deprem seviyesi için yapılmaktadır. Şiddetli depreme karşılık gelen bu deprem tasarım depremi olarak tanımlanmaktadır [3]. DBYBHY 2007 de binaların deprem hesabında kullanılacak yöntemler için eş değer deprem yükü, mod birleştirme yöntemi ve zaman tanım aralığında hesap yöntemleri uygulanmaktadır. Tasarım amacı olarak binaların mekanizma durumuna gelerek toptan göçmesinin engellenmesi, dolayısıyla can kayıplarının en aza indirilmesi hedeflenmektedir [4]. Diğer ülkelerin yönetmeliklerinde de benzer yaklaşımlar ile binaların hesap ve tasarımları yapılmaktadır.

Gerçekten de yönetmeliklerin öngördüğü bu tasarım ilkelerine göre son 25 yılda gerçekleşen depremlerde, dayanım odaklı tasarım amacı ile yapılmış binalar için toptan göçme engellenerek can kayıpları en aza indirgenmiştir. Fakat bu depremlerin sonucunda özellikle kentsel ve sanayi alanlarında oluşan büyük maddi hasarlar ile işletme durumundaki aksama üzerine, yönetmeliklerde geçerli olan geleneksel tasarım ilkelerinin sorgulanmasına ve alternatif tasarım ilkelerinin aranmasına başlanmıştır.

Kuvvete dayalı geleneksel tasarım yöntemleri yerine yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletlerinin deprem bölgelerindeki mevcut binaların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir. Amerika Birleşik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük maddi hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya koymuştur. Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından “Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings” ATC-40 (1996) projesi, Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” FEMA-273 (1997) ve 2000 yılında değişikliğe uğrayarak FEMA-356 (2000) Projesi ve son olarak 2004 yılında FEMA-440 (ATC55 project) projesi, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütölen diğer projeler bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır. Diğer taraftan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarına yer veren yaklaşımlar bulunmaktadır [2]. Deprem etkisi altında taşıyıcı elemanların ve bu elemanların oluşturduğu taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınarak yapının deprem performansını belirlemeye dayanan bu kavramlar çağdaş ölkelerin deprem yönetmeliklerinde yerini almaya başlamıştır [5].

Ölkemizde de 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 ölkede olduğu gibi ölkemizde 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, şekildeğiştirmeye dayalı performans hedeflerini esas alan performans esaslı tasarım ve değerlendirme yaklaşımları öne çıkarak kabul görmüştür [2]. Ülkemizde de bu çalışmalar ışığında DBYBHY 2007 de ilk kez Performans Esaslı Tasarım İlkeleri yürürlüğe girmiştir. Fakat bu ilkeler tasarım için değil betonarme binaların onarımı, güçlendirilmesi ve revizyonu için zorunluluk teşkil etmektedir.



Şekil 1.2: Northridge (1994) depreminde ağır hasar görmüş bina

DBYBHY 2007 de mevcut binaların deprem güvenliğinin değerlendirilmesinin performans kavramına dayalı yapılması öngörülmektedir. Bir binanın deprem performansı, taşıyıcı sistem elemanlarının deprem hasar seviyesinin bir bütünü olarak ifade edilmektedir.

1.1 Literatür Özeti

Depreme dayanıklı yapı tasarımı ilkelerinin araştırılması ve geliştirilmesi için birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar yapı elemanlarındaki hasar sınırlarının ifadesi veya yapı elemanı performansı gibi geniş bir yelpazede yapılmış, hasar ve performans odaklı birçok sonuç ortaya konmuştur.

Betonarme kolonlardaki hasar sınırları üzerine yapılan çalışmalarda genel olarak taşıma kapasitesine ulaşmış bir kesitin nasıl bir hasar seviyesine ulaşacağı gözlemlenmiştir. Plastik kesitlerin yayılma özelliklerini tanımlayan bu çalışmalarda daha çok kesitlerin hangi parametreler ile taşıma kapasitelerinin oluşacağı ve böylelikle dönme kapasitelerinin ne kadar artacağı gözlemlenmiştir. Çünkü kesitin maksimum dönmesi yani bir anlamda taşıma kapasitesine ulaşılması, plastik kesitlerin yani doğrusal olmayan şekildeğişirmelerin uzunluğuna bağlı olarak değişmekte ve sonuç olarak da performans hedefleri bundan etkilenmektedir. Bu bölümde tezin amacına yönelik olarak gerçekleştirilmiş bu çalışmalara yer verilmiştir.

1950 ve 1960 lar da araştırmacılar, betonarme kirişlerin eğilme deformasyonu kapasitelerinin hesaplamak için l_p plastik mafsal boyu üzerinde çalışmalar yapmıştır. Eğilme deformasyonu kapasitesi, plastik dönme kapasitesi ve l_p plastik mafsal boyunu hesaplamak için [6].

$$\theta_p = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cs}}{c} \times l_p \quad (1.1)$$

denklemleri kullanılmıştır.

θ_p = plastik dönme

ε_{cu} = beton lifindeki maksimum şekildeğişirme

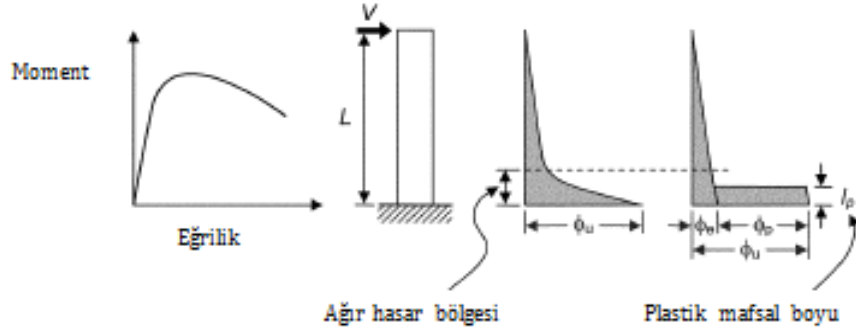
ε_{ce} = beton lifindeki elastik şekildeğişirme

c = kiriş etkili derinliği

l_p = plastik mafsal uzunluğu

Park ve Paulay, bu genel kavramı kolonlar için genişletmişlerdir. Plastik mafsal kullanarak eğrilik dağılımını kolon uzunluğu boyunca basitleştirmişler ve kolon uç ötelenmesini hesaplamışlardır [6].

$$\Delta_{tip} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) l_p (L - 0,5 l_p) \quad (1.2)$$



Şekil 1.3: Plastik mafsalsal bölge

Park ve Paulay bu denklemi daha da sadeleştirerek eğrilik ve yer değiştirme sünekliği arasında ilişki kurmuşlardır.

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(\mu_{\phi} - 1) \frac{l_p}{L} (1 - 0,5 \frac{l_p}{L}) \quad (1.3)$$

Park ve Paulay'ın bu denklemleri genellikle betonarme kolonların l_p mafsalsal boyunu tahmini için kullanılmaktadır.

1960'lı yıllara doğru Avrupa Beton Komitesi kontrolünde moment - eğrilik ilişkisini araştırmak için doksan dört adet kolon ve kiriş numune test edilmiştir. Teste ayrıca beton dayanımı, akma dayanımı, güçlendirme ile ilgili değişkenler, yükleme çeşitleri de dâhil edilmiştir. Yapılan testler yükleme, kesit özellikleri, donatı oranı bakımından farklılık göstermektedir. Çalışmalar sonucu 1956'da Baker plastik mafsalsal boyunun hesaplanması için;

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{0,25} d \quad (1.4)$$

$k_1 = 0,7$ hafif çelik için

$= 0,9$ soğuk işlenmiş çelik

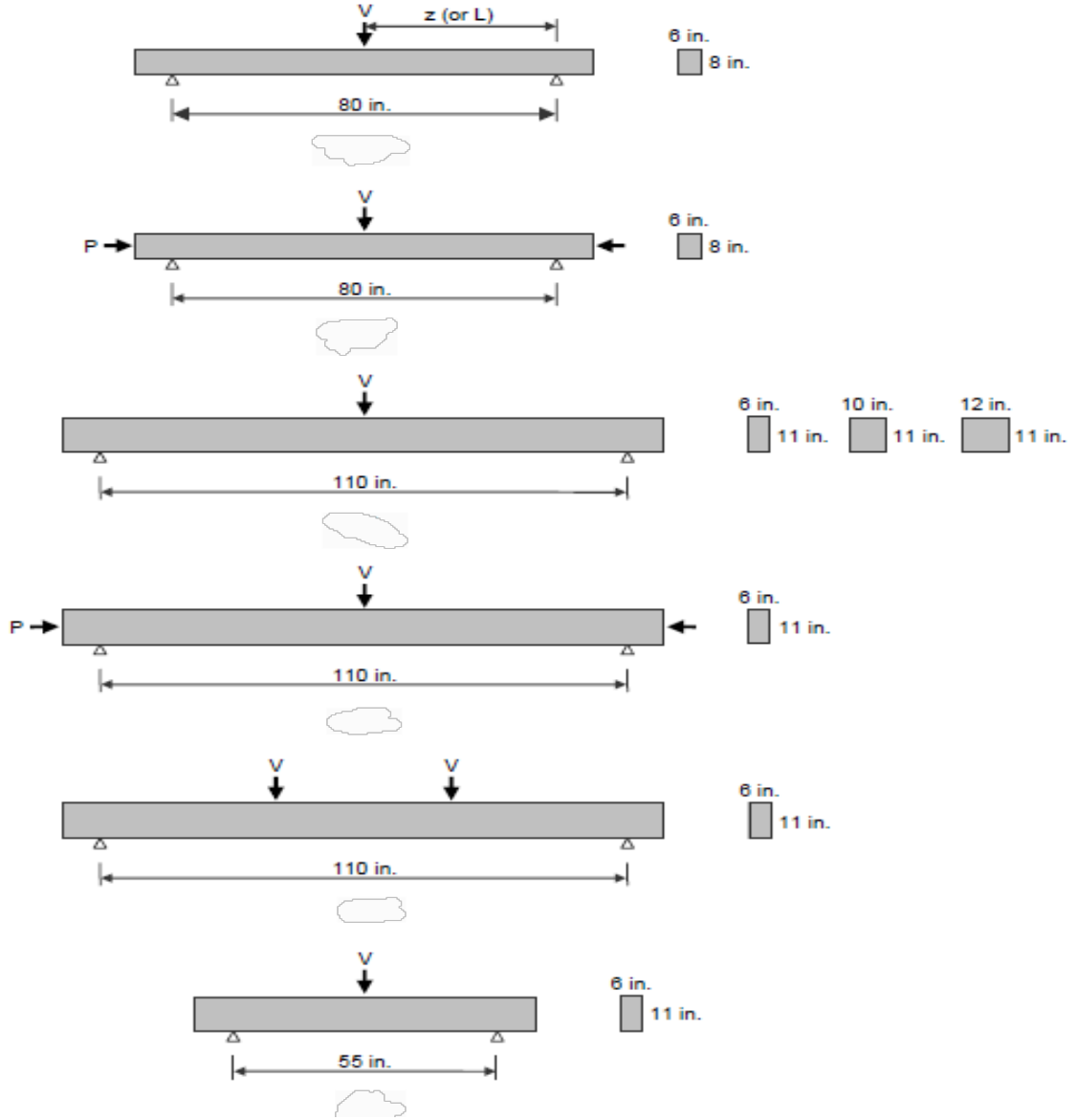
$$k_2 = 1 + 0,5 \frac{P}{P_0} \quad (1.5)$$

$$k_3 = 0,9 - \frac{0,3}{23,5} (f'_c - 11,7) \quad (1.6)$$

z = kritik kesitin moment değişim noktasına uzaklığı

d= kiriş etkili derinliği

denklemlerini önermiştir [7]. Baker'in üzerinde çalışma yaptığı numunelerin en kesit özellikleri Şekil 1.4 de belirtildiği gibidir.



Şekil 1.4: Test numuneleri en kesitleri – Baker 1956

Baker plastik mafsal boyunun z/d oranının pratik değerleri için 0.4d ile 2.4d arasında değerler aldığı ortaya koymuştur. Baker ve Amarakone 1964 de ise denklemi basitleştirerek;

$$l_p = 0,8k_1k_3 \left(\frac{z}{d}\right) c \quad (1.7)$$

denklemini ortaya çıkarmışlardır [8].

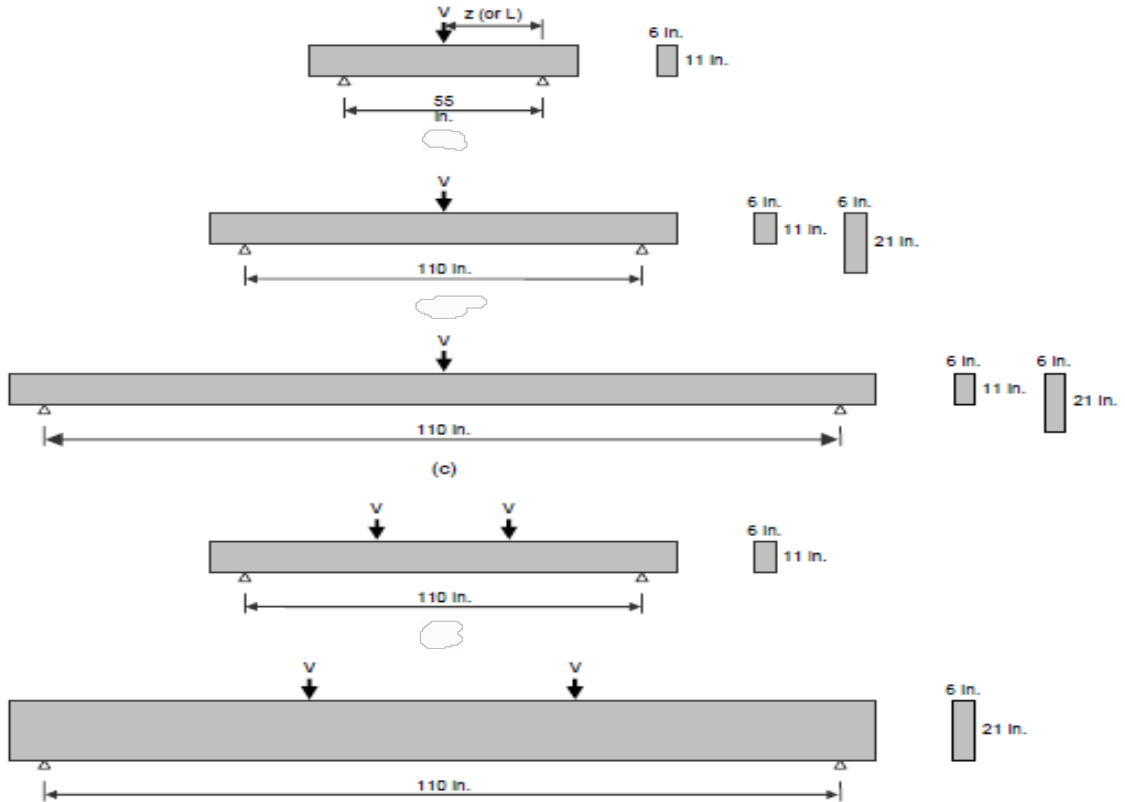
c = göçmede tarafsız eksen derinliği

Mattock 1964 betonarme davranışın araştırılması için farklı parametrelerden oluşan en kesit özellikleri Şekil 1.5 deki belirtilen otuz yedi kiriş üzerinde deney yapmıştır. Mattock, beton ve çelik dayanımı, kesit özellikleri, donatı oranı ve z/d oranı farklılık gösteren numunelerin test edilmesi sonucunda z/d oranındaki artışın kirişlerde plastikleşme uzunluğunu arttırdığı ($(q-q')/q_b$) oranındaki artışın ise bu uzunluğu kısalttığı sonucuna varmıştır. Mattock plastik mafsalsal uzunluğu ile alakalı olarak;

$$l_p = \frac{d}{2} \left[1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left(1 - \left(\frac{q-q'}{q_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16,2}} \right) \right] \quad (1.8)$$

bu ampirik ifadeyi önermiştir [9].

$$q = (A_s/b.d) \times (f_y/f_c') \quad q' = (A_s'/b.d) \times (f_y/f_c') \quad q_b = (A_b/b.d) \times (f_y/f_c') \quad (1.9)$$



Şekil 1.5: Test numuneleri en kesitleri – Mattock 1964

Corley 1966 yılında ise Mattock'un çalışmalarını geliştirmek amacıyla kırk adet tekil yükle yüklenmiş kiriş üzerinde deney yapmıştır. Deneylerde öncelikli

araştırma betonarme kesit boyutları üzerine ayrılmıştır. Ancak ek olarak gerilme miktarı ve moment değişimi üzerine etkiler de yapılan bu araştırmaların içine dâhil edilmiştir. Araştırmada birbirinden farklı enkesiti, etkili derinliği, donatı akma dayanımı ve donatı oranları olan kirişler kullanılmıştır. Deneyler sonucunda Corley, plastik mafsal bölgesinin oluşmasının betonarme kirişlerin geometrisine birinci dereceden bağlı olduğu sonucuna varmıştır. Ayrıca kirişlerin şeklinin dönme kapasitesine önemli derecede etki etmediğini ve $(q-q')/q_b$ değerinin plastik mafsal dağılımına etkisinin göz ardı edilebileceğini ortaya sürmüştür. Plastik mafsal uzunluğu hesabı için;

$$l_p = \frac{d}{2} + 0,2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (1.10)$$

bu basit ifadeyi önermiştir [10].

Mattock 1967 yılında kendi ifadesini daha da ilerleterek;

$$l_p = \frac{d}{2} + 0,05z \quad (1.11)$$

denklemini gibi basit bir ifadeyi plastik mafsal boyu hesabı için oluşturmuştur [6].

1982 yılında Park, Priestley ve Gill 550x550mm² boyutlarındaki dört adet kolona $0.2f'_cA_g - 0.6f'_cA_g$ aralığında eksenel yükler uygulayarak bazı deneyler yapmışlardır. Plastik mafsal boyunun hesabı için;

$$\Delta_{tip} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) l_p (L - 0,5l_p) \quad (1.12)$$

denklemini kullanmışlardır [11]. Yapılan araştırmalar sonucu plastik mafsal boyunun $0.4h$ ortalama değerini aldığını ve eksenel yüklemenin plastik mafsal boyunu nispeten etkilemediğini ortaya koymuşlardır. Buradaki h değeri kolonun derinliğini ifade etmektedir. Daha sonra yapılan benzer araştırmalar sonucunda Priestley ve Park 1987 yılında betonarme kolonların plastik mafsal boyunun bulunması için;

$$l_p = 0,08L + 6d_b \quad (1.13)$$

denklemini çıkartmışlardır [12].

L = kritik kesitin moment değişim noktasına uzaklığı

d_b = boyuna donatı çapı

Paulay ve Priestley 1992 de bu denklemi revize ederek farklı eğilme donatı sınıfları için;

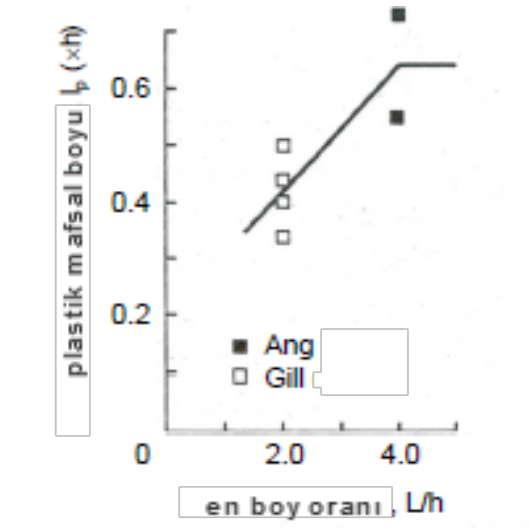
$$l_p = 0,08L + 0,15d_b f_y \quad (f_y \text{ in ksi}) \quad (1.14)$$

$$l_p = 0,08L + 0,022d_b f_y \quad (f_y \text{ in Mpa}) \quad (1.15)$$

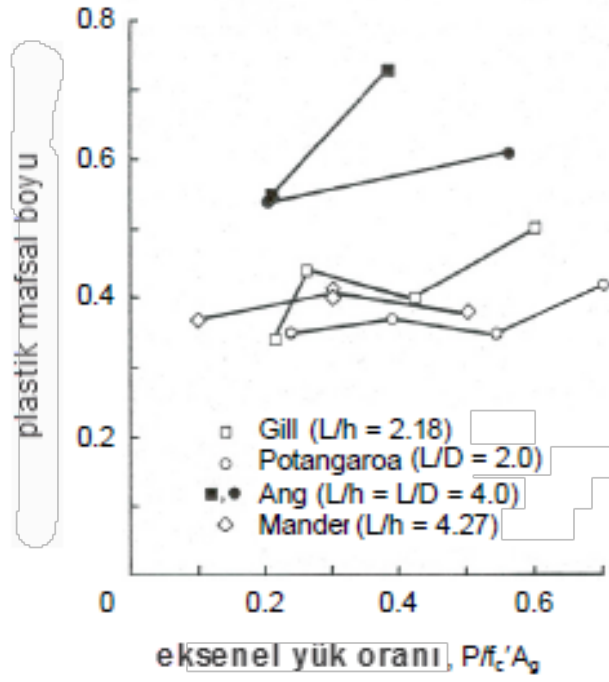
denklemlerini çıkartmışlardır [13].

Paulay ve Priestley bu denklemlerin sonucu olarak plastik mafsal boyunu $l_p = 0.5h$ alınabileceğini ortaya koymuşlardır. Günümüzde genellikle plastik mafsal boyu için bu yaklaşık değer kullanılmaktadır [13].

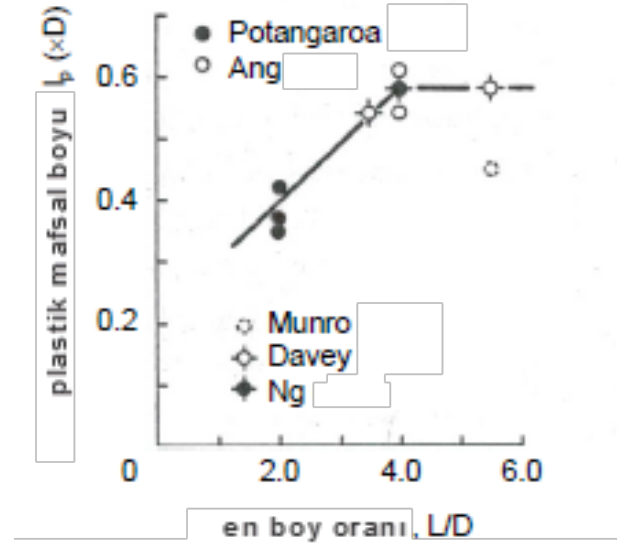
Sakai ve Sheikh 1989 da kapsamlı literatür araştırmalarından sonra plastik mafsal uzunluğunun en boy oranının artmasıyla arttığı sonucuna varmışlardır. Plastik mafsal uzunluğunun en boy oranına, eksenel yük miktarına ve enine donatı miktarına göre değiştğini Şekil 1.6, Şekil 1.7 ve Şekil 1.8 ifade etmişlerdir [14].



Şekil 1.6: Plastik mafsal boyu – en boy oranı



Şekil 1.7: Plastik mafsal boyu – eksenel yük oranı



Şekil 1.8: Plastik mafsal boyu – en boy oranı

Sheikh ve Khory 1993, Sheikh 1994 ve Bayrak ile Sheikh 1998 de yüksek mertebede eksenel yük uyguladıkları kolon numuneler ile gerçekleştirdikleri deneylerde, plastik mafsal boyunun yaklaşık olarak $1.0h$ olduğunu ölçmüşlerdir [15,16,17].

2001 yılında Mendis tekil yükü yüklediği on üç adet basit mesnetli betonarme kiriş üzerinde çalışma yapmıştır. Mendis deney sonuçları olarak, kiriş boyunun kiriş derinliğine oranı ve boyuna donatı oranı arttıkça plastik mafsal uzunluğunun da

arttığını ortaya koymuştur. Enine donatı oranının artmasının ise plastik mafsal boyunu azaltıcı etkisi olduğunu rapor etmiştir. Ayrıca dört adet kolon üzerinde farklı eksenel yüklemeler için yaptığı deneylerde de eksenel yük düzeyinin plastik mafsal uzunluğuna çok fazla etkisi olmadığı sonucuna varmıştır [18].

Benavent-Climent düşey yükler göz önüne alınarak tasarlanan betonarme geniş kiriş-kolon birleşimlerinin sismik davranışını deneysel olarak incelemiştir. 2/3 ölçekli bir iç ve bir dış birleşim numunesi üretilmiş ve göçme durumu gerçekleşinceye kadar sarsma tablasında numuneler sismik etkiye maruz bırakılmıştır.

Deneylerde iç birleşimin zayıf kiriş-güçlü kolon mekanizması, dış birleşimlerin ise güçlü kiriş-zayıf kolon mekanizması şeklinde davrandığı gözlemlenmiştir. İç ve dış birleşimlerde akma ötelenmeleri sırasıyla %1.5 ve %3 olarak elde edilmiş ve bu sonuçlar numunelerin çok düşük yatay rijitlik sergilediğini göstermiştir. Bu değerlerin yönetmeliklerdeki hasar sınır değerlerinden daha yüksek olduğu belirtilmiştir. Deney sonucunda elde edilen 2.5 yerdeğiştirme sünekliği oranı güncel deprem yönetmeliklerinde sünek çerçeveler için belirtilen değerlerden önemli oranda küçüktür. Numunelerin enerji sönmeme kapasiteleri çevrimsel yükleme etkisinde, yeterli performansı sağlamak için önerilen değerlerin yaklaşık üçte biri seviyesindedir [19].

Li ve Kulkarni deprem yüküne maruz geniş kiriş-kolon birleşimi üzerine deneysel ve nümerik araştırmalar ortaya koymuşlardır. Çalışmanın deneysel kısmında üç adet tam ölçekli dış geniş kiriş-kolon bileşimi yarı statik deprem yükü etkisinde test edilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlar ile bu tip bileşimlerin sismik performansını değerlendirmişler ve oluşturdukları üç boyutlu doğrusal olmayan sonlu elemanlar modelini deneysel sonuçlar ile karşılaştırmışlardır. Kolon eksenel yük seviyesi, sargı donatısı gibi önemli faktörlerin bileşim davranışına etkisini bu karşılaştırmalar ile analiz etmişlerdir. Deneysel ve nümerik çalışmaların sonucunda uygun şekilde tasarlanan kiriş-kolon bileşimlerinin yatay yükler altında dayanım ve deformasyon kapasitelerine yönetmeliklerde öngörüldüğü gibi herhangi bir olumsuzluk yaşanmadan ulaşıldığı sonucuna varmışlardır [20].

Elmanshawi ve diğerleri kirişlerde plastik mafsal oluşumunu ve plastik mafsal boyunu etkileyen etmenleri, gerçekleştirdikleri deneysel çalışma ile incelemiştir.

Farklı beton dayanımına, basınç/çekme donatısı oranına, kesme donatısı oranına ve kesme açıklığına sahip betonarme konsol kirişler tersinir ve tekrarlı yük altında test edilmiştir. Kiriş numuneleri kolonu temsil eden taban elemanları ile birlikte üretilmişler ve plastik şekildeğiştirmelerin kiriş uçlarında oluşmasını sağlayacak şekilde tasarlanmışlardır. Deneysel çalışmada araştırmacılar çatlama ve kabuk betonunun dökülmesi, doğrusal olmayan eğrilik dağılımı ve plastik mafsal oluşumu üzerine yoğunlaşmışlardır. Çalışma, beton basınç dayanımının kabuk betonunun dağılmasını ve eğrilik dağılımını etkilemesine rağmen plastik mafsal uzunluğunu etkilemediğini göstermiştir. Kesme dayanımının kesme istemine oranı 2.0 dan az olan elemanlarda, kesme etkisinin yayılmasından dolayı plastik mafsal uzunluğunun kiriş yüksekliğinin %40 ı civarında arttığı ve bu artışın göz önüne alınması gerektiği belirtilmiştir. Asimetrik donatı yerleşimi nedeniyle deformasyonların daha çok zayıf tarafta olduğu ve plastik mafsal uzunluğunun önemli derecede azaldığı gözlemlenmiştir. Araştırmacılar kesme yayılımından kaynaklanan plastik mafsal uzunluğundaki artışı öngören bir bağıntı ortaya koymuşlardır [21].

2006 yılında Özer ve Kaya tarafından yürütülen çalışmada, mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesinde Türk Deprem Yönetmeliği 2006 [22] da belirtilen, doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin sayısal analizleri karşılaştırılmıştır. Ayrıca yapılan çalışmada, önceki yıllara ait yönetmeliklere göre tasarlanan betonarme binaların da sayısal analizleri yapılarak, mevcut yönetmeliğe göre deprem performansları karşılaştırılmıştır. Yapılan araştırmanın sonucunda mevcut yönetmelikte belirtilen doğrusal olmayan hesap yöntemi ile belirlenen kesit hasar bölgeleri genelde daha elverişli sonuçlar vermekle beraber doğrusal yönteme göre önemli farklar içermemektedir. Ancak ABYYHY 98 e göre uygun boyutlandırılan binalarda mevcut yönetmelik hasar sınırlarına göre tasarım uygun iken, önceki yönetmeliklere göre tasarlanan binalarda mevcut yönetmelikteki hasar sınırlarına göre, tasarım ilkelerinde ciddi sıkıntılarının olduğu belirtilmiştir [23].

2010 yılında İlki ve Işıltan tarafından yapılan bir çalışmada, mevcut yapı ve yapı elemanlarının deprem performansının belirlenmesi ve deprem güvenliği hususunda, TDY 2007, Eurocode 8, ve FEMA 356 yönetmeliklerinde kullanılan hesap yöntemleri, yapılan kabuller, performans hedefleri karşılaştırmalı olarak incelenmiş, sonrasında PEER veri tabanında (Pasific Earthquake Engineering Research Center Structural Performance Database) bulunan, farklı araştırmacılar tarafından yapılmış

betonarme kolon deneyleri araştırılmış ve bu deneylerde kullanılan numunelerin, her bir yönetmeliğe göre performans değerleri elde edilmiştir. Elde edilen performans değerleri ile deney sonuçları karşılaştırılarak yönetmeliklerin performans hedefleri değerlendirilmiştir. Yapılan değerlendirmeler ile yönetmeliklerin birbirinden çok farklı performans sınırları ortaya koyduğu, mevcut deney sonuçları ile bu performans sınırlarının uyumsuz olduğu sonucuna varılmıştır [24].

Yine 2010 yılında, Sucuoğlu ve Acun tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada eğilme davranışı için tasarlanan on iki adet betonarme kolon, tekrarlı ve yüksek genlikli öteleme çevrimleri altında test edilerek, Eurocode 8, ASCE/SEI 41 ve TDY 2007 de belirtilen performans sınırlarının değerlendirilmesi yapılmıştır. Deneylerde deney elemanlarına uygulanan öteleme genlikleri ve genliklerin dizini temel değişken seçilmiştir. Yönetmeliklere uygun olan ve mevcut güçlendirme gerektiren binaları yansıtmak amacı ile uygun olmayan şekilde iki ayrı grup numune üretimi yapılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda, yönetmeliklerle uyumsuz olarak üretilmiş kolon numuneleri için belirtilen performans sınırlarının güvenli tarafta kaldığı ve değerlendirme konusunda yanıltıcı olabileceği, yönetmeliğe uyumlu kolon numuneleri için ise belirtilen performans sınırlarının makul değerlerde olduğu gözlemlenmiştir [25,26].

2012 yılında Yavaş ve Türker tarafından yapılan bir çalışmada sargı donatısı bakımından yetersiz olan kolonlarda TDY 2007’de verilen şekildeğiştirme esaslı hasar sınırları deneysel olarak incelenmiştir. Çalışma sonucunda TDY’ndeki hasar sınırı ve bölgesi tanımlarının, kolon elemanlarda deney sonucu gözlenen hasarlar ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Minimum hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda kullanılabilirliği etkileyecek kalıcı bir hasar oluşmadığı, güvenlik hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda kalıcı hasarlar oluştuğu ancak bunların güvenliği etkilemeyecek düzeyde kaldığı, göçme hasar sınırına ulaşılmış elemanlarda önemli kalıcı hasarlar oluştuğu ancak elemanın taşıma kapasitesinde bir azalma oluşmadığı gözlemlenmiştir [27].

1.2 Tezin Amacı

Deprem etkisi altındaki kesitlerin hasar durumunun belirlenmesi için, çözüm neticesinde elde edilecek iç kuvvetler veya şekildeğişirmelerin, yönetmelikte tanımlanan sınır değerlerle karşılaştırılması gerekmektedir. Bir taşıyıcı sistem elemanının hasar durumu tespiti, bu elemanın depremde en çok zorlandığı kabul edilen ve doğrusal olmayan şekildeğişirmenin ortaya çıkmasının beklendiği kesitlerinin hasar durumlarının değerlendirilmesi ile yapılmaktadır [28].

Yapıların deprem etkisi altında performansı taşıyıcı eleman performanslarının bir bütünüdür ve plastik şekildeğişirmelerin meydana gelebildiği kolonlarda hasar durumu, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yaklaşımının temel parametrelerindedir. Betonarme kolonların deprem performanslarının belirlenebilmesi için plastik şekildeğiştirme özelliklerinin irdelenmesi ve mevcut deprem yönetmeliklerinde kolonlar için belirtilen hasar sınırlarının uygunluğunun incelenmesi gerekmektedir. Göçme bölgesini aşmış bir betonarme kolonun hasar sınırları gözlemsel olarak ortaya konsada peki diğer hasar sınırlarında, dış yükler altında zorlanan bu betonarme kolonlarda nasıl bir etki oluşturmaktadır. Acaba mevcut yönetmelikte yani DBYBHY 2007 tanımlanan hasar sınırlarına göre betonarme kesitte nasıl değişimler oluşmakta, sınırların çizdiği değerlere göre kesitlerde nasıl görsel değişimlere ulaşılmaktadır ve ilgili hasır sınırlarına ulaşıldığında beklenen çatlakların oluşumu yönetmeliğe uygun değerlerde mi gerçekleşmektedir. İşte bu tezin amacı olarak DBYBHY 2007 de verilen performans hedeflerine göre deneyi yapılan betonarme kolonların kritik kesitlerinde, öngörülen koşullara göre çatlakların oluşması, yayılması, genişlikleri ve elde edilecek verilere göre performans hedeflerine ne kadar ulaşılabildiği ve teorideki hasar sınırlarının gözlemsel olarak ifade edilebilirliği araştırılmıştır. Bu amaçlara ulaşabilmek için boyuna ve enine donatı düzeni birbirinden farklı dört adet betonarme kolon numunesi sabit normal kuvvet ve tersinir (itme ve çekme) tekrarlı yükler altında Balıkesir Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında test edilmiştir.

2. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME TANIMLARI

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme metotları günümüz inşaat mühendisliği kavramları arasında yerini yeni yeni almaya başlamıştır. Son 25 yılda gerçekleşen depremlerde geleneksel dayanım esaslı tasarımların can güvenliği performans hedefini sağladığı fakat bununla beraber deprem etkilerinin çok büyük maddi zararlara yol açması sebebi ile bu tasarım ve değerlendirme ilkelerinin sorgulanmasına sebep olmuştur. Özellikle Amerika Birleşik Devletlerinde California eyaletinde gerçekleşen iki deprem sonucunda can kayıpların büyük ölçüde önüne geçildiği fakat deprem etkileri olarak maddi hasarın büyük ölçülere ulaşması buna bir örnek teşkil etmektedir. Bu durum ile beraber kuvvete dayalı tasarım ve değerlendirme ilkelerinin performans ilkeleri gerçeği ne kadar yansıttığı tartışılmıştır [3,23,27]. Yapılan çalışmalar sonucunda da geleneksel dayanım esaslı tasarımların bu sıkıntısı ortaya konmaktadır. Kuvvete dayalı geleneksel tasarımların yerine yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme esaslı performans tasarım ve değerlendirmeleri daha gerçekçi sonuçlar vermektedir. Araştırmalar sonucunda bir yapının kritik kesitlerinin göçme bölgesi hasar düzeylerini geçmesi durumunda bile taşıma kapasitelerinde bir azalma olmadığı halen yük alabildiği gözlemlenebilmektedir [27] Esas soru dayanım kaybetmeyen göçme bölgesindeki bir kesitin kullanılabilirliğidir. Dönme kapasitesini aşmış fakat taşıma kapasitesi halen olan bir kesitin toptan göçmesinin önüne geçilip can güvenliğini sağladığı düşünülse de yapı mühendisliği bakımından büyük maddi hasarlara sahip bir kesitin ne derece performans hedeflerini taşıdığı tartışılmalıdır. Sonuç olarak depremlerde yapısal hasarın, taşıyıcı elemanların mevcut dayanım kapasitelerinin aşılması ile doğrudan ilgili olmadığı, hasarın temel nedeninin sünek davranış göstermesi öngörülen taşıyıcı elemanların şekildeğiştirme kapasitelerinin aşılması olduğu belirlenmiştir [29].

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, 2003 yılında deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesine ve yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncellenmesiyle başlanmış ve ilk olarak performansa dayalı değerlendirme ilkeleri 2006 TDY ile hayatımıza girmiştir [4,23,22]

2.1 TDY 2007 de Mevcut Binaların Değerlendirilmesi

Deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların deprem etkileri altındaki davranışlarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarının alınmasında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar veren binaların güçlendirme tasarımı ilkeleri TDY 2007 Bölüm 7’de verilmiştir [4]. Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların enkesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilmektedir.

Binalardan toplanan bilginin kapsam ve güvenilirliğine bağlı olarak

- a) sınırlı bilgi düzeyi
- b) orta bilgi düzeyi
- c) kapsamlı bilgi düzeyi

Olmak üzere, yönetmelikte üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve bu bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir.

Tablo 2.1: Plastik mafsal boyları yapılan çalışmalar

BİLGİ DÜZEYİ	BİLGİ DÜZEYİ KATSAYISI
Sınırlı	0,75
Orta	0,90
Kapsamlı	1,00

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü

azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları sünek ve gevrek olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

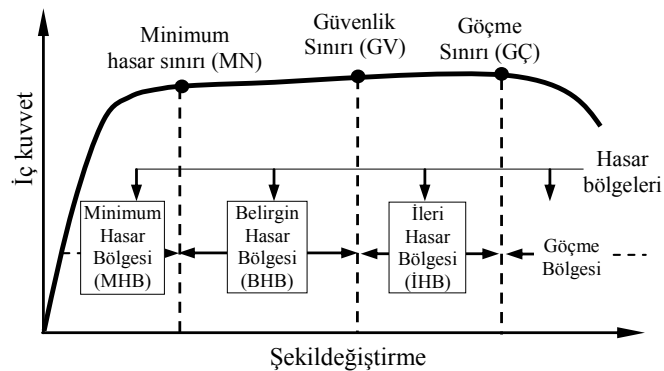
TDY'ne göre, kesme kırılması ve yüksek eksenel yük nedeniyle oluşan gevrek kırılmalar dışında tüm elastik ötesi davranışlar için üç hasar sınırı ve dört hasar bölgesi tanımlanmıştır.

Hasar sınırları;

Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ) .

Hasar bölgeleri;

Minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi, ileri hasar bölgesi, göçme bölgesidir.



Şekil 2.1: TDY 2007'de yer alan kesit hasar düzeyi/bölgesi tanımları

Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır. Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

Doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve/veya şekildeğiştirmelerin tanımlanan sınır durumlara karşı gelen sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hasar bölgelerine karar verilmektedir.

Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenmektedir. Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu esas alınarak tanımlanmıştır.

2.1.1 Performans Sınırları

Bir yapı için hemen kullanım performans düzeyinde, uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeyde olmakta ve elemanların rijitlik ve dayanım özellikleri korunmaktadır. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmaz. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Taşıyıcı elemanlar dışındaki yapısal olmayan elemanlarda çatlamlar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeyde kalmaktadır. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesinde olması zorunludur. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile binanın Hemen Kullanım Performans Düzeyinde olduğu kabul edilmektedir. Binanın güçlendirilmesine gerek yoktur.

Can güvenliği performans düzeyinde bir yapıda, uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülmekte, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadır. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterli olması gerekmektedir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarlarında yıkım gerçekleşmez. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle fark edilebilir değerlerde

değildir. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesinde kalması gerekir. Bu durumda, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile bina Can Güvenliği Performans Düzeyinde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gereklidir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilmektedir.

Göçme öncesi performans düzeyinde, uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel yük taşıma kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılabilir. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesinde olabilir. Bu durumda bina, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile Göçmenin Öncesi Performans Düzeyinde kabul edilmektedir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve binanın güçlendirilmesi gerekmektedir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

Göçme durumunda ise, yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır ve düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri

taşıyabilmektedir, ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda gözle görülür belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı çok yüksektir. Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa Göçme Durumundadır. Binaya güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir, yıkım kararı verilebilmektedir.

2.1.2 Deprem Hareketi

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilmektedirler.

1- Servis (kullanım) depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

2- Tasarım depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır.

3- En büyük deprem: 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

2.1.3 Performans Hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, performans hedefi olarak tanımlanmaktadır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna çok seviyeli performans hedefi denir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem

performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri,

Tablo 2.2: Binalar için öngörülen minimum performans düzeyleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	-	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	HK	-	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	-	CG	GÖ
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	-	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	-	CG	-

tablo 2.2 de sunulmuştur.

2.1.4 Depremde Bina Performansının Belirlenmesi

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi talep ve kapasitedir. Talep yapıya etkileyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

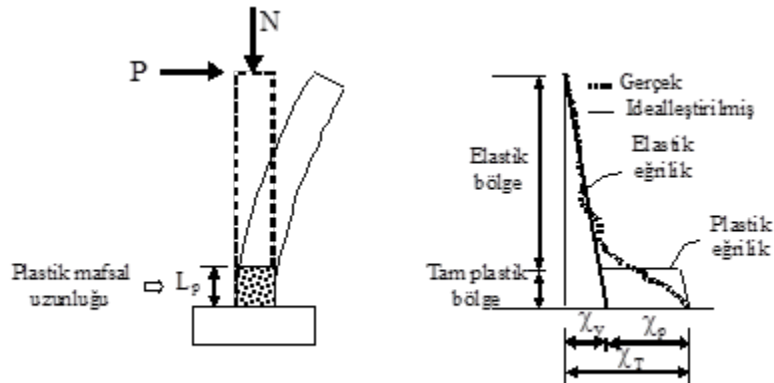
Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemleri ile şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme bazlı doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleridir. Tezin amacı itibari ile konudan uzaklaşmamak için bu yöntemlerin açıklanması ayrıca yapılmayacaktır. Doğrusal elastik olmayan yöntemlerde hasar sınırlarını tanımlayan beton birim şekildeğiştirme değerleri hacimsel sargı donatısı oranına bağlı olarak belirlenmekte, çelik donatı birim şekildeğiştirme değerleri ise kesit özelliklerinden bağımsız olarak her bir hasar düzeyi için belirli sabit değerler almaktadır. Elemandaki

sargı donatısının göz önüne alınabilmesi için TDY 2007 deki özel şartları sağlaması gerekmektedir.

Tablo 2.3: TDY’nde yer alan birim şekildeğiştirme hasar sınırları

Şekildeğiştirme	Minimum Hasar Sınırı (MN)	Güvenlik Hasar Sınırı (GV)	Göçme Hasar Sınırı (GÇ)
Kabuk Betonu Birim Şekildeğiştirmesi ϵ_{ck}	0,0035	-	-
Göbek Betonu Birim Şekildeğiştirmesi ϵ_{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 Şekildeğiştirmesi ϵ_s	0,01	0,04	0,06
ρ_s : Kesitte mevcut bulunan TDY ye uygun olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı ρ_{sm} : TDY ye göre kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı			

Elemanlardaki birim şekildeğiştirme taleplerini belirlemek için öncelikle sistemin doğrusal elastik olmayan teoriye göre hesabı yapılarak kritik kesitlerdeki plastik dönme talepleri elde edilmelidir. Bunun için plastik şekildeğiştirmelerin belirli bölgelerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerin doğrusal elastik davrandığı kabulüne dayanan plastik mafsal (yığılı plastisite) yaklaşımı kullanılmaktadır.



Şekil 2.2: Konsol çubukta davranışın idealleştirilmesi

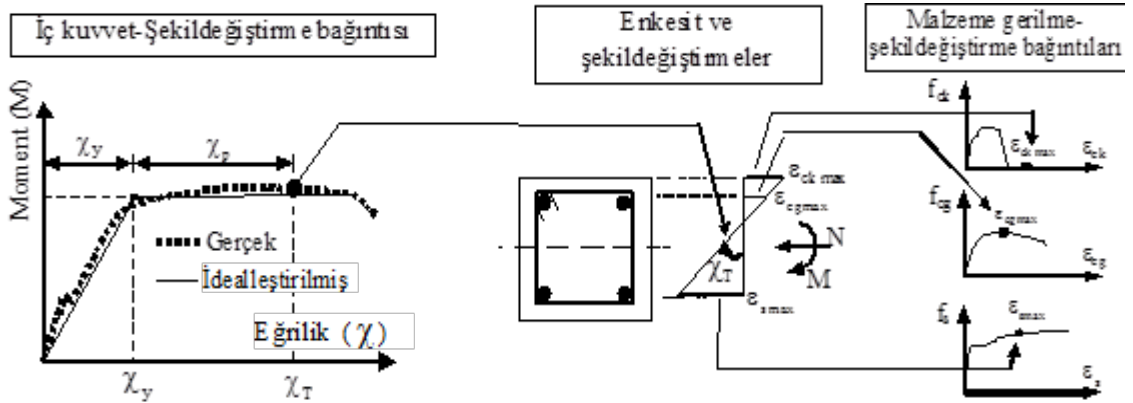
Daha sonra (2.1) bağıntısı ile kesite ait plastik eğrilik (χ_p) belirlenir. Bu bağıntıdaki L_p plastik mafsal uzunluğudur. TDY'ne göre plastik mafsal uzunluğu olarak eğilmeye çalışan kesit yüksekliğinin yarısı esas alınmaktadır.

$$\chi_p = \theta_p / L_p \quad (2.1)$$

İlgili kesite ait kesit analizi ile χ_y akma eğriliği elde edilerek (2.2) bağıntısı ile kesitin toplam eğrilik (birim dönme) talebi χ_T elde edilmektedir. Akma eğriliği olarak donatının akmasına karşılık gelen eğrilik yerine, iki doğru parçası ile idealleştirilmiş Moment-Eğrilik bağıntısının akma eğriliği alınabilmektedir (Şekil 2.3).

$$\chi_T = \chi_y + \chi_p \quad (2.2)$$

Sonuç olarak, toplam eğrilik talebine karşılık gelen maksimum beton ve çelik birim şekil değiştirme talepleri, TDY'de verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak kesit hasar düzeyleri (bölgeleri) belirlenmektedir (Şekil 2.2).



Şekil 2.3: Malzeme birim şekil değiştirme taleplerinin belirlenmesi

2.2 Performans Hedeflerine Göre Deney Numunelerinin İncelenmesi

Deney çalışmaları tez amacına ve kapsamına uygun olarak, TDY 2007 de belirtilen bu performans kriterlerine göre yürütülmüştür. Seçilen betonarme kolon numunelerin malzeme özellikleri, TDY 2007 de belirtilen hesap ve ölçütlere göre hasar sınırları şekil değiştirme ve yer değiştirme esaslı çıkartılmış ve bu ilgili sınırlarda betonarme kolon numuneler üstünde hasar kontrolü yapılarak değişimleri incelenmiştir.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu bölümde,

1- Tez çalışması kapsamında seçilen betonarme kolon numunelerin betonarme bir binada nereyi temsil ettiği ve nasıl modellendiği,

2- Betonarme kolon numunelerin kesit özellikleri, malzeme özellikleri ile bu özelliklerin hesap modelleri ve numunelerin adlandırılması,

3- Betonarme kolon numunelerin hangi aşamalardan geçerek nasıl elde edildiği,

4-Deney düzeneğinin modellenmesi, hangi kısımlardan oluştuğu ve deney düzeneğinin çalışması,

5- Betonarme kolon numunelerin TDY 2007 ye göre hasar sınırlarına karşılık gelen şekildeğiştirme sınır değerlerinin ne olduğu,

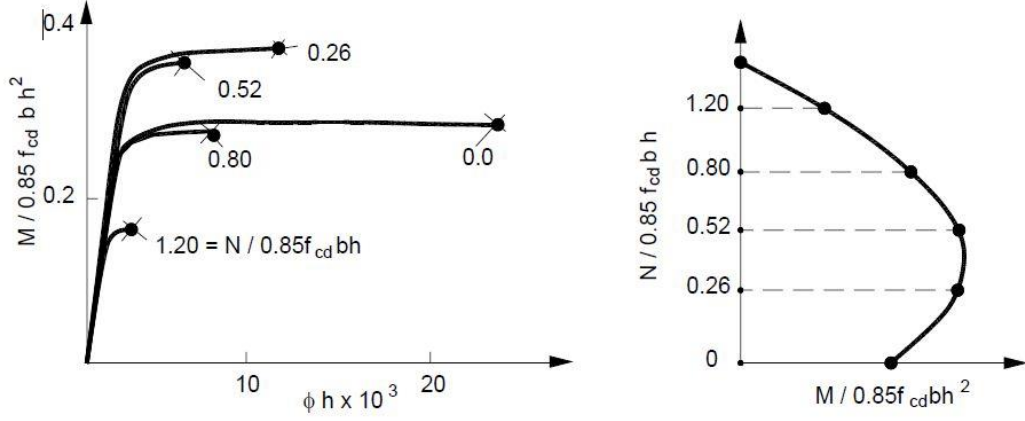
6- Bulunan şekildeğiştirme değerlerine göre deney düzeneğinin çalışması, hasar sınırlarına karşılık gelen noktalarda numunelerde hasar kontrolü ve karşılaştırılması,

yapılacaktır. Kısacası bu bölüm, gerçekte mevcut olan bir betonarme kolonun tasarım ve üretim aşamasından başlayarak, işletme ömrü sırasında karşılaşılabileceği muhtemel bir depremde, TDY 2007 ye göre oluşabilecek hasar sınırlarının incelenmesini ve oluşan hasarların görsel olarak işlenmesini kapsayacaktır.

3.1 Modelleme Esasları

Betonarme bir bina için işletme süresi içerisinde, kolonlarında normal kuvvet düzeyi eğilme momentine göre daha etkin durumda olmaktadır. Kolonlardaki normal kuvvet düzeyi kesitteki basınç bölgesini genişlettiği için, belirli değerlerine kadar betonarme kolon kesitinin taşıma kapasitesine arttırıcı etkisi de vardır. Ancak normal kuvvet düzeyi arttıkça şekil 3.1 de gösterildiği üzere kesitlerin süneklik davranışı da azalacaktır. Yüksek normal kuvvet altında beton liflerinin tümünde kısalma yaşanmaktadır. Donatılar akma sınırını aşsa bile kesitte çatlak oluşmaz ve kesit

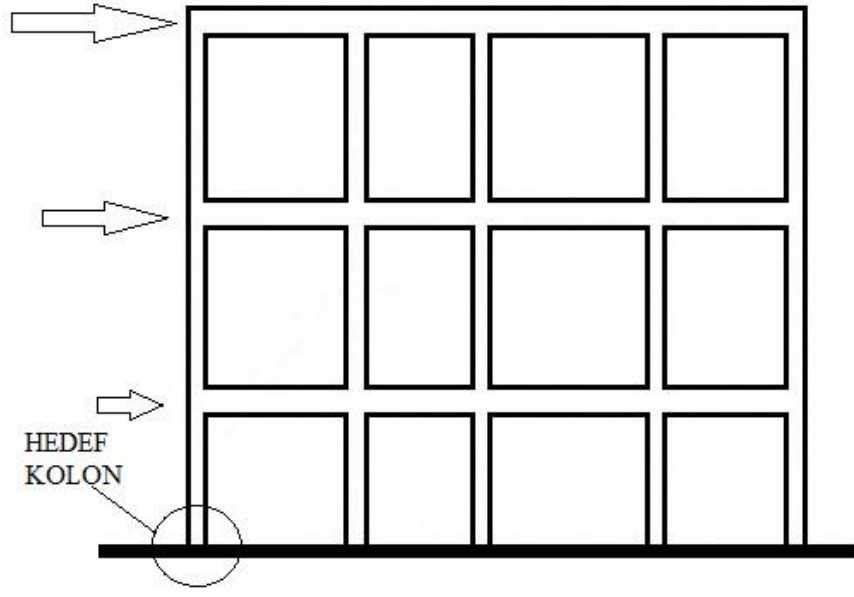
betonun çatlamasıyla gevrek kırılma yapar. Bu yüzden TDY 2007, betonarme binalar için normal kuvvet değerlerinin, bazı yaklaşımlar ile belirli seviyeleri aşmasını engellemektedir. Gerekli görülen noktalarda kolon boyutları büyütülerek gerilmeler azaltılmalıdır [30,31].



Şekil 3.1: Normal kuvvet seviyesi

Herhangi bir betonarme bina için işletme süresi boyunca normal kuvvet değerleri değişimi çok fazla olmamaktadır. Deprem yükleri altında iken bile betonarme kolonlarda normal kuvvet düzeyleri genelde küçük artma veya azalma şeklinde değişir. Buna karşılık bir binada düşey yükler altında oluşan eğilme momenti değerlerine nazaran, yatay yüklerin yani deprem yüklerinin o binaya etkimesi sonucu meydana gelen eğilme momenti değerleri, genel olarak çok daha etkilidir [30]. İşte bu sonuçlar göz önünde bulundurularak tez kapsamı içinde çalışması yapılacak betonarme kolon numunelere sabit düşey yük uygulaması yapılmıştır. Buna karşılık deprem davranışını yansıtmak adına yatay yük uygulaması tersinir ve tekrarlı olarak, performans ilkeleri uyarınca, doğrusal olmayan hesap kurallarına göre küçük yerdeğiştirme artımları oluşturacak şekilde uygulanmıştır.

Betonarme kolon numunelerin bir betonarme binada temsil ettiği bölgeye gelir isek;



Şekil 3.2: Modellemesi yapılan betonarme kolon

Şekil 3.2 de gösterilen çok katlı bir yapıya ait, en alt katta, dış çerçevede bulunan kolonun modellemesi seçilmiştir. Seçilen bu kolonda mesnet çökmesi, burulma düzensizliklerinden veya aksenal yüklemenin asimetriğinden dolayı gelen ilave momentler ile deprem yönü bakımından, deprem etkisinde bir eksantriklik söz konusu değildir. Bu bilgiler göz önünde bulundurularak betonarme kolon numunelerin modellemesi ve numunelerin deney düzeneğine yerleştirilmesinde, mesnet çökmesi ve/veya burulma düzensizliği yaratacak olumsuz durumlar ortadan kaldırılmış, buna göre uygun temel boyutlandırılması ve kolon temel birleşimi teşkil edilmiş, numunelere simetri oluşturacak şekilde sabit aksenal kuvvet uygulanmış, numuneler şekil 3.2 de belirtilen eksantriklik oluşturmayan deprem yükü yönü göz önünde tutularak tersinir ve sürekli yatay yüklemeye maruz bırakılmış, betonarme kolon numuneleri uygulanan bu deprem yükü yönünde simetri olacak şekilde donatılmış ve boyutlandırılmıştır. Ancak yapılan bu çalışmalarda, deney uygulanabilirliği imkânlar çerçevesinde gerçekleşebildiğinden, oluşturulan kolon modellerinin gerçek bir binaya ait kolon ile kıyasladığımızda, enkesit alanlarının daha küçük ve boylarının daha kısa olduğu belirtilmelidir. Gerek laboratuvar şartları ve aletleri, gerekse deney düzeneği çalışması ve uygulanabilirliği açısından bu gereksinimler göz önünde bulundurularak numune boyu, temel yüksekliği hariç 200 cm de tutulmuş ve yatay yüklemeye noktası temel üstünden ortalama 160 cm yukarıda olacak şekilde kolon yüzeyi seçilmiştir. Ancak bu kısıtlamaların TDY 2007 de belirtilen hususlar uyarınca, kesmenin eğilme

momenti etkisi önüne geçmesinin engellenmesi için gerekli boyut ve donatı miktarının seçilmesini engellemediği belirtilmelidir ki tasarım olarak sünek kolon tasarımı yapılmıştır.

TDY 2007 de belirtilen hususlara göre, performansa dayalı hesap yöntemleri yeni binaların tasarımı için zorunlu olmamakla beraber, mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde, bu hesap yöntemlerinin başvurulması yönetmelik tarafından zorunlu bırakılmıştır. Günümüz mevcut binalarında planlama ve proje uygulaması bakımından sıkıntılar, iyi ve farkında teknik personelinin yetersizliği, kullanılan malzeme özelliklerinin proje ve yönetmeliklere uygun olarak temin edilmemesi veya uygulama sırasındaki yanlış, yetersiz imalat ve tercihlerin olması gibi birçok farklı durumdan dolayı olabilmektedir.

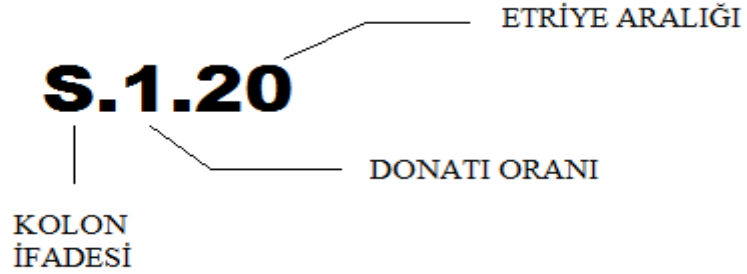
Tez kapsamında, ABYBHY 98 den önce inşa edilmiş binaları temsil etmek için, yönetmelik gereği betonarme bir yapıda minimum değeri sağlanması gereken beton sınıfından daha düşük değerde olacak şekilde C14 sınıfı beton temini ve uygulaması yapılmıştır. Ayrıca belirtildiği gibi bu seçim deney uygulanabilirliği açısından test cihazları ve yükleme cihazları için yeterliliğinde sağlanmasına yardımcı olmuştur.

Tezin amacı doğrultusunda incelenen kritik kesitlerin, birleşim noktaları olduğunu söylersek bu noktalarda gerçek davranışı daha iyi yakalayabilmek için temel kolon birleşimi tek parça değil bindirmeli ek olarak modellenmiş, farklı temel kolon beton dökümleri ile numuneler elde edilmiştir. Yine yükleme esnasında kolon numunelerin hedeflenen hasar bölgeleri dışında bir hasar görmemesi için yani temel kolon birleşiminde hasarın temel kısmına yönlendirmesinin engellenmesi için temel boyutları kolon boyutlarından büyük tutularak yeterli rijitlik sağlanmıştır. Aynı şekilde kolon temellerindeki muhtemel oluşabilecek yerdeğiştirmeleri kontrol edebilmek için gerekli ölçüm cihazlarından ekstra olarak yararlanılmıştır.

3.2 Numune Kesit Özellikleri ve Adlandırmaları

Tez kapsamında dört adet betonarme kolon numune modellenmiştir. Bu numunelerin enkesit ve malzeme özellikleri için deney düzeneği tasarımı ve uygulanabilirliği göz önünde tutulmuş, kesit kapasiteleri için ön hesap yapılarak

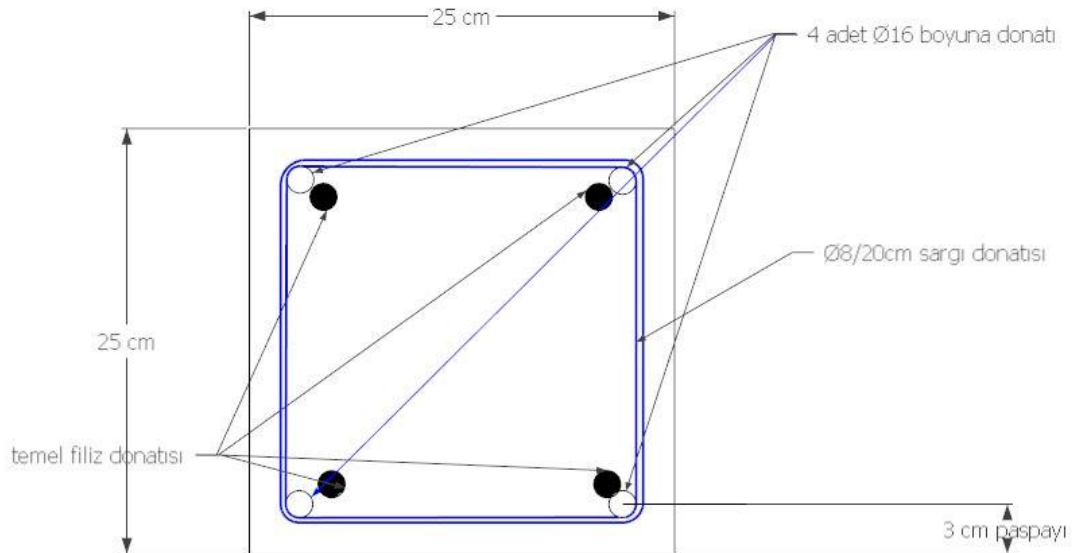
malzeme ve enkesit özellikleri kararlaştırılmıştır. Numunelerin adlandırılma sistematığı olarak birinci ifade kolonu, ikinci ifade boyuna donatı oranını üçüncü ifade etriye aralığını göstermektedir.



Şekil 3.3: Numune adlandırma sistematığı

3.2.1 S.1.20 Numunesi

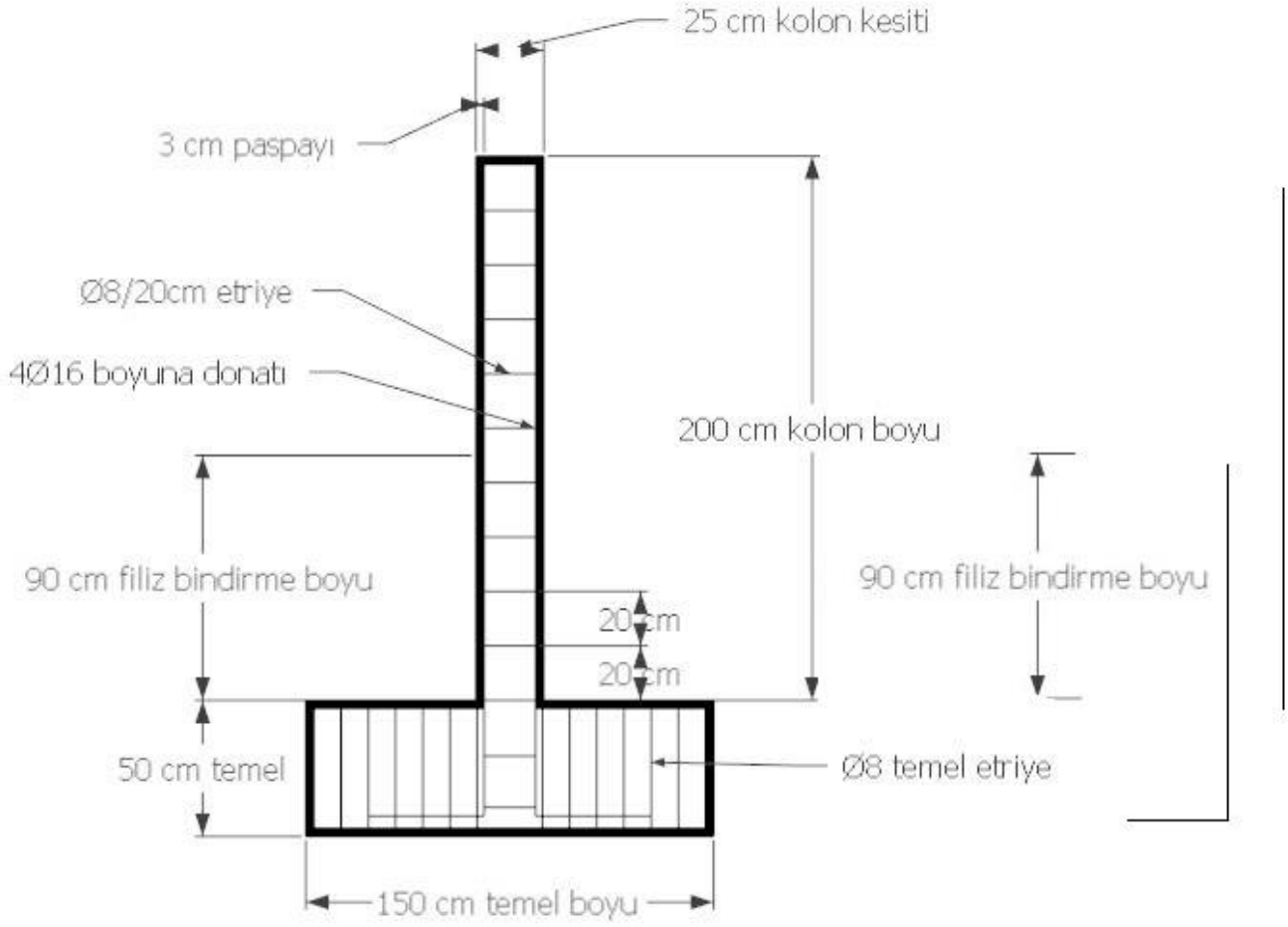
Temel boyutları 150x50x50 cm, kolon boyu 200 cm, kolon enkesit ölçüleri 25x25 cm olan, 3 cm paspayı kalacak şekilde, 4 Ø16 boyuna donatısı ile Ø8lik sargı donatısının birleşim bölgesinde 20 cm olacak şekilde donatıldığı, S.1.20 şeklinde adlandırılan betonarme kolon numunesidir. Enkesit üstünde S.1.20 özellikleri şekil 3.4



Şekil 3.4: S.1.20 enkesit özellikleri

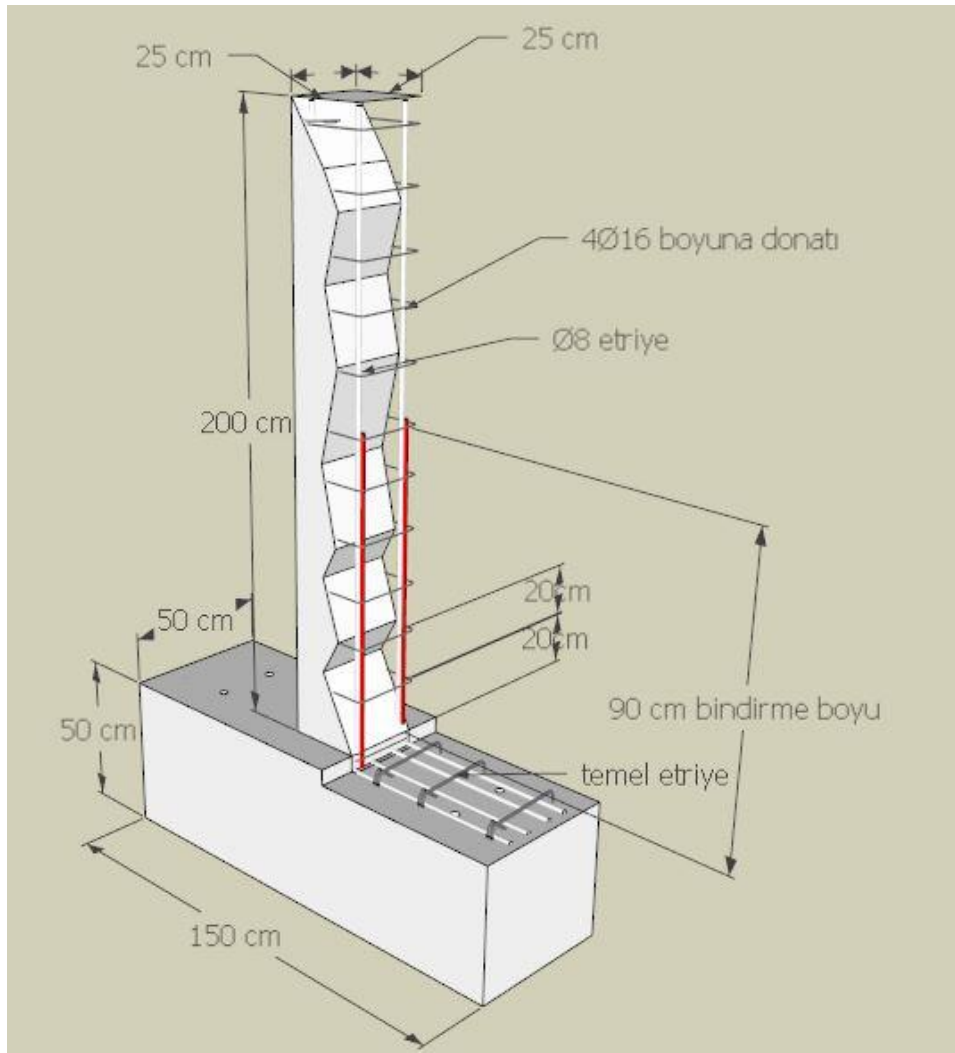
de gösterilmiştir.

Temel ve kolon birleşimi olarak S.1.20 numunesi kesiti,



Şekil 3.5: S.1.20 temel-kolon kesit

şekil 3.5 de gösterilmektedir. Son olarak da numunenin üç boyutlu betonarme teşkili;

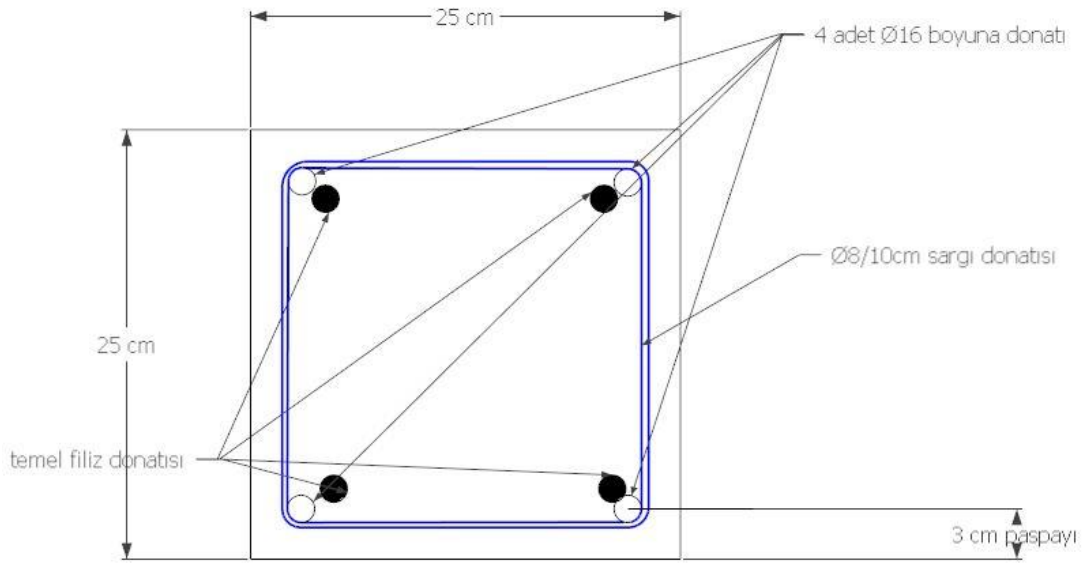


Şekil 3.6: S.1.20 betonarme teşkili

şekil 3.6 da verilmiştir.

3.2.2 S.1.10 Numunesi

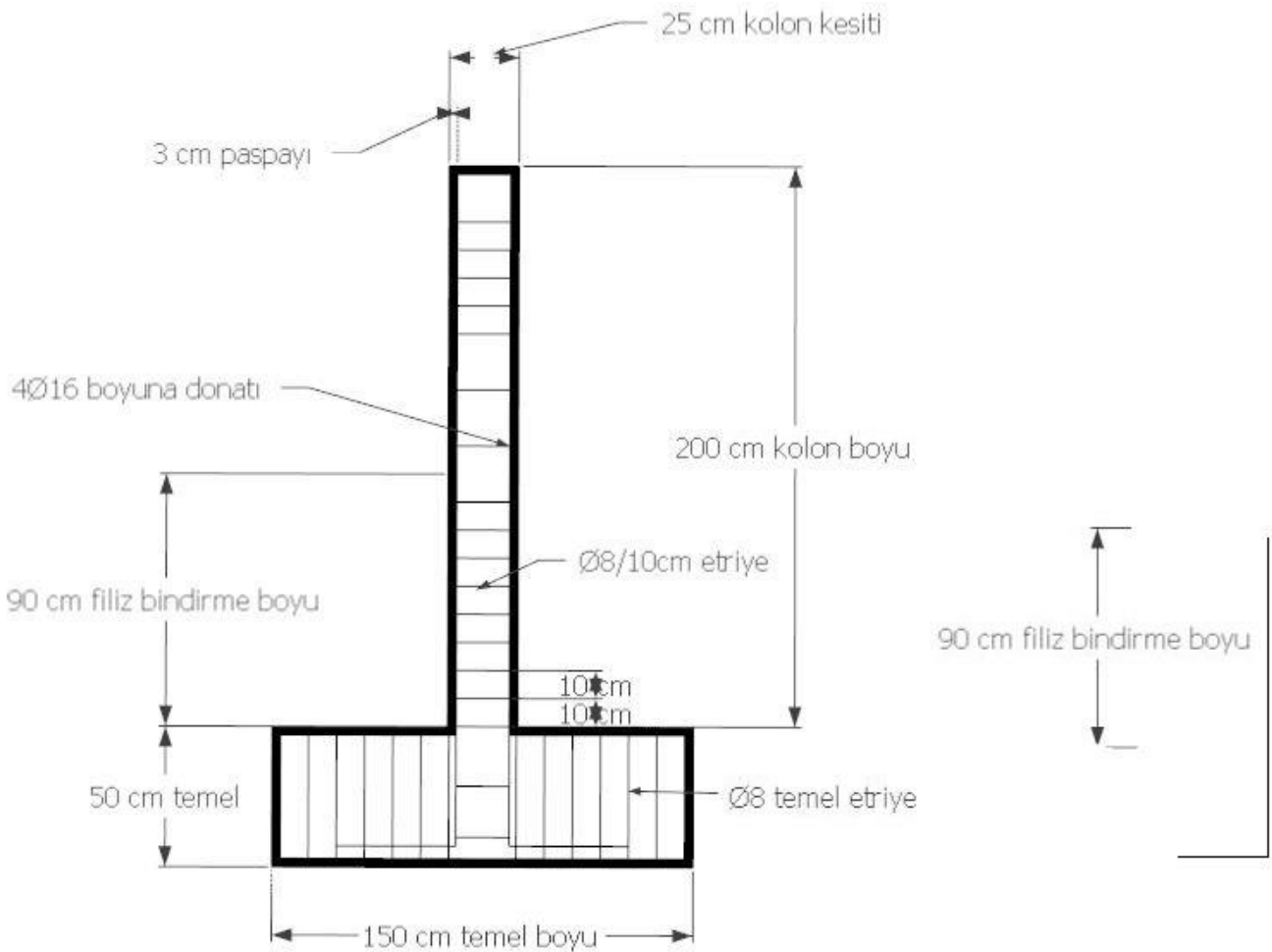
Temel boyutları 150x50x50 cm, kolon boyu 200 cm, kolon enkesit ölçüleri 25x25 cm olan, 3 cm paspayı kalacak şekilde, 4 Ø16 boyuna donatısı ile Ø8lik sargı donatısının birleşim bölgesinde 10 cm olacak şekilde donatıldığı, S.1.10 şeklinde adlandırılan betonarme kolon numunesidir. Enkesit üstünde S.1.10 özellikleri;



Şekil 3.7: S.1.10 enkesit özellikleri

şekil 3.7 de gösterilmiştir.

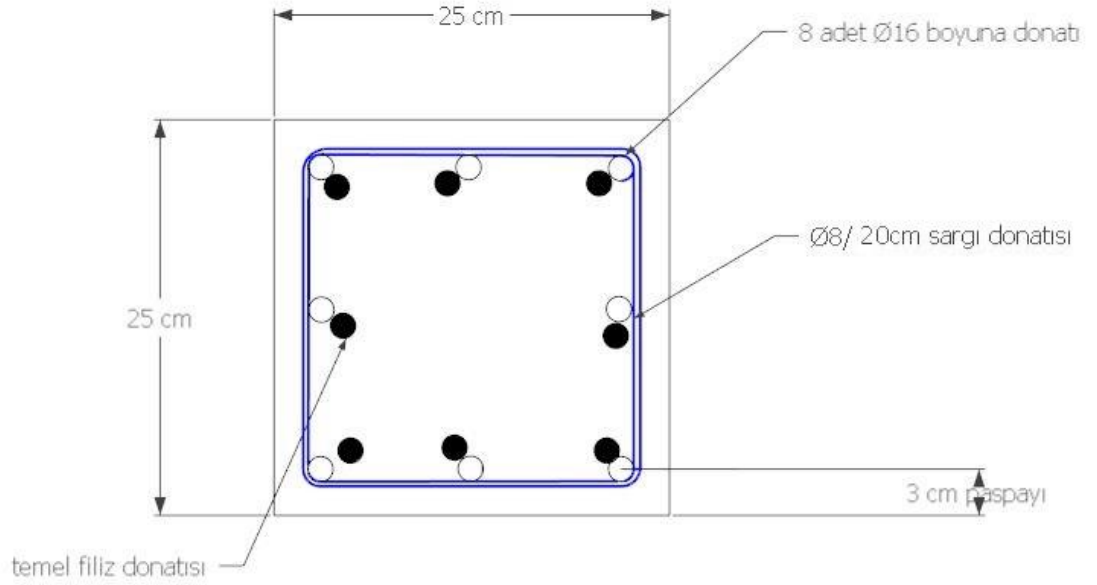
Temel ve kolon birleşimi olarak S.1.10 numunesi kesiti;



Şekil 3.8: S.1.10 temel-kolon kesit

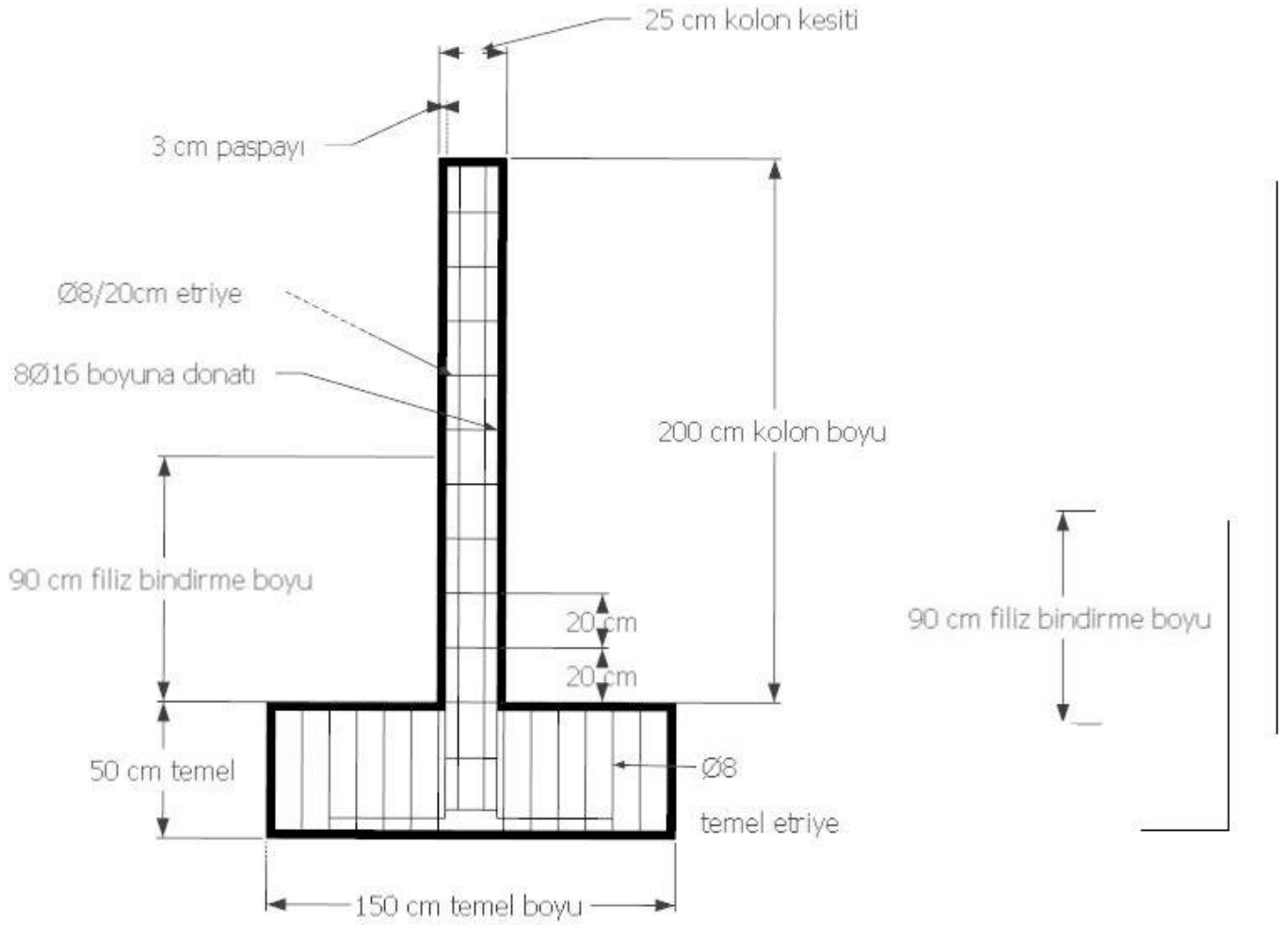
3.2.3 S.2.20 Numunesi

Temel boyutları 150x50x50 cm, kolon boyu 200 cm, kolon enkesit ölçüleri 25x25 cm olan, 3 cm paspayı kalacak şekilde, 8 Ø16 boyuna donatısı ile Ø8'lik sargı donatısının birleşim bölgesinde 20 cm olacak şekilde donatıldığı, S.2.20 şeklinde adlandırılan betonarme kolon numunesidir. Enkesit üstünde S.2.20 özellikleri Şekil 3.10 da gösterilmektedir.



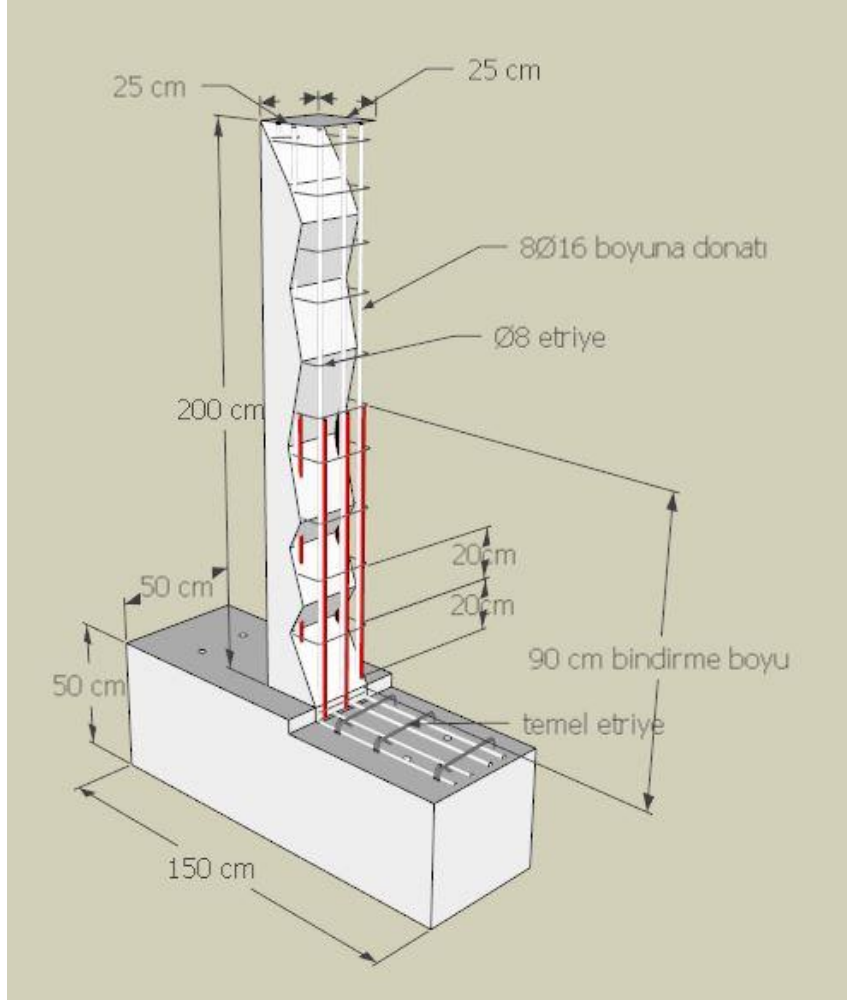
Şekil 3.10: S.2.20 enkesit özellikleri

Temel ve kolon birleşimi olarak S.2.20 numunesi kesiti;



Şekil 3.11: S.2.20 temel-kolon kesit

şekil 3.11 de gösterilmektedir. Son olarak da numunenin üç boyutlu betonarme teşkili;

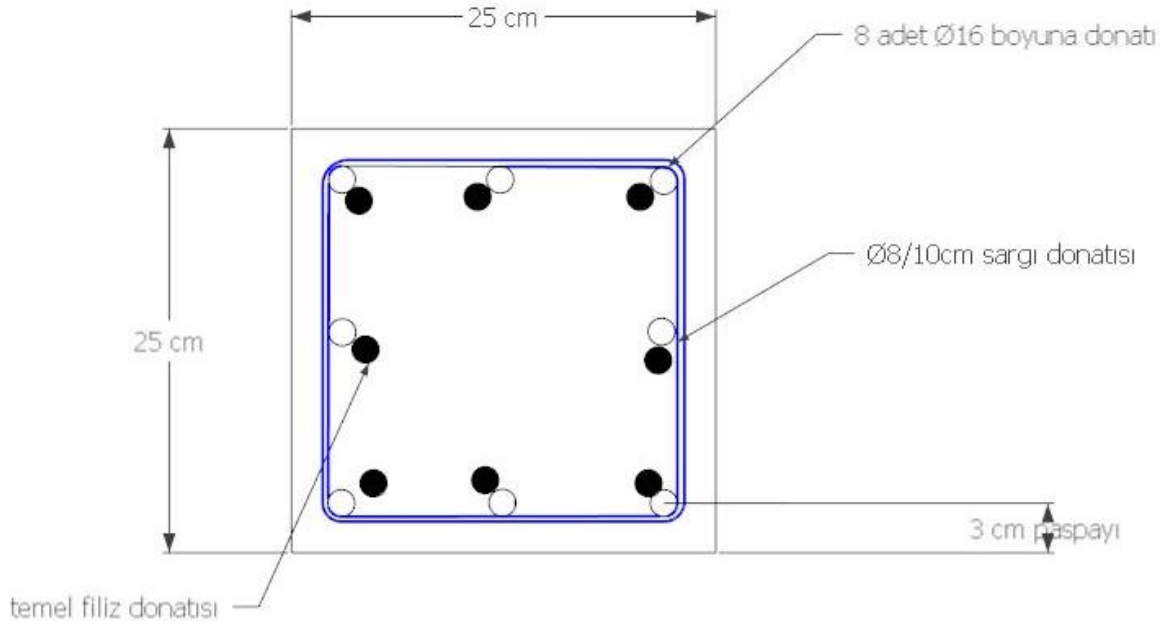


Şekil 3.12: S.2.20 betonarme teşkili

şekil 3.12 de verilmiştir.

3.2.4 S.2.10 Numunesi

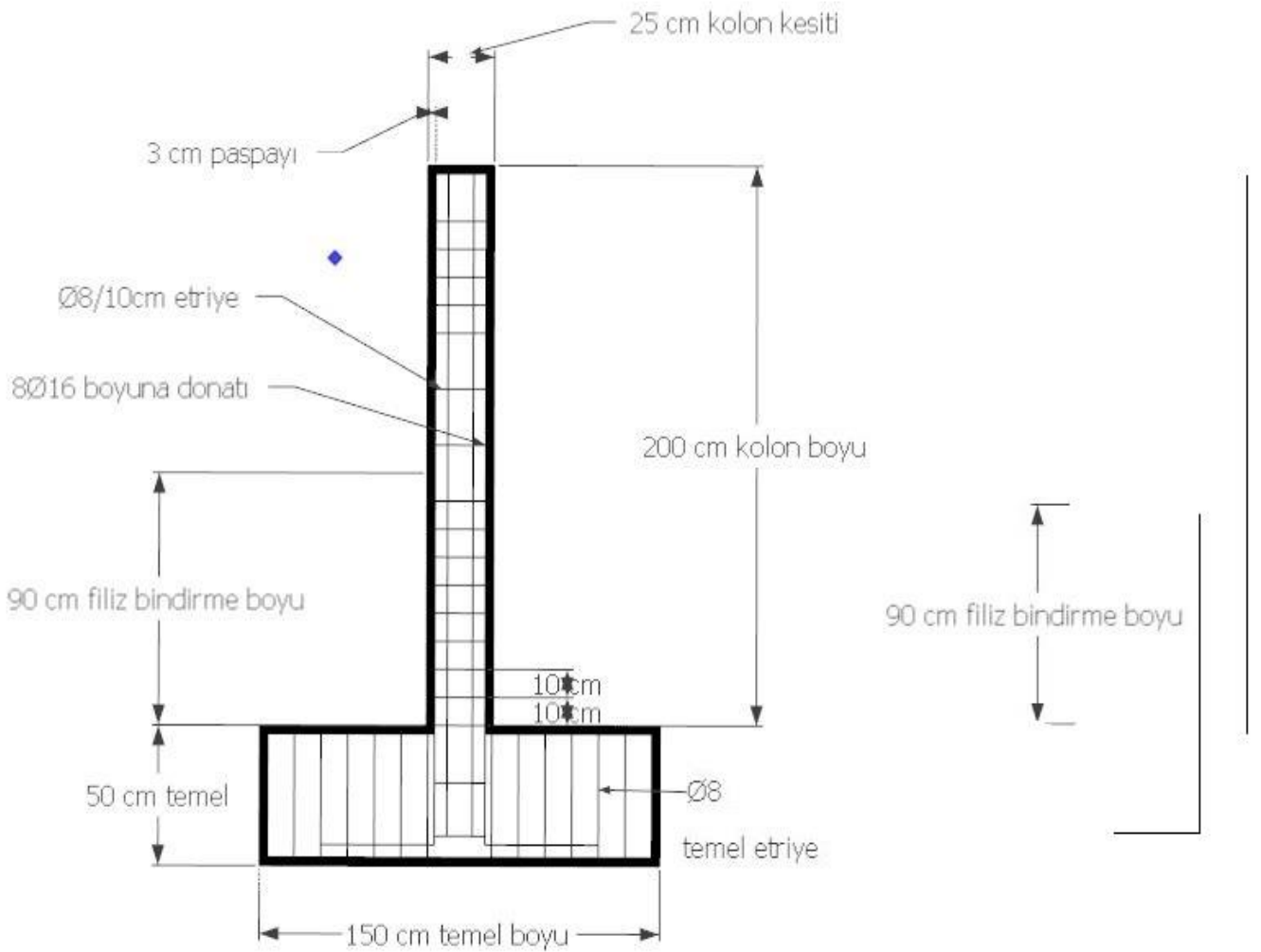
Temel boyutları 150x50x50 cm, kolon boyu 200 cm, kolon enkesit ölçüleri 25x25 cm olan, 3 cm paspayı kalacak şekilde, 8 Ø16 boyuna donatısı ile Ø8lik sargı donatısının birleşim bölgesinde 10 cm olacak şekilde donatıldığı, S.2.10 şeklinde adlandırılan betonarme kolon numunesidir. Enkesit üstünde S.2.10 özellikleri;



Şekil 3.13: S.2.10 enkesit özellikleri

şekil 3.13 de gösterilmiştir.

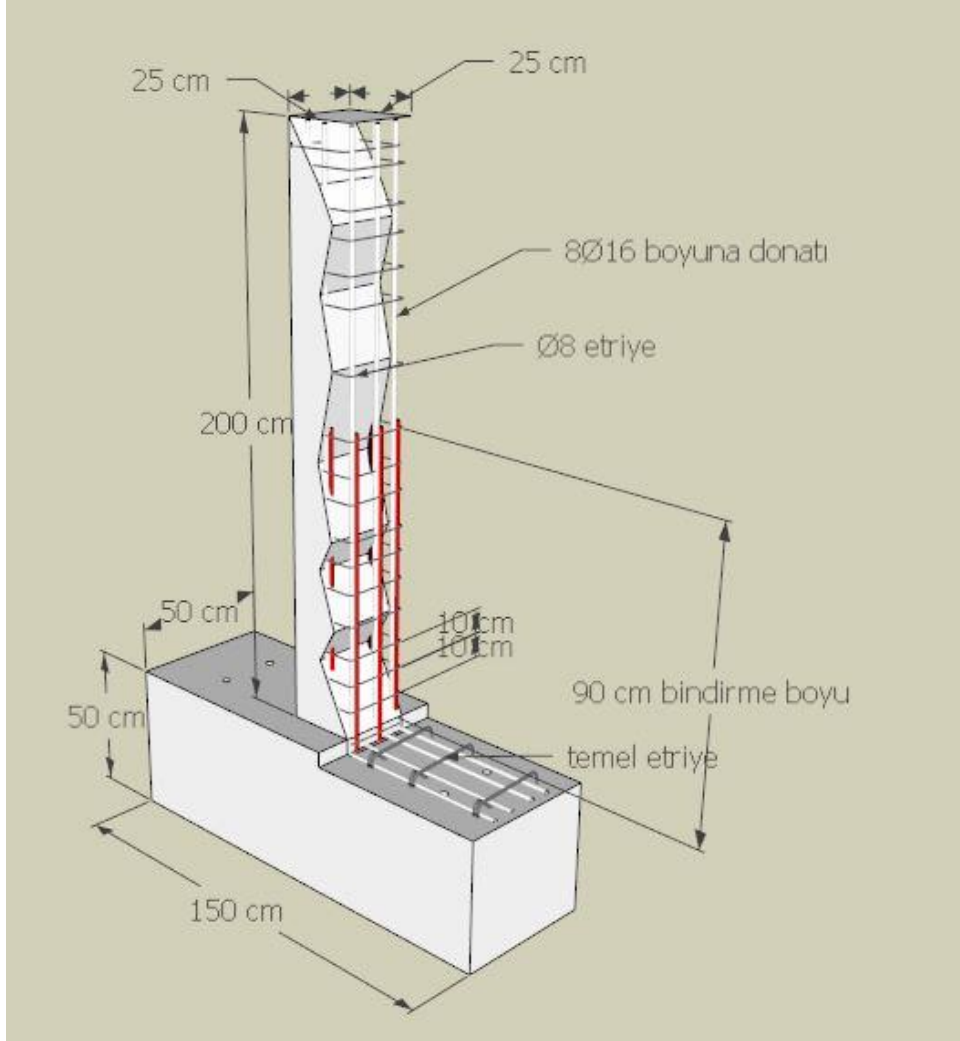
Temel ve kolon birleşimi olarak S.2.10 numunesi kesiti;



Şekil 3.14: S.2.10 temel-kolon kesit

şekil 3.14 de gösterilmektedir.

Son olarak da numunenin üç boyutlu betonarme teşkili;



Şekil 3.15: S.2.10 betonarme teşkili

şekil 3.15 de verilmiştir.

Üretilen umunelere ait mekanik özellikler tablo 3.1 de verilmiştir.

Tablo 3.1: Mekanik özellikler

Numune Adı	S.1.10	S.1.20	S.2.10	S.2.20
b	25cm	25cm	25cm	25cm
h	25cm	25cm	25cm	25cm
Paspayı	3cm	3cm	3cm	3cm
Boyuna Donatı	4Ø16	4Ø16	8Ø16	8Ø16
As	8,04	8,04	16,08	16,08
ρ_b	0,012868	0,012868	0,0257	0,0257
Sargı Donatısı	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8
Kol Sayısı	2	2	2	2
Etriye Aralığı	10cm	20cm	10cm	20cm
x Doğ. Sar. Don. Oranı ρ_x	0,004695	0,002348	0,0047	0,002347
y Doğ. Sar. Don. Oranı ρ_y	0,004695	0,002348	0,0047	0,002347
Sar. Don. Orn. ρ_s	0,009391	0,004695	0,00939	0,004695

3.3 Deney Numuneleri Üretimi

Numunelerin üretimi Balıkesir Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Mekanik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Dört farklı numune imalatı farklı zamanlarda yapılmıştır. Numunelerin gerçek basınç dayanımlarında bu sebepten dolayı farklılıklar ortaya çıkmaktadır. Fakat bu farklılıklar çok yüksek mertebelerde olmayıp hedef basınç dayanımına çok yakın değerlerdedir.

Betonarme kolon numunelerin üretimi iki farklı aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada temel beton ve donatı çeliği temini ile kalıp ve donatı bağlama işi, ikinci aşamada ise kolonun beton ve donatı çeliği temini ile kalıp ve donatı bağlama işi yapılmıştır. Kolon ve temel birleşiminin bu şekilde farklı aşamalarda imal edilmesinin amacı, gerçek betonarme davranışı daha iyi temsil etmeye çalışmaktır. Birleşim sürekliliği bindirme boyunun TDY 2007 de belirtilen koşullarına göre sağlanmış, yeterli aderans sağlayacak şekilde bindirme boyu teşkil edilmiştir. Buna

göre, imalat başlangıcı olarak filiz boyları bırakılmış temel donatısı, imalat açısından kolaylık sağlayan plywood türü kalıp malzemesinden yapılmış yeterli berkitme ve güçlendirmeler ile imal edilmiş temel kalıbı içine yerleştirilerek, temel betonu dökümü yapılmıştır. Beton üretimi için hedeflenen beton sınıfına ulaşılabilecek şekilde karışım hesapları yapılmış, 125 dm³ kapasiteli betoniye ile beton üretimi yapılmıştır. Betonun prizini almasından sonra kalıp sökümü ve gerekli kür işlemi temel numunelerine uygulanmıştır.



Şekil 3.16: Numune temeli

Yeterli dayanımı alan temel donatı filizlerine kolon boyuna donatıları bağlanmaya başlayarak imalatların ikinci aşamasına geçilmiştir. Sargı donatıları da temin edilen kolon donatıları daha sonrasında, yeterli berkitme ve dayamalar ile imal edilen saç levha kalıpların içine alınmıştır. Kalıpların gerekli terazi ve şakul kontrolünün yapılmasından sonra kolonlar için beton üretimi yapıp, betonun

kolonların üst kısmından kova ile kalıp içine dökülmesi sağlanmıştır.



Şekil 3.17: Kolon saç kalıpları



Şekil 3.18: Betonarme kolon numunesi

Döküm esnasında gereken vibrasyon uygulaması ile betonun prizini almasından sonra yine gerekli kalıp sökümü ve kür uygulamalarıyla kolon numuneleri elde edilmiştir.

3.4 Numunelerin Malzeme Özellikleri

Numuneler, S420 betonarme donatı çeliği ile donatılarak, hedef sınıfı C14 olan beton dökümü sonucu meydana getirilmiştir. Her numune için kullanılan donatı çeliği aynı donatı grubundan kullanıldığı için donatıların gerçek dayanımları birbiri ile çok yakın mertebede olup akma dayanımları 445 Mpa kopma dayanımları 525 Mpa'dır. Numunelerin beton basınç dayanımları da birbirine yakın mertebede olup ortalama 14,02 Mpa düzeyindedir ve hesaplarda 14 Mpa olarak kullanılmıştır.

3.5 Malzeme Hesap Modelleri

Yaygın olarak kabul görmesi nedeniyle Mander ve diğerleri [32] tarafından önerilen sargısız ve sargılı beton modeli TDY (2007) de de moment eğrilik analizlerinde kullanım için önerilmektedir. Bu modele ait bağıntıları yazarsak,

Monotonik yükleme altında beton basınç gerilmesi f_c ;

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

ifadesi olarak verilmiştir. (3.1) denklemindeki parametreler;

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad (3.2)$$

$$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{co}} \quad (3.6)$$

$$E_{sec} = f_{cc} / \varepsilon_{cc} \quad (3.7)$$

denklemlerinden hesaplanmaktadır. λ_c sargı faktörü, f_{co} sargısız betonun basınç dayanımı, f_{cc} sargılı beton dayanımı, ε_c beton basınç birim şekildeğiştirme, ε_{co} (0.002) sargısız beton basınç gerilmesindeki birim şekildeğiştirme, ε_{cc} en büyük sargılı beton basınç gerilmesindeki birim şekildeğiştirme, E_c betonun elastisite modülünü ve E_{sec} en büyük beton basınç gerilmesindeki sekant elastisite modülünü göstermektedir.

Sargı faktörü aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilmektedir.

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

Efektif sargı dayanımı f_e , dikdörtgen kesitler için birbirine dik iki doğrultudaki değerler olarak (3.9) ve (3.10) bağıntıları ile hesaplanabilir,

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

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (3.10)$$

bu bağıntılarda ρ_x ve ρ_y iki dik doğrultuda kesitteki hacimsel enine donatı oranı ve k_e sargılama etkinlik katsayısıdır ve (3.11) denklemi ile hesaplanır.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (3.11)$$

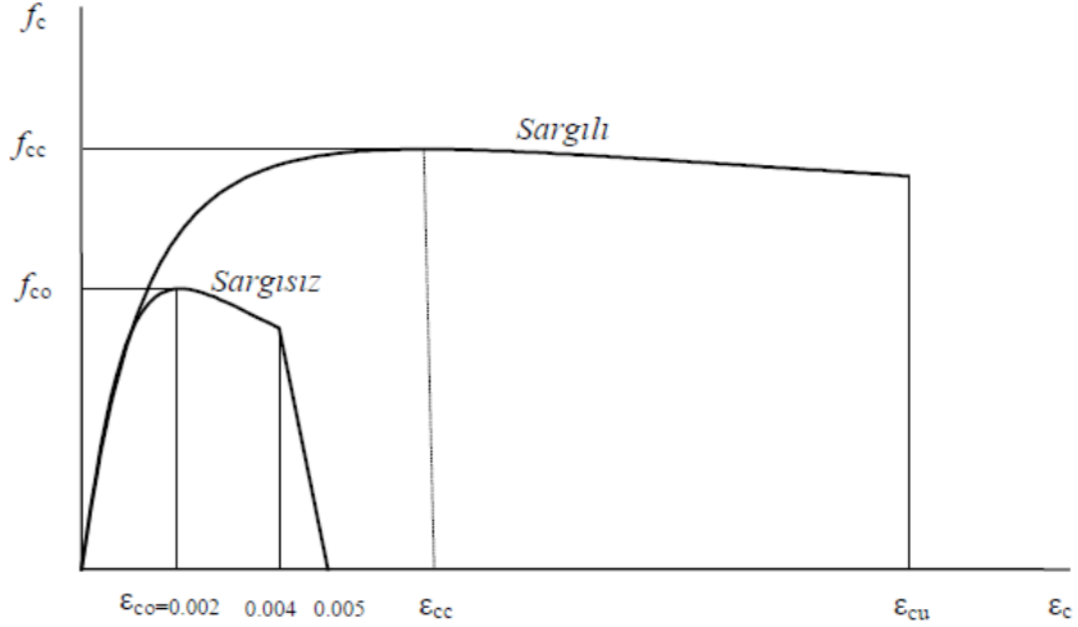
Burada a_i enine donatı tarafından tutulu donatıların eksenleri arasındaki uzunluk, b_o ve h_o çekirdek betonunun sargılayan enine donatıların eksenleri arasında kalan kesit boyutları, s düşey doğrultuda enine donatı aralığı, A_s boyuna donatı alanıdır.

Sargılı betonun en çok zorlanan lifindeki en büyük birim şekildeğiştirme (3.12) bağıntısından hesaplanır. Burada ρ_s kesitteki hacimsel enine donatı oranıdır ve her iki doğrultudaki hacimsel enine donatı oranlarının toplamı olarak belirlenir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.12)$$

Sargısız betonlar için beton birim şekildeğiştirme (ε_c) 0.004 değerine kadar (3.1) denklemi geçerlidir. Sargısız betonlarda sargı faktörü (λ_c) 1 olarak alınır. Beton birim şekildeğiştirme (ε_c) 0.005 değerinde beton basınç gerilmesi almadığı kabul

edilmektedir. Beton birim şekildeğiştirmesinin 0.004 ve 0.005 değerleri arasında gerilme şekildeğiştirme ilişkisi doğrusal kalmaktadır. Bu beton modeline göre elde edilecek gerilme şekildeğiştirme arasındaki ilişkisi Şekil 3.19 da gösterilmiştir.



Şekil 3.19: Beton modeli

TDY (2007)'de yer alan pekleşmeyi de göz önüne alan Mander ve diğerleri tarafından önerilen donatı çeliği modeline ait bağıntılar ise Őöyle gösterilmektedir.

Donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme değerinin (ϵ_s) akma durumuna ait birim şekildeğiştirme değerinden (ϵ_{sy}) kk olması durumunda donatıdaki gerilme (f_s) hooke kanuna göre (3.13) denklemi ile hesaplanır.

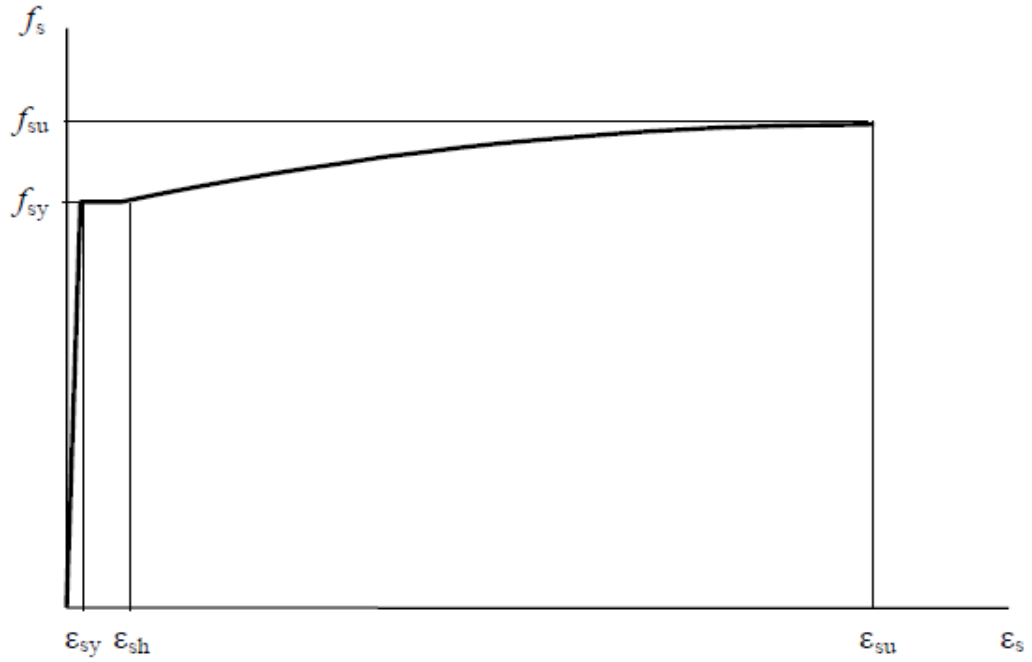
$$f_s = E_s \epsilon_s \quad \epsilon_s < \epsilon_{sy} \quad (3.13)$$

Akma bölgesi boyunca donatıdaki gerilme (f_s) donatı çeliğinin akma dayanımına (f_{sy}) eşittir. Donatıdaki birim şekildeğiştirme değeri (ϵ_s) pekleşme başlangıcı birim şekildeğiştirme değerinden (ϵ_{sh}) büyük olması durumunda donatı çeliğindeki gerilme (3.14) denklemi ile hesaplanır.

$$f_s = f_{sy} \quad \epsilon_{sy} < \epsilon_s < \epsilon_{sh} \quad (3.14)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} \quad \epsilon_{sh} < \epsilon_s \quad (3.15)$$

Bu denklemlerde f_{su} donatı çeliği kopma dayanımıdır. Donatı çeliği modeline göre gerilme şekildedğiştirme ilişkisi Şekil 3.20 de gösterilmiştir.



Şekil 3.20: Çelik hesap modeli

3.6 Deney Düzenegi

Deney düzeneğinin imalatı için ilk yapılacak iş, düzenek tasarımı olmuştur. Numunelerin hatasız bir şekilde deneye tabi tutulması ve ayrıca güvenli bir deney ortamının oluşturulmasında bu tasarım süreci çok önemli bir yer tutmuştur. Tüm bunlar göz önünde tutularak numunelerin kapasitelerine göre düzenek içinde gerekli berkitme ve sabitleme elemanları imal edilmiştir.

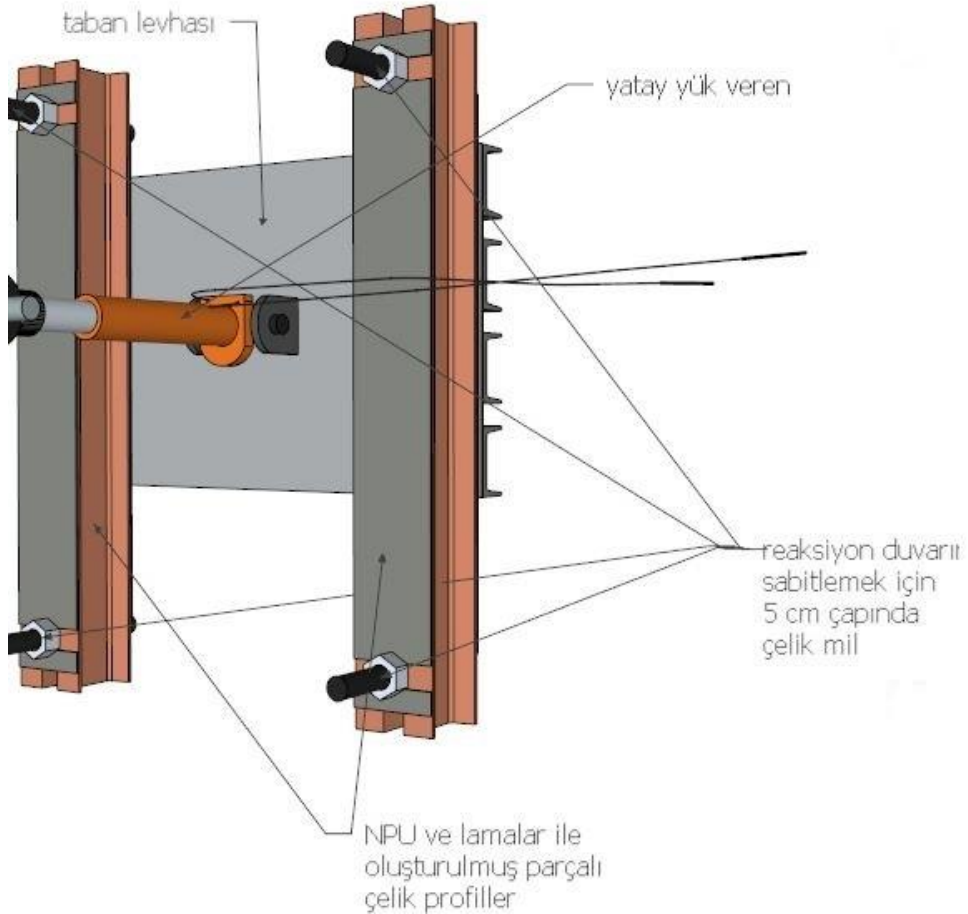
Deney düzeneğini kısımlara ayırmak gerekirse bunları üç ana bölümde incelemek yerinde olur. Bunlar;

- 1- Montaj ve sabitleme bölümü
- 2- Yükleme bölümü
- 3- Ölçüm ve değerlendirme bölümü

3.6.1 Montaj ve Sabitleme Bölümü

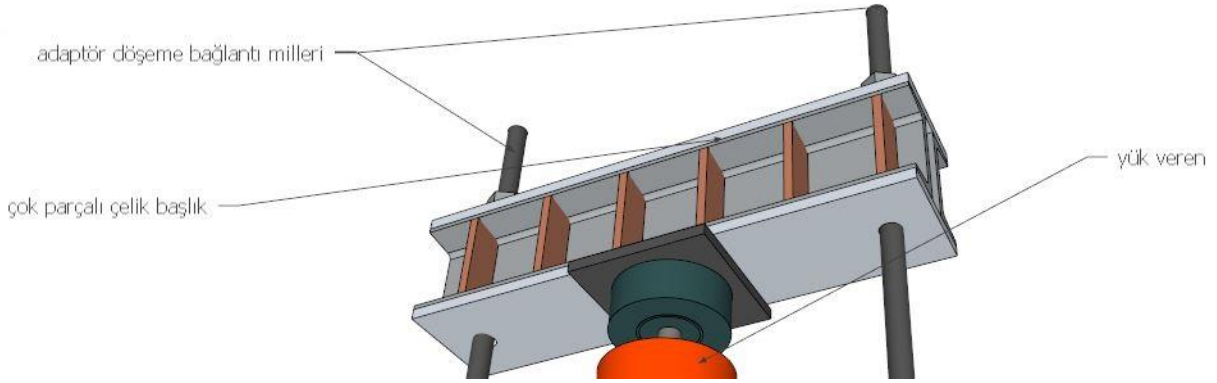
Deney numunelerinin ağırlıkları ve içinde buldukları deney süresinde maruz kaldıkları tonlarca yük düşünülürse deney düzeneğinin hatasız ve güvenli şekilde uygulanmasını montaj ve sabitleme bölümlerinin oluşturduğunu söylemek gerekir. Çünkü deney sırasında ne farklı kesit tesirlerini oluşturacak eksantrik durumların ne de güvenlik zaafı yaşatacak olayların ortaya çıkması istenir. Bu sebepten dolayı dikkatli tasarlanması gereken bir bölümdür. Deney düzeneği montaj ve sabitleme kısmı kendi içinde iki farklı bölüme ayrılmaktadır. Bunlar yük verenlerin yani hidrolik pistonları sabitleme bölümleri ve kolon numunelerinin deney düzeneğine montajının yapıldığı bölümlerdir.

Hidrolik pistonlar aksenal ve yatay yük sağlayıcılar olarak ikiye ayrılmaktadır. Yatay yük veren hidrolik piston, 5 cm çapında dört adet çelik mil ile reaksiyon duvarına bağlanmıştır.



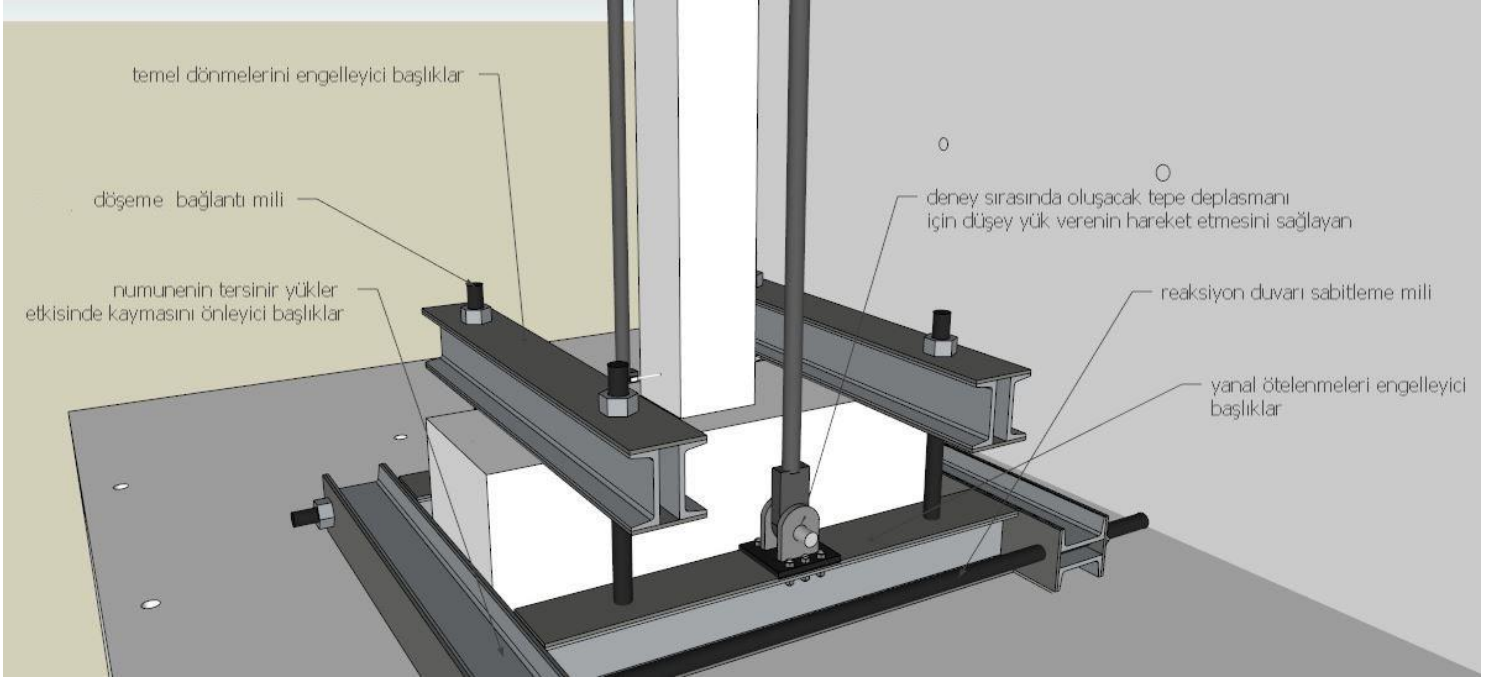
Şekil 3.21: Yatay yük verenin sabitlenmesi

Eksenel yük veren piston ise deney düzeneğinde kolon numunelerinde herhangi bir eksantriklik oluşturmayacak ve numunelerin değişimi esnasında uygulamayı zorlaştırmayacak şekilde tasarlanmıştır. Buna göre yine NPU ve lamalar ile oluşturulmuş çelik başlık 2 adet 5 cm çapında mil ile döşemeye bağlanmış, bu başlığa da hidrolik piston kaynaklanmıştır. Başlık kaçıklık oluşturmayacak şekilde simetrik ve numunelerin değişimi sırasında zorlanılmaması amacıyla laboratuvar içindeki kreyn vinci ile rahatlıkla taşınabilecek şekilde tasarlanmıştır.



Şekil 3.22: Düşey yük verenin sabitlemesi

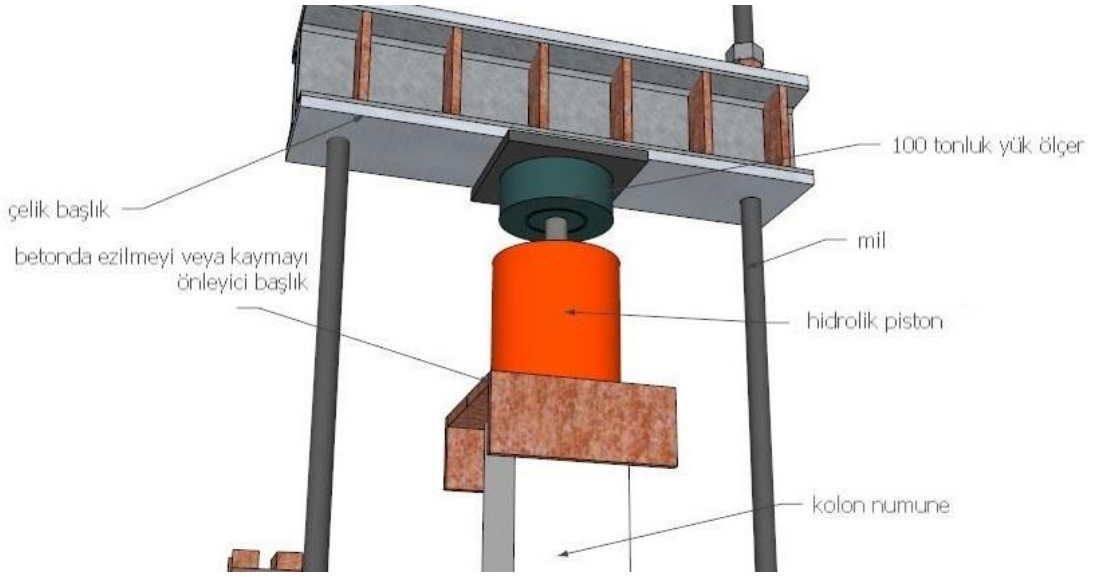
Kolon numunelerinin deney süresince ek gerilmeler oluşturacak hareketlerden kaçınması gerekmektedir. Bu amaçla deney numuneleri tüm yük yönlerinde tersinir yüklerde göz önünde bulundurularak sabitlenmiştir. Bu sabitleme işlemi NPU ve lamalar ile teşkil edilmiş çok parçalı çelik başlıklar ile ve bunları döşeme ve reaksiyon duvarına sabitleyen 5 cm çapında miller tarafından sağlanmıştır.



Şekil 3.23: Numune sabitleme parçaları

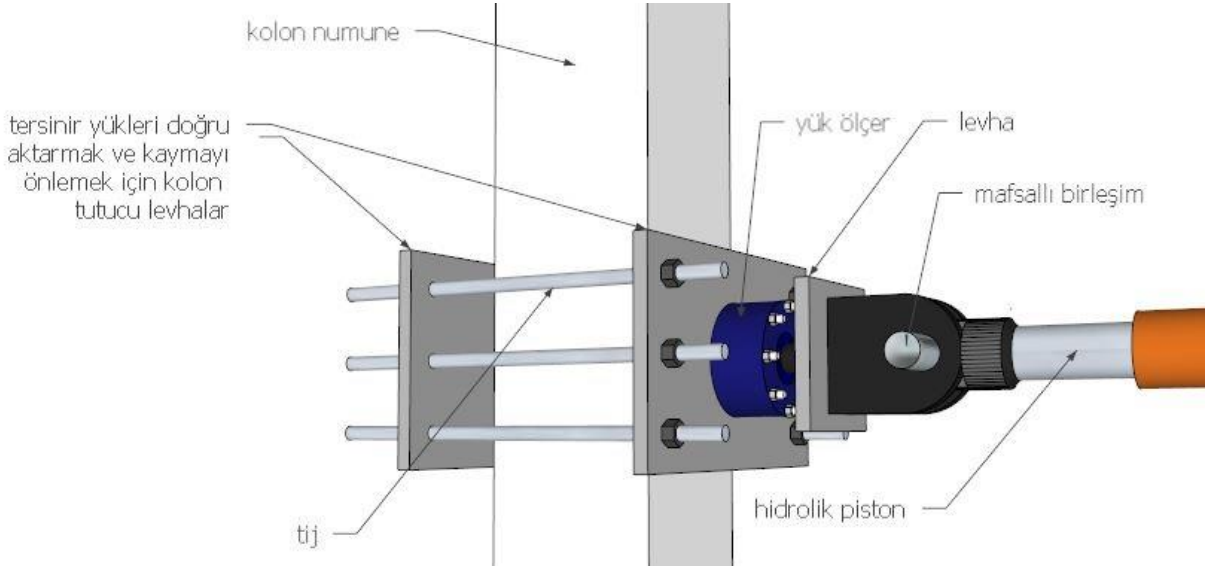
3.6.2 Yükleme Bölümü

Numunelere deney sırasında iki farklı yükleme yapılmıştır. Bunlar sabit aksenal yük ve tersinir tekrarlı yatay yük uygulamasıdır. Aksenal yük verici kolon tepesinde kolona eksantriklik oluşturmayacak şekilde yerleştirilmiş 100 tonluk bir hidrolik pistondur. Kontrolü deney sırasında yatay yük değişimlerinden dolayı değişen aksenal yükün yaklaşık sabit bir değerde kalmasını sağlayacak şekilde yük ölçerlerden alınan bilgilere göre elle yapılmıştır. Kolon baş kısmında ezilme veya herhangi bir kaymaya sebebiyet vermemek için aksenal kuvvet verici bir başlık yardımı ile kolon üstüne oturtulmuş, sabitleme bölümleri ile döşemeye yük aktarımını yapmaktadır.



Şekil 3.24: Eksenel yük verici

Kolon numunelerine yatay yük verilmesi için ise de benzer bir hidrolik piston kullanılmıştır. Ancak bu hidrolik piston 30 tonluk basınç 15 tonluk çekme yükleme kapasitesi olan ve gerekli yatay hareketi sağlayacak kadar uzun kol boyuna sahip bir pistondur. Hidrolik pistonun ucuna yine bir yük ölçer bağlanmıştır. Ancak piston hareketleri bu yük ölçerde okunan kuvvet değerlerine göre değil deplasman ölçerden alınan yatay deplasman değerlerine göre elle kontrol edilmiştir. Piston ucu hareket kabiliyetini arttırmak için mafsallı tasarlanmış, kaymaması ve tersinir yükleri kolona dengeli aktarılması için kolon birleşim noktasında kolona levhalar ile tutturulmuştur. Yük uygulama merkezi temel üstünden S.1.20 için 163cm, S.1.10 için 160cm, S.2.20 için 165cm ve S.2.10 için 164cm yüksekte kolon ortası olacak şekilde uygulanmıştır.



Şekil 3.25: Yatay yük veren

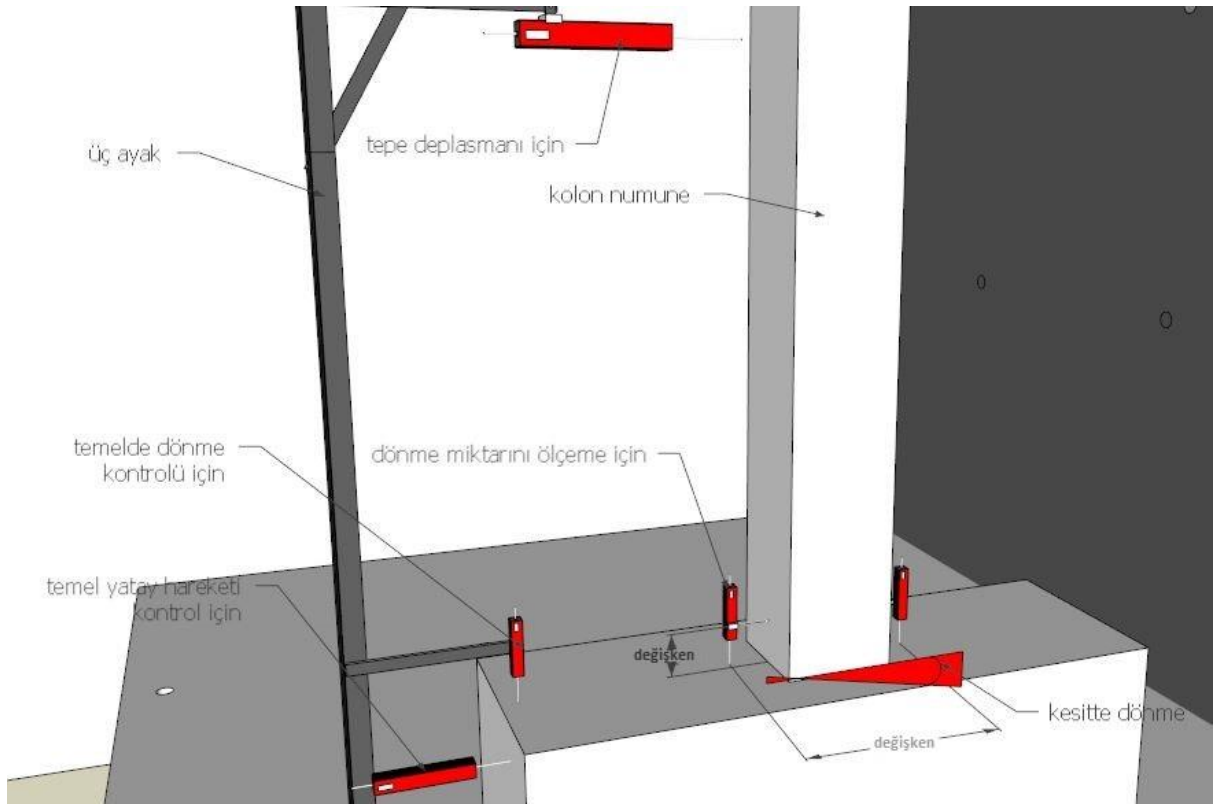
3.6.3 Ölçme ve Değerlendirme Bölümü

Deney düzeneğinin en önemli bölümlerinden biri de ölçme bölümüdür. Çünkü deneyin uygulanabilir olduğu ve doğru olarak uygulandığını, tez amacı olarak elde edilmek istenen verilerin doğru elde edilmesi ve sonucunda doğru bir öneri getirebilmek için hassas ölçüm verileri oluşturmak gerekmektedir. Bu nedenle ölçümlerde hassaslık oranı yüksek cihazlar kullanılmıştır. Ancak bu cihazların ve veri toplama merkezinin maliyetinin yüksek olması sebebiyle kesitlerde kritik noktalarda ölçüm yapılmıştır.

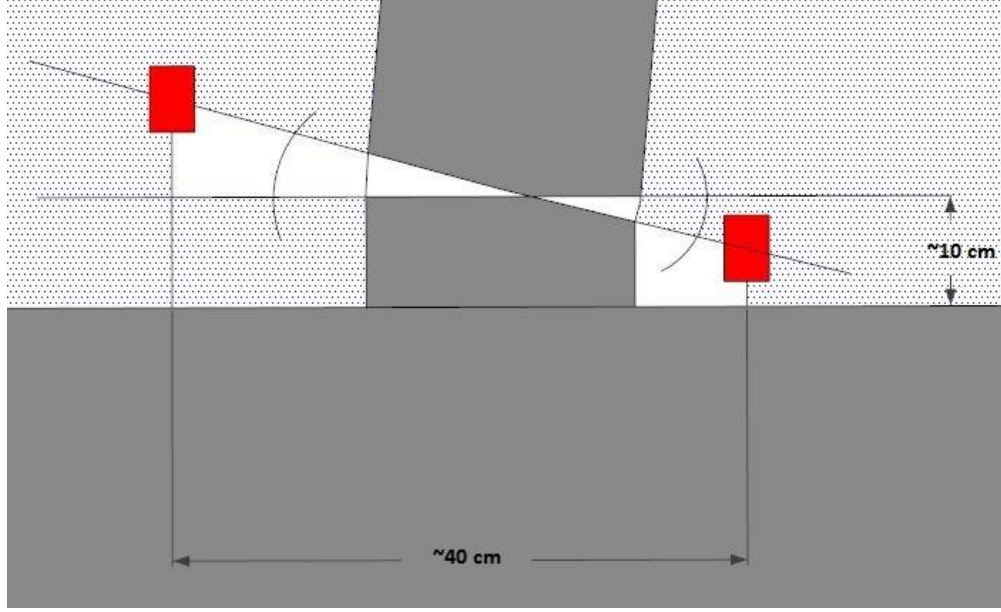
Bu cihazların yerini ve amaçlarını sıralarsak;

1- Yük ölçerler, yatay ve düşey yüklerin değerini ölçmek için hidrolik pistonların üzerine monte edilmiştir. Düşeyde 100 tonluk yatayda 20 tonluk kapasiteli yük ölçerler kullanılmış ve şekil 3.24 ve 3.25 de gösterilmiştir.

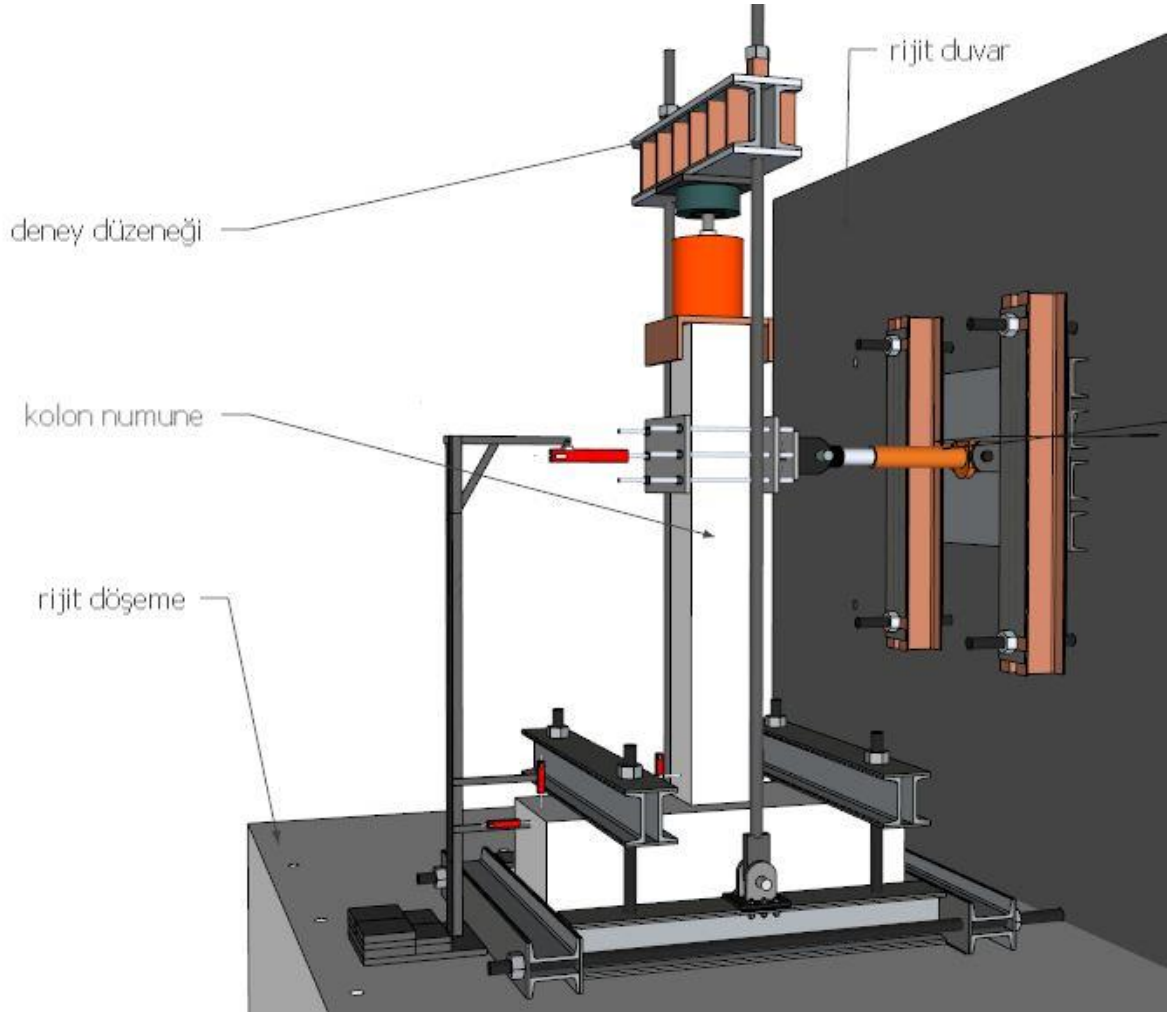
2- Deplasman ölçerler tez amacına en çok hizmet eden birimlerdir. Deney düzeneğinde 3 adet direkt olarak hesaplarda data sağlayan ve 2 adet kontrol amaçlı potansiyometrik cetvel kullanılmıştır. Data sağlayan bu cetvellerden ilki yükleme bölgesinde yani temelden ortalama 160 cm yukarıda yatay deplasmanı ölçmek içindir. 10 cm lik yerdeğiştirmeleri algılayabilecek düzeydedirler. Sonraki 2 potansiyometrik cetvel kolon temel birleşim bölgesinde temelden ortalama 20 cm yukarıda kuvvet yönünde karşılık simetri oluşturacak şekilde kolonların her iki yüzeyinde kolona saplanarak temin edilmiştir. Birbiri arasında yaklaşık 40 cm mesafe bırakılmıştır. Ölçümleri sonucu kesitte dönme miktarları hesaplanmaktadır. 5 cm'lik yerdeğiştirmeleri ölçecek kapasiteye sahiptirler. Kalan potansiyometrik cetveller numune sabitlenmesinde temelde dönme veya yatay hareket oluyor mu sorusunun cevabı için temel bölgelerinde konuşlandırılmıştır. Potansiyometrik cetvellerin çalışma prensibi oluşan küçük yerdeğiştirmelerin elektrik sinyallerinin hızı olarak bilgisayara aktarması ve çevirmesi şeklinde açıklanabilir ve böylelikle hassas ölçüm sağlamaktadırlar.



Şekil 3.26: Potansiyometrik cetveller



Şekil 3.27: Kesitte dönme miktarının ölçülmesi

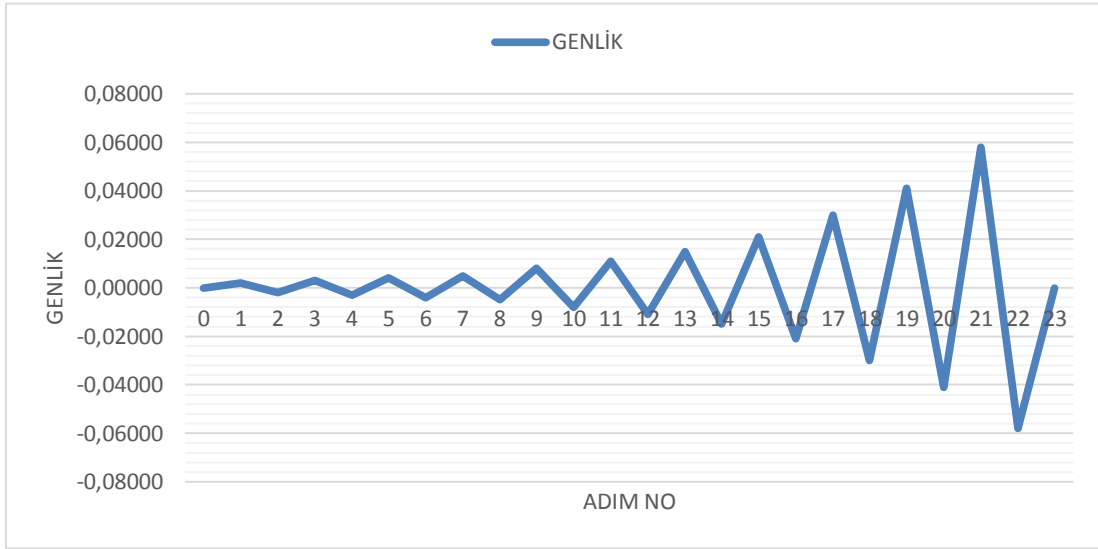


Şekil 3.28: Deney düzeneği

3.7 Deneysel Çalışmalar ve Sonuçlar

Bu bölümde, yukarıda belirtildiği üzere hazırlanan deney düzeneklerinde gerçekleşen çalışmalar sonucunda numunelerde oluşan değişimlere yer verilmiştir. Bu amaçla her numunenin yükleme durumuna göre görsel olarak ifadesi ve bu aşamalarda gerçekleşen değişimler ayrı ayrı tablo ve grafikler halinde ifade edilmiştir.

Numune yüklemeleri, yatay doğrultudaki deplasman değerinin, yatay yük uygulama noktasından temel üstüne uzaklığı olan temiz açıklığa oranı olan genlik değeri ile ifade edilmektedir. Yatay kuvvet ve yerdeğiştirme miktarı genlik ifadesinin katları olarak artmaktadır.



Şekil 3.29: Genlik – adım no

Öngörülen yerdeğiştirme protokolü uygulandıktan sonra yatay yük–yerdeğiştirme histeresis davranışları belirlenmiştir. Yük ölçerden okunan yatay yük değerleri, düşey yükün yatay bileşeninin etkisine bağlı olarak azaltılmış ve tersinir yatay yükler altında deneylerden elde edilen yatay yük–yerdeğiştirme histeresis grafiklerine de bu bölümde yer verilmiştir.

Numunelerin yükleme adımları, deplasman ve genlik oranlarını tablo 3.2 de gösterilmiştir.

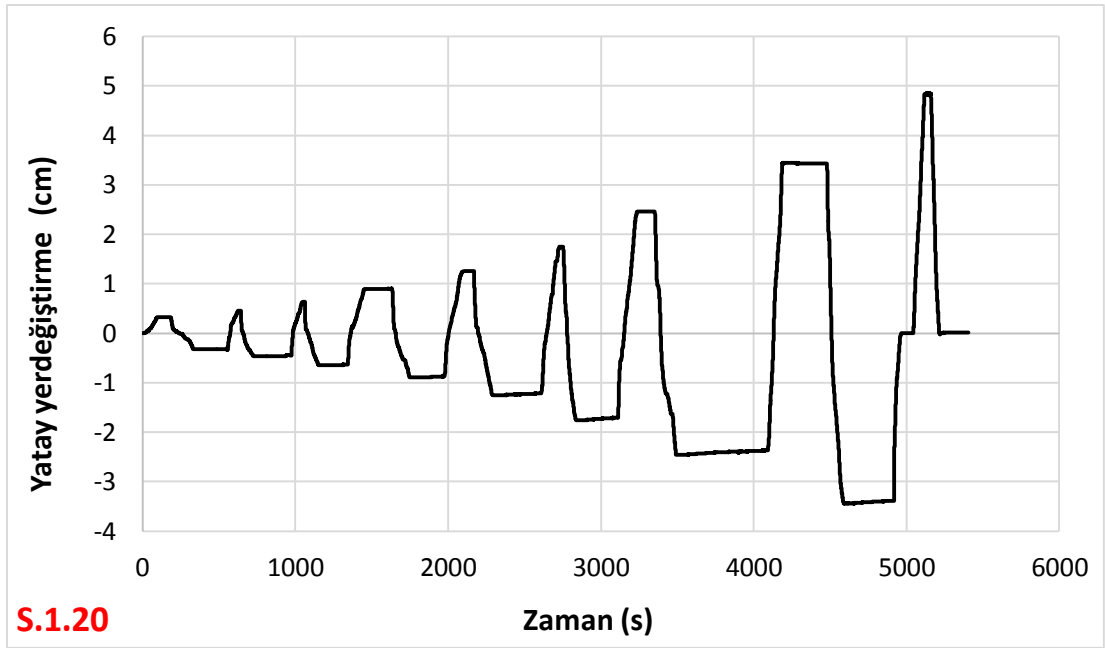
Tablo 3.2: Yükleme adımları

ADIM NO	GENLİK	DEPLASMAN (mm)
0	0,000	0,00
1	0,002	3,26
2	-0,002	-3,26
3	0,003	4,56
4	-0,003	-4,56
5	0,004	6,39
6	-0,004	-6,39
7	0,005	8,95
8	-0,005	-8,95
9	0,008	12,52
10	-0,008	-12,52
11	0,011	17,53
12	-0,011	-17,53
13	0,015	24,55
14	-0,015	-24,55
15	0,021	34,36
16	-0,021	-34,36
17	0,030	48,11
18	-0,030	-48,11
19	0,041	67,36
20	-0,041	-67,36
21	0,058	94,30
22	-0,058	-94,30
23	0,000	0,00

Numunelerin hasar sınırları değerleri ise, belirtilen malzeme hesap modelleri ve hasar sınır değerlerine göre revize edilen CUMBIA (Montejo ve Kowalsky, 2007) [33] bilgisayar programı ile elde edilmiş ve bu çıkan değerlere göre hasar gözlemleri yapılmıştır.

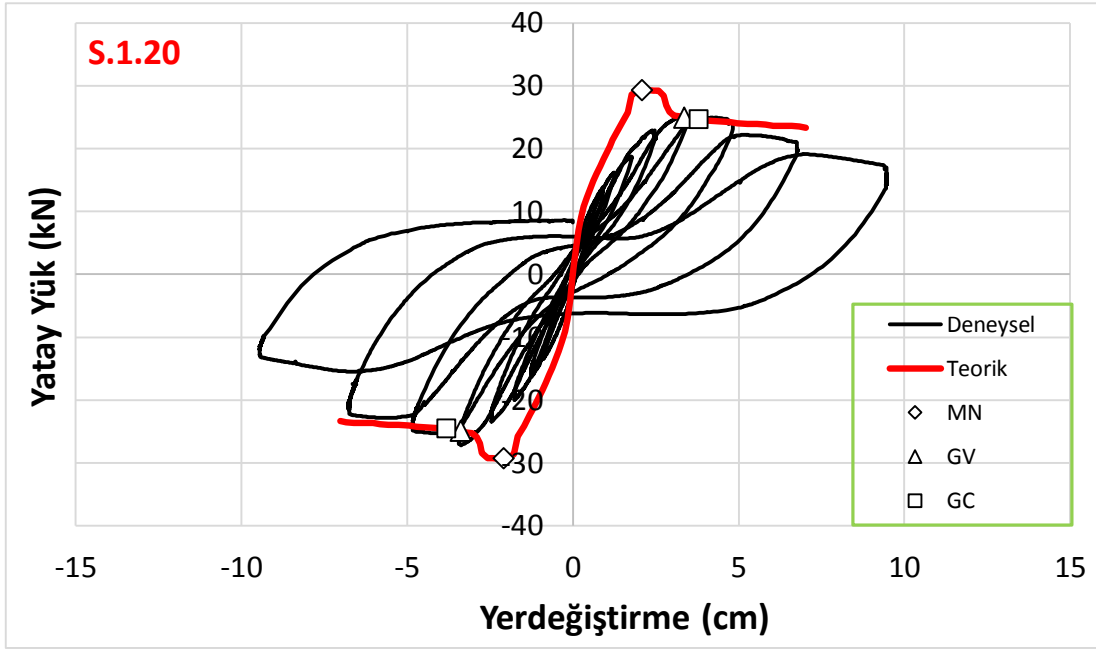
3.7.1 S.1.20 Numunesi Deneysel Çalışması

S.1.20 Numunesine ait zaman - deplasman grafiği;



Şekil 3.30: Yatay yerdeğiştirme - zaman

şekil 3.30 da, teorik ve deneysel yatay yük - deplasman grafikleri ise üst üste karşılaştırılarak;



Şekil 3.31: Yatay yük – deplasman grafiği

şekil 3.31 de verilmiştir.




Hasar sınır değerleri;




Tablo 3.3: Hasar sınırları



Toplam Deplasman (cm)		
MN	GV	GÇ
2,087755617	3,370576411	3,811349831
Plastik Eğrilik (rad/m)		
MN	GV	GÇ
0,03975	0,10271053	0,124343581



tablo 3.3 de verilen S.1.20 numunesinin yükleme adımlarına göre numunede gerçekleşen görsel değişimleri ve elde edilen değerleri tablo 3.4 de gösterildiği gibidir.


Tablo 3.4: S.1.20 gözlemler

ADIM NO	GENLİK	DEPLASMAN (mm)	YÜK (kN)	HASAR DÜZEYİ	GÖZLEMLER
1	0,002	-3,26	14,87	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
2	0,003	-4,56	17,78	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
3	0,004	-6,39	21,00	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

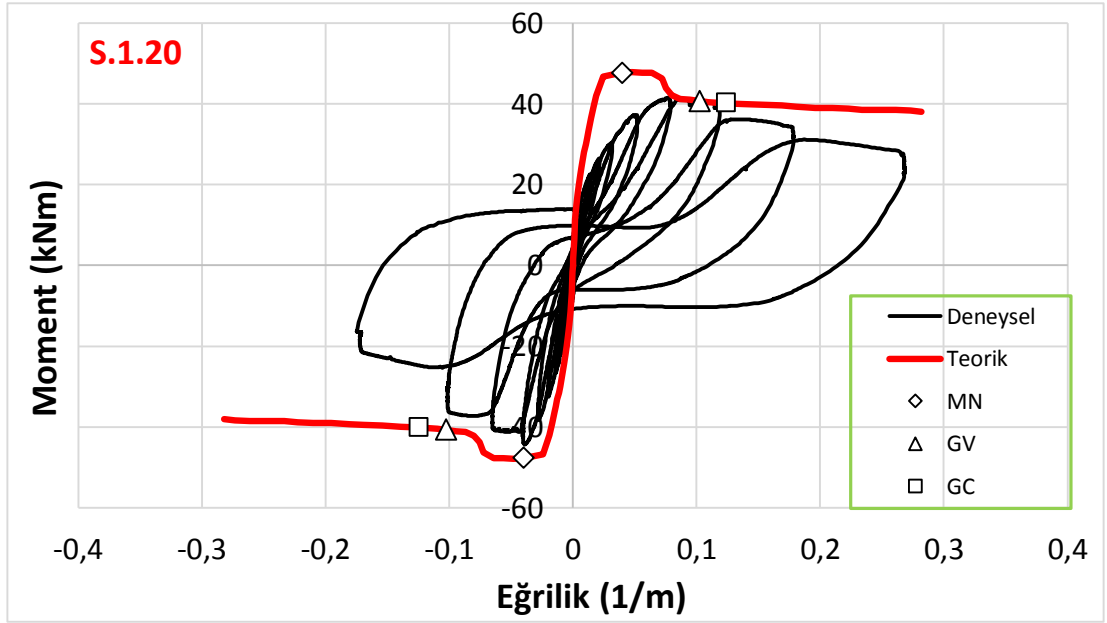
4	0,005	-8,95	26,12	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
5	0,008	-12,52	29,55	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
6	0,011	-17,53	30,33	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir</p>

7	0,015	-24,55	29,47	GV	 <p>Yatay yük uygulama yüzeyindeki birleşim noktasına yakın bölgede karşılıklı kılcal çatlaklar oluşmaya başlamıştır.</p>
8	0,021	-34,36	28,23	GÇ	 <p>Etriyelerin üst kısımlarında kılcal çatlaklar oluşmaya devam etmektedir Fakat oluşan çatlaklar sınırlı genişlikte kalmaktadırlar. Numunede görsel hasar bakımından ayırt edici hasarlar meydana gelmemiştir.</p>

9	0,030	-48,11	25,90	GÖÇME	 <p>Temel kolon birleşim noktasında soğuk derz oluşmaktadır. Kolon dönmesi gözle görülebilmektedir. Donatıda kayma etkisi başlamıştır. Numune taşıma gücünü yitirmeye başlamıştır.</p>
10	0,041	-67,36	0,00	GÖÇME	 <p>Kabuk betonu dökülmüştür. Göbek betonunda hasar gözlemlenmemiştir. Mevcut çatlaklar genişlemeye devam etmektedir.</p>

11	0,058	-94,30	0,00	GÖÇME	 <p>Göbek betonunda gözle görülebilir ağır hasarlar oluşmuştur. Numune tam göçme durumuna ulaşmış deney çalışmasına son verilmiştir.</p>
----	-------	--------	------	-------	--

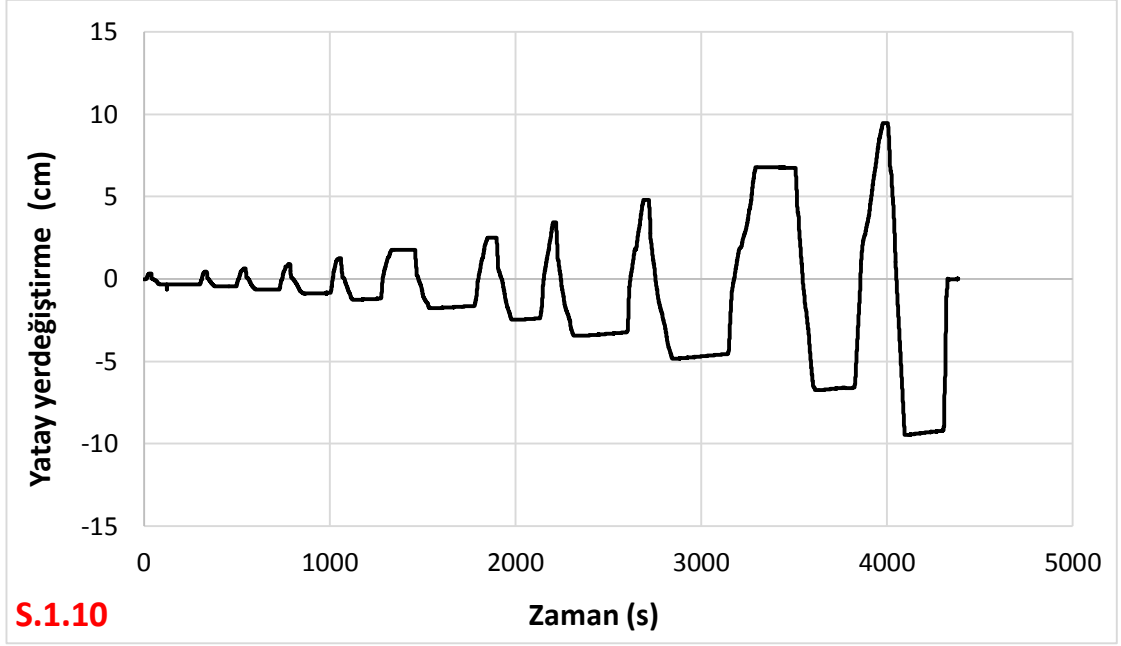
Ölçümler sonucu taşıma kapasitesi 50,2 kNm olarak elde edilen S.1.20 numunesinin, eğilme yönünde her iki yüzeyinde bulunan ve eğrilik ifadesinin elde edilmesi için kullanılan deplasman ölçerlerden okunan değerler ile teorik sonuçların karşılaştırıldığı M – χ grafiği şekil 3.32 de gösterilmiştir.



Şekil 3.32: Moment - eğrilik

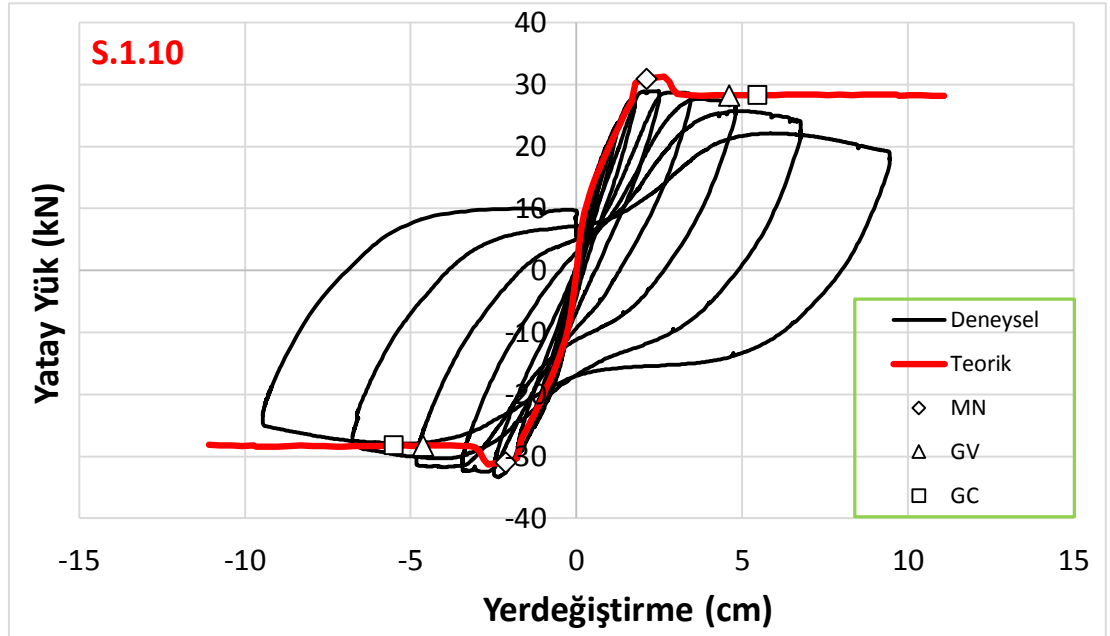
3.7.2 S.1.10 Numunesi Deneysel Çalışması

S.1.10 Numunesine ait zaman - deplasman grafiği;



Şekil 3.33: Yatay yerdeğiştirme - zaman

şekil 3.33 de, teorik ve deneysel yatay yük – deplasman grafikleri ise üst üste çakıştırılarak;



Şekil 3.34: Yatay yük - deplasman

şekil 3.34 de verilmiştir.



Hasar sınır değerleri;




Tablo 3.5: Hasar sınırları




Toplam Deplasman (cm)		
MN	GV	GÇ
2,118051883	4,611594302	5,491899946
Plastik Eğrilik (rad/m)		
MN	GV	GÇ
0,04117	0,16355245	0,206757635



tablo 3.5 de verilen S.1.10 numunesinin yükleme adımlarına göre numunede gerçekleşen görsel değişimleri ve elde edilen değerleri tablo 3.6 da gösterildiği gibidir.


Tablo 3.6: S.1.10 gözlemler

ADIM NO	GENLİK	DEPLASMAN (mm)	YÜK (kN)	HASAR DÜZEYİ	GÖZLEMLER
1	0,002	-3,26	10,46	MN	 Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.
2	0,003	-4,56	13,58	MN	 Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.

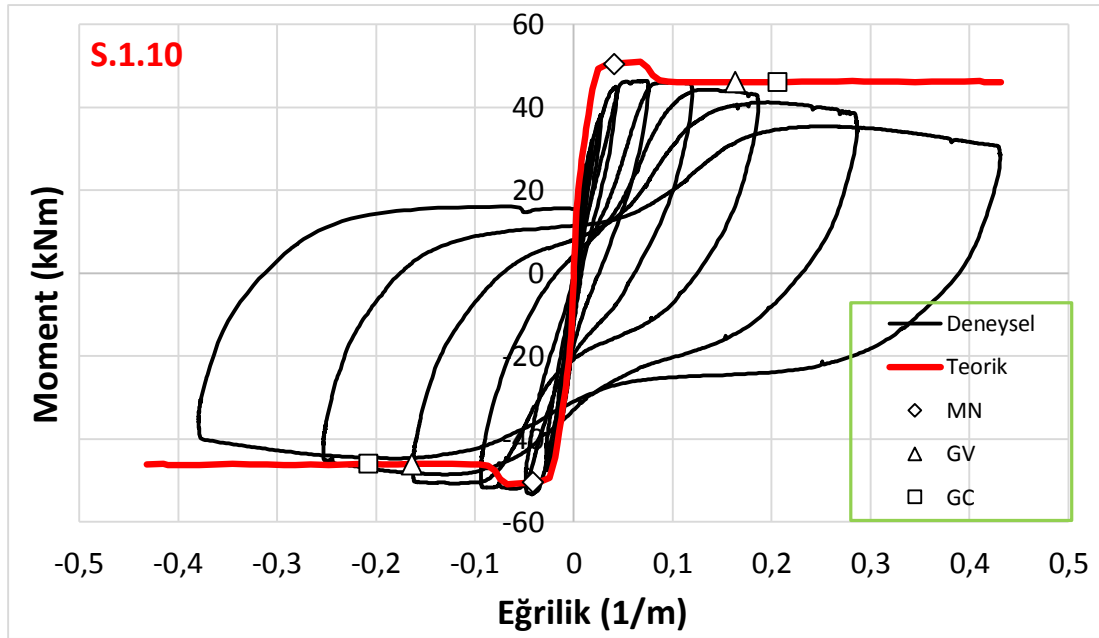
3	0,004	-6,39	17,16	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
4	0,005	-8,95	21,14	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
5	0,008	-12,52	25,55	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

6	0,011	-17,53	30,46	MN	 <p>Plastik kesit bölgesi dışında kalan bölgede etriyelerde kılcal çatlaklar meydana gelmeye başlamıştır.</p>
7	0,015	-24,55	32,31	GV	 <p>Kılcal çatlaklar daha fazla belirginleşmeye başlamıştır.</p>
8	0,021	-34,36	32,87	GV	 <p>Kolon – temel bölgesinde soğuk derz belirginleşmeye başlamış ve dönmeler gözle görülür hale gelmiştir.</p>

9	0,030	-48,11	32,94	GÇ	 <p>Plastik bölgede hasar gözlemlenmemektedir. Kolon – temel bölgesi dönme miktarı artmaktadır.</p>
10	0,041	-67,36	32,85	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşimde dönme miktarı daha da artmaktadır. Etriye üzerlerindeki kılcal çatlaklar genişlemeye devam etmektedir. Yük taşıma kapasitesi azalmaya başlamıştır.</p>

11	0,058	-94,30	31,65	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşiminde dönme miktarı daha da artmaktadır. Kabuk betonunda dökülmeler meydana gelmeye başlamıştır. Yük taşıma kapasitesi gittikçe azalmaktadır.</p>
----	-------	--------	-------	-------	--

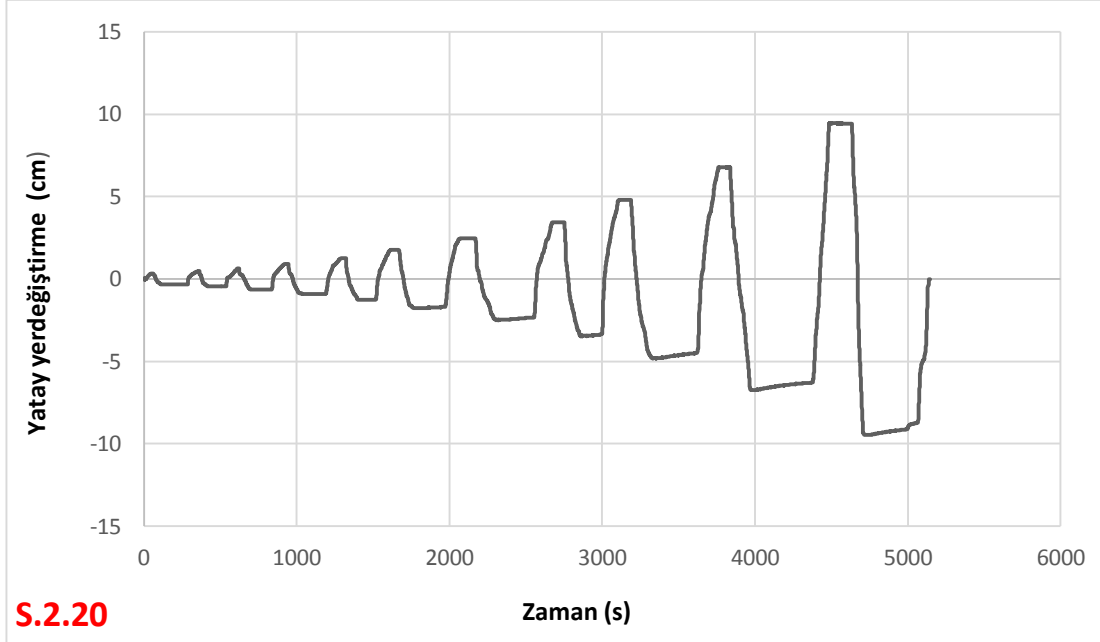
Ölçümler sonucu taşıma kapasitesi 50,42 kNm olarak elde edilen S.1.20 numunesinin, eğilme yönünde her iki yüzeyinde bulunan ve eğrilik ifadesinin elde edilmesi için kullanılan deplasman ölçerlerden okunan değerler ile teorik sonuçların karşılaştırıldığı M – χ grafiği şekil 3.35 de gösterilmiştir.



Şekil 3.35: Moment - eğrilik

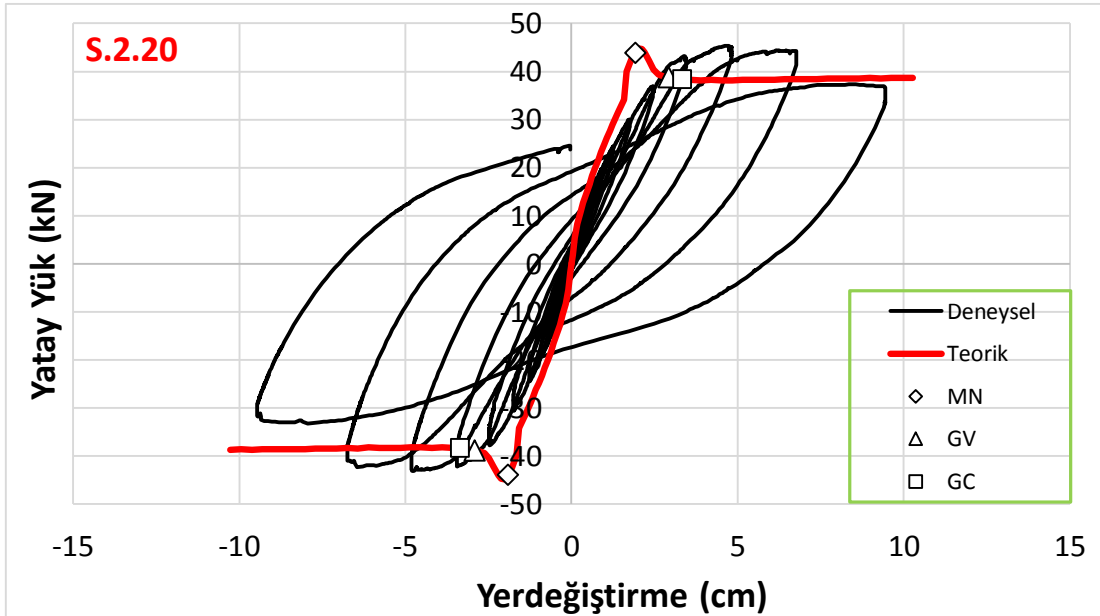
3.7.3 S.2.20 Numunesi Deneysel Çalışması

S.2.20 Numunesine ait zaman - deplasman grafiği;



Şekil 3.36: Yatay yerdeğiştirme - zaman

şekil 3.36 da, teorik ve deneysel yatay yük – deplasman grafikleri ise üst üste çakıştırılarak;



Şekil 3.37: Yatay yük – deplasman

şekil 3.37 de verilmiştir.



Hasar sınır değerleri,




Tablo 3.7: Hasar sınırları




Toplam Deplasman (cm)		
MN	GV	GÇ
1,913484167	2,926106385	3,337625354
Plastik Eğrilik (rad/m)		
MN	GV	GÇ
0,03451	0,08420925	0,1044065



tablo 3.7 de verilen S.2.20 numunesinin yükleme adımlarına göre numunede gerçekleşen görsel değişimleri ve elde edilen değerleri tablo 3.8 de gösterildiği gibidir.


Tablo 3.8: S.2.20 gözlemler

ADIM NO	GENLİK	DEPLASMAN (mm)	YÜK (kN)	HASAR DÜZEYİ	GÖZLEMLER
1	0,002	-3,26	9,78	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
2	0,003	-4,56	13,06	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

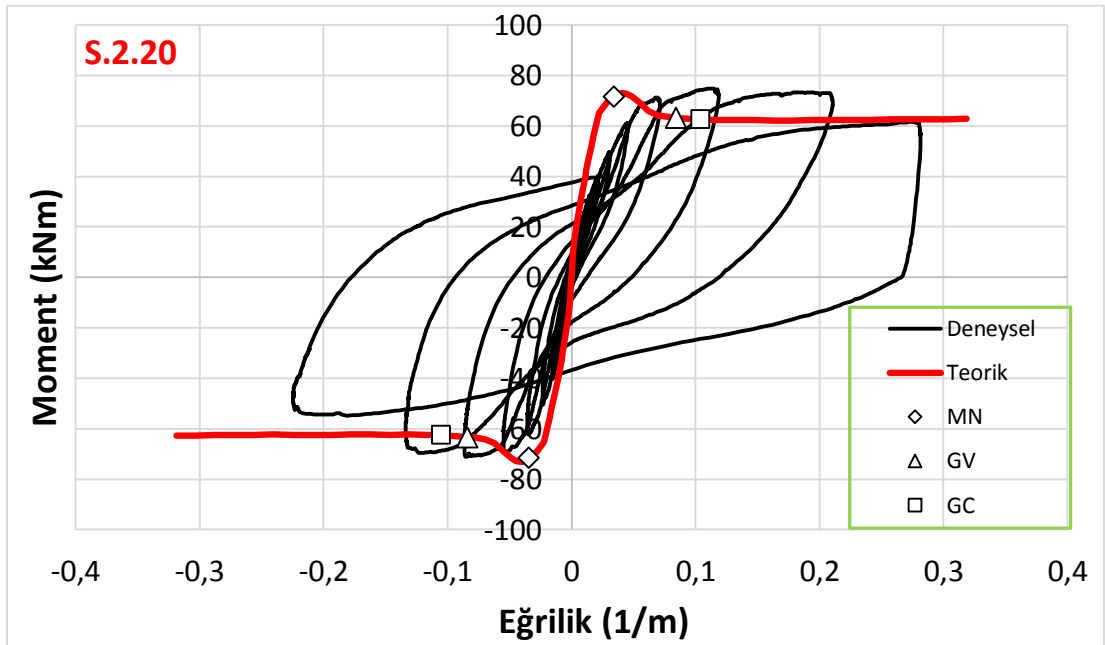
3	0,004	-6,39	16,37	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
4	0,005	-8,95	20,73	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
5	0,008	-12,52	26,07	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

6	0,011	-17,53	32,06	MN	 <p>Plastik kesit bölgesi dışında kalan bölgede etriyelerde kılcal çatlaklar meydana gelmeye başlamıştır. Temel – kolon birleşim bölgesinde soğuk derz ayrılmaya başlamıştır.</p>
7	0,015	-24,55	40,17	GV	 <p>Plastik kesit bölgesinde çatlaklar meydana gelmeye başlamıştır.</p>
8	0,021	-34,36	47,30	GÖÇME	 <p>Soğuk derz ayrılması artmaktadır. Çatlaklarda önemli bir açılma meydana gelmemektedir.</p>

9	0,030	-48,11	50,59	GÖÇME	 <p>Çatlaklarda halen belirgin bir ilerleme gerçekleşmemektedir. Birleşimde soğuk derz nedeniyle kolon dönebilmektedir.</p>
10	0,041	-67,36	53,12	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşimde dönme miktarı daha da artmaktadır. Etriye üzerlerindeki kılcal çatlaklar genişlemeye devam etmektedir. Yük taşıma kapasitesi artmaya devam etmektedir.</p>

11	0,058	-94,30	45,42	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşiminde dönme miktarı daha da artmaktadır. Plastik kesit üzerindeki çatlaklar genişlemiştir.Yük taşıma kapasitesi gittikçe azalmaktadır.</p>
----	-------	--------	-------	-------	---

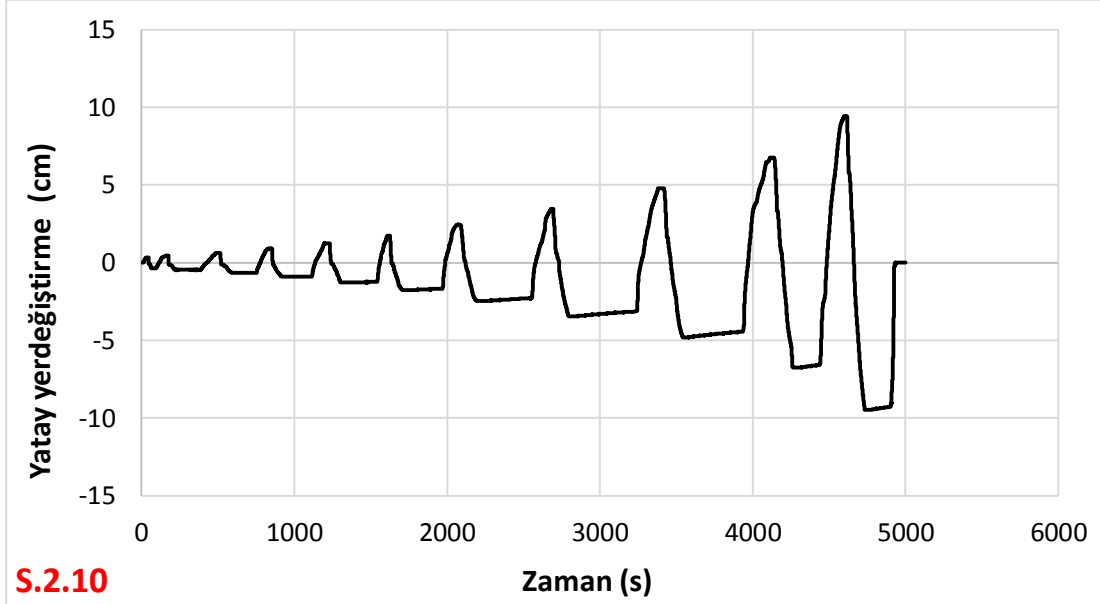
Ölçümler sonucu taşıma kapasitesi 71,5 kNm olarak elde edilen S.2.20 numunesinin, eğilme yönünde her iki yüzeyinde bulunan ve eğrilik ifadesinin elde edilmesi için kullanılan deplasman ölçerlerden okunan değerler ve teorik sonuçların karşılaştırıldığı M – χ grafiği şekil 3.38 de gösterilmiştir.



Şekil 3.38: Moment – eğrilik

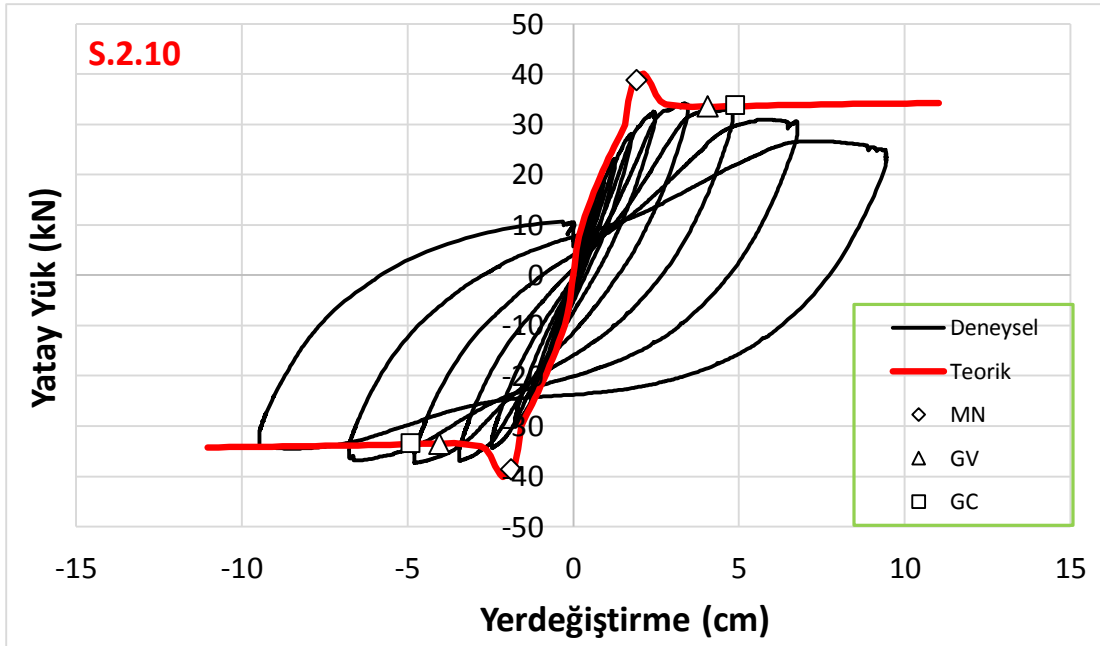
3.7.4 S.2.10 Numunesi Deneysel Çalışması

S.2.10 Numunesine ait zaman - deplasman grafiği;



Şekil 3.39: Yatay yerdeğiştirme- zaman

şekil 3.39 da, teorik ve deneysel yatay yük – deplasman grafikleri ise üst üste çakıştırılarak;



Şekil 3.40: Yatay yük - deplasman

şekil 3.40 da verilmiştir.


Hasar sınır değerleri;

Tablo 3.9: Hasar sınırları



Toplam Deplasman (cm)		
MN	GV	GÇ
1,891071667	4,052693885	4,904764995
Plastik Eğrilik (rad/m)		
MN	GV	GÇ
0,03341	0,139502	0,181321




tablo 3.9 da verilenen S.2.10 numunesinin yükleme adımlarına göre numunede gerçekleşen görsel değişimleri ve elde edilen değerleri tablo 3.10 da gösterildiği gibidir.


Tablo 3.10: S.2.10 gözlemler

ADIM NO	GENLİK	DEPLASMAN (mm)	YÜK (kN)	HASAR DÜZEYİ	GÖZLEMLER
1	0,002	3,26	9,44	MN	 Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.

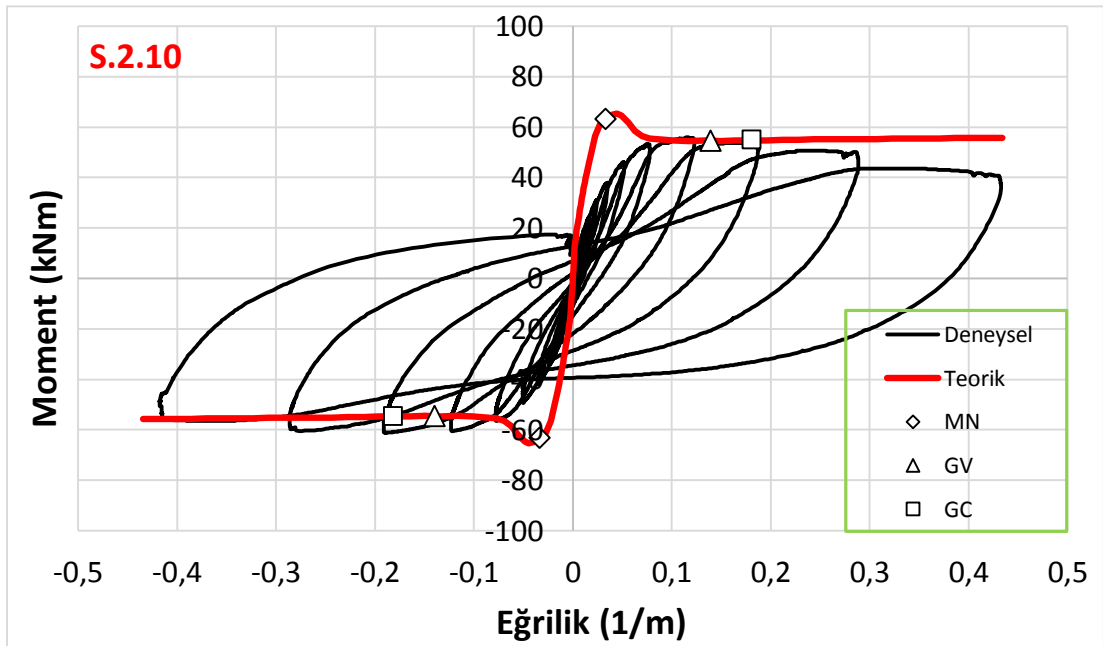
2	0,003	4,56	12,33	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
3	0,004	6,39	15,58	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
4	0,005	8,95	19,75	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

5	0,008	12,52	24,74	MN	 <p>Numunede herhangi bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>
6	0,011	17,53	30,40	MN	 <p>Plastik kesit bölgesi dışında kalan bölgede etriyelerde kılcal çatlaklar meydana gelmeye başlamıştır.</p>
7	0,015	24,55	35,66	GV	 <p>Çatlaklarda önemli bir açılma meydana gelmemiştir.</p>

8	0,021	34,36	38,50	GV	 <p>Soğuk derz ayrılması başlamıştır. Çatlaklarda önemli bir açılma meydana gelmemiştir.</p>
9	0,030	48,11	38,43	GÇ	 <p>Çatlaklarda halen belirgin bir ilerleme gerçekleşmemektedir. Birleşim dönme miktarı gözle görülebilecek seviyelere ulaşmıştır.</p>
10	0,041	67,36	39,30	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşimde dönme miktarı daha da artmaktadır. Plastik mafsal bölgesinde önemli bir hasar gözlemlenmemiştir.</p>

11	0,058	94,30	36,86	GÖÇME	 <p>Kolon – temel birleşiminde dönme miktarı daha da artmaktadır. Plastik kesit üzerinde halen gözle görülür bir hasar meydana gelmemiştir. Yük taşıma kapasitesi gittikçe azalmaktadır.</p>
----	-------	-------	-------	-------	--

Ölçümler sonucu taşıma kapasitesi 73,1 kNm olarak elde edilen S.2.10 numunesinin, eğilme yönünde her iki yüzeyinde bulunan ve eğrilik ifadesinin elde edilmesi için kullanılan deplasman ölçerlerden okunan değerler ile teorik sonuçların karşılaştırıldığı M – χ grafiği şekil 3.41 de gösterilmiştir.



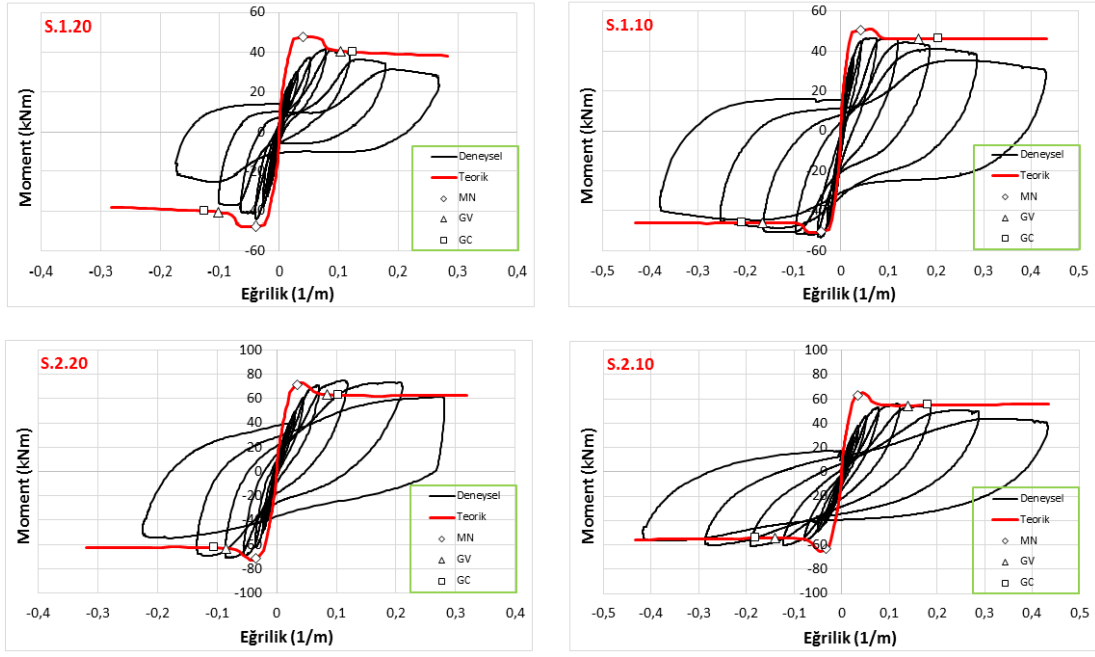
Şekil 3.41: Moment - eğrilik

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

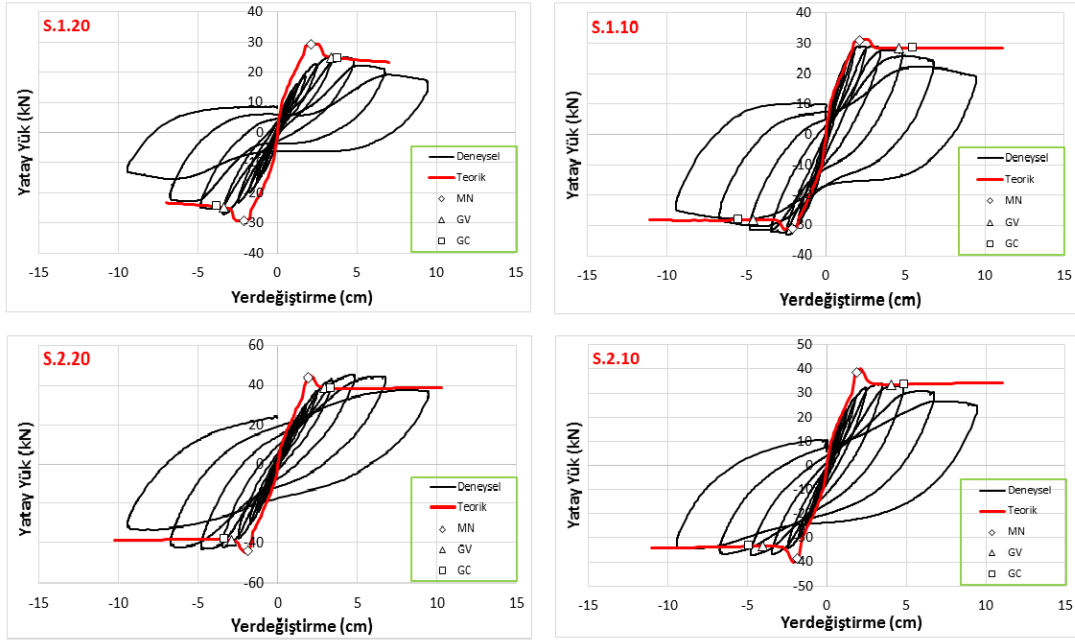
Tez kapsamında, deprem etkisine maruz kalan kolonlar için TDY 2007 de belirtilen performans hedeflerinin araştırılması yapılmıştır. Bu amaçla boyuna ve enine donatı düzeni birbirinden farklı dört adet betonarme kolon numunesi sabit normal kuvvet ve tersinir (itme ve çekme) tekrarlı yükler altında test edilmiş ve CUMBIA programı kullanılarak bu numunelere ait teorik değerler hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçların, performans hedefleri ile ne kadar uyumlu olduğu ve görsel olarak ifadesi ortaya konmuştur.

Tablo 4.1: Numune sınır değerleri

	HASAR SINIRLARI	S.1.20	S.1.10	S.2.20	S.2.10
DEPLASMAN	MN	2,08775	2,118	1,913	1,8911
	GV	3,37057	4,612	2,926	4,0527
	GÇ	3,81134	5,492	3,338	4,9048
EĞRİLİK	MN	0,0397	0,0412	0,0345	0,0334
	GV	0,1027	0,1636	0,0842	0,1395
	GÇ	0,1243	0,2068	0,1044	0,1813



Şekil 4.1: Moment - eğrilik karşılaştırma

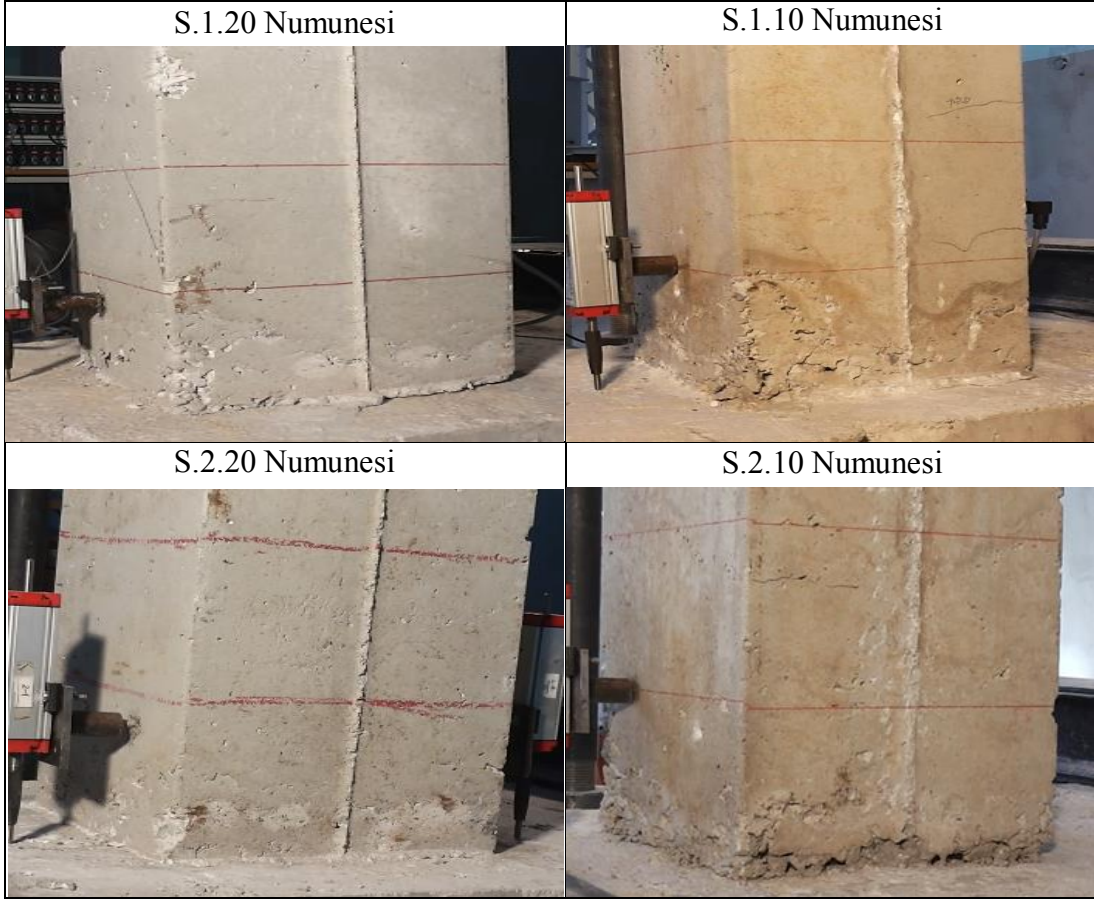


Şekil 4.2: Kuvvet - deplasman karşılaştırma

Elde edilen deney sonuçlarına göre teorik olarak öngörülen yatay yük - yerdeğiştirme ve moment - eğrilik davranışlarının deney sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu sonucuna varılmıştır.

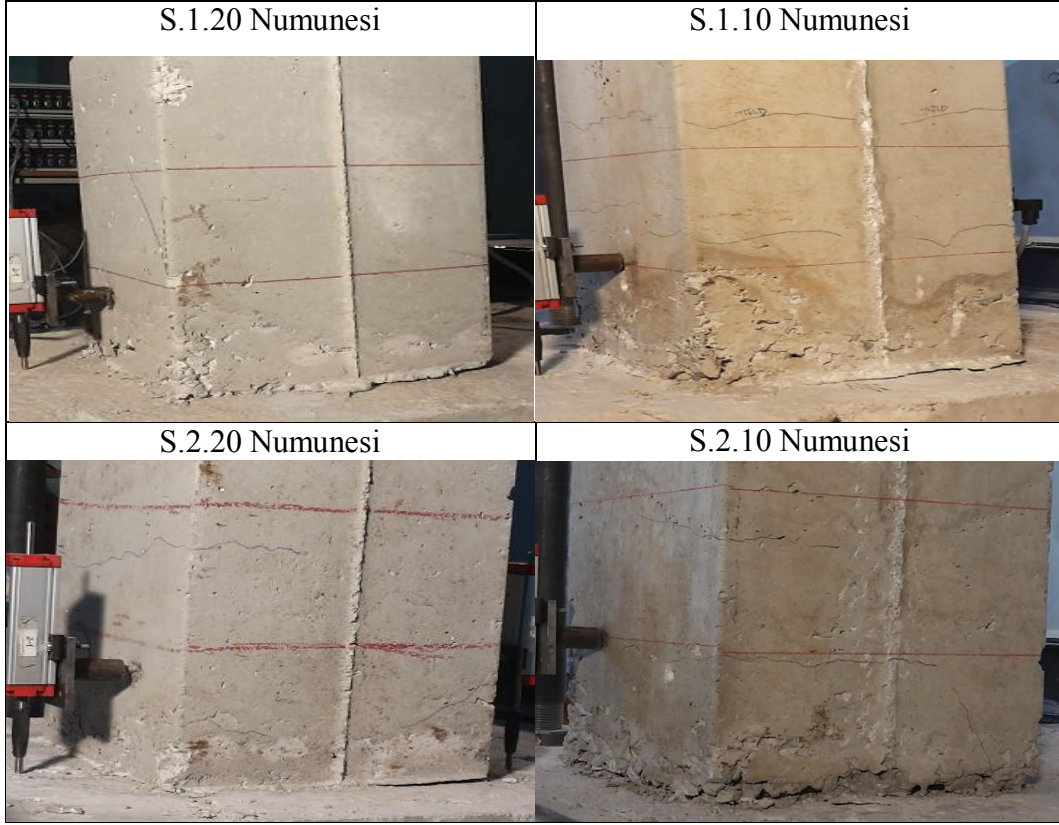
Minimum hasar sınırında kolonlarda gözle görülür hasar gözlenmemektedir.

Tablo 4.2: Minimum hasar sınırında kolonlar



%2.5'lük öteleme değerlerinde plastik mafsallardaki çatlakların genellikle kılcal düzeyde kaldığı, ancak kolon ile temel yüzü arasında oluşan soğuk derzde açılmanın olduğu gözlemlenmiştir.

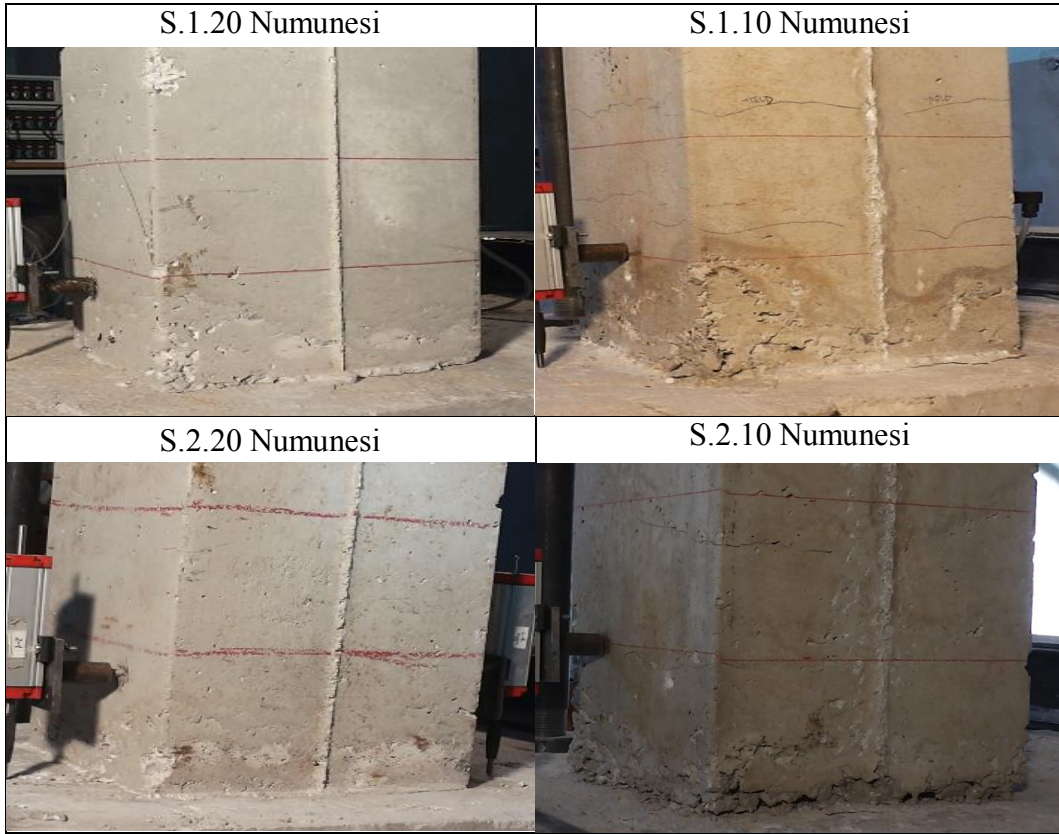
Tablo 4.3: Kılcal çatlak ve soğuk derz oluşumu



Soğuk derz oluşumu ile çatlakların oluşumunun ve genişlemesinin kısmen yavaşladığı gözlemlenmiştir. Kesit soğuk derz noktasında dönmeye başlamıştır.

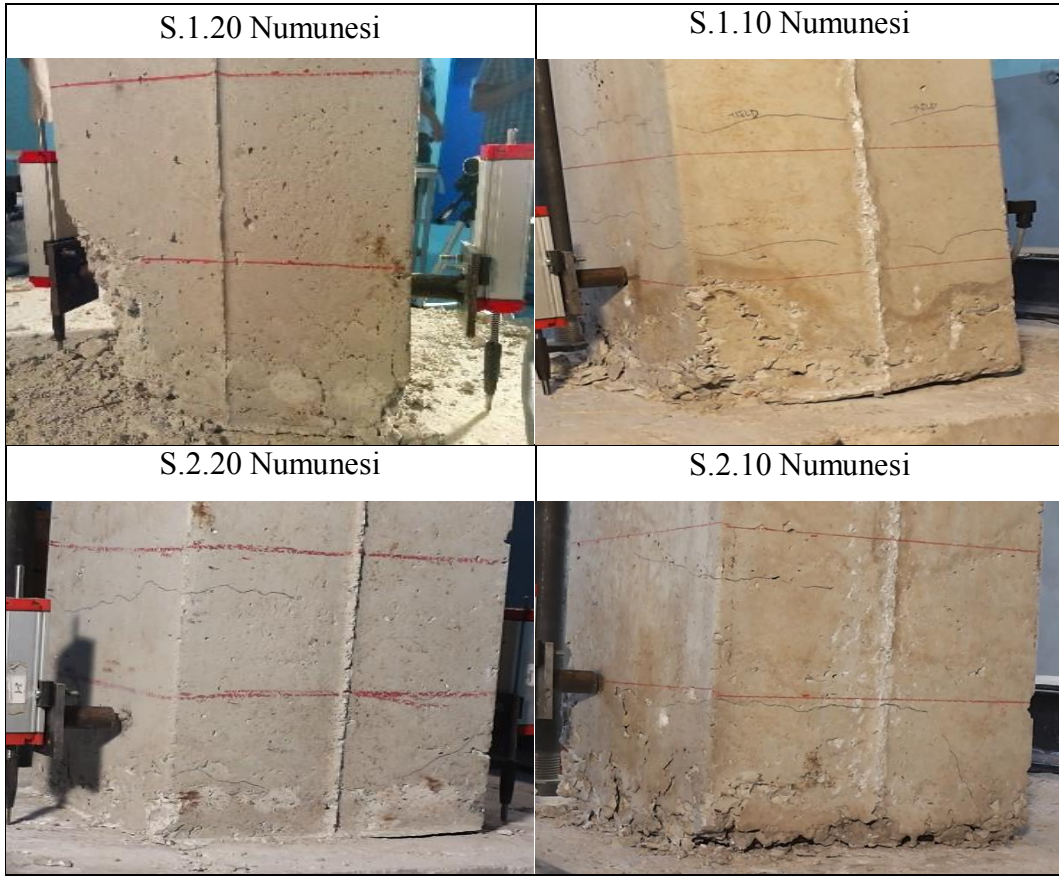
Güvenlik sınırı içinde kalan öteleme değerlerinde kolonların yatay yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma gözlenmemiştir. Ayrıca kesitlerde çatlak oluşumları sınırlı şekillerde kalmıştır.

Tablo 4.4: Güvenlik sınırında kolonlar



Göçme sınırına yaklaşıldıkça %3'lük göçme değerlerinden sonra kabuk betonundaki ezilmeler nedeniyle kolonlarda önemli dayanım azalmaları görülmüştür. Sargı donatısı yetersiz kolonlarda ise çok daha hızlı bir dayanım azalması gözlemlenmiştir. %5.5 göçme değerlerine ulaşıldığında ise kolonlarda dayanım azalmaları kapasitenin %20'lerine ulaşmıştır.

Tablo 4.5: Göçme bölgesinde kolonlar



Bu bilgilere göre deneylerden çıkan sonuçlar yorumlanırsa;

Genel olarak numunelerde hasar sınırlarını ayırt edici görsel değişimler gerçekleşmemiştir. Ancak göçme sınırı aşıldığında göbek betonundaki ezilmeler fark edilebilir düzeylere ulaşmaktadır. Bu bağlamda kesitlere hasar görselliği bakımından bir değerlendirme yapmaktan kaçınılmalıdır. Bindirmeli eklerin soğuk derz oluşumu ile kesitteki çatlakları önleyici bir etkisi olduğu yorumu yapılabilir. Kesitlerdeki hasar sınırlarının göçme sınırını aşması ile kesit taşıma kapasitelerinde azalmalar meydana gelmektedir. Bu azalmanın hızı sargı donatısının miktarı ile doğrudan ilişkilidir ki sünek kolon tanımı bu bağlamda geçerli olmaktadır. Kesit kapasitelerindeki azalmaların göçme sınırını aştığında gerçekleştiği ve yanal ötelenmelerin yüksek mertebelere ulaşmadığı düşünülürse TDY 2007 de verilen hasar sınırları değerlerinin gereğinden fazla güvenli tarafta kaldığı sonucuna varılabilir.

5. KAYNAKLAR

- [1] T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı, “Deprem Nedir”, (20 Mart 2015), <http://www.deprem.gov.tr/sarbis/Deprem/DepremNedir.aspx>, (2015).
- [2] Özer, E., “Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi – Ders Notları”, *İTÜ*, (2009).
- [3] Türker, K., “Yapı Statiğinde Özel Konular – Ders Notları”, *Balıkesir Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, (2009).
- [4] T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”, *Resmi Gazete*, (2007).
- [5] Töre E., “Geniş Betonarme Kirişlerde Plastik Şekil Değiştirmenin Deneysel İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, *Balıkesir Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, (2012).
- [6] Bayrak O., “Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns”, *The University of Texas at Austin*, (2005)
- [7] Baker A.L.L., “Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames,” *Concrete Publications Ltd.*, London, (1956).
- [8] Baker A.L.L and Amarakone A.M.N, “Inelastic Hyperstatic Frame Analysis”, *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, (1964).
- [9] Mattock, A.H., “Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams”, *Proceedings International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, (1964).
- [10] Corley, W.G., “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”, *Journal of the Structural Division*, (1966).
- [11] Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, W.D., “Ductility of Square-Confined Concrete Columns,” *Journal of Structural Division*, (1982).

- [12] Priestley, M.J.N. and Park, R., “Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, (1987).
- [13] Paulay, T. and Priestley, M.J.N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, New York, (1992).
- [14] Sakai, K. and Sheikh, S.A., “What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)”, *ACI Structural Journal*, (1989).
- [15] Sheikh, S.A. and Khoury, S.S., “Confined Concrete Columns with Stubs”, *ACI Structural Journal*, (1993).
- [16] Sheikh, S.A., Shah, D.V. and Khoury, S.S., “Confinement of High-Strength Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, (1994).
- [17] Bayrak, O. and Sheikh, S.A., “Confinement Reinforcement Design Considerations for Ductile HSC Columns”, *Journal of Structural Engineering*, (1998).
- [18] Mendis, P., “Plastic Hinge Lengths of Normal and High-Strength Concrete in Flexure”, *Advances in Structural Engineering*, (2001).
- [19] A. Benavent-Climent, “Shaking Table Tests of Reinforced Concrete Wide Beam–Column Connections”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 34, 1833–1839, (2005).
- [20] S.A. Kulkarni and Bing Li "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Interior Wide Beam-Column Joints", *Journal of Earthquake Engineering*, 13 (1), 80-99, (2009).
- [21] Elmanshawi A., E. Brown, T., El-Metwally, S., “Plastic Hinge Length Considering Shear Reversal in Reinforced Concrete Elements”, *Journal of Earthquake Engineering*, 16(2), 188-210, (2012).
- [22] T.C Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”, *Resmi Gazete*, (2006).

- [23] Kaya M., “Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Karşılaştırılması Üzerine Sayısal Bir İnceleme – Yüksek Lisans Tezi” *k İTÜ İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, (2011)
- [24] Işıltan Ö., “Betonarme Kolonlar İçin DBYBHY 2007, EUROCODE 8 ve FEMA 356 İle Yapılan Performans Değerlendirmelerinin Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, *İTÜ*, (2010).
- [25] Acun, B. ve Sucuoğlu, H., “Betonarme Kolonların Şekildeğiştirme Performans Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle Değerlendirilmesi”, *İMO - Teknik Dergi*, 22(3), 5523-5541, (2011).
- [26] Acun, B., and Sucuoğlu, H., “Performance of Reinforced Concrete Columns Designed for Flexure under Severe Displacement Cycles,” *ACI Structural Journal*, 107 (3), 364-371, (2010).
- [27] Yavaş, A. ve Türker, K., “Türkiye Deprem Yönetmeliğindeki Şekildeğiştirme Esaslı Hasar Sınırlarının Betonarme Kolonlar Üzerinde Deneysel Olarak İncelenmesi”, *SDU International Technologic Science*, 2(4), 102-104, (2012).
- [28] İlki, A. ve Celep, Z., “Betonarme Yapıların Deprem Güvenliği”, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, *ODTÜ Ankara*, (2011).
- [29] Aydınoglu, M.N. , “An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic evaluation”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1 (1), 3-36. (2003).
- [30] Aydınoglu Nuray M., Celep Z., Özer E., Sucuoğlu H., “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı”, (2009).
- [31] Topçu, A., “Betonarme II – Ders Notları”, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi*, (2012).

- [32] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(8), 1805-1826, (1988).
- [33] Montejo LA. and Kowalsky MJ., “CUMBIA–Set of codes for the analysis of reinforced concrete members”, *Constructed Facilities Laboratory*, Technical Report No: IS–07–01, CFL, North Carolina State University, Raleigh, NC, (2007).