

**ÇELİK TÜP İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ KOLON SARILMA
BÖLGELERİNİN DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Cihangir SARMANLI
(501021198)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 24 Aralık 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ocak 2005**

**Tez Danışmanı : Yrd.Doç.Dr. Alper İLKİ
Diğer Jüri Üyeleri Yrd.Doç.Dr. Konuralp GİRGİN (İ.T.Ü.)
Yrd.Doç.Dr. Şevket ÖZDEN (K.O.Ü.)**

OCAK 2005

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında ve yüksek lisans öğrenimimde göstermiş olduğu yakınlık, yardım ve desteklerinden dolayı çok değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Alper İLKİ'ye teşekkür ederim.

Yüksek lisans yapmama teşviklerinden ve inşaat mühendisliğini bana sevdiren çok değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Şevket ÖZDEN'e teşekkür ederim. Deneysel çalışmam boyunca yardımlarını ve desteklerini esirgemeyen değerli arkadaşım İnşaat Mühendisi Tolgahan KOZBAY'a teşekkür ederim. İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı çalışanlarına teşekkür ederim. Ayrıca bana bu çalışmamda yardımcı olan Arş. Gör. Gül Polat'a, İnşaat Yüksek Mühendisi Esen YILMAZ ve Aynur TEZCAN'a teşekkür ederim.

Bu çalışma boyunca bana maddi, manevi her konuda yardımcı olan aileme çok teşekkür ederim.

Aralık 2004

Cihangir SARMANLI

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	vii
ÖZET	xii
SUMMARY	xiv

1. GİRİŞ	1
2. NUMUNELERİN TASARIMI, İMALATI VE ÖZELLİKLERİ.....	3
2.1 Giriş.....	4
2.2 Numune Tasarımı ve Kapasitesi	4
2.3 Bindirmeli Boyu Hesabı	5
2.4 Numunelerin Boyut ve Özellikleri.....	10
2.5 Numunelerin Üretimi	12
2.6 Numunelerin Güçlendirilmesi.....	16
2.6.1 Çelik Tüp İmalatı.....	16
2.6.2 Çelik Tüpün Numunelere Montajı	20
3. MALZEME ÖZELLİKLERİ VE MALZEME DENEYLERİ.....	24
3.1 Beton.....	24
3.2 Donatı Çeliği.....	28
3.3 Onarım ve Güçlendirme Malzemeleri	32
4. DENEY DÜZENEGİ	37
4.1. Düzenek Hakkında Genel Bilgi	37
4.2. Yükleme Sistemi ve Yükleme Adımları	37
4.3. Ölçüm Sistemi.....	41
5. DENEY SONUÇLARI.....	45
5.1 Giriş	45
5.2. Orijinal Kolon Deneyleri	45
5.2.1. Boyuna Donatıları Sürekli Kolon Deneyleri	45
5.2.2. Boyuna Donatıları Bindirmelili Ekli Kolon Deneyleri	53
5.3 Güçlendirilmiş Kolon Deneyleri.....	60
5.3.1 Numune R-C-ST.....	60
5.3.2 Numune R-LS-ST	69
6. GÜÇLENDİRME MALİYETLERİNİN BELİRLENMESİ VE	VE
KARŞILAŞTIRILMASI	76
6.1 Giriş	79

6.2 Maliyetlerin Belirlenmesi	81
7. SONUÇLAR	94
KAYNAKLAR	96
EK A. DENEY NUMUNELERİNİN KAPASİTE HESABI	99
EK B. NUMUNE DONATI DETAYLARI	102
EK C. ÇELİK LEVHA DETAYI	104
EK D. ORJİNAL DENEYLERE AİT MOMENT EĞRİLİK İLİŞKİLERİ...	108
ÖZGEÇMİŞ.....	115

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1	Hesaplanan Bindirmeli Boyunun Farklı Yönetmeliklere Göre Yetersizliği	10
Tablo 2.2	Numunelerin Özellikleri	15
Tablo 3.1	Beton Karışım Oranları	24
Tablo 3.2	Çökme Deneyi Sonuçları	25
Tablo 3.3	Betonun Farklı Yaşlardaki Mekanik Özellikleri	28
Tablo 3.4	Boyuna ve Enine Donatı Özellikleri	32
Tablo 3.5	Tamir Harcı Deney Sonuçları	36
Tablo 4.1	Yerdeğiştirmeölçerlerin Özellikleri	44
Tablo 5.1	C-O-1 Numunesinin Davranışının Özeti	49
Tablo 5.2	C-O-2 Numunesinin Davranışının Özeti	53
Tablo 5.3	LS-O-1 Numunesinin Davranışının Özeti	56
Tablo 5.4	LS-O-2 Numunesinin Davranışının Özeti	60
Tablo 5.5	R-C-ST Numunesinin Davranışının Özeti	68
Tablo 5.6	R-LS-ST Numunesinin Davranışının Özeti	76
Tablo 6.1	Numune Özellikleri	80
Tablo 6.2	CFRP Kompozit İle Güçlendirme Maliyeti	83
Tablo 6.3	Panel Üretiminde Kullanılan Karışımlar	85
Tablo 6.4	Malzemelerin Birim Fiyatları	87
Tablo 6.5	Çelik Lif Takviyeli Beton Panel Elemanlar İle Güçlendirme Maliyeti ...	87
Tablo 6.6	Çelik Tüp İle Güçlendirme Maliyeti	88
Tablo 6.7	Sürekli Donatılı Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Port/Pmax Değerleri	89
Tablo 6.8	Bindirmeli Ekli Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Port/Pmax Değerleri	89
Tablo 6.9	Sürekli Donatılı Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Süneklik Değerleri	90
Tablo 6.10	Bindirmeli Ekli Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Süneklik Değerleri	90
Tablo 6.11	Sürekli Donatılı Numunelerin Normalize Edilmiş Port/Pmax ve Süneklik Değerleri	91
Tablo 6.12	Bindirmeli Ekli Numunelerin Numunelerin Normalize Edilmiş Port/Pmax ve Süneklik Değerleri	91
Tablo 6.13	Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Seviyesi ve Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değerleri	91
Tablo 6.14	Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Seviyesi ve Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değerleri	91

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1	: Yük Uygulama Noktası ve Kayma Açıklığı	5
Şekil 2.2	: Aderans Gerilmesi Hesabında Gözönüne Alınan Kuvvetler	7
Şekil 2.3	: Aderans Gerilmesi Hesabında Gözönüne Alınan Kuvvetler	9
Şekil 2.4	: Numunelerin Genel Görünümü	10
Şekil 2.5	: Numune Kesit ve Donatı Detayı	11
Şekil 2.6	: Numune Donatı İskeleti Görünümü	12
Şekil 2.7	: Şekildeğiştirmeölçerlerin Yapıştırılmadan Önceki Yüzey Hazırlığı	13
Şekil 2.8	: Şekildeğiştirmeölçerlerin Yapıştırılması	13
Şekil 2.9	: N1 İle Yalıtılmış Şekildeğiştirmeölçerler	13
Şekil 2.10	: Numunelerin Beton Dökümünden Önceki Hali	14
Şekil 2.11	: Beton Dökümü ve Vibrasyon İşlemi	15
Şekil 2.12	: Mesnetlerde CFRP Uygulaması	16
Şekil 2.13	: Kesilen Parçaların Son Durumu	17
Şekil 2.14	: Kesim Makinesi	17
Şekil 2.15	: Kaynak İle Biraraya Getirilen Çelik Levhalar	18
Şekil 2.16	: Ankraj Delikleri	18
Şekil 2.17	: Kaynak İşçiliği	19
Şekil 2.18	: Köşebentlerin Kaynaklanması	19
Şekil 2.19	: Çelik Tüpün Son Hali	19
Şekil 2.20	: Çelik Tüpün Numuneye Montajı	21
Şekil 2.21	: Çelik Tüp İle Kiriş Yüzeyi Arasındaki 2 cm Boşluk	21
Şekil 2.22	: Delinen Ankraj Delikleri	22
Şekil 2.23	: 15 mm Çapında Somunların Açılan Deliklere Yerleştirilmesi	22
Şekil 2.24	: Emaco-S55'in Harç Tabancası Kullanılarak Dökümü	23
Şekil 2.25	: Harç Dökümünün Tamamlanması	23
Şekil 3.1	: Taze Betonda Çökme ve Yayılma Çapı Ölçülmesi	25
Şekil 3.2	: 28 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri	26
Şekil 3.3	: 90 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri	27
Şekil 3.4	: 150 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri	27
Şekil 3.5	: Dayanım-Beton Yaşı İlişkisi	28
Şekil 3.6	: Çelik Çekme Deneyi	29
Şekil 3.7	: Boyuna Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri ($\phi 14$)	30
Şekil 3.8	: Enine Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri ($\phi 8$)	30
Şekil 3.9	: Boyuna Donatı Tam Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri ($\phi 14$)	31
Şekil 3.10	: Enine Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri ($\phi 8$)	31
Şekil 3.11	: Çekme Çubuğunda Kopma ve Düzgün Doğrusal Uzama Bölgeleri	32

Şekil 3.12	: Emaco S55 Tamir Harcı İçin Standart Silindir Beton Basınç Dayanımı	33
Şekil 3.13	: Eğilme ve Basınç Deneyinde Kullanılan Numuneler	34
Şekil 3.14	: Eğilme Deneyi Düzeneği	34
Şekil 3.15	: Eğilme Deneyi Sırasındaki Durum	35
Şekil 3.16	: Basınç Deneyi Düzeneği	35
Şekil 4.1	: Numune ve Yükleme Sisteminin Genel Görünümü	38
Şekil 4.2	: Eksenel Yükleme Düzeneği	39
Şekil 4.3	: MTS Hidrolik Verene Bağlanan Parçalar	40
Şekil 4.4	: Yatay Yükleme Adımları	41
Şekil 4.5	: 150 mm ve 300 mm Yerdeğiştirmeölçerler	42
Şekil 4.6	: Ortalama Eğriliğin Belirlenmesi	42
Şekil 5.1	: Numunenin Öteleme Oranı=%0.25'de ve Öteleme Oranı=%0.6'da (akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önce) Genel Görüntüsü	46
Şekil 5.2	: Yerdeğiştirme Sünekliğinin $\mu=-2$ Değerinde ($\delta=-19$ mm) Yapılan İlk ve İkinci Çekme Sonrası Genel Görüntü	47
Şekil 5.3	: Numunenin Deney Sonrası Görünümü	47
Şekil 5.4	: C-O-1 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	48
Şekil 5.5	: Numunenin Öteleme Oranı=%0.25'de ve Öteleme Oranı=%0.6'da (akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önce) Genel Görüntüsü	51
Şekil 5.6	: Yerdeğiştirme Sünekliğinin 1.5 Değerinde Numunenin Üst ve Alt Katının Genel Görünümü	51
Şekil 5.7	: Numunenin Deney Sonrası Görünümü	51
Şekil 5.8	: C-O-2 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	52
Şekil 5.9	: Numunenin Alt ve Üst Katlarında Oluşan Çatlaklar	54
Şekil 5.10	: $\mu=-1/2$ ve $\mu=2/2$ Süneklik Seviyelerinde Numunenin Üst Kat Kolonu	55
Şekil 5.11	: Numunenin Son Durumu	55
Şekil 5.12	: LS-O-1 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	55
Şekil 5.13	: Numunenin $\delta=-4.9$ mm ve $\delta=7.0$ mm Yerdeğiştirmelerindeki Görünümü	
Şekil 5.14	: Numunenin Yerdeğiştirme Sünekliğinin $\mu=\pm 2/2$ Düzeyindeki Görünümleri	58
Şekil 5.15	: Numunenin Deneyin Son Çevrimlerindeki ($\mu=\pm 3/1$) Görünümü	58
Şekil 5.16	: LS-O-2 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	59
Şekil 5.17	: R-C-ST Numunesinin Deney Öncesi Görünümü	61
Şekil 5.18	: R-C-ST Numunesinin Ön Yüzdeki İlk Eğilme Çatlakları	62
Şekil 5.19	: (a) ve (b) İlk Eğilme Çatlaklarının Detayları	62
Şekil 5.20	: Çelik Tüp İle Kolon Yüzeyi Arasındaki 45°lik Ayrılma Başlangıcı	63
Şekil 5.21	: Kabuk Olarak Dökülen Pas Payı	63
Şekil 5.22	: Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	64
Şekil 5.23	: Alt Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi	64
Şekil 5.24	: Alt Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi	65
Şekil 5.25	: Üst Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi	65
Şekil 5.26	: Üst Kat Kolonu 300 mm Ölçüm boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi	66
Şekil 5.27	: (a) Hasarın Alt Kolonunda Yoğunlaşması Şekil 5.26 (b) Kabuk Olarak Atan Pas Payı	66
Şekil 5.28	: Deney Sonu Oluşan Yerdeğiştirme ($F=0$, $\delta_{pl}=7.5$ mm)	67

Şekil 5.29	: R-LS-ST Numunesinin Deney Öncesi Görünümü	69
Şekil 5.30	: R-LS-ST Numunesinde Oluşan İlk Eğilme Çatlakları.....	70
Şekil 5.31	: Çelik Tüp İle Numune Arasında 45°lik Ayrılma Başlangıcı.....	71
Şekil 5.32	: $\delta=42.75$ mm Yerdeğiştirme Düzeyinde R-LS-ST Numunesinin Genel Görüntüsü	72
Şekil 5.33	: Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi	72
Şekil 5.34	: Alt Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi..	73
Şekil 5.35	: Alt Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi..	73
Şekil 5.36	: Üst Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi...	74
Şekil 5.37	: Üst Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi..	74
Şekil 5.38	: R-LS-ST Deneyi Sonunda Oluşan Kalıcı Yerdeğiştirme ($F=0$, $\delta_{pl}=5.16$ mm)	75
Şekil 5.39	: Sürekli Donatılı Deneylerin Karşılaştırılması	77
Şekil 5.40	: Bindirmeli Ekli Numunelerin Karşılaştırılması.....	78
Şekil 6.1	: Çift Bileşenli Epoksipolyamin Astar Karışımı Sürülmesi.....	82
Şekil 6.2	: Çift Bileşenli Epoksi Macun Karışım ve Yapıştırıcı Sürülmesi.....	82
Şekil 6.3	: CFRP Kompozit Sarılması	82
Şekil 6.4	: Çelik Lif Takviyeli Beton Manto Panel Boyutları.....	84
Şekil 6.5	: Çelik Lif Takviyeli Beton Manto Panel Köşe Detayları.....	84
Şekil 6.6	: SFRC-1 ve SFRC-2 Panellerinin Yapıştırılması	86
Şekil 6.7	: SFRC-3 Panellerinin Yapıştırılması	86
Şekil 6.8	: Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değeri	92
Şekil 6.9	: Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Değeri	92
Şekil 6.10	: Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değeri	93
Şekil 6.11	: Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Değeri....	93
Şekil C.1	: Çelik Tüp Detayı A-A kesiti	104
Şekil C.2	: Çelik Tüp Detayı A-A Kesiti	105
Şekil C.3	: Çelik Tüp Detayı B-B Kesiti.....	106
Şekil C.4	: Çelik Tüp Detayı B-B Kesiti.....	106
Şekil C.5	: Çelik Tüp Detayı Poz 1/A ve 1/B	107
Şekil C.6	: Çelik Tüp Detayı Poz 2	107
Şekil D.1	: C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	108
Şekil D.2	: C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	108
Şekil D.3	: C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	109
Şekil D.4	: C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	109
Şekil D.5	: C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	110
Şekil D.6	: C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	110
Şekil D.7	: C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	111
Şekil D.8	: C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	111

Şekil D.9	: LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	112
Şekil D.10	: LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	112
Şekil D.11	: LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	113
Şekil D.12	: LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	113
Şekil D.13	: LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	114
Şekil D.14	: LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	114
Şekil D.15	: LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	115
Şekil D.16	: LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	115
Şekil D.17	: LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi	116

SEMBOL LİSTESİ

A_o	: Enine donatı kesit alanı
A_s	: Çekme donatısı kesit alanı
A'_s	: Basınç donatısı kesit alanı
a	: Kesitte dikdörtgene dönüştürülmüş basınç gerilme bloğunun derinliği, kayma açıklığı
b	: Kolon enkesit genişliği
d	: Kirişte faydalı yükseklik, donatı çapı
d'	: Beton örtüsü, paspayı
E	: Elastisite modülü
E_s	: Donatının elastisite modülü
f'_c	: Beton basınç dayanımı
f'_{co}	: Elemanın beton basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton kesitin tasarım eksenel çekme dayanımı
f_s	: Donatının çekme dayanımı
f_{su}	: Donatının kopma dayanımı
f_{smax}	: Donatının en büyük çekme dayanımı
f'_s	: Çekme donatının çekme dayanımı
f_y	: Boyuna donatı akma dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatı tasarım akma dayanımı
h	: Kesit yüksekliği
l	: Hesap açıklığı
l_b	: Kenetlenme boyu
l_o	: Bindirmeli boyu
M_r	: Eğilme momenti taşıma gücü
n	: Kesitteki etriye kol sayısı
N	: Eksenel yük
P	: Uygulanan yük
r	: Aynı kesitte eklenen donatının toplam donatıya oranını
s	: Enine donatı açıklığı
t	: Kalınlık
u	: Aderans gerilmesi
V	: Kesme kuvveti
V_c	: Beton kesitin kesme dayanımına katkısı
V_{cr}	: Betonda eğik çekme çatlakları oluşturan kesme kuvveti
V_d	: Kesitin tasarım kesme kuvveti
V_r	: Kesitin kesme kuvveti kapasitesi
V_{ws}	: Enine donatı tarafından karşılanan kesme kuvveti
ϵ	: Şekildeğiştirme
ϵ_{su}	: Kopma birim uzaması
ϵ_{sunif}	: Düzgün doğrusal uzama
ϵ_{smax}	: En büyük uzama ve kısalma
ϵ_y	: Donatıda akma birim uzaması ve kısalması
ϕ	: Düz yüzeyli donatı çapı
Φ	: Nervürlü donatı çapı
v	: Eksenel yük oranı

α_1	: Aynı kesitte eklenen donatı yüzdesine katsayı
δ	: Yükleme doğrultusundaki yerdeğiştirme değeri
μ	: Yerdeğiştirme süneklik oranı
ρ	: Donatı oranı
ρ_{sh}	: Enine donatı hacimsel oranı
ΔI_b	: Kanca veya fiyong kullanılması durumunda azaltma katsayısı

ÇELİK TÜP İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ KOLON SARILMA BÖLGELERİNİN DAVRANIŞI

ÖZET

Erzincan 1992, Adana-Ceyhan 1998, Kocaeli ve Düzce 1999 gibi şiddetli deprem etkilerine maruz kalan betonarme yapılarda iç kuvvetlerin en yoğun olduğu kolon kiriş sarılma bölgelerinde ve civarında yapısal hasarlara daha yoğun olarak rastlanılmaktadır. Ülkemizde 1998 yılı ve öncesinde yapılan yapıların büyük bir bölümü 1975 ve 1998 deprem yönetmeliklerinin çeşitli şartlarını sağlamamaktadır. Mevcut yapılar; düşük beton dayanımı, yetersiz sargı donatısı, yetersiz bindirme boyu ve zayıf birleşim bölgesi donatı detayları gibi kusurları içermektedir. Bu yapıların büyük bir bölümünün güçlü deprem etkilerine maruz kaldığı zaman ayakta kalamayacağı bilinmektedir. Bu sebep ile bu yapıların deprem etkisindeki davranışlarının iyileştirilmesi gerekmektedir. Bu amaç ile yapı elemanlarının sabit eksenel yük ve tekrarlı eğilme etkileri altında davranışlarının incelenmesi önemlidir.

Bu çalışmada mevcut yapılardaki eksiklikleri temsil etmesi amacı ile düşük dayanımlı beton, yetersiz sargı donatısı, düz yüzeyli enine ve boyuna donatı ile üretilmiş altı adet numune sabit eksenel yük ve tekrarlı yön değiştiren yatay yükler altında denenmiştir. Deneysel çalışma İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Üretilen numuneler dikdörtgen enkesitli olup 20 x 30 cm boyutlarındadır. Bu numunelerden üç adetinin boyuna donatıları sürekli geri kalan üç adetinin bindirmeli ekli olup, bindirme boyları yetersizdir. Tüm numunelerin donatı detayları kesme göçmesi olmayacak şekilde tasarlanmış ve düzenlenmiştir. Enine donatı aralıkları kolon sarılma bölgesinde 200 mm diğer bölgelerde 100 mm olarak tasarlanmıştır. Böylece hasarın kolon sarılma bölgelerinde oluşması sağlanmıştır.

Deneysel çalışmada dört adet numune referans numunesi olarak test edilmiştir. Bu numunelerden ikisinin boyuna donatıları sürekli, ikisi bindirmeli eklidir. Geriye kalan numuneler dıştan dışa 23 x 32 cm boyutlu 4 mm et kalınlığında ve 96 cm uzunluğunda çelik tüp ve çelik tüp ile numune arasına doldurulan tamir harcı ile güçlendirilmiştir. Tüm numuneler sabit eksenel yük ve tekrarlı eğilme etkileri altında denenmiştir. Deneysel sonuçlar, süneklik, dayanım, rijitlik ve hasar oluşumu açısından değerlendirilmiştir. Güçlendirilmeden denenilen referans numunelerde boyuna donatı burkulması ya da aderans kaybı ile erken dayanım kaybı görülmüştür. Güçlendirilen numunelerde ise gerek dayanım gerekse süneklik açısından çok daha iyi bir performans görülmüştür. Özellikle boyuna donatıları sürekli olan numunede

ileri süneklik düzeylerine önemli dayanım kaybı oluşmaksızın ulaşılmıştır. Bu teknikle güçlendirilen numunelerin rijitliklerinde davranışı etkileyecek önemli bir artış meydana gelmediğinden güçlendirme yöntemi yapının dinamik karakteristiklerini etkilememektedir.

Ayrıca daha önce aynı deney düzeneğİ ile denenen farklı güçlendirme tekniğİ kullanarak güçlendirilmiş numunelerin güçlendirme maliyetleri hesaplanmış ve performanslarıyla maliyetleri arasında bir ilişki kurulmuştur. Böylece yapılan gçlendirmeler maliyet ve performans açısından değİerlendirilmiştir.

BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS RETROFITTED WITH STEEL TUBES

SUMMARY

By the effects of a severe earthquakes like Erzincan 1992, Adana-Ceyhan 1998, Kocaeli and Düzce 1999, damage of reinforced concrete structures were intensively occur in column-beam interaction zones. In our country, most of the structures built before 1998 may not provide requirements of the 1998 regulations. Many existing structures in Turkey were constructed with substandard seismic design details. These structures have vital deficiencies like low concrete quality, inadequate transverse reinforcement, inadequate lap splice length and poor reinforcement detailing. Most of these structures can not resist strong earthquakes. Because of this, many of the existing structures need rehabilitation to enhance the overall seismic performance. For a realistic determination of the earthquake response of retrofitted structures, the behavior of retrofitted columns subjected to constant axial and reversed cyclic lateral loads should be investigated.

Inadequate flexural strength and ductility of columns; inadequate shear strength of beams, columns, and beam-column joints; and poor anchorage and detailing of longitudinal and transverse bars, construction with low strength concrete, inadequate transverse reinforcement and/or inadequate lap splice lengths are the deficiencies frequently observed in existing reinforced concrete frame systems in our country. Experimental study carried out in ITU laboratories. Specimens had a rectangular cross section of 20 x 30 cm. Three of the specimens had continuous longitudinal reinforcement bars and other three of the specimens had inadequate lap splice length. All of the specimen reinforcement details were designed against a collapse in shear failure. The spacing of transverse reinforcement in the confining zones of the columns was 200 mm while in other regions it was 100 mm. With this detail, it was guaranteed that the damage would occur in the confining zones.

In experimental work four specimens were tested as reference specimens that two of them had continuous longitudinal reinforcement bar and the other two had inadequate lap splice length. The remaining two specimens were retrofitted with steel jackets having a rectangular cross section of 32 x 23 cm and 96 cm of length and

4mm of thickness. The test results were evaluated in terms of strength, ductility, energy dissipation, rigidity and damage development. All of the specimens were tested under combined action of constant axial load and transverse cyclic lateral loads. For specimens with continuous longitudinal reinforcement steel jacket prevent premature strength loss by providing sufficient confinement that helped to prevent buckling of the longitudinal bars. For specimens with lap spliced longitudinal reinforcement, steel jackets limited transverse deformation, that caused significant loss in strength due to reinforcement slip in early stages of inelastic part of the loading for the original specimens. Behaviour of both of the specimens were positively improved with the retrofitting technique in terms of ductility and energy dissipation. The retrofitted specimens had a continuous longitudinal reinforcing bars reached significant levels in ductility. There is not a significant improvement on rigidities of the retrofitted specimens to affect the dynamic characteristics of a structural system.

The relation between performance and cost of experiments with different types of retrofitting techniques in the same experiment plan were also calculated. In this way retrofitting techniques evaluated in terms of performance and cost.

1. GİRİŞ

Deprem kuvvetlerine karşı yapıların davranışlarını iyileştirmek amacı ile depreme dayanıklı yapı tasarımı için yönetmelikler yenilenmekte ve geliştirilmektedir. Yapıların, depremi lineer elastik olarak karşılamasının ekonomik bir çözüm olmadığı bilinmektedir. Aynı zamanda yapıların ekonomik ömrü içerisinde büyük bir deprem etkisi altında kalma olasılığı fazla değildir. Bu sebeple depremden sonra hemen kullanılması zorunlu olan binalar dışındaki binalar için toptan göçme olmayacak şekilde hasar oluşumuna izin veren bir çözüm bulunmalıdır. Yapıların elastik sınırın ötesinde plastik şekildeğiştirme yapabilmesi, betonarme elemanların belli bir dayanıma sahip olmasının yanında, sünekliğinin de yüksek olmasına bağlıdır. Özellikle taşıyıcı elemanlarda betonun enine donatılar ile sarılması durumunda bu elemanlar büyük plastik yerdeğiştirmelere gidebilecektir.

Bir yapının tasarımı ve boyutlanması genel olarak güç tükenmesi durumunda yeterli güvenliğin sağlanması, çatlama ve yerdeğiştirmeler ile ilgili ön görülen koşulların yerine getirilmesi olarak tanımlanabilir. Taşıyıcı sistem inşa edilirken başlangıçtan itibaren kendi ağırlığını taşımaya başlar, hareketli yüklerin taşıyıcı sisteme etkimesi de ani olmayıp belirli sürede gerçekleşir. Deprem yükleri ise çok kısa sürede etkirler ve dinamik özellik gösterirler. Daha önce herhangi bir yatay yük altında kalmayan taşıyıcı sistem, deprem sırasında kısa zamanda önemli bir yatay etki ile zorlanır. Taşıyıcı sistemdeki kusurlar çok kısa sürede çıktığı için tedbir almak mümkün olmaz.

Mevcut yapılar göz önüne alındığında deprem etkisinde yapıların istenilen performansı gösteremeyeceği bilinmektedir. Depremlerde can ve mal kaybının oluşması, deprem büyüklüğünün yanında yapıların yönetmeliklere uygun olmaması, denetimsizlik, ihmal gibi unsurları içermektedir. Mevcut yapılardaki durumun böyle olması sebebi ile depreme dayanıklı yapı tasarımı ile birlikte güçlendirme yöntemlerinin de araştırılması gereken konuların başında geldiği anlaşılmaktadır

Bu tez çalışmasının konusu olan çelik plaka elemanlar ile güçlendirme daha önce çeşitli çalışmalara konu olmuş bir güçlendirme yöntemidir. Bu çalışmalardan birinde 11 adet yetersiz bindirme boyuna sahip büyük boyutlu kolonları değişik çelik tüpler ile güçlendirerek, tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında deneye tabi tutmuşlardır. Çelik tüp ile numune arasında aderansı sağlamak için çeşitli ankraj detayları (numunenin tek tarafından ankre etmek, her iki tarafından ankre etmek gibi) kullanmışlardır. Numune ile tüp arasında kalan boşluğun yüksek mukavemetli harç ile dolu olup olmadığı durumları denemişlerdir. Bu deneylerin sonucunda eleman davranışının, dayanım ve yerdeğiştirme sünekliği bakımından olumlu yönde geliştiği görülmüştür, [1]. Ayrıca çelik plaka elemanlar ile güçlendirmenin yöntemi çok daha büyük boyutlu olan köprü kolonlarının güçlendirilmesinde nasıl sonuç vereceği başka araştırmaların konusu olmuştur, [2].

Farklı malzemeler kullanılarak mevcut yapıların deprem kuvveti etkisindeki davranışının iyileştirilmesine yönelik çeşitli güçlendirme yöntemleri uygulanmaktadır. Karbon, cam, FRP (lif takviyeli polimer) kompozitlerin kullanıldığı yöntemler de gün geçtikçe yaygınlaşmaktadır.

Çelik manto ve CFRP kompozitlerin kullanıldığı güçlendirme çalışmalarının birinde dünyanın deprem riskinin en fazla olduğu ülkelerden Japonya'nın, 1923 Hyogo-ken Nanbu depreminden günümüze kadar deprem şartnamelerindeki değişimi özetlemişlerdir. Depremler sonrası oluşan hasar inceleme kriterlerini ve öncelikle güçlendirme ihtiyacı olan yapıların sayısını gösteren istatistiksel bir çalışmanın ardından farklı güçlendirme tekniklerini gösteren deneysel çalışmalar sunmuşlardır. Kare enkesitli köprü kolonları çelik manto ve CFRP kompozitler ile güçlendirilmiştir. Çelik manto ile yapılan güçlendirme sonucu, kolonlarda eğilme rijitliği ve dayanım artmış, önemli ölçüde sünek davranış elde edilmiştir. CFRP kompozitler ile güçlendirme sonucu, orijinal numunede boyuna donatıların akma gerilmesine ulaşmadan görülen gevrek kesme göçmesi önlenmiştir, [3].

Yapı sistemleri eleman bazında güçlendirilebileceği gibi gerektiği durumlarda sistem güçlendirmesi de yapılabilir. Günümüzde pek çok yapı malzemesi kullanılarak mevcut yapıların deprem kuvvetleri etkisindeki davranışlarının iyileştirilmesine yönelik güçlendirme yöntemleri uygulanmaktadır. Taşıyıcı elemanların betonarme veya çelik profillerle mantolanması ve sisteme perde ilavesi yaygın olarak kullanılan

geleneksel güçlendirme yöntemleridir. Mantolama yöntemi konusunda gerçekleştirilen deneysel çalışmalar, bu yöntemin eleman davranışını dayanım ve süneklik bakımından olumlu yönde etkilediğini göstermiştir, [4-12].

Bir başka güçlendirme yöntemi olan çelik lif takviyeli betonlar ile ilgi çalışmalar 1960’larda başlamıştır ve bugüne kadar çelik lif takviyeli beton üretimi ve kullanımı konusunda pek çok çalışma yapılmıştır, çelik lif takviyeli beton kullanarak üretilen elemanlarla yapılan deneysel çalışmalardan davranışın özellikle süneklik ve enerji yutma kapasitesi bakımından oldukça iyileştirilebildiği bir çok araştırmacı tarafından gösterilmiştir, [13, 14].

Bu çalışmada düşük beton dayanımına sahip, yeterli bindirme boyuna sahip olan ve olmayan, düz yüzeyli boyuna ve enine donatı kullanılmış kolon sarılma bölgeleri çelik levhalar kullanılarak tüp geometrisi oluşturulmuş çelik tüpler ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilen numuneler sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı yükler altında denenmiştir. Bu deneylerin sonucunda çelik tüpün sargılama etkisiyle orijinal kolonların performansı önemli ölçüde gelişmiştir. Güçlendirilen numunelerin dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesinde önemli gelişme sağlanmıştır.

Güçlendirme çalışmalarında önemli olan konulardan biri de güçlendirmenin maliyetidir. Kolay uygulanabilir ve performansının iyi olmasının yanında güçlendirme yönteminin maliyeti de önemlidir. Bu amaç ile daha önce aynı deney düzeneği kullanılarak denenmiş özdeş numunelerin farklı güçlendirme yöntemleri için maliyetleri çıkartılmış ve bu maliyetler ile performansları arasında bir bağlantı kurulmaya çalışılmıştır. Yapılan karşılaştırmalarda çelik tüp ile yapılan güçlendirmenin maliyeti, FRP kompozitlere göre daha uygun olduğu, çelik lif takviyeli öndöküm beton paneller ile yapılan güçlendirmenin üzerinde olduğu görülmüştür.

2. NUMUNELERİN TASARIMI, İMALATI ve ÖZELLİKLERİ

2.1 Giriş

Ülkemizdeki mevcut yapıların pek çoğunun deprem etkisinde istenilen performansı gösteremeyeceği bilinmektedir. Bu durum, onarım ve güçlendirme tekniklerinin geliştirilmesini ve mevcut yetersizliklerin giderilerek kolay uygulanabilir, aynı zamanda da ekonomik çözümlerin bulunmasına yönelik deneysel ve analitik çalışmaların artmasını sağlamıştır. Bu tez çalışması kapsamında mevcut yapılarda sıkça karşılaştığımız ve eleman davranışını olumsuz etkileyen, yetersiz bindirme boyu, yetersiz enine donatı ve düşük beton dayanımının incelenmesi, bu yetersizliklerin giderilmesini sağlayacak bir güçlendirme tekniği konu alınmıştır. Bu zayıf performansın çelik plakalardan oluşturulmuş çelik tüp ile güçlendirilmesi ve yapı eleman davranışının iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç ile kolon sarılma bölgelerinin sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı eğilme etkileri altında davranışı incelenmiştir.

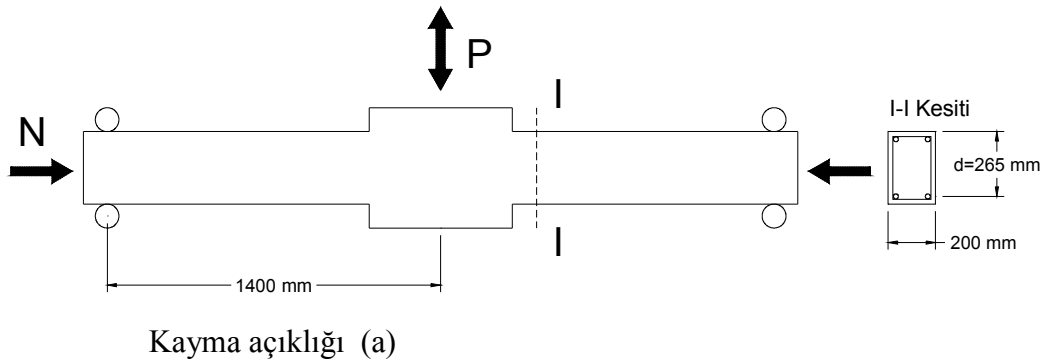
Çalışma, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

2.2 Numune Tasarımı ve Kapasitesi

Numuneler mevcut yapılarda sıkça karşılaştığımız düşük beton dayanımı, yetersiz enine donatı kusurlarını kapsayacak şekilde tasarlanmıştır. Ayrıca numuneler tasarlanırken yükleme sisteminin kapasitesi ölçüm aletlerinin özellikleri, ulaşılmak istenen göçme modu ve ekonomik olması gibi konulara önem verilmiştir. Mevcut yapıların beton basınç dayanımı ortalama 10 MPa olduğundan, [15] beton dayanımının yaklaşık 10 MPa olması istenmiştir. Boyuna ve enine donatılar için St220 düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Numuneler 4-5 katlı bir binanın alt kat kolonunu temsil ettiği için ve beton basınç dayanımının düşük olması sebebiyle numunelere uygulanan kesit eksenel yük kapasitesi oranı (v) yüksektir. Laboratuvarda

bulunan yükleme çerçevesinin kapasitesi ve konumu numune boyutlarının belirlenmesinde önemli bir etken olmuştur. Düşey yük verenin numuneye düğüm noktasından etki edecek olması sebebiyle bu bölgedeki enine donatı oranı artırılmıştır. Ayrıca mesnet bölgelerinin hasar görmemesi için bu bölgede de enine donatıda sıklaştırma yapılmıştır.

Yükleme düzeneği ve yükleme boyutları düşünüldüğünde, tüm kolon boyunca eğriliğin tek yönlü olduğu görülmektedir. Fakat gerçek durumda kirişlere etkileyen eğilme momenti birleşim bölgesinin alt ve üst kısmında eğriliğin ters yönlü olmasına sebep olmaktadır. Kolon kiriş birleşim bölgelerinin incelendiği çalışmalarda, eğriliğin değişmesinin kesme ve aderans gerilmelerini etkileyeceği bilinmektedir. Bu çalışmada kolon sarılma bölgelerinin davranışı incelendiğinden birleşim bölgesindeki gerilme dağılımının çok önemli olmadığı düşünülmüştür. Şekil 2.1’de yükün uygulama noktası ve kayma açıklığı gösterilmiştir.



Şekil 2.1Yük Uygulama Noktası ve Kayama Açıklığı

Numuneler eğilme kapasitesine ulaşmasıyla göçecek şekilde tasarlanmıştır. Test bölgesi oluşacak maksimum kesme kuvvetini karşılayacak düzeydedir. Numunelerin kesme kuvveti kapasitesi 102.9 kN ve bu kuvveti karşılayacak maksimum yatay kuvvet 205.8 kN dur. numune kapasitesinin hesabı detaylı olarak Ek A’da verilmiştir.

2.3 Bindirme Boyu Hesabı

Gelişmiş ülkelerin bir çoğunda, yıllar önce nervürlü donatılar düz yüzeyli donatıların yerini almıştır. Numune tasarımı aşamasında farklı kaynaklardan yararlanılmıştır. TS 500-1985, TS500-2000, ACI318-41. Ülkemizde TS500’de düz yüzeyli donatılar için

bindirme boyunun donatı çapının 40 katı olduğu görülmektedir. Bu tez çalışmasında bindirme boyunun donatı çapının 40 katı olduğu durumdaki performansı incelenmiştir.

Ayrıca literatürde yer alan bindirmeli ekli kolon deneylerinde kullanılan boylar incelenmiştir. Gelişmiş ülkelerde, yıllar önce düz yüzeyli donatıların yerini nervürlü donatılara bıraktığı görülmüştür. Yapılan çalışmalarda kolonlarda, boyuna donatı çapının 20 katı kadar bindirmeli boyu kullanımına sıkça rastlanmıştır. Ülkemizde de TS 500'de düz yüzeyli donatılar için verilen minimum bindirme boyunun (boyuna donatı çapının 40 katı) oldukça sık kullanıldığı bilinmektedir. Bu sebeple, bu tez çalışmasında bu bindirme boyunun (40 x boyuna donatı çapı) performansı incelenmek istenmiştir.

Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kurallarını içeren TS 500 (1985) ve bazı revizyonların yapıldığı TS 500 (2000)'e göre bindirmeli boyu hesabı yapılmıştır. TS 500 (1985)'e göre ilk olarak aderansın tam olarak sağlanabilmesi için gerekli kenetlenme boyu aşağıda verilen Denklem 2.1'e göre hesaplanmıştır. Bu bağıntıda f_{yd} , f_{ctd} ve ϕ sırası ile boyuna donatı tasarım akma dayanımı, beton kesitin tasarım eksenel çekme dayanımı ve donatı çapıdır.

$$l_b = \left(0.22 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \right) \geq 40\phi \quad (2.1)$$

Standart silindir ve çelik çekme deneyleri sonucunda 28 günlük beton basınç dayanımı (f'_c) 9.22 MPa, boyuna donatı akma gerilmesi (f_y) 336 MPa için f_{yd} ve f_{ctd} değerlerine ulaşılmıştır. Betonlama sırasında donatılar yatay konumda bulunduklarından Konum II'de yer almaktadır ve hesaplanan kenetlenme boyu geçerlidir. Gerekli bindirmeli boyu hesaplanırken Denklem 2.2 kullanılmıştır.

$$l_o = \alpha_1 l_b - \Delta l_b \quad (2.2)$$

α_1 , aynı kesitte eklenen donatı yüzdesine bağlı bir katsayıdır ve aynı kesitte donatının en az yarısının eklenmesi durumunda 1.6 değerini almaktadır.

Δl_b , kanca veya fiyonk kullanılması durumunda gereken bir azaltma katsayısıdır. Buna göre hesaplanan bindirmeli boyu 145ϕ , yaklaşık olarak 2031 mm olarak

bulunmuştur. 40ϕ olarak belirlenen minimum değer hesaplanan boyun ancak %28'ine karşı gelmektedir.

TS 500 (2000)'de kenetlenme boyunun hesaplandığı denklemin katsayısı artmıştır, (Denklem 2.3).

$$l_b = \left(0.24 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \right) \geq 40\phi \quad (2.3)$$

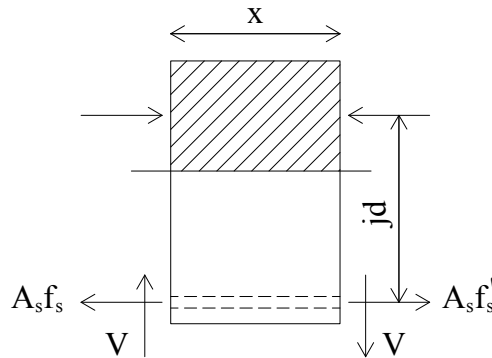
Bindirme boyu ise aşağıda verilen Denklem 2.4 ile hesaplanmaktadır.

$$l_o = \alpha_1 l_b \quad (2.4)$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.5r \quad (2.5)$$

r, aynı kesitte eklenen donatının toplam donatıya oranını ifade eder ve burada 1'dir. Buna göre hesaplanan bindirme boyu 148ϕ , yaklaşık olarak 2078 mm'dir ve 40ϕ olarak belirlenen minimum değer hesaplanan boyun ancak %27'sine karşı gelmektedir.

Bindirme boyu hesabı yapılırken TS 500'ün dışında farklı kaynaklardan da yararlanılmıştır. Düz yüzeyli donatıya göre bindirme boyu hesabına ancak ACI 318-1941 (Building Regulations For Reinforced Concrete) yönetmeliğinde rastlanmıştır. Bundan önce, 1933 yılına ait bir kaynağa göre aderans, donatı yüzeyi ve beton arasında oluşan kesme kuvvetine göre tanımlanmıştır, (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Aderans Gerilmesi Hesabında Gözönüne Alınan Kuvvetler

Buna göre aderans gerilmesi, x uzunluğundaki kesitte donatıya uygulanan çekme kuvvetlerinin farkından yararlanılarak aşağıdaki bağıntılar yardımı ile çıkarılmıştır.

$$\Delta F_t = u \cdot \Sigma_o \cdot x = A_s (f_s - f_s') = \frac{V \cdot x}{jd} \quad (2.6)$$

$$\Delta F_t = \frac{\Delta M}{jd} \Rightarrow \Delta M = V \cdot x \quad (2.7)$$

$$u = \frac{V}{\Sigma_o \cdot jd} \quad (2.8)$$

Burada ΔF_t ; çekme kuvveti farkı, V; kesme kuvveti, Σ_o ; donatı çevresi, f_s ; çelik emniyet gerilmesi, A_s ; donatı alanı, ΔM ; moment farkı, jd; manivela koludur. Ana donatı çapına göre aderans boyu hesabı;

$$F_s = l \cdot \Sigma_o \cdot u \quad (2.9)$$

$$\frac{\pi \cdot d^2}{4} f_s = l \cdot \pi \cdot d \cdot u \quad (2.10)$$

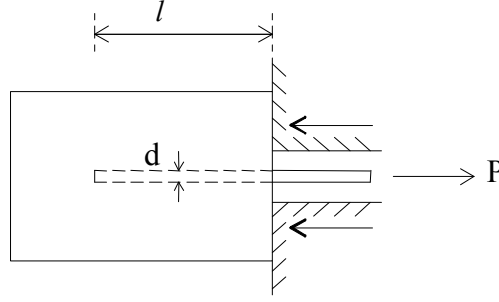
$$l = \frac{f_s}{4u} d \quad (2.11)$$

yukarıdaki bağıntılara göre yapılmaktadır. Burada F_s ; çekme kuvveti, d; donatı çapı ve u; aderans gerilmesidir. Çelik emniyet gerilmesinin 16000 lb. per sq. inch (110 MPa) ve aderans gerilmesinin 100 lb. per sq. inch (0.69 MPa) olması durumunda aderans boyu;

$$l = 40d \quad (2.12)$$

olarak bulunmaktadır ve bu sınır değeri pek çok yönetmeliğe de girmiştir.

ACI 318-41 yönetmeliğine göre aderans boyu; betona gömülmüş çekme etkisindeki çubuğun denge denkleminde yararlanılarak hesaplanmaktadır, (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Aderans Gerilmesi Hesabında Gözönüne Alınan Kuvvetler

$$P = \frac{\pi d^2 f_s}{4} = \pi d u l \quad \text{veya} \quad l = \frac{f_s d}{4u} \quad (2.13)$$

ACI 318-41'e göre aderans gerilmesi hesabı için düz yüzeyli ve nervürlü donatılar için aşağıdaki bağıntılar önerilmektedir.

$$u = 0.04 f'_c \quad [u \leq 160 \text{ psi (1.1 MPa)}] \quad (\text{düz yüzeyli donatılar}) \quad (2.14)$$

$$u = 0.05 f'_c \quad [u \leq 200 \text{ psi (1.4 MPa)}] \quad (\text{nervürlü donatılar}) \quad (2.15)$$

Yönetmelikte ayrıca yüksek dayanımlı beton kullanıldığında donatının da orta veya yüksek kalitede olması gerektiği ifade edilmiştir. Örneğin; emniyet gerilmesinin 20000 psi (140 MPa) ve beton basınç dayanımının 3000 psi (21 MPa) olması durumunda aderans boyu yaklaşık 42d, aynı şekilde emniyet gerilmesinin 16000 psi (110 MPa) ve beton basınç dayanımının 2500 psi (17 MPa) olması durumunda ise aderans boyu 40d olarak bulunmaktadır. 1944 yılına ait bir kaynakta, kolon donatı detayları incelendiğinde bindirme boyunun, donatı çapının 40 katı (40d) olarak verildiği görülmüştür.

Bu tez çalışması için ACI 318-41'e göre hesap yapıldığında, bindirme boyu yaklaşık olarak 1044 mm (75d) bulunmuştur. Bu değer ACI 318-41'e göre önerilen değerden (40d) fazla olmasının sebebi beton kalitesinin belirtilen limitin çok altında olmasıdır. Bu çalışmada kullanılan TS 500'de (donatı çapının 40 katı) belirlenen minimum değer, ACI 318-41'e göre hesaplanan boyun yaklaşık %53'üne karşı gelmektedir.

1951 yılında ACI 318’de bindirme boyu hesabında bazı revizyonlar olduğu ve düz yüzeyli donatıların yerini nervürlü donatıların aldığı görülmüştür. Düz yüzeyli donatılar için gerekli bindirme boyunun nervürlü donatılar için hesaplanan boyun iki katı alınabileceği belirtilmiştir. Numuneler için hesaplanan bindirme boyunun farklı yönetmeliklere göre yetersizliği Tablo2.1’de verilmiştir.

Tablo 2.1 Hesaplanan Bindirme Boyunun Farklı Yönetmeliklere Göre Yetersizliği

Yönetmelik	Gerekli Bindirme Boyu	Yetersizlik (40φ için)
TS 500-1985	2031 mm (145φ)	%72
TS 500-2000	2078 mm(148φ)	%73
ACI 318-1941	1044 mm (75φ)	%47

2.4 Numunelerin Boyut ve Özellikleri

Çalışma kapsamında üretilen numunelerin uzunluğu 3000 mm’dir. Kat orta noktasından kesilen alt ve üst kat kolonlarını temsil eden kolonlar 1200 mm uzunluğundadır. 200 x 300 mm dikdörtgen enkesitli numune sabit eksenel basınç ve tekrarlı yön değiştiren yatay yükler altında denenmiştir. Şekil 2.4’de numunelerin genel görünümü gösterilmiştir.



Şekil 2.4 Numunelerin Genel Görünümü

Boyuna donatı oranı $\rho=0.01$, hacimsel donatı oranı $\rho_{sh}=0.0037$ olarak bulunmuştur. Deprem yükünü temsil etmek üzere verilecek yatay yükün uygulama noktasının birleşim bölgesi olması sebebi ile bu bölgede enine donatı oranı artırılmıştır. Kolon enine donatıları kiriş içinde 125 mm ara ile devam ettirilmiş ve kiriş yüksekliği boyunca 5 adet, genişliği boyunca 3 adet $\phi 8$ ilave enine donatı konulmuştur. Bindirmeli ekli numuneler için, bindirme boyu 560 mm (40ϕ olarak belirlenmiştir). Enine donatı yüzünden 20 mm beton örtüsü bırakılmıştır. Boyuna ve enine donatılar Ek B’de detayları verilen poz numaralarına göre uygun boylarda kesilmiştir.

2.5 Numunelerin Üretimi

Çalışma kapsamında üretilen numuneler İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında üretilmişlerdir. Donatı iskeletinin hazırlanmasından sonra hasarın en fazla oluşmasının beklendiği potansiyel plastik mafsallarda boyuna ve enine donatılar üzerine şekil değiştirmeölçerler yapıştırılmıştır. Şekil 2.6’da numune donatı iskeletlerinin görünümü verilmiştir.

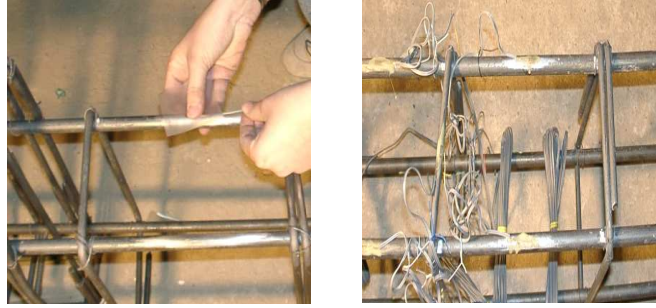


Şekil 2.6 Numune Donatı İskeleti Görünümü

Şekil değiştirmeölçerler yapıştırılmadan önce donatılar üzerinde belirlenen noktalar kalın ve ince zımpara, tel fırça yardımı ile pastan arındırılmış sonra pamuk ve aseton yardımı ile tozlu yüzeyler temizlenmiştir. Tam olarak temizlenmiş bu yüzeylere şekil değiştirmeölçerler cyanoacrylat esaslı bir yapıştırıcı ile yapıştırılmış ve ardından su ve nem yalıtımı ile mekanik koruma sağlamak için iki kat kimyasal yalıtım malzemesi (N-1, water proofing material), bir kat bitüm esaslı bant (VM Tape, a vinyl/mastic for insulating and moisture sealing) ve bunun üzerine izolebant sarılmıştır. Tüm şekil değiştirmeölçerlerin kablolarının ucuna konumunu, cinsini belirtmek üzere numaralar ve notlar yazılmıştır. Kablolar en kısa mesafeden beton yüzeyine çıkacak şekilde demetlenmiştir. Şekil 2.7’de şekil değiştirmeölçerler yapıştırılmadan önceki yüzey hazırlığı gösterilmiştir. Şekil 2.8’de şekil değiştirmeölçerlerin yapıştırılması gösterilmiştir. Şekil 2.9’da ise N1 ile yalıtılmış şekil değiştirmeölçerler gösterilmiştir.



Şekil 2.7 Şekildeğiştirmeölçerlerin Yapıştırılmadan Önceki Yüzey Hazırlığı



Şekil 2.8 Şekildeğiştirmeölçerlerin Yapıştırılması



Şekil 2.9 N1 İle Yalıtılmış Şekildeğiştirmeölçerler

Numunelerin beton dökümü sırasında kullanılmak üzere 20 mm kalınlığında plywood malzemesi ile oluşturulan özel kalıplar hazırlanmıştır. Kalıplar, boyuna

donatıları bindirmeli ekli numuneler ve boyuna donatıları sürekli numuneler için iki grup halinde oluşturulmuştur. Donatı iskeletleri yerleştirilmeden önce kalıplar özel kalıp yağı ile yağlanmış ve donatı iskeletlerindeki enine donatılara istenen 20 mm kalınlığındaki beton örtüsünün oluşturulabilmesi amacı ile hazır plastik pas payları takılmıştır. Güçlendirilecek numuneler için kalıpların dört köşesine dik kenarları 25 mm olan ikizkenar üçgen enkesitli tahtalar çakılmıştır. Bu işlem daha sonra kolonların köşelerinin yuvarlatılması aşamasında kolaylık sağlaması için düşünülmüştür. Şekil 2.10'da numunelerin beton dökümünden önceki hali gösterilmiştir.



Şekil 2.10 Numunelerin Beton Dökümünden Önceki Hali

Çalışmada Set Beton tarafından imal edilen hazır beton kullanılmıştır. Tüm numunelerin beton dökümü aynı gün içinde (04.03.2003) yaklaşık 7~8 C° hava sıcaklığında yapılmıştır. Numunelerin kalıptan çıkarılması ve taşınması amacı ile, beton dökümünden önce numune içinde bırakılan 10 mm çapında nervürlü donatılardan oluşturulan kancalar kullanılmıştır. Beton dökümü sırasında şekildeğiştirmeölçerlerin kablolarına zarar verilmemesi için özen gösterilmiştir. Betonun iyi yerleşmesinin sağlanması amacıyla vibrasyon işlemi yapılmıştır. Şekil 2.11'de beton dökümü ve vibrasyon işlemi gösterilmiştir.



Şekil 2.11 Beton Dökümü ve Vibrasyon İşlemi

Beton dökülmesinin ardından kolon numuneleri ve standart silindirler laboratuarda dış ortamdan uzakta aynı koşullarda saklanmıştır. Tüm numuneler 7 gün boyunca belirli aralıklarla ıslatılarak ve üzerleri örtülerek nemli tutulmuştur, [16, 17].

Bu çalışma kapsamında numunelerin bazıları orijinal olarak denenerek referans numuneler teşkil edilmiştir. Kalan numuneler doğrudan güçlendirilip test edilmiştir. Bu tez çalışması sırasında kullanılan numunelerin özellikleri Tablo 2.2’de gösterilmiştir.

Tablo 2.2 Numunelerin Özellikleri

Numune adı	Numune özelliği
C-O-1	Orijinal – sürekli donatı
LS-O-1	Orijinal – bindirmeli ekli
C-O-2	Orijinal – sürekli donatı
LS-O-2	Orijinal – bindirmeli ekli
R-C-ST	C-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi
R-LS-ST	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi

Numune isimleri verilirken numunelerin özelliklerini yansıtacak ifadelerin kullanılmasına dikkat edilmiştir. Örneğin R-LS-ST isimli numunede, R güçlendirme işlemini, LS boyuna donatıların bindirmeli ekli olmasını, ST güçlendirme işlemi için kullanılan malzemenin adı ve şeklini belirtmektedir.

Numuneler üretildikten sonra mesnet bölgesinde oluşabilecek hasarın önüne geçmek amacı ile mesnet bölgeleri 3 kat karbon lif takviyeli polimer (CFRP) tabakası ile sarılmıştır. CFRP uygulamasından önce köşeler 2 cm yarıçapında çeyrek daire formunda yuvarlatılmış olup, beton yüzeyindeki zayıf tabaka zımparalanarak kaldırılmıştır. Tozdan tamamen arındırıldıktan sonra beton yüzeyin tutunma yeteneğini arttırmak amacıyla astar uygulanmış, daha sonra yüzeydeki boşlukları kapatmak amacıyla macun uygulaması yapılmış ve son olarak epoksi yapıştırıcı kullanılarak CFRP tabakaları sarılmıştır. CFRP uygulaması ile ilgili adımlar Şekil 2.12’de verilmiştir.



Şekil 2.12 Mesnetlerde CFRP Uygulaması

2.6 Numunelerin Güçlendirilmesi

2.6.1 Çelik Tüp İmalatı

20 x 30 cm’lik numuneler için tasarlanan deney düzeneği ve deney sırasında oluşabilecek düzlem dışı hareket ön görülerek çelik tüp dıştan dışa 23 x 32 cm tasarlanmıştır. Numune ile çelik tüp arasında kalan 1 cm boşluğun harç ile doldurulması tasarlanmıştır. Tüp için kullanılacak çelik saçları kalınlığı 4 mm seçilmiş ve tüp boyu 96 cm tasarlanmıştır. Çelik tüpün her dört köşesine 50-50-5’lik köşebentler ile rijitleştirilmiştir. Çelik levhaların kesimi için bilgisayar kontrollü tam

otomatik bir torna makinesi kullanılmıştır. Kesilen plakaların son durumu ve kesim makinesi resimleri, Şekil 2.13 ve 2.14’de gösterilmiştir.



Şekil 2.13 Kesilen Parçaların Son Durumu



Şekil 2.14 Kesim Makinesi

Çelik tüpün numuneye rijit bir şekilde yerleştirilmesini sağlamak amacı ile 15 mm çapında çelik bulon kullanılarak ankraj yapılması tasarlanmıştır. Bu amaç ile tüp geometrisini oluşturacak çelik levhalar kesildikten sonra ankraj delikleri açılmıştır. Ankraj delikleri 32 x 96 cm boyuntundaki çelik levhaların kenarından itibaren 15 cm bırakılarak ve iki delik arası 22 cm aralıklı olacak şekilde 4 adet 15 mm çapında delinmiştir. Aynı şekilde 23 x 96 cm boyutundaki çelik saçlarda kenardan itibaren 13 cm bırakılarak 22 cm ara ile 4 adet 15 mm çapında delinmiştir. Deliklerin düzgün ve hepsinin aynı koordinatta olmasını sağlamak amacı ile aynı boyutta olan levhalar köşelerinden kaynak ile puntolanıp bir araya getirilmiştir. Şekil 2.15’de bir araya

getirilmiş çelik levhalar gösterilmektedir. Şekil 2.16’da açılan ankraj delikleri gösterilmiştir



Şekil 2.15 Kaynak İle Biraraya Getirilen Çelik Levhalar



Şekil 2.16 Ankraj Delikleri

Delikler açıldıktan sonra sıra çelik levhaların tüp geometrisi oluşturacak şekilde bir araya getirilmesi işlemine geçilmiştir. Çelik tüp imalatında öncelikle 2 adet 32 x 96 cm ve 23 x 96 cm ebatlarındaki saçlar birbirlerine puntolanarak tüp geometrisi oluşturulmuştur. Bundan sonra tüpün her kenarı boyuna kaynaklanmıştır. Bu işlemden sonra 93 cm uzunluğundaki köşebentler tüp köşelerinden 1.5 cm bırakılarak puntolanmış ve köşebendin her kenarı çelik tüpe kaynaklanmıştır. Böylelikle çelik tüp köşebentler ile desteklenerek rijitliği arttırılmıştır. Şekil 2.17’de kaynak işçiliği gösterilmiştir.



Şekil 2.17 Kaynak İşçiliği

Şekil 2.18’de köşebentlerin çelik tüpe kaynaklanma işlemi gösterilmiştir. Şekil 2.19’da ise köşebentler ile rijitleştirilmiş çelik tüp gösterilmiştir. Ek C’de çelik levhaların boyutları ve deliklerin detayları gösterilmiştir



Şekil 2.18 Köşebentlerin Kaynaklanması



Şekil 2.19 Çelik Tüpün Son Hali

2.6.2 Çelik Tüpün Numunelere Montajı

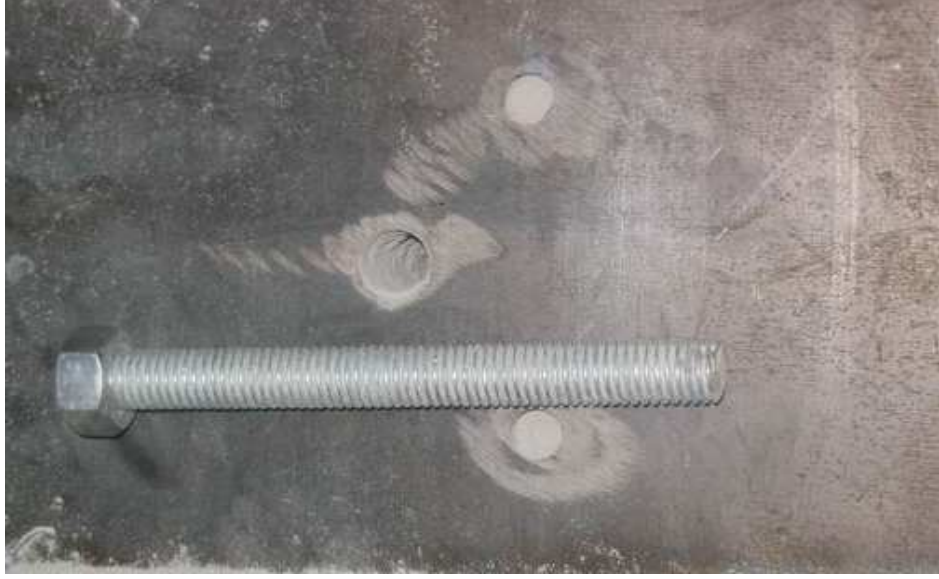
Çelik plakalar tüp geometrisini oluşturacak şekilde bir araya getirilip kaynaklanmıştır. Bu geometriyi oluşturmadaki amaç, montaj sırasında daha kolay uygulanabilmesi ve laboratuvar koşullarında kalifiye kaynak işçiliği sorununu ortadan kaldırmak olmuştur. Fakat normalde yer düzlemine dik duran kolonların kullanılan deney düzeneğinde yer düzlemine paralel durması numune ile çelik tüp arasında kalan boşluğun doldurulmasında bazı uygulama güçlükleri yaratmıştır. Numunenin yer düzlemine dik konuma getirilmesi laboratuvarında bulunan kren yardımıyla yapılmıştır. Numune yüzeyi tamamen tozdan arındırıldıktan sonra vinç yardımıyla kaldırılan numuneye çelik tüp yerleştirilmiştir. Çelik tüp kiriş yüzeyinden 2 cm boşluk kalacak şekilde yerleştirilmiştir. Öncelikle çelik tüpün kiriş yüzeyine en yakın ve en uzaktaki delikleri delinerek bu delikler tozdan tamamen arındırıldıktan sonra epoksi ile doldurulup daha sonra epoksi ile dolu olan deliğe saplamalar yerleştirilerek epoksinin mukavemetini alması beklenmiştir. Epoksi mukavemetini aldıktan sonra somunlar yardımıyla çelik tüp numune ile olan mesafesinin 1 cm olması sağlanıp sabit bir konuma getirilmiştir. Şekil 2.20, 2.21, 2.22’de sırası ile; çelik tüp ile numune kiriş yüzeyi arasındaki mesafe, ankraj deliklerinin delinmesi ve 15 mm çapında somunların yerleştirilmesi gösterilmektedir.



Şekil 2.20 Çelik Tüpün Numuneye Montajı



Şekil 2.21 Çelik Tüp İle Kiriş Yüzeyi Arasındaki 2 cm Boşluk



Şekil 2.22 Delinen Ankraj Delikleri



Şekil 2.23 15 mm Çapında Somunların Açılan Deliklere Yerleştirilmesi

Numune ile çelik tüp arasında kalan boşluğun doldurulmasında kullanılan harç Emaco-S55 olup kendiliğinden yayılan rötresiz tamir harcıdır. Numune vinç yardımıyla kaldırılıp yer düzlemine dik konuma yakın bir hale getirilmiştir. hazırlanan harçın doldurulmasında harç tabancası kullanılmıştır. Şekil 2.24’de harç tabancası ile Emaco-S55’in dökülmesi gösterilmektedir. Doldurma işlemi en alttaki ankraj için açılan delikten başlamıştır böylece kontrollü olarak ve hiç boşluk kalmayacak şekilde kiriş yüzeyine yakın yerden yukarıya doğru gerçekleştirilmiştir.

(Şekil 2.25) Harç delik seviyesine geldikten sonra o delik bant ile kapatılıp bir üstündeki deliğe geçilmiştir.



Şekil 2.24 Emaco-S55'in Harç Tabancası Kullanılarak Dökümü



Şekil 2.25 Harç Dökümünün Tamamlanması

3. MALZEME ÖZELLİKLERİ VE MALZEME DENEYLERİ

3.1 Beton

Çalışma kapsamına uygun olması bakımından ülkemizde mevcut yapılarda sıkça karşılaşılan beton kalitesi kullanılmıştır. Tüm numunelerin beton dökümü 4 Mart 2003 tarihinde yaklaşık 7~8 C° hava sıcaklığında yapılmıştır. Karışıma ait 28 günlük beton basınç dayanımı 9.22 MPa olarak belirlenmiştir. Beton karışım oranları Tablo 3.1’de verilmiştir.

Tablo 3.1 Beton Karışım Oranları

Çimento (c)	(kg/m ³)	155.55
Su (w)	(kg/m ³)	165.00
Kum	(kg/m ³)	670.00
Taş Kumu	(kg/m ³)	303.25
Mıcır I No	(kg/m ³)	987.75
Akışkanlaştırıcı	(kg/m ³)	1.22
Mineral Katkı	(kg/m ³)	40.00
w/c	-	1.06

Çimento olarak Set Marmara Çimentonun PÇ 42.5 normal portland çimentosu kullanılmıştır. Mineral katkı olarak Çatalağzı uçucu külü kullanılmış, taş kumu olarak Cebeci Dalbay Taş Ocağından elde edilen maksimum tane çapı 0.7 mm olan kum kullanılmıştır. Karışımında kullanılan 1 Nolu mıcır da Cebeci Dalbay Taşocağından elde edilen tane çapı 5-15 mm arasında değişen agregadır. Kum Akpınar Sülün Ocağından elde edilen maksimum tane çapı 0.5 mm olan kumdur. Bu karışımında akışkanlaştırıcı olarak WRDA 90 W (mid-range superplasticizer) kullanılmıştır.

Taze betonda çökme ve yayılma çapını belirlemek amacı ile 3 ayrı çökme deneyi yapılmıştır. Çökme deneyi için 300 mm yüksekliğinde, alt ve üst çapları 200 mm ve 100 mm olan tabanı kesik koni kullanılmıştır. Koninin doldurulması 3 defada yapılmış ve her doldurma işleminin ardından uzun demir bir çubukla beton 25 defa şişlenerek iyi bir şekilde yerleşmesi sağlanmıştır. Koninin tamamı doldurulduktan sonra 3 dakika beklenerek koni yavaşça çekilmiştir. Koni çekildikten sonra, yayılma çapı ve çökme ölçülmüştür, (Şekil 3.1). Taze betonda yapılan çökme deneyi sonuçları Tablo 3.2’de verilmiştir.



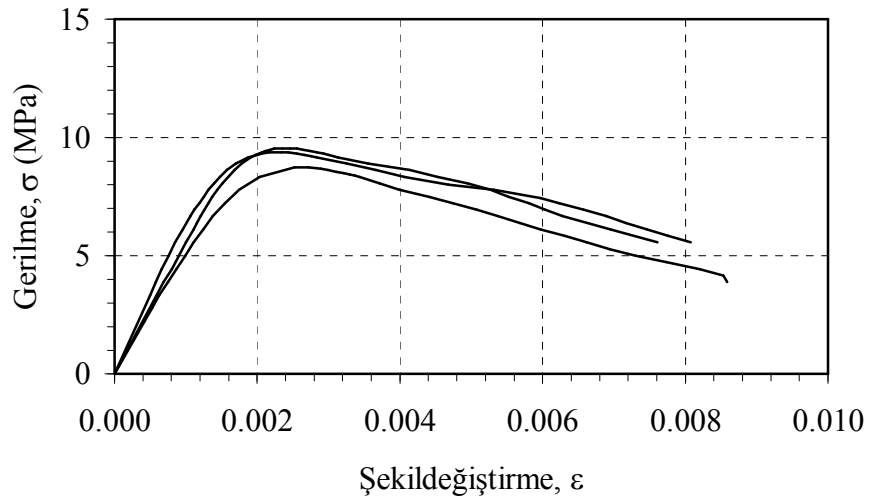
Şekil 3.1 Taze Betonda Çökme ve Yayılma Çapı Ölçülmesi

Tablo 3.2 Çökme Deneyi Sonuçları

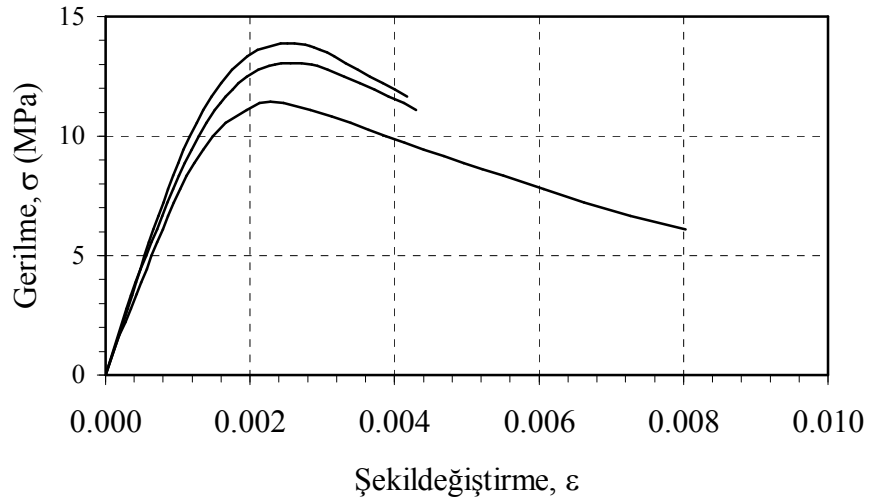
Deney	Çökme (mm)	Yayılma Çapı (mm)
1	245	400-430
2	240	390-450
3	250	400-450

Farklı yaşlarda beton basınç dayanımının belirlenmesi amacı ile 15 adet 150 mm × 300 mm boyutlarında standart silindir numunesi alınmıştır. Standart silindir numunelerinin hazırlamasında ve betonun yerleştirilmesinde çökme deneyinde dikkat edilen unsurlar göz önüne alınmıştır. Standart silindirler dış ortamdan uzaklaştırılmış deney gününe kadar laboratuarda kolon numuneleri ile aynı koşullarda saklanmıştır. Kür amacı ile standart silindirler ve kolon numuneler 7 gün boyunca nemli tutulmuştur. Standart silindir numuneler 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme cihazı kullanılarak eksenel basınç deneyine tabi tutulmuştur. Şekildeğiştirmelerin belirlenmesi amacı ile TML CM-15 ölçüm çerçevesi ve 2 adet yerdeğiştirmeölçerler (CDP25) kullanılmıştır. Bu çerçeve üzerinde bulunan hassas yerdeğiştirmeölçerler

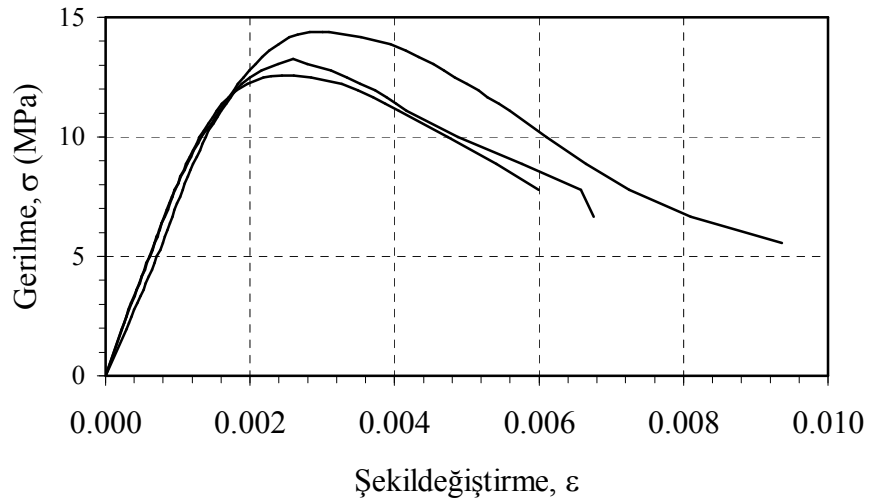
(TML CDP5) ile standart silindir numunenin ortasında 150 mm yüksekliğindeki bölgede oluşan ortalama şekildeğiştirmeler belirlenebilmektedir. Silindir numunenin iki yanına yerleştirilen diğerk yerdeğiştirmeölçerler ile toplam boyda oluşan yerdeğiştirmeler ölçölüp, bu ölçümlerden yararlanılarak tüm boydaki ortalama şekildeğiştirmeler belirlenmektedir. Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme verileri TML TDS-303 veri toplayıcı kullanılarak saklanmış, daha sonra elle kaydedilen yük değerkleri ile birlikte bilgisayarda işlenerek beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri elde edilmiştir. 28, 90, 150 günlük standart silindirlerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri sırasıyla Şekil 3.2, Şekil 3.3 ve Şekil 3.4’de verilmiştir.



Şekil 3.2 28 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri



Şekil 3.3 90 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri



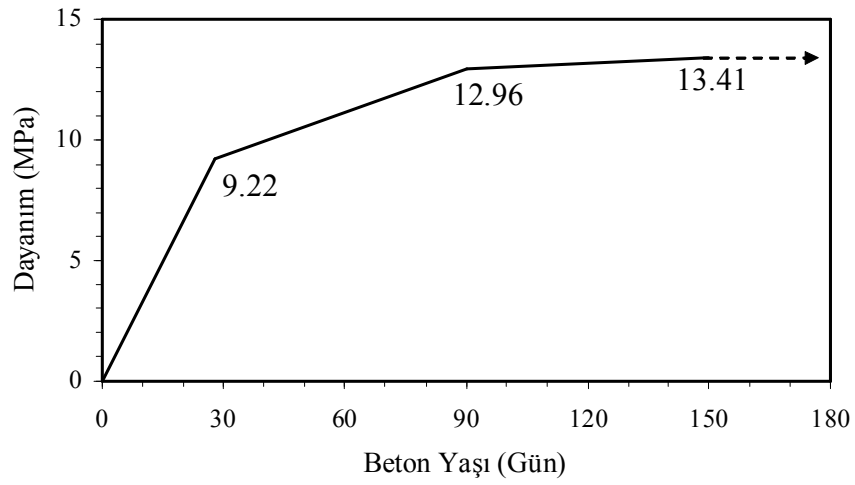
Şekil 3.4 150 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri

Numuneler için elastisite modülü belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde yaklaşık olarak dayanımın %5 ve %45'i arasında elde edilen deneysel noktalar arasından en küçük kareler yöntemi kullanılarak bir doğru geçirilmiş, belirlenen doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Farklı yaşlarda elde edilen beton basınç dayanımları ve elastisite modülü değerleri Tablo 3.3'de sunulmuştur. $f_{c,j}$ ve $E_{c,j}$ sırası ile j'inci gün beton basınç dayanımı ve elastisite modülüdür. Betonun yaşına bağlı olarak dayanımdaki artışı gösteren grafik Şekil 3.5'de verilmiştir. Beton

basınç dayanımının 150 günden sonra değişmediği kabul edilerek daha sonraki günler için bu değer kullanılmıştır.

Tablo 3.3 Betonun Farklı Yaşlardaki Mekanik Özellikleri

Numune yaşı (gün)	$f_{c,j}$ (MPa)	$E_{c,j}$ (MPa)	Tarih
28	9.22	6867	01.04.2003
90	12.96	9137	02.06.2003
150	13.41	10175	01.08.2003



Şekil 3.5 Dayanım-Beton Yaşı İlişkisi

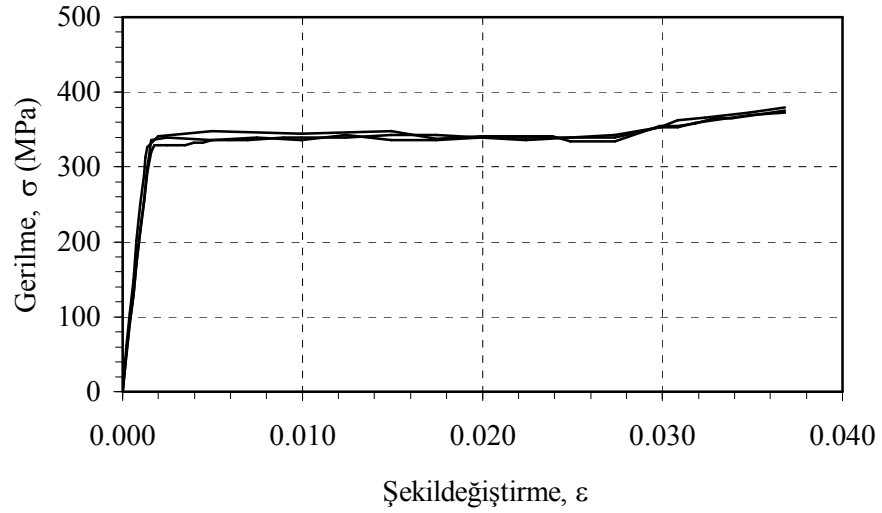
3.2 Donatı Çeliği

Çalışmanın amacına uygun olması bakımından tüm numunelerde hem boyuna, hem de enine donatı için St220 kalitesinde düz yüzeyli donatı çeliği kullanılması tasarlanmıştır. Tasarım ve numune üretimi öncesinde kullanılacak çeliğin beklenen dayanıma sahip olup olmadığını anlamak üzere standartlara uygun olarak (TS 708 (1985), Beton Çelik Çubukları) çelik çekme deneyi yapılmıştır, (Şekil 3.6).

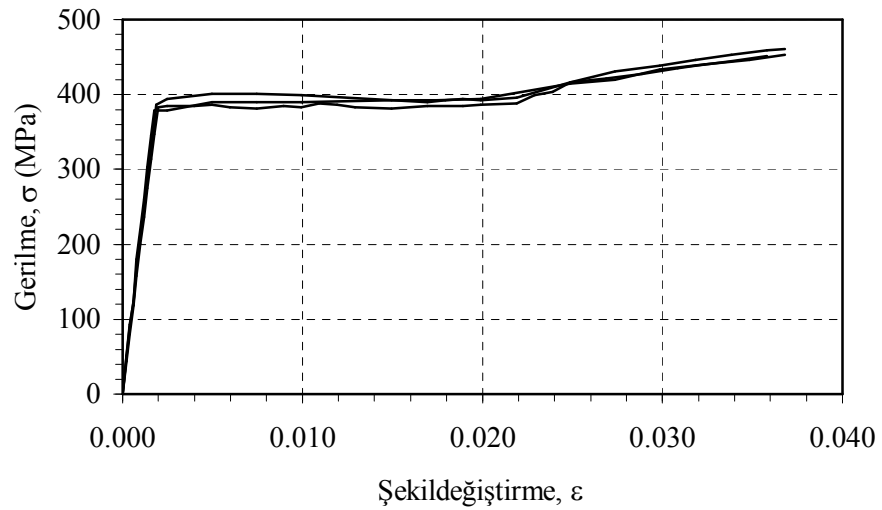


Şekil 3.6 Çelik Çekme Deneyi

Yapılan çelik çekme deneyleri sonucunda kullanılan donatının dayanım değerlerinin TS 500 (2000) tarafından verilen değerlerin üstünde olduğu görülmüştür. Bu sonucun ardından yapılan ön tasarım yenilenmiş ve deneysel olarak elde edilen dayanım değerleri kullanılmıştır. Çalışmada eğilme etkisinde göçme oluşması istendiğinden numune tasarımında gerekli düzenlemeler yapılarak oluşabilecek farklı bir göçme durumunun önüne geçilmiştir. Çekme deneylerinde 200 kN kapasiteli Alfred J. Amsler marka mekanik çekme cihazı kullanılmıştır. 14 mm ve 8 mm çaplı donatılar için 6 adet çekme deneyi yapılmıştır. Her donatının gerçek çapı kompas ile en az üç kere ölçülerek bulunmuştur. Çekme deneyi sırasında donatılarda oluşan uzamaları kaydedebilmek için ekstansometre kullanılmıştır. Ekstansometrenin ölçüm boyu 100 mm, hassasiyeti 1/100 mm'dir. Ekstansometrede okunan belli yerdeğiştirme seviyelerinde etkitilen çekme kuvveti deney boyunca elle kaydedilmiş ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri elde edilmiştir, (Şekil 3.7, Şekil 3.8).



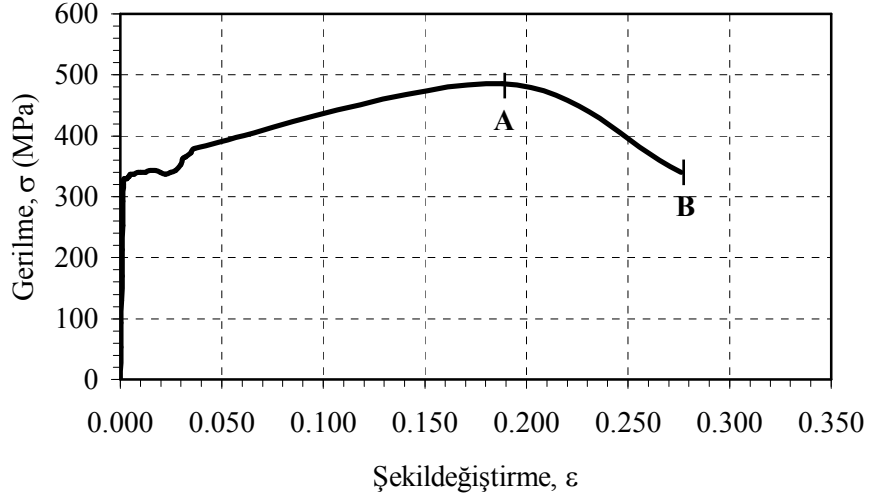
Şekil 3.7 Boyuna Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri (φ14)



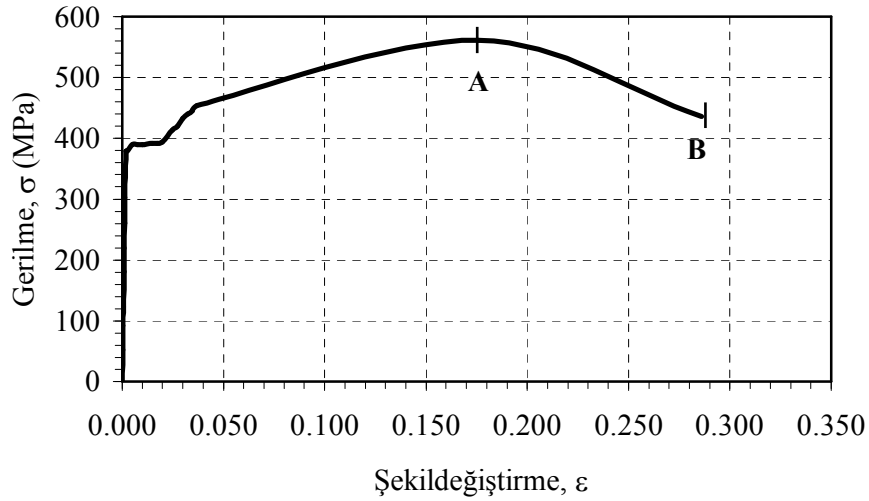
Şekil 3.8 Enine Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri (φ8)

Donatı çeliğinin akma limiti, elastik limitten hemen sonra yük sabit iken şekildeğiştirmelerin hızla artmaya başlaması ile belirlenir. Bu andaki gerilme değeri akma dayanımı (f_y) ve buna karşı gelen şekildeğiştirme akma şekildeğiştirmesi (ϵ_y) olarak tanımlanır. Akma sahanlığını pekleşme bölgesi izler ve gerilme tekrar artmaya başlar. Bu bölgede A noktasına kadar çubuğun her noktasında oluşan uzamalar uniformdur ve bu anda en büyük çekme kuvvetine erişilir. Belirli bir gerilme anına gelindiğinde çubuğun bir noktasında kesit küçülmeye başlar ve bu noktada oluşan aşırı uzamaların ardından kopma (B noktası) gerçekleşir. Boyuna ve enine donatılar

için elde edilen tam gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 3.9 ve Şekil 3.10’de verilmiştir.



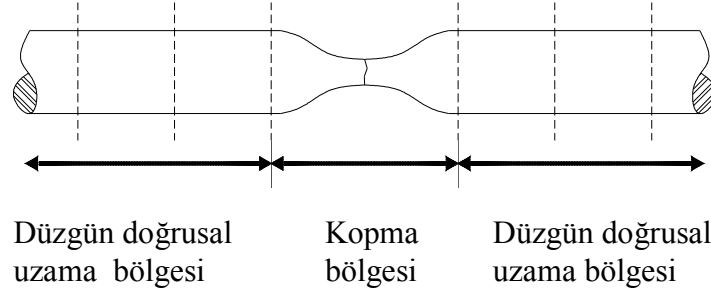
Şekil 3.9 Boyuna Donatı Tam Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri (φ14)



Şekil 3.10 Enine Donatı Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkileri (φ8)

Kopma birim uzaması (ϵ_{su}) ve düzgün doğrusal uzamanın (ϵ_{sunif}) belirlenmesinde çubuğun orta bölgesinde donatı çapının 10 katına eşit ölçü boyu kullanılmıştır. Bu ölçü boyu üzerine donatının çapı kadar aralıklarla çizgiler çizilmiştir. Deney sonrasında düzgün doğrusal donatı uzaması belirlenirken kopmanın olduğu bölge dışında çubuğun iki tarafında oluşan uniform uzama bölgelerinde belirlenen şekildeğiştirmelerin ortalaması alınmıştır. Kopma birim uzaması ise aşırı uzamanın

olduğu bölgede belirlenen şekildeğiştirme değeri olarak alınmıştır. Şekil 3.11’de çekme kuvveti uygulanan çubukta kopma ve düzgün doğrusal uzama bölgeleri gösterilmiştir.



Şekil 3.11 Çekme Çubuğunda Kopma ve Düzgün Doğrusal Uzama Bölgeleri

Donatıların elastisite modülleri belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin %5 ve %80’i arasında kalan noktalarından en küçük kareler yöntemine göre bir doğru geçirilmiş ve bu doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Tablo 3.4’de boyuna ve enine donatı özellikleri verilmiştir. Tabloda sırası ile ϵ_y : Donatıda akma birim uzaması ve kısalması, ϵ_{su} : Kopma birim uzaması, ϵ_{smax} : En büyük uzama ve kısalma, f_y : Boyuna donatı akma dayanımı, f_{su} : Donatının kopma dayanımı, f_{smax} : Donatının en büyük çekme dayanımı ve E_s : Donatının elastisite modülüdür, [16, 17].

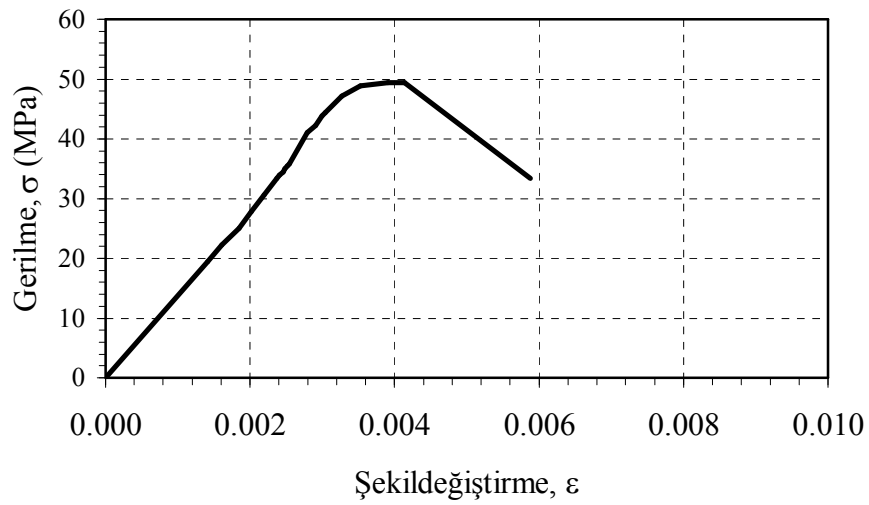
Tablo 3.4 Boyuna ve Enine Donatı Özellikleri

Donatı	ϵ_y	ϵ_{su}	ϵ_{smax}	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{smax} (MPa)	E_s (MPa)
ϕ 14 (boyuna)	0.002	0.290	0.209	336	344	487	215810
ϕ 8 (enine)	0.002	0.284	0.171	383	392	564	202570

3.3 Onarım ve Güçlendirme Malzemeleri

Orijinal olarak test edilen numunelerin onarımında Yapkim YKS tarafından üretilen, yüksek dayanımlı, genleşme yapmayan, sülfata dayanıklı rötresiz çimento esaslı tamir harcı (Emaco S55) kullanılmıştır. Bu malzemenin kullanımı oldukça kolay olup, sadece su ile karıştırılarak kullanılmaktadır. Malzeme astarsız kullanılır, çelik ve betona iyi aderans sağlar. Ayrıca akışkan kıvamlı, kolay işlenebilir, ayrışma yapmayan, geçirimsiz bir özelliğe sahiptir. Onarım işlemi sırasında 1 adet 150 mm ×

300 mm boyutlarında standart silindir numunesi alınmıştır. Bu numunenin 32 günlük beton basınç dayanımı 49.4 MPa olup, numuneye ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 3.12’de verilmiştir. Tamir harcının dökümü sürekli olmalıdır, hava ceplerini önlemek için yalnızca tek taraftan döküm yapılmalıdır, karşılıklı iki taraftan döküm yapılmamalıdır. Açıkta kalan tüm yüzeyler buharlaşma yoluyla su kaybına karşı koruma altına alınmalıdır. Islak örtüler ya da kür sıvısı kullanılabilir. Özellikle sıcak durumlarda kılcal çatlaklar oluşmaktadır. Bunun estetik kaygılar dışında bir sakıncası yoktur.



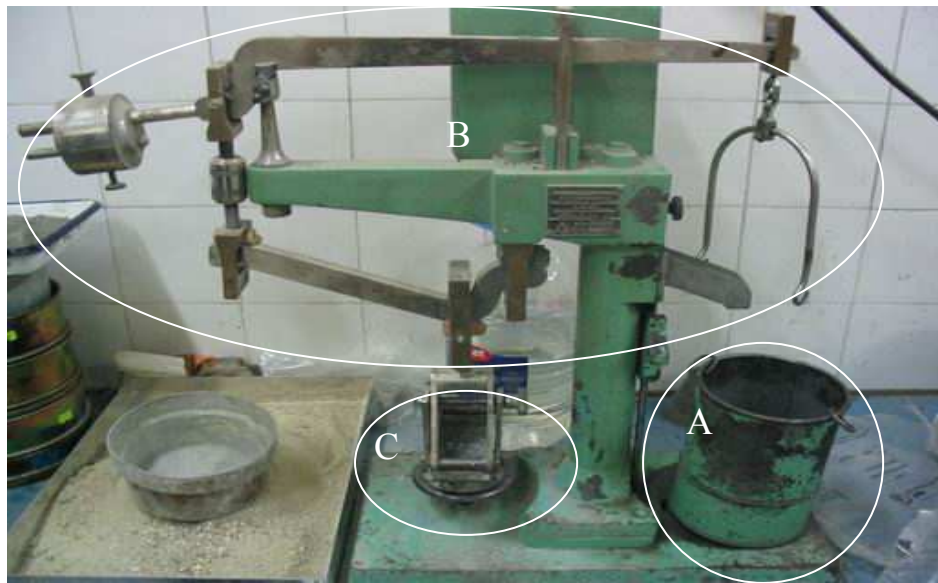
Şekil 3.12 Emaco S55 Tamir Harcı İçin Standart Silindir Beton Basınç Dayanımı

Ayrıca tamir harcının basınç ve çekme dayanımını ölçmek için tamir harcı dökümü yapılırken altı adet dikdörtgenler prizması biçiminde 40 x 40 x 160 mm boyutlarında numuneler alınmıştır (Şekil 3.13). Bu numuneler deney günü denenerek tamir harcının çekme ve basınç dayanımı değerleri bulunmuştur.



Şekil 3.13 Eğilme ve Basınç Deneyinde Kullanılan Numuneler

Eğilme deneyi için şekil 3.14’de gösterilen deney düzeneği kullanılmıştır. Bu deney düzeneğinin çalıştıran ekipmanlar 3 ayrı parçadan oluşmaktadır. 1) Yükleme kabı (A). 2) Bu hazneye dolmakta olan bilyelerin ağırlıklarını numuneye 50 kat büyüterek ileten aktarma kolu (B). 3) Aktarılan bu ağırlığın tekil düşey kuvvet olarak iletildiği numunelerin yerleştirildiği iki adet kayıcı mesnetten oluşan yükleme tablasından meydana gelmektedir (C).



Şekil 3.14 Eğilme Deneyi Düzeneği

Numune yükleme tablasının içerisine yerleştirildikten sonra bilyeler silindir kap içerisine doldurulmaya başlanmaktadır ağırlık, aktarma kolu sayesinde numunenin ortasına tekil yükleme yapılmaktadır, numune kırıldığı anda silindir kap içerisine bilye dolması da kesilmektedir böylece numunenin kırıldığı anda üzerine etki eden yükü kilogram cinsinden belirlenmektedir. Şekil 3.15’de deney sırasındaki görünüm verilmiştir.



Şekil 3.15 Eğilme Deneyi Sırasındaki Durum

Numunelerin basınç dayanımı içinde, ortadan ikiye kırılan numuneler Amsler yükleme cihazına yerleştirilerek basınç dayanımları ölçülmüştür. Şekil 3.16 A ve B’de deney düzeneği gösterilmektedir.



Şekil 3.16 Basınç Deneyi Düzeneği

Numunenin alt ve üst kat kolonu olmak üzere iki ayrı kısımdan 3'er adet olmak üzere toplam 6 adet 40 x 40 x 160 mm'lik numune alınmıştır. Bu numunelere ait deney sonuçları aşağıda Tablo 3.5'de gösterilmektedir.

Tablo 3.5 Tamir Harcı Deney Sonuçları

	Alt Kat Kolonundan Alınan Numune			Üst Kat Kolonundan Alınan Numune		
Çekme Dayanımı	7.7 MPa	7.9MPa	8.89MPa	9.5MPa	8.5MPa	7 MPa
Basınç Dayanımı	68.3 MPa	71.7MPa	71.2MPa	63.2MPa	61MPa	57.4MPa

4. DENEY DÜZENEGİ

4.1. Düzenek Hakkında Genel Bilgi

Deney düzeneği İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği laboratuvarında bulunmaktadır. Bu düzeneğin benzerleri daha önceki çeşitli deneysel çalışmalarda kullanılmıştır. Bu bölümde deney düzeneği, yükleme adımları, ölçüm sistemi ve ölçüm sisteminde kullanılan ekipmanlar hakkında bilgi verilecektir.

4.2. Yükleme Sistemi ve Yükleme Adımları

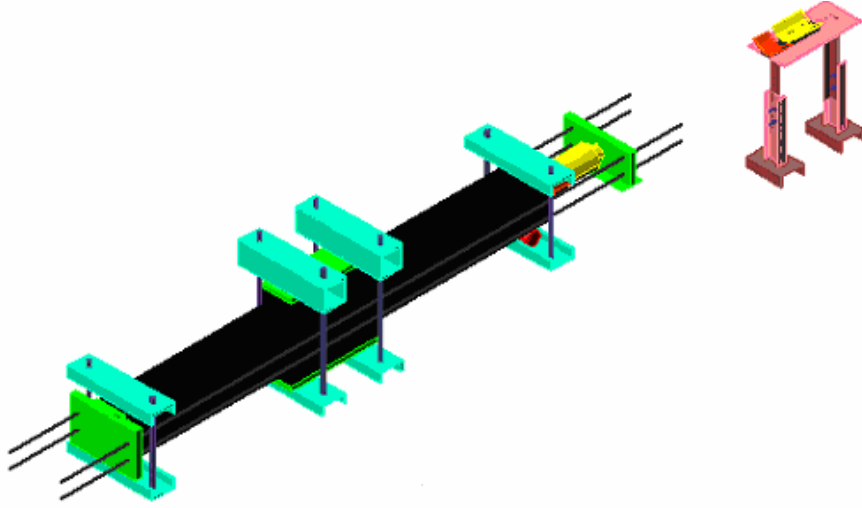
Deney düzeneği için laboratuvarında bulunan kapalı, rijit ve çelik yükleme çerçevesi kullanılmıştır. Bu çerçevede çelik profiller, çelik levhalar, yüksek dayanımlı bulonlar ve kabloları sabitlemek için kullanılan çenelerden oluşmaktadır. Numuneler yatay olarak ve iki uçundan 100 mm boşluk bırakılarak silindir mesnetler üzerine yerleştirilmiştir. Numuneler deney düzeneğine yatay bir konumda yerleştirildiği için, yatay yükler düşey doğrultuda uygulanmıştır.

Deney sırasında numunelere eksenel kuvvet uygulamak için 600 KN kapasiteli Enerpac hidrolik krika, bu yük değerinin tespiti için 1000 KN kapasiteli yükölçer (TML) kullanılmıştır. Yatay yükü uygulamak için bilgisayar kontrollü hidrolik veren (MTS) ile numuneye tekrarlı ve yön değiştiren yerdeğiştirmeler uygulanmıştır. Numune ve yükleme sisteminin genel görüntüsü Şekil 4.1’de verilmiştir.



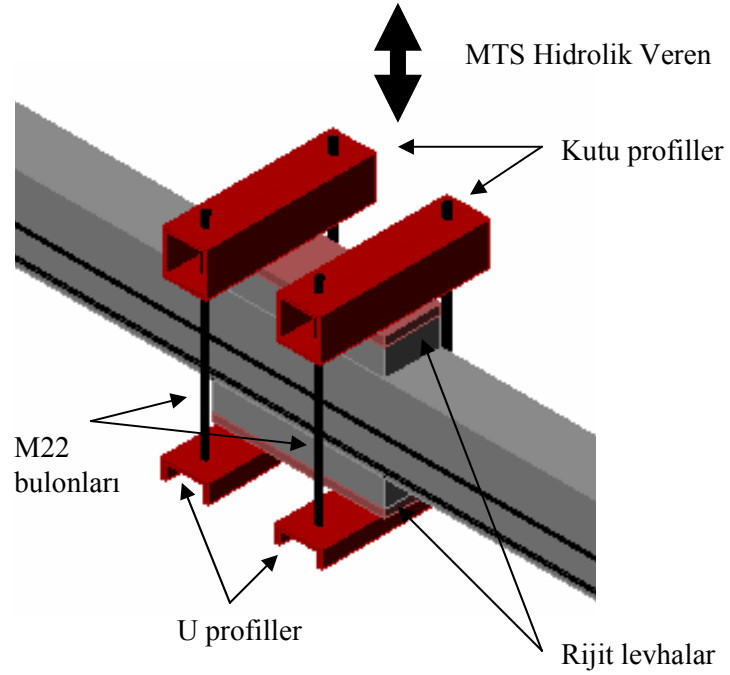
Şekil 4.1 Numune ve Yükleme Sisteminin Genel Görünümü

Deney sırasında numuneye 252 kN'luk eksenel kuvvet uygulanmıştır. Bu eksenel yük, beton yaşının 150 günü geçtikten sonra yapılan deney sonuçlarına bağlı olarak kolonun eksenel yük taşıma kapasitesinin %31'ine karşı gelmektedir. Deney esnasında bu eksenel yük sabit tutulmaya çalışılmıştır hidrolik krikos sayesinde artırılarak ya da azaltılarak istenilen düzeyde tutulmuştur. Eksenel yük en fazla $\pm\%3$ değişmesine izin verilmiştir. Deney sırasında uygulanan eksenel yükün üniform olarak verilip verilmediğini kontrol etmek için donatılara yapıştırılan şekildeğiştirmeölçerler yardımıyla kontrol edilmiştir. Ayrıca deneyde önce bir miktar eksenel yük verilerek şekildeğiştirme dağılımı gözlemlenmiş, üniform olmayan durumlarda ön germe halatlarının gerginlikleri ayarlanarak dağılımın mümkün olduğunca eşit olması sağlanmıştır. Eksenel yükleme düzeneği Şekil 4.2'de verilen üç boyutlu çizimde gösterilmiştir. Eksenel yükün numuneye uygulanabilmesi için hidrolik krikos ve yükölçer iki kalın çelik levha arasına (levha et kalınlığı 40 mm) 4 adet 4 m uzunluğunda öngerme kablosu ile sıkıştırılarak uygulaması gerçekleştirilmiştir. Ayrıca yük ölçer ve hidrolik krikoya uygun olacak bir sehpa yardımıyla krikonun numuneye tam ekseninden basması sağlanmıştır.



Şekil 4.2 Eksenel Yükleme Düzeneği

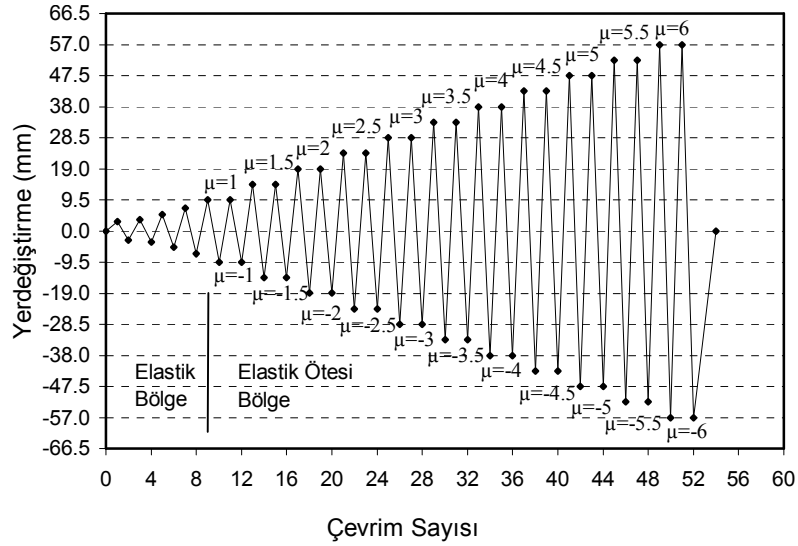
Eğilme momenti ve kesme kuvveti oluşturmak üzere uygulanan yatay yükler bilgisayar kontrollü MTS hidrolik veren kullanılarak etki ettirilmiştir. Hidrolik veren tarafından uygulanan yükün düzgün dağılması için çelik levhalar kullanılmıştır. Çelik levhalar 200 mm genişliğe, 20 mm et kalınlığına ve 600 mm yüksekliğe sahiptir. Tekrarlı yön değiştiren yatay yük numunenin ortasında bulunan bu çelik levhalar sayesinde kiriş parçasına etki ettirilmiştir. Ayrıca hidrolik verenin üst yüzeydeki rijit levhaya yerleştirilebilmesi için levha üzerine iki adet 600 mm uzunluğunda 150 mm $\times$ 150 mm kutu profil kaynaklanmıştır. Çekme uygulandığında numunenin hareketini sağlayabilmek amacı ile alt taraftaki rijit levhaya da 600 mm uzunluğunda iki adet U160 profil vidalanmıştır ve U profiller üst taraftaki kutu profillere 1 m uzunluğundaki 4 adet M22 yüksek dayanımlı bulonu ile bağlanmıştır. Bilgisayar kontrollü hidrolik verene bağlanan parçalar Şekil 4.3’de gösterilmiştir.



Şekil 4.3 MTS Hidrolik Verene Bağlanan Parçalar

Deneyler yerdeğiştirme kontrollü ve statik olarak gerçekleştirilmiştir. Deprem sırasında binalar dinamik yön değiştiren tekrarlı eğilme ve kesme kuvvetlerinin yanı sıra değişken eksenel kuvvet etkisindedir. Fakat bu durumun laboratuarda modellenmesi oldukça zordur bu yüzden yükler statik olarak etki ettirilmiştir. Böyle gerçekleştirilen statik deneylerdeki avantaj, geniş bir zaman diliminde gerçekleştirilmesi ve adım adım uygulanması nedeni ile hasar durumunun ve eleman davranışının daha sağlıklı detaylı bir şekilde gözlenebilmesidir.

Deneyde donatı akma şekildeğiştirmesine ulaşana kadar öteleme oranı (ÖÖ) kullanarak yükleme adımları belirlenmiştir. Donatı akma sınırından sonra akma yerdeğiştirmesinin katlarına göre (yerdeğiştirme süneklik oranı, μ) yükleme adımları belirlenmiştir. Donatı akma sınırından sonra yani elastik ötesi bölgede her bir hedef yerdeğiştirme adımı itme ve çekmede ikişer kez tekrarlanmıştır. şekil 4.4’de yatay yükleme adımlar gösterilmiştir.



Şekil 4.4 Yatay Yükleme Adımları

Her bir yerdeğiştirme adımı 7 saniyelik sürede verilmiştir. İlk iki saniyesinde hedef yerdeğiştirme artışı verilmiştir, takip eden 1 saniyede yükleme sistemi veri toplama sistemine sinyal göndermekte, son 4 saniyede ölçüm cihazlarından alınan veriler toplanmaktadır.

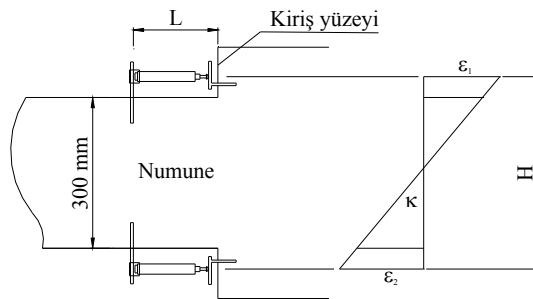
4.3. Ölçüm Sistemi

Deneyde kullanılan ölçüm sistemi TML yerdeğiştirmeölçerler ve 1000 kN kapasiteli TML yük ölçerden oluşmaktadır. Bir numunede toplam 12 adet TML CDP 50 yerdeğiştirmeölçer kullanılmıştır. bunlardan 6 adeti üst kat kolonunda 6 adeti alt kat kolonuna konulmuştur. Ölçüm boyları 150 mm ve 300 mm dir. 150 mm ölçüm boyunda alt kat kolonunda H11, H12, H13, H14 ve 300 mm ölçüm boyunda H15, H16 numaralı yerdeğiştirmeölçerler, üst kat kolonunda 150 mm ölçüm boyunda H21, H22, H23, H24 ve 300 mm ölçüm boyunda H25, H26 numaralı yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Şekil 4.5’de 150 mm ve 300 mm ölçüm boyuna sahip yerdeğiştirmeölçerler gösterilmiştir. Bu yerdeğiştirmeölçerler beton yüzeyinden 8 cm gömülen 10 mm çapında bulonlar ile mesnetlendirilmiştir. Bu bulonlar enine donatılar arasına konulmuştur. Ortalama eğrilikler belirlenirken, eğilme öncesi düzlem olan kesitleri eğilme sonrasında da düzlem olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 4.5 150 mm ve 300 mm Yerdeğiştirmeölçerler

Şekil 4.6’da ε_1 ve ε_2 numunenin kiriş yüzeyinden itibaren 150 mm ve 300 mm uzunluğundaki ölçüm bölgelerinde, kesitin üst ve altında yerdeğiştirmeölçerlerin bulunduğu seviyede ortalama fiktif yerdeğiştirmeler κ ise, bu şekildeğiştirmeler yardımıyla belirlenen ortalama eğrilik değeridir. 150 mm ölçüm boyundan alınan değerler bu ölçüm boyunda iki şekildeğiştirmeölçer bulunduğundan bunların ortalaması alınarak hesaplanır. 300 mm’den alınan ölçümlerde ise bir şekildeğiştirmeölçer bulunmaktadır. ε_1 , ε_2 ve κ (4.1), (4.2) ve (4.3) bağıntılarıyla hesaplanmıştır.



Şekil 4.6 Ortalama Eğriliğin Belirlenmesi

$$\varepsilon_1 = \frac{\left[\frac{H11 + H12}{2} \right]}{150} \quad \varepsilon_1 = \frac{H15}{300} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\left[\frac{H13 + H14}{2} \right]}{150} \quad \varepsilon_2 = \frac{H16}{300} \quad (4.2)$$

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_1| + |\varepsilon_2|}{H} \quad (4.3)$$

Bu bağıntılarda H11, H12, H13 ve H14, 150 mm ölçüm boyu için kullanılan yerdeğiştirmeölçerler tarafından (mm), L ölçüm bölgesi uzunluğu (mm), H ise ε_1 ve ε_2 şekildeğiştirmelerinin belirlendiği noktalar arasındaki mesafedir. H mesafesinin belirlenmesi için yerdeğiştirmeölçerlerin kesit yüzünden mesafeleri ve L boyları her deneyde ayrı ayrı ölçülmüştür bu bağıntılar kullanıldığında eğrilik 1 mm biriminde elde edilir.

Deneyler yerdeğiştirme kontrollü yapıldığından, numunenin orta noktasının yaptığı düşey yerdeğiştirme önem taşımaktadır, bu yüzden numunenin alt yüzüne orijinal numunelerde SPD200 tipi V31, güçlendirilmiş numunelerde V30 ve V31 yerdeğiştirmeölçerleri yerleştirilmiştir. Ayrıca deney düzeneğinin sağlıklı kurulup kurulmadığı ve yükleme adımlarının sağlıklı olup olmadığını kontrol etmek amacı ile ilave yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Bu ölçümler ile açıklıkta düzlem dışı hareket ve mesnetlerdeki düşey hareketlerin olup olmadığı belirlenmiştir. Deneylerde kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin özellikleri Tablo 4.1’de verilmiştir.

Donatılardaki şekildeğiştirmeleri belirlemek amacı ile iki farklı şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır, (YFLA5 ve YLA5). Bu şekildeğiştirmeölçerler arasındaki fark YFLA5 tipi yerdeğiştirmeölçerlerin donatı aktıktan sonrada ölçüm almaya sağlıklı bir şekilde devam etmektedir. Donatı düzeni sürekli olan numunelere 9 adet, donatı düzeni bindirmeli ekli olan numunelerde 18 adet YFLA5 tipi şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. FLA5 tipi şekildeğiştirmeölçerler enine donatılara yapıştırılmıştır. Bu şekildeğiştirmeölçerler tüm numunelerde 4 adettir, [16, 17].

Tablo 4.1 Yerdeğiştirmeölçerlerin Özellikleri

İsim	Cins (TML)	Kapasite (mm)	Hassasiyet 10^{-6} (µs/mm)	Yer , doğruğu , amaç
H11	CDP50	50	200	Alt kolon üst yatay- eğrilik (150 mm)
H12	CDP50	50	200	Alt kolon üst yatay- eğrilik (150 mm)
H13	CDP50	50	200	Alt kolon alt yatay- eğrilik (150 mm)
H14	CDP50	50	200	Alt kolon alt yatay- eğrilik (150 mm)
H15	CDP50	50	200	Alt kolon üst yatay- eğrilik (300 mm)
H16	CDP50	50	200	Alt kolon alt yatay- eğrilik (300 mm)
H21	CDP50	50	200	Üst kolon üst yatay- eğrilik (150 mm)
H22	CDP50	50	200	Üst kolon üst yatay- eğrilik (150 mm)
H23	CDP50	50	200	Üst kolon alt yatay- eğrilik (150 mm)
H24	CDP50	50	200	Üst kolon alt yatay- eğrilik (150 mm)
H25	CDP50	50	200	Üst kolon üst yatay- eğrilik (300 mm)
H26	CDP50	50	200	Üst kolon alt yatay- eğrilik (300 mm)
V30	SDP200D	200	50	Orta kesit düşey – yükleme kontrol
V31	SDP200D	200	50	Orta kesit düşey – yükleme kontrol
MAD(sol)	CDP25	25	500	Sol mesnet alt düşey – düzenek kontrol
MUD(sol)	CDP25	25	500	Sol mesnet üst düşey – düzenek kontrol
MDD(sol)	CDP25	25	500	Sol mesnet düzlem dışı yatay
ADD	CDP25	25	500	Açıklık düzlem dışı yatay
MUD(sağ)	CDP25	25	500	Sağ mesnet üst düşey – düzenek kontrol

5. DENEY SONUÇLARI

5.1 Giriş

Mevcut yapılardaki yetersizlikleri yansıtmak üzere düşük beton basınç dayanımı ve yetersiz enine donatıya sahip orijinal kolon deneyleri iki grupta incelenmiştir. İlk grupta boyuna donatıları sürekli olan numuneler, ikinci grupta ise boyuna donatıları yetersiz bindirmeli ekli numuneler test edilmiştir.

5.2. Orijinal Kolon Deneyleri

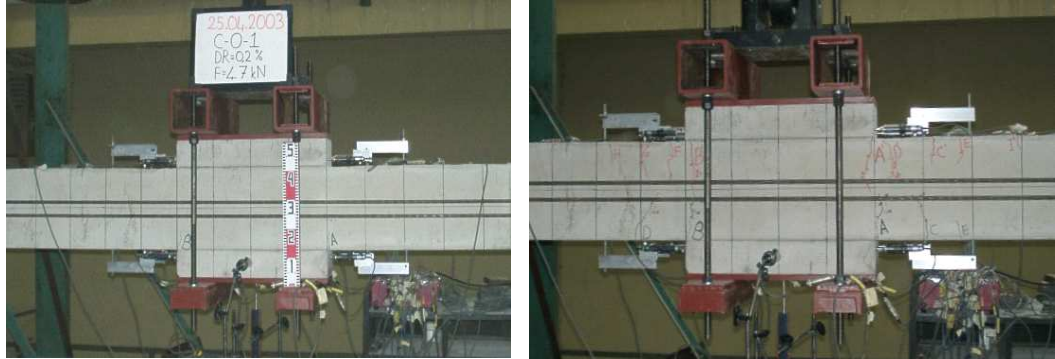
5.2.1. Boyuna Donatıları Sürekli Kolon Deneyleri

Çalışmanın ilk deneyi boyuna donatıları sürekli C-O-1 numunesidir. Deney, beton 28-90 yaşları arasında silindir beton basınç dayanımı 10.7 MPa iken yapılmıştır. Deneyin ilk hedef yerdeğiştirmesi olan 2.8 mm'ye (Öteleme Oranı=%0.25) gidilirken, alt kat ve üst kat kolon-kiriş birleşim kesitlerinde ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. İlk eğilme çatlakları itmede $\delta=1.8$ mm'de yük 33 kN seviyesinde, çekmede ise $\delta=-1.0$ mm'de ve yük -33 kN iken kaydedilmiştir. Devam eden çevrimlerde eğilme çatlakları öncelikle kiriş yüzünden yaklaşık 150 mm'lik bölge içinde, ileri çevrimlerde ise kiriş yüzünden yaklaşık 300 mm'lik bölge içinde yoğunlaşmıştır. Donatı akma noktasına kadar alınan en büyük çatlak okuma değeri 0.5 mm'dir. Şekil 5.1'de numunede oluşan ilk çatlaklar (Öteleme Oranı=%0.25) ve akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önceki (Öteleme Oranı=%0.6) genel görüntüsü verilmiştir.

Donatı akma şekildeğiştirmesine ulaşıldıktan sonra her çevrim iki kez tekrarlanmıştır. Yerdeğiştirme sünegliğinin ilk itmesinde ($\mu=1/1$, $\delta=19$ mm) 66 kN yük taşıma kapasitesine ulaşılmıştır. Bu seviyeden sonra özellikle kiriş yüzünden yaklaşık 150 mm'lik bölge içinde oluşan çatlakların genişlikleri artarken diğer çatlaklarda fazla gelişme olmamıştır. Yerdeğiştirme sünegliği 1.5 değerinin itme ve

çekme çevrimlerinde beton basınç bölgelerinde ezilme başlamıştır. Deney boyunca ulaşılan en büyük yatay yük, $\delta=14.25$ mm hedefinin ilk itmesinde ($\mu=1.5/1$) okunan 68 kN'dur. Sonraki çevrimde hasar yoğunlaşmış ve yerdeğiştirme sünekliğinin 2 değerinde yapılan ilk çekmede alt kat kolonunun basınç bölgesinde beton blok halde dökülmüştür. Bu çevrimin ikinci tekrarında hasarın artmasıyla alt kat kolonunun boyuna donatısının burkulduğu görülmüştür. Bu süneklik düzeyinde, betonda blok halde dökülme ve donatıda burkulma sonucu numune dayanımını büyük ölçüde kaybetmiştir. Şekil 5.2'de $\delta=19$ mm'de yapılan ikinci çekme çevrimi sonrası numunede oluşan hasarlar verilmiştir.

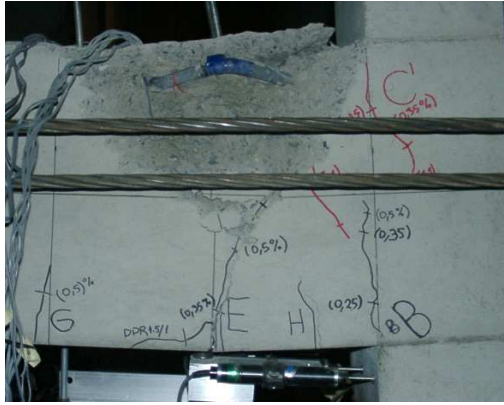
İtme yönünde yerdeğiştirme sünekliğinin 2.5 değerine gidilirken ($\delta=23.75$ mm) üst kat kolonu basınç bölgesinde boyuna donatılarda burkulma meydana gelmiş ve gözlenen büyük dayanım kaybı nedeniyle daha ileri düzeylere gidilememiştir. Numune, eğilme etkilerinin hakim olduğu bir davranış göstermiş, kesme kuvvetleri önemli bir hasara neden olmamıştır. Numunenin deney sonrasındaki görünümü Şekil 5.3'de verilmiştir. Düşey yük veren ve numunenin altına yerleştirilen düşey yerdeğiştirmeölçerden elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.4'de verilmiştir.



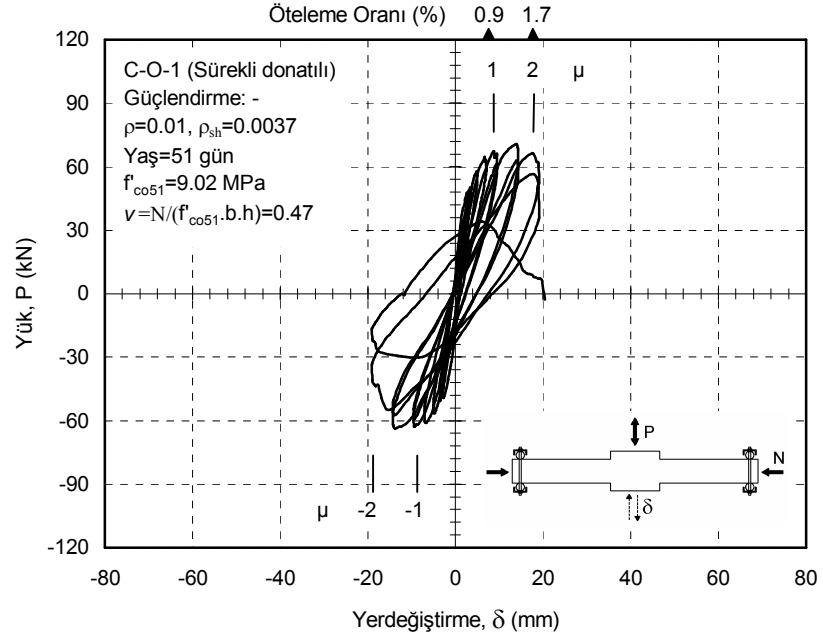
Şekil 5.1 Numunenin Öteleme Oranı=%0.25'de ve Öteleme Oranı=%0.6'da (akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önce) Genel Görüntüsü



Şekil 5.2 Yerdeğiştirme Sünekliğinin -2 Değerinde ($\delta=-19$ mm) Yapılan İlk ve İkinci Çekme Sonrası Genel Görüntü



Şekil 5.3 Numunenin Deney Sonrası Görünümü



Şekil 5.4 C-O-1 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

C-O-1 numunesinin davranışının daha kolay izlenebilmesi ve diğer numunelerle karşılaştırılması için deney sırasındaki davranışı özet olarak Tablo 5.1’de verilmiştir. Tabloda verilen yük değerleri ilgili yerdeğiştirme için yapılan ilk yükleme çevriminde ulaşılan değerlerdir.

Tablo 5.1 C-O-1 Numunesinin Davranışının Özeti

Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
	ÖÖ = %0.25	± 2.8	47 /-49	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk çatlaklar ($\delta=1.8$ mm'de yük 33 kN seviyesinde, çekmede ise $\delta=-1.0$ mm'de ve yük -33 kN)
	ÖÖ = %0.6	± 7.0	63/-60	300 mm'lik bölgede çatlaklar yoğun, üst ve alt kat kolon-kiriş birleşim kesitinde en büyük çatlak genişliği 0.5 mm ve 0.4 mm
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	66/-62	150 mm'lik bölgedeki çatlaklarda gelişme, diğer çatlaklarda fazla gelişme yok
$\mu = 1.5$	ÖÖ = %1.2	± 14.25	68/-62	Betonda basınç bölgelerinde ezilme başlangıcı, karşılanan en büyük yatay yük 68 kN ($\mu = 1.5/1$)
$\mu = 2$	ÖÖ = %1.7	± 19	60/-40	İlk çekme çevriminde alt katta betonda blok halde kalkma, ikinci çevrimde ise donatıda burkulma
$\mu = 2.5$		-	-	Hedef yerdeğiştirmeye gidilirken üst katta donatıda burkulma ve büyük dayanım kaybı sonucu deney durdurulması

Çalışmada ikinci olarak boyuna donatıları sürekli C-O-2 numunesi denenmiştir. Deney, beton 28-90 yaşları arasındayken yapılmıştır. Deney günü silindir beton basınç dayanımı 11.93 MPa'dır. C-O-2 numunesinde, C-O-1 numunesine benzer şekilde deneyin ilk hedef yerdeğiştirmesi olan 2.8 mm'ye (Öteleme Oranı=%0.25) gidilirken; itmede $\delta=2.6$ mm'de ve 45 kN yük seviyesinde, çekmede ise $\delta=-1.3$ mm'de ve -39 kN yük seviyesinde alt kat ve üst kat kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları görülmüştür. $\delta=7.0$ mm'de yapılan (Öteleme Oranı=%0.6) itme ve çekme hedeflerinde basınç bölgelerinde ezilme belirtileri izlenmiştir. Eğilme çatlakları kiriş yüzünden yaklaşık 300 mm'lik bölge içinde yoğunlaşmıştır. Donatı akma noktasına kadar alınan en büyük çatlak okuma değeri 0.7 mm'dir. Şekil 5.5'de numunede oluşan ilk çatlaklar (Öteleme Oranı=%0.25) ve akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önceki (Öteleme Oranı=%0.6) genel görüntüsü verilmiştir.

Yerdeğiştirme sünekliğinin ilk itmesinde 69 kN yük taşıma kapasitesine ulaşılmıştır. Yerdeğiştirme sünekliğinin -1 değerinin ilk çekmesinde ($\mu=-1/1$) alt kat kolonunun basınç bölgesinde ezilme belirginleşmiştir. Bu noktadan itibaren hasar alt kat kolonunda yoğunlaşmaya başlamıştır. $\delta=14.25$ mm ($\mu=1.5/1$) hedefinin ilk itmesinde alt kat kolonunda ezilme artarken üst kat kolonunda ezilme yeni başlamıştır. Deney boyunca ulaşılan en büyük yatay yük taşıma seviyesi, $\delta=14.25$ mm hedefinin ilk itmesinde okunan 70 kN'dur. Numunenin alt ve üst katının $\mu=1.5/2$ değerindeki görünümü Şekil 5.6'da sunulmuştur.

$\delta=19$ mm ($\mu=2/1$) hedefinin ilk itmesine gidilirken, alt kat kolonunun ezilen kısmında beton blok halinde ayrılmış ve daha önceden ezilmiş olan kısımda beton büyük ölçüde dökülmüştür. Bu hedefte yatay yük 28 kN olarak ölçülmüştür. $\delta=-19$ mm ($\mu=-2/1$) hedefinde betonda şiddetli ve ani dökülmenin ardından kesitteki tüm boyuna donatılarda burkulma görülmüş ve yatay yük -5 kN mertebesine kadar düşmüştür. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil 5.7'de verilmiştir. Numuneye ait yük-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.8'de verilmiştir.



Şekil 5.5 Numunenin Öteleme Oranı=%0.25'de ve Öteleme Oranı=%0.6'da (akma yerdeğiştirmesine ulaşmadan önce) Genel Görüntüsü



Şekil 5.6 Yerdeğiştirme Sünekliğinin 1.5 Değerinde Numunenin Üst ve Alt Katının Genel Görünümü



Şekil 5.7 Numunenin Deney Sonrası Görünümü

Tablo 5.2 C-O-2 Numunesinin Davranışının Özeti

Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
	ÖÖ = %0.25	± 2.8	48/-54	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk çatlaklar ($\delta=2.6$ mm'de ve 45 kN yük seviyesinde, çekmede ise $\delta=-1.3$ mm'de ve -39 kN)
	ÖÖ = %0.6	± 7.0	64/-65	Alt katta betonda ezilme belirtileri, çekme çevriminde en büyük çatlak genişliği alt katta 0.7 mm ve üst katta 0.6 mm
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	69/-64	İlk çevrimde alt katta betonda ezilme, ikinci çevrimde alt kat hasarında yoğunlaşma
$\mu = 1.5$	ÖÖ = %1.2	± 14.25	70/-56	Alt katta betonda ezilme artarken üst katta yeni ezilme başlangıcı, ilk itme çevriminde karşılanan en büyük yatay yük 70 kN
$\mu = 2$	ÖÖ=%1.7	± 19	28/-6	İlk itme çevriminde alt katta betonda blok halde kalkma, çekme çevriminde tüm kesitte donatıda burkulma

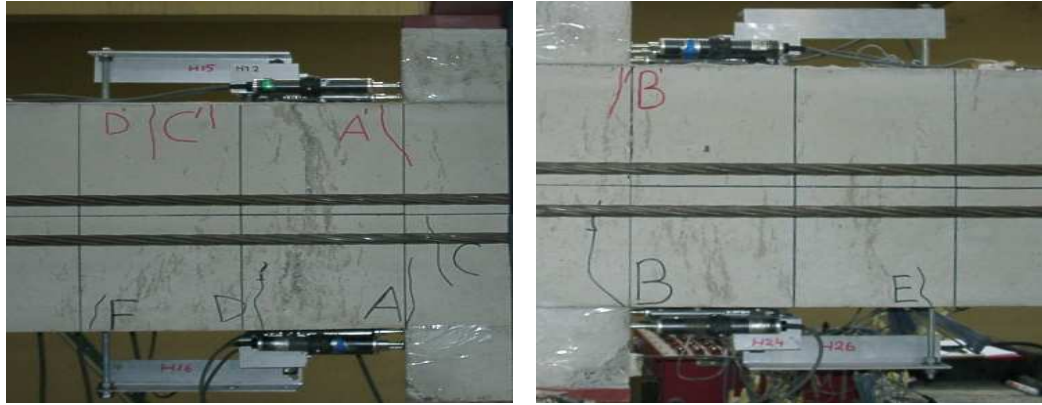
5.2.2 Boyuna Donatıları Bindirmeli Ekli Kolon Deneyleri

Boyuna donatıları bindirmeli ekli olan ilk numune LS-O-1'dir. Deney, beton 28-90 yaşları arasındayken yapılmıştır. Deney günü silindirik beton basınç dayanımı 11.09 MPa'dır. Deneyin ilk çevrimlerinde, bindirmeli ekin bulunmadığı alt kat kolonunun kiriş yüzüne yakın 300 mm'lik bölgesinde daha fazla eğilme çatlakları oluşmuştur. Şekil 5.9'da numunenin alt ve üst katlarında oluşan çatlakların durumu gösterilmiştir, ($\delta=-3.5$ mm, Öteleme Oranı=%0.3). $\delta=7.0$ mm yerdeğiştirmesinden sonra (Öteleme Oranı=%0.6), bindirmeli ekli bölgede (üst katta) hasar yoğunlaşmaya başlamıştır.

$\delta=9.5$ mm ($\mu=1/1$) yerdeğiştirmesinin ilk itme ve çekme çevrimlerinde, alt ve üst kat kolonlarının basınç bölgelerinde hafif ezilme başlangıcı izlenmiştir. Yerdeğiştirme sünekliğinin ($\mu=1/1$) ilk itmesinde 52 kN yük taşıma kapasitesine ulaşılmıştır ve bu değer deney boyunca itme yönünde ulaşılan en büyük yük seviyesidir. Aynı süneklik düzeyinde yapılan ikinci çevrimde ($\mu=1/2$) bindirmeli ekli donatılarda sıyrılma

başlangıcı olabileceğini gösteren boyuna donatı boyunca oluşan kılcal çatlaklar görülmüştür. Devam eden çevrimlerde ezilme artmış, betonda ufalanma oluşmuştur. Bindirme donatılarının uç bölgelerinde oluşan çatlakların genişlikleri ve uzunlukları artmış, bu bölgelerde beton örtüsü kabuk halde ayrılmaya başlamıştır. $\delta = -14.25$ mm yerdeğiştirmesinin ikinci çekme çevriminde ($\mu = -1.5/2$) bindirmeli ekin kirişe yakın ucunda beton örtüsü blok halde kalkmıştır.

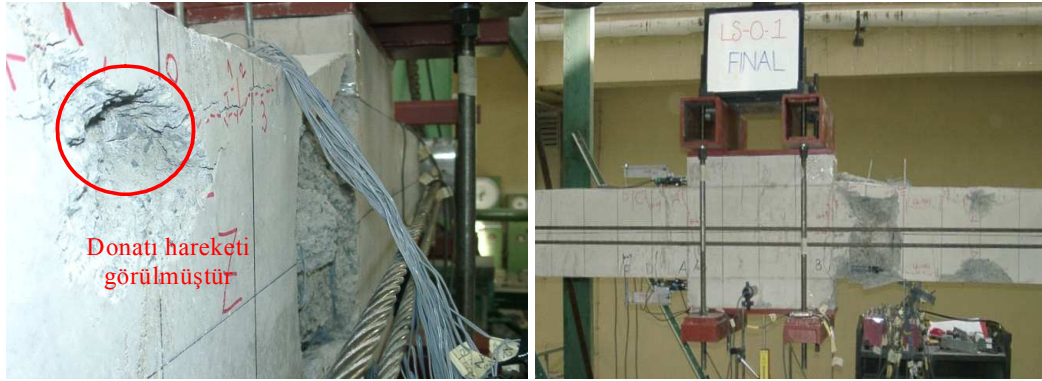
Yerdeğiştirme sünekliğinin 2 düzeyinde yapılan itme çekme çevrimleri sonrasında, alt kat kolonda çatlaklar aksi yönde küçülürken, üst kat kolonunda hasar önemli ölçüde artmış ve dayanımda büyük düşüş oluşmuştur. Şekil 5.10'da $\mu = -1/2$ ve $\mu = 2/2$ süneklik seviyelerinde numunenin üst kat kolonunun görünümü verilmiştir. Deneyin son çevriminde ($\mu = -2/2$) bindirmeli eklerin uçlarındaki hasarlı beton örtüsü tamamen ayrılmış ve donatı uçları görülmüştür. Bu nedenle yüklemeler sırasında açılan donatı uçlarının hareketi net bir şekilde izlenmiştir. Numunenin yatay yük taşıma kapasitesi -12 kN mertebesine kadar düşmüş ve deney sonlandırılmıştır. Deney sonunda bindirmelinin başladığı bölgelerde bulunan ilk enine donatıda şişme ve bindirmeli eklerin uçlarında dönme görülmüştür. Numunenin son durumuna ait fotoğrafları Şekil 5.11'de, yük-yerdeğiştirme ilişkisi ise Şekil 5.12'de verilmiştir.



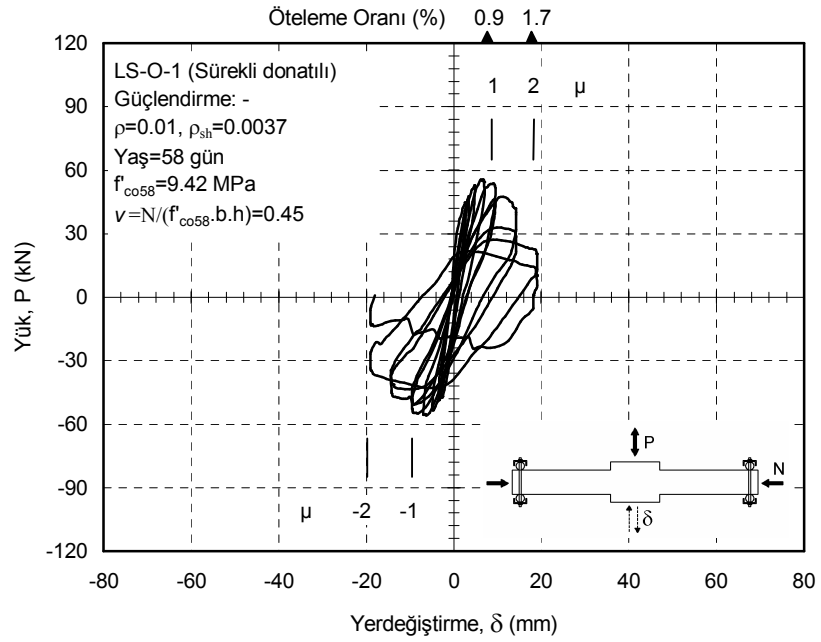
Şekil 5.9 Numunenin Alt ve Üst Katlarında Oluşan Çatlaklar



Şekil 5.10 $\mu = -1/2$ ve $\mu = 2/2$ Süneklik Seviyelerinde Numunenin Üst Kat Kolonu



Şekil 5.11 Numunenin Son Durumu



Şekil 5.12 LS-O-1 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

LS-O-1 numunesinin davranışını özetleyen tablo aşağıda verilmiştir. Tabloda verilen yük değerleri ilgili yerdeğiştirme için yapılan ilk yükleme çevriminde ulaşılan değerlerdir.

Tablo 5.3 LS-O-1 Numunesinin Davranışının Özeti

Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
-	ÖÖ = %0.3	± 3.5	47/-48	Alt katta çatlak göreceli olarak daha fazla (bindirmeli ekin olmadığı)
-	ÖÖ = %0.6	± 7.0	54/-56	Bu düzeyden sonra üst katta (bindirmeli ekin bulunduğu) çatlak gelişimi fazla, en büyük çatlak genişliği üst katta 0.9 mm, alt katta ise 0.6 mm
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	52/-53	Betonda ezilme başlangıcı, $\mu = 1/2$ çevriminde boyuna donatılara paralel çatlak
$\mu = 1.5$	ÖÖ = %1.3	± 14.25	39/-44	Betonda filiz donatısının kirişe yakın uç bölgelerinde beton örtüsünün dökülmesi
$\mu = 2$	ÖÖ = %1.7	± 19	20/-33	Alt katta çatlaklarda küçülme, üst katta (bindirmeli ekin bulunduğu) filiz donatısının hareketi, çok yoğun hasar ve büyük dayanım kaybı

Boyuna donatıları bindirmeli ekli olan ikinci numune LS-O-2'dir. Deney, beton yaşı 150 günü aştıktan sonra, silindirik beton basınç dayanımı 13.41 MPa iken yapılmıştır. Deneyde, itmede ilk eğilme çatlağı $\delta = 2.0$ mm'de yatay yük 40 kN iken, çekmede ilk eğilme çatlağı ise $\delta = -2.0$ mm'de yatay yük -50 kN kolon-kiriş birleşim kesitinde görülmüştür. Devam eden çevrimlerde, özellikle itme hedeflerinde eğilme çatlakları alt katta 300 mm, bindirmeli ekin olduğu üst katta ise 450 mm'lik bölge içinde yayılmıştır. Çekme hedeflerinde ise, çatlak yayılımı üst kata göre alt katta daha fazladır. $\delta = 7.0$ mm (Öteleme Oranı = %0.6) yerdeğiştirmesinde, basınç bölgesinde bindirmeli donatılarda sıyrılma başlangıcı olabileceğini gösteren boyuna donatı boyunca oluşan, 17 cm uzunluğunda ve 0.4 mm genişliğinde yatay çatlak görülmüştür. Bu yerdeğiştirme düzeyinde yatay yük taşıma kapasitesi 62 kN'dur. Daha sonraki çevrimlerde bu değerin üzerine çıkılamamış ve yatay yük taşıma kapasitesinde azalma başlamıştır. Şekil 5.13'de numunenin $\delta = -4.9$ mm (Öteleme

Oranı=%0.35) ve $\delta=7.0$ mm (Öteleme Oranı=%0.6) yerdeğiştirmelerindeki görünümü verilmiştir.

Yerdeğiştirme sünekliğinin ($\mu=\pm 1/1$) ilk itmesinde ve çekmesinde, alt ve üst kat kolonları basınç bölgelerinde ezilme başlangıcı görölmüştür. $\delta=\pm 14.25$ mm ($\mu=\pm 1.5/1$) yerdeğiştirme hedeflerinde hasar artmış ve ezilme belirginleşmiştir. Alt ve üst kolonlarının birleşim bölgesine yakın tüm çatlak genişlikleri yaklaşık olarak 2 kat büyümüştür. $\delta=14.25/2$ mm ($\mu=1.5/2$) ve $\delta=-14.25/2$ mm ($\mu=-1.5/2$) yerdeğiştirmelerinde yine basınç bölgelerinde yeni aderans çatlakları oluşmuştur. Yerdeğiştirme sünekliğinin 2 değerinin ikinci itmesinde ($\mu=2/2$), üst kat kolonunun 150 mm'lik bölgesinde 0.9-3.0 mm genişliğinde yeni eğilme çatlakları oluşmuştur. Aynı değerde yapılan çekmede, filiz donatısının bittiği bölgede hasarlı betonun dökölmesiyle filiz donatısının ucu gözükmüş ve bu donatının çevrim sırasında beton içinde hareketi izlenmiştir. Numunenin $\delta=19$ mm yerdeğiştirme seviyesine ($\mu=\pm 2/2$) ait görünümleri şekil 5.14'de verilmiştir.

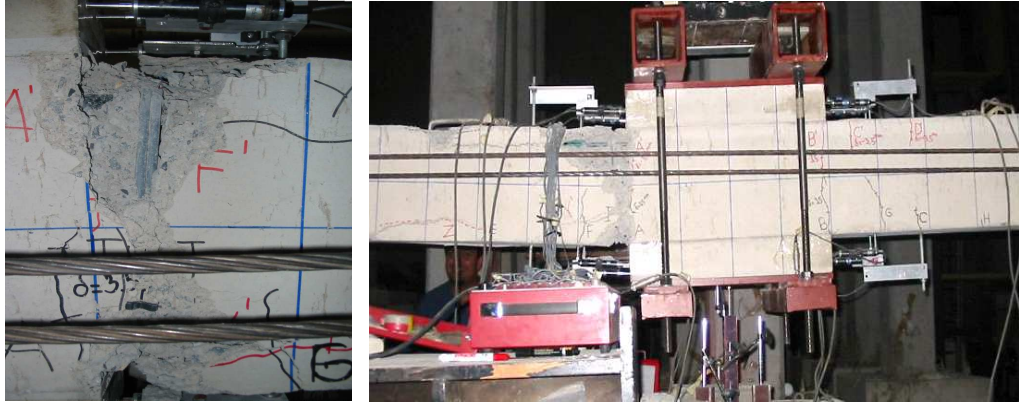
Yerdeğiştirme sünekliğinin 2.5 değerinde yapılan çevrimlerde hasar oranı büyük ölçüde artmış, yatay yük taşıma kapasitesi itmede 30 kN, çekmede -43 kN değerine kadar düşmüştür. Deney 3 süneklik seviyesinde de devam ettirilmiş ($\delta=28.5$ mm) ve bu değerde yapılan ikinci itmede ($\mu=3/2$) üst kat kolonunun 300 mm'lik bölgesi tamamen ezilmiştir ve ilk enine donatıda açılma görölmüştür. Deneyde bu anda yatay yük taşıma kapasitesi 3 kN olarak okunmuş ve deney sonlandırılmıştır. Numunenin deneyin son çevrimlerindeki görünümü şekil 5.15'de verilmiştir. Numunenin yük-yerdeğiştirme ilişkisi şekil 5.16'da verilmiştir. Tablo 5.4'de numunenin davranışının özetı verilmiştir. Ek D'de boyuna donatıları sürekli ve bindirmeli ekli deneylere ait 150 mm ve 300 mm ölçüm boyları için moment eğrilik ilişkileri sunulmuştur, [16, 17].



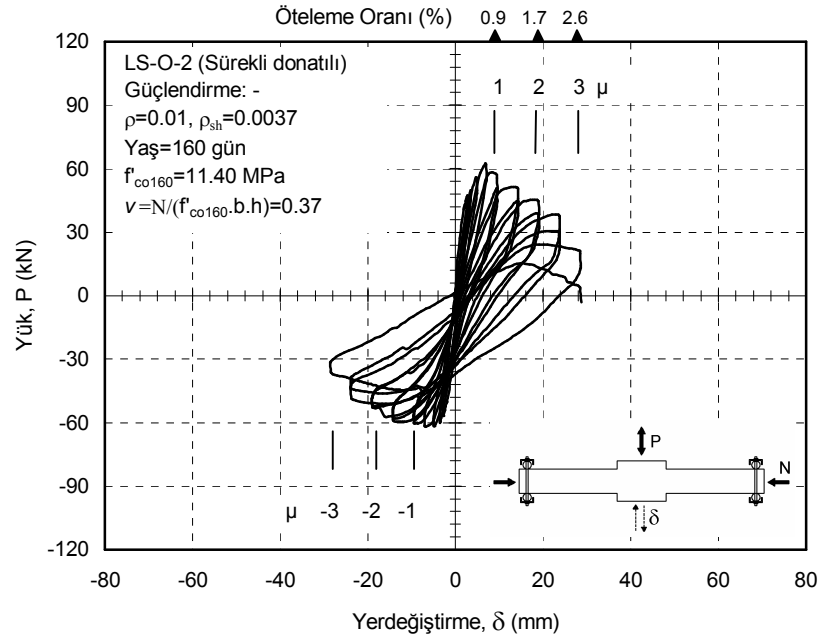
Şekil 5.13 Numunenin $\delta=-4.9$ mm ve $\delta=7.0$ mm Yerdeğiştirmelerindeki Görünümü



Şekil 5.14 Numunenin Yerdeğiştirme Sünekliğinin $\mu=\pm 2/2$ Düzeyindeki Görünümleri



Şekil 5.15 Numunenin Deneyin Son Çevrimlerindeki ($\mu=\pm 3/1$) Görünümü



Şekil 5.16 LS-O-2 Numunesine Ait Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

Tablo 5.4 LS-O-2 Numunesinin Davranışının Özeti

Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
	ÖÖ = %0.25	± 2.8	47/-57	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları ($\delta=2.0$ mm'de yatay yük 40 kN iken, çekmede ise $\delta=-2.0$ mm'de yatay yük -50 kN)
	ÖÖ = %0.6	± 7.0	62/-61	Beton basınç bölgesinde ilk aderans çatlağı, birleşim kesitinde okunan en büyük çatlak üst katta 1.4 mm, alt katta ise 0.3 mm
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	56/-60	Betonda ezilme başlangıcı, yük taşıma kapasitesinde azalma
$\mu = 1.5$	ÖÖ = %1.2	± 14.25	50/-59	Beton basınç bölgelerinde belirgin ezilme, alt ve üst kat kolon-kiriş birleşim kesitindeki çatlaklarda 2 kat büyüme ve yeni aderans çatlakları
$\mu = 2$	ÖÖ = %1.7	± 19	45/-53	Üst kat kolonunda yeni eğilme çatlakları (0.9-0.3 mm), filiz donatısının çevrimler sırasında hareketi
$\mu = 2.5$	ÖÖ = %2.2	± 23.75	37/-49	Alt kat hasarı değişmezken üst kat hasarında önemli artma
$\mu = 3$	ÖÖ = %2.5	± 28.5	20/-36	Üst katta 300 mm'lik bölge içinde betonun tamamen ufalanma, ilk enine donatıda açılma, son çevrimde karşılanan yük 3 KN'dur

5.3 Güçlendirilmiş Kolon Deneyleri

5.3.1 Numune R-C-ST

Deneyde kullanılan numunenin boyuna donatıları sürekli olup alt ve üst kat kolon sarılma bölgelerinde 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile güçlendirilmiştir. Deneyin yapıldığı tarihte beton yaşı 150 günden büyük olduğu için beton yaşının 150 gün olduğu tarihte yapılan standart silindir basınç deneyi sonucu olan 13.41 MPa beton

basınç dayanımı olarak alınmıştır. Şekil 5.17’de R-C-ST numunesinin deneyden önceki görünümü verilmiştir.



Şekil 5.17 R-C-ST Numunesinin Deney Öncesi Görünümü

İlk itme adımı olan $\bar{O}.O=\%0.25$ ($\delta=2.8$ mm) yerdeğiştirme değerine gidilirken ilk eğilme çatlak $\delta=0.7$ mm’de üst kat kolonu ön ve arka yüzde oluşmuştur, bu yerdeğiştirmedeki numunenin taşıdığı yatay yük ise 33 kN’dur. Bu numunenin deney öncesi imalatı sırasında üst kat kolonunda bu kesitte çatlak oluşmuş, deneyin başlangıcı ile birlikte eksenel yük etkisiyle bu çatlak kapanmıştır. Yükleme sırasında önce bu katta çatlak oluşmuştur. $\delta=1.6$ mm’de alt kat kolonunda ön ve arka yüzdeki ilk eğilme çatlakları görülmüştür. Bu yerdeğiştirme düzeyinde numunenin taşıdığı yatay yük 47 kN’dur. İmalatı sırasında alt kat kolonunda herhangi bir hasar olmamıştır. Şekil 5.18’de R-C-ST numunesinin ön yüzüne ait ilk eğilme çatlakları gösterilmiştir. Çatlak isimleri sırası ile oluşma sırasına göre verilmiştir. Şekil 5.19 (a) ve (b)’de oluşan ilk eğilme çatlaklarının detayları verilmiştir.



Şekil 5.18 R-C-ST Numunesinin Ön Yüzdeki İlk Eğilme Çatlakları



Şekil 5.19(a) ve (b) İlk Eğilme Çatlaklarının Detayları

$\mu=1$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde $\delta=9.5$ mm çevriminde alt ve üst katta beton basınç bölgesinde ezilme başlangıçları gözlenmiştir. $\mu=2$ süneklik seviyesine gelindiğinde $\delta=-19$ mm çevriminde arka yüzde çelik tüp ile numune arasındaki harçta basınç bölgesinde kabarma gözlemlenmiştir. $\mu=2$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde hasar alt katta yoğun olmakla birlikte bunu tam olarak gözlemlenememektedir. Bunun sebebi çelik tüp ile numune arasındaki harç içerisinde ilerleyen ölçemediğimiz çatlaklardır. $\mu=2.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesine gelindiğinde $\delta=23.75$ mm çevriminde çelik tüp ile kolon yüzeyi arasında

45°'lik ayrılma başlangıcı gözlemlenmektedir fakat çelik tüpte herhangi bir ayrılma bulunmamaktadır (Şekil 5.20).

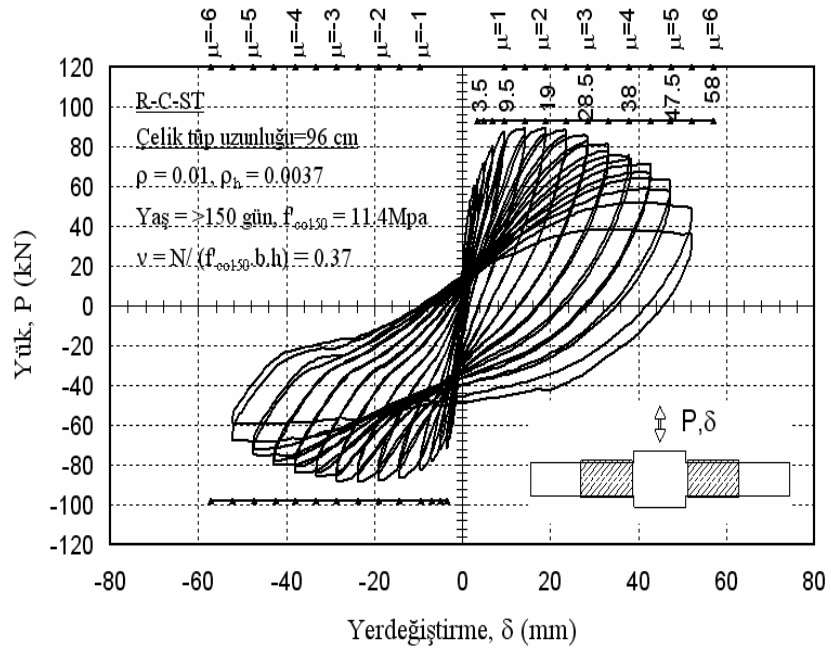


Şekil 5.20 Çelik Tüp İle Kolon Yüzeyi Arasındaki 45°'lik Ayrılma Başlangıcı

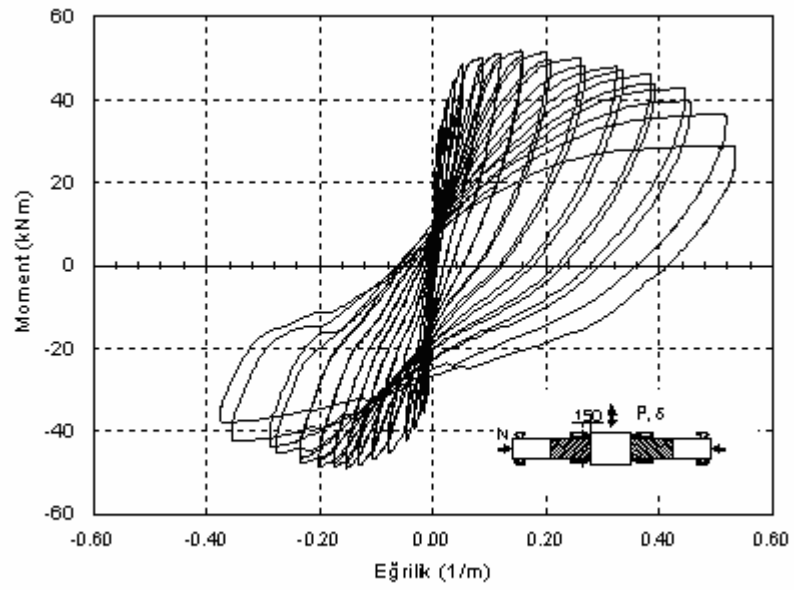
$\mu=3.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesine gelindiğinde numunedeki hasar itme yönünde alt katta yoğun, çekme yönünde ise simetrik olmaktadır. Yine $\mu=3.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde $\delta=33.25$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken arka yüzde pas payı kabarak kabuk halinde atmıştır. $\mu=4$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde $\delta=38$ mm çevriminde ön yüz alt kat kolonunda pas payı kabuk halinde atmıştır. Şekil 5.21'de kabuk halinde dökülen pas payı gösterilmiştir. $\mu=4.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde $\delta= -42.75$ mm çevriminde ön yüz alt kat da kiriş boyuna donatısında burkulma başlangıcı gözlemlenmiştir. Bu yerdeğiştirme değerine kadar mesnetlerde hiçbir hasar gözlenmemiştir. $\mu=5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde $\delta= -42.75$ mm değerinde arka yüz alt katta donatıda burkulma başlangıcı görülmüştür. Şekil 5.22'de yük-yerdeğiştirme ilişkisi verilmiştir. Şekil 5.23–Şekil 5.26'da 150 mm ve 300 mm ölçüm boylarına ait, alt ve üst kat kolonları için moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir



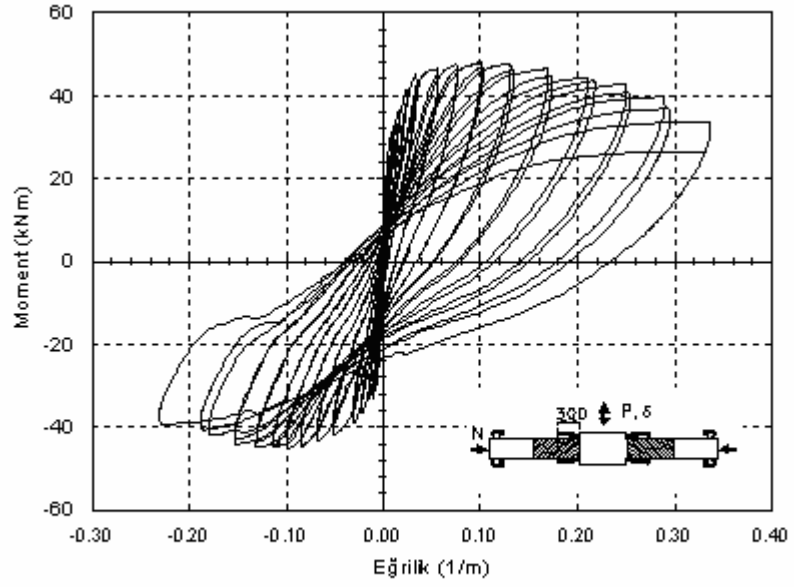
Şekil 5.21 Kabuk Olarak Dökülen Pas Payı



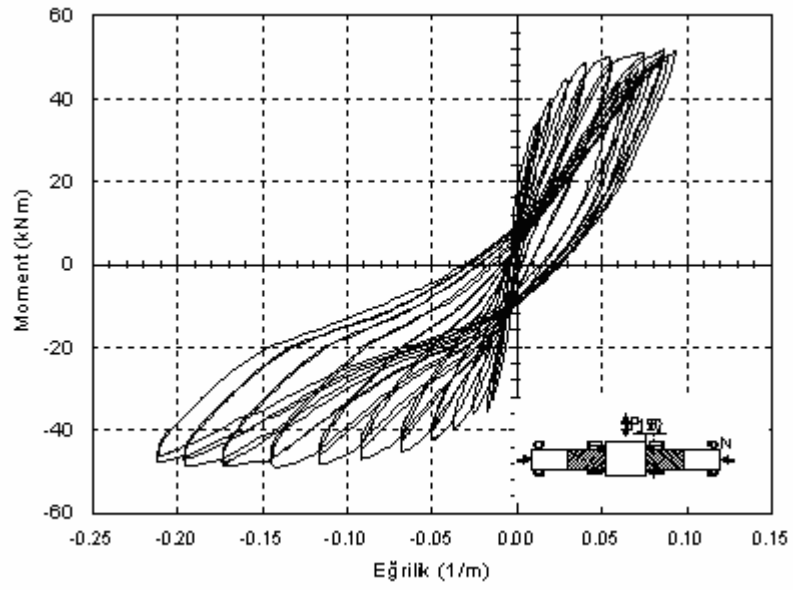
Şekil 5.22 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi



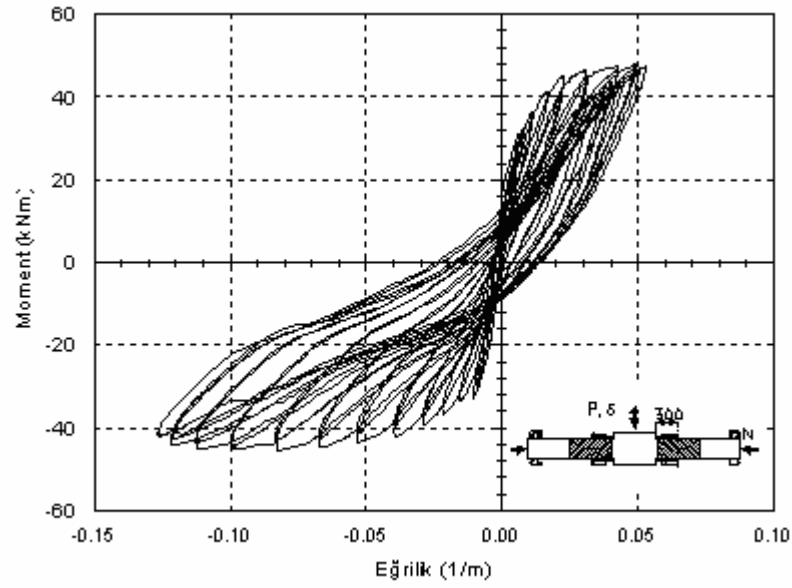
Şekil 5.23 Alt Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi



Şekil 5.24 Alt Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi

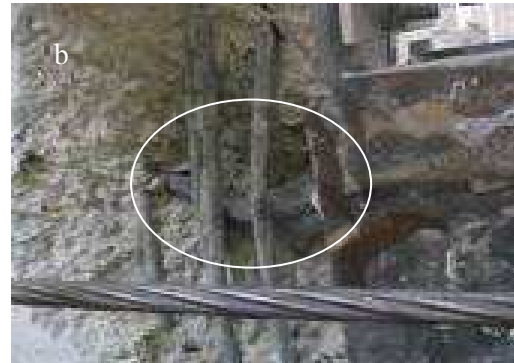


Şekil 5.25 Üst Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi



Şekil 5.26 Üst Kat Kolonu 300 mm Ölçüm boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi

Deney sırasında taşınan maksimum yatay yük 88 kN olup bu değere $\mu=1.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde ($\delta=14.25$ mm) ulaşılmıştır. $\mu=3.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinin sonuna kadar küçük düşüşler dışında bu yatay yük numune tarafından taşınmıştır. En son çevrim olan 5.5 süneklik seviyesinde ($\delta=52.25$ mm) numunenin yatay yük taşıma kapasitesi itme yönünde 48 kN çekme yönünde -66 kN olmuştur. Şekil 5.27 (a) ve (b)'de ilerleyen çevrimlerde hasarın alt katta yoğunlaşması ve kabuk halinde atan pas payı gösterilmiştir. Şekil 5.28'de deney sonunda numunede oluşan kalıcı deformasyonlar gösterilmektedir. Yatay yükün tamamen boşaltılmasından sonra numunede 7.5 mm kalıcı deformasyon vardır.



Şekil 5.27 (a) Hasarın Alt Kolonunda Yoğunlaşması Şekil 5.26 (b) Kabuk Olarak Atan Pas Payı



Şekil 5.28 Deney Sonu Oluşan Yerdeğiştirme ($F=0$, $\delta_{pl}=7.5\text{mm}$)

Şekil 5.23-5.26’da 150 mm ve 300 mm ölçüm boylarına ait moment eğrilik ilişkileri verilmiştir ve eğrilikler simetrik değildir bunun sebebi olarak da itme yönünde hasar ölçüm yaptığımız bölgelerde daha fazla, çekme yönünde ise boyuna donatı ile beton arasında sıyrılma söz konusu olduğu için kesitte görelî olarak daha küçük bir plastik deformasyon olmakta, dolayısı ile daha küçük eğrilikler oluşmaktadır. Böylece itme ve çekme yönündeki eğrilikler simetrik olmamaktadır. Tablo 5.5’de R-C-ST numunesinin davranışı özetlenmiştir

Tablo 5.5 R-C-ST Numunesinin Davranışının Özeti

Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
	ÖÖ = %0.25	± 2.8	33/-47	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları ($\delta=0.7\text{mm}$ 'de yatay yük 33 kN iken alt kat kolonu, $\delta=1.6\text{ mm}$ 'de yatay yük 47 kN iken üst kat kolonu)
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	86/-82	Betonda ezilme başlangıcı. Yatay yük taşıma kapasitesinde bir değişiklik olmamıştır.
$\mu = 2$	ÖÖ = %1.7	± 19	88/-88	Hasar alt kat kolonunda yoğunlaşmıştır.
$\mu = 2.5$	ÖÖ = %2.2	± 23.75	87/-88	Kolon yüzeyi ile çelik tüp arasında 45° 'lik ayrılma başlangıcı var fakat çelik tüpte bir hasar yoktur.
$\mu = 3.5$	ÖÖ = %3	± 33.25	80/-85	Arka yüz alt kolonunda birleşim bölgesi olan ara kesitte pas payı kabuk olarak atmıştır.
$\mu = 4.5$	ÖÖ = %3.8	± 42.75	70/-79	Ön yüz alt katta kolon kiriş birleşim bölgesine yakın yerde boyuna donatıda burkulma başlangıcı.

5.3.2 Numune R-LS-ST

Deneyde kullanılan numunenin boyuna donatıları bindirmeli ekli olup alt ve üst kat kolonları sarılma bölgelerinde 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile doğrudan güçlendirilmiştir. Deneyin yapıldığı tarihte beton yaşı 150 günden büyük olduğu için, beton basınç dayanımı olarak beton yaşının 150 gün olduğunda yapılan standart silindirik basınç deneyi sonucu olan 13.41 MPa alınmıştır. Numunenin deney öncesi genel görünümü Şekil 5.29’da gösterilmiştir.



Şekil 5.29 R-LS-ST Numunesinin Deney Öncesi Görünümü

Deney sırasında itme yönündeki ilk eğilme çatlağı $\delta=2.8$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken, $\delta=0.8$ mm’de arka yüz alt ve üst kat, ön yüz üst katta oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme değerinde numunenin taşıdığı yatay yük 28 kN dur. $\delta=1$ mm’de ön yüz alt katta ilk eğilme çatlağı oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme değerinde yatay yük 30 kN’dur. Çekme yönünde ise oluşan ilk eğilme çatlakları, $\delta=-2.8$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken $\delta=-0.8$ mm’de arka yüz alt kat ve üst katta oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme değerinde numunenin taşıdığı yatay yük -28kN’dur. $\delta=-1$ mm’de ön yüz üst katta ilk eğilme çatlağı oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme değerinde numunenin taşıdığı yatay yük -47kN dur. $\delta=-1.8$ mm’de ön yüz alt katta ilk eğilme çatlağı oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme değerinde numunenin taşıdığı yatay yük -54 kN dur. Şekil 5.30 (a)’da R-LS-ST numunesinde arka yüzde oluşan ilk eğilme çatlakları gösterilmektedir. Şekil 5.29 (b) ve (c)’de ilk eğilme çatlaklarının detayları verilmiştir.



Şekil 5.30 (a) R-LS-ST Numunesinde Oluşan İlk Eğilme Çatlakları Şekil 5.30 (b) ve (c) İlk Eğilme Çatlaklarının Detayları

$\mu=1$ yerdeğiştirme süneklik sevisine gelindiğinde $\delta=9.5$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken ön yüz üst ve alt katta, arka yüz üst katta beton basınç bölgesinde ezilme başlangıcı görülmüştür. $\mu=1.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesine gelindiğinde $\delta=-14.25$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken üst kat ön yüzün alt kısmında numune ile çelik tüp arasındaki harçta 45° lik çatlak oluşmuştur (Şekil 5.31).



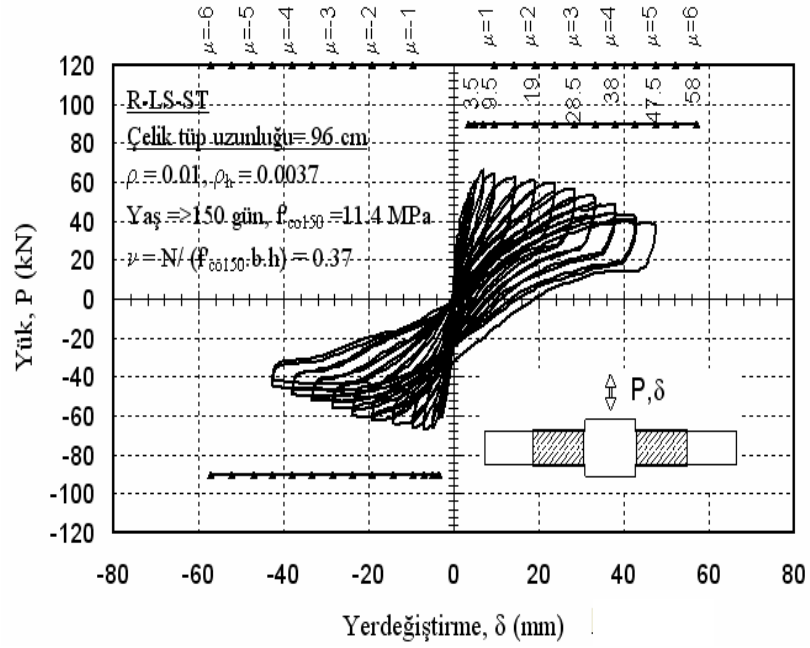
Şekil 5.31 Çelik Tüp İle Numune Arasında 45°lik Ayrılma Başlangıcı

$\mu=2$ yerdeğiştirme süneklik seviyesine gelindiğinde, $\delta=-19$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken, alt kat arka yüzde beton basınç bölgesinde de ezilme başlangıcı görülmüştür. $\mu=2.5$ süneklik seviyesine gelindiğinde, $\delta=23$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken ön yüz alt kısımda numune ile tüp arasındaki harçta 45°'lik çatlak oluşmuştur. $\mu=4$ yerdeğiştirme süneklik seviyesine gelindiğinde, $\delta=38$ mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken, üst katta ön ve arka yüzde birleşim kolon ara kesitinde basınç bölgesinde donatıda burkulma başlangıcı gözlemlenmiştir. Bu süneklik seviyesinde numunenin taşıdığı yatay yük daha önceki çevrimler ile kıyaslandığında önemli miktarda düşmüştür. $\mu=4.5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesi ($\delta=42.75$ mm) değerine gidilirken, numunede 19 mm düzlem dışı hareket ölçülmüştür. Şekil 5.32'de numunenin $\delta=42.75$ mm hedef yerdeğiştirme değerindeki genel görünümü verilmiştir.

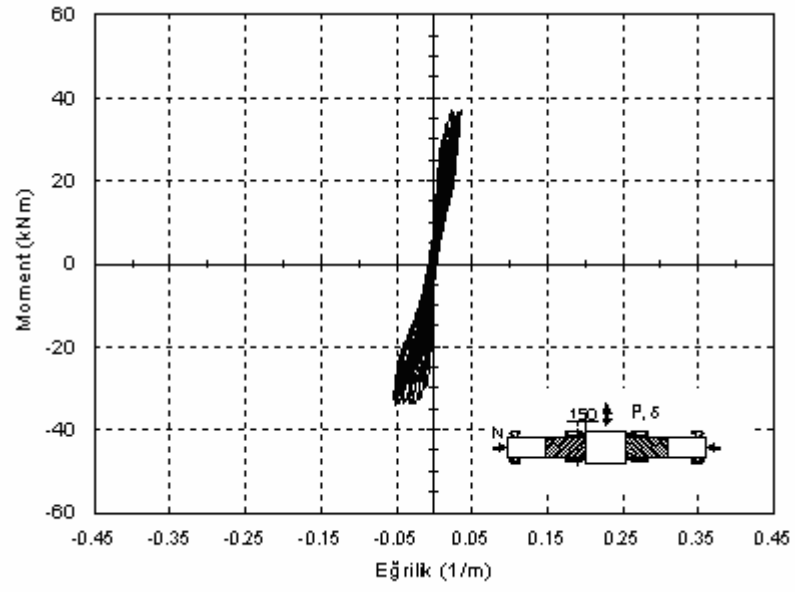


Şekil 5.32 $\delta=42.75$ mm Yerdeğiştirme Düzeyinde R-LS-ST Numunesinin Genel Görüntüsü

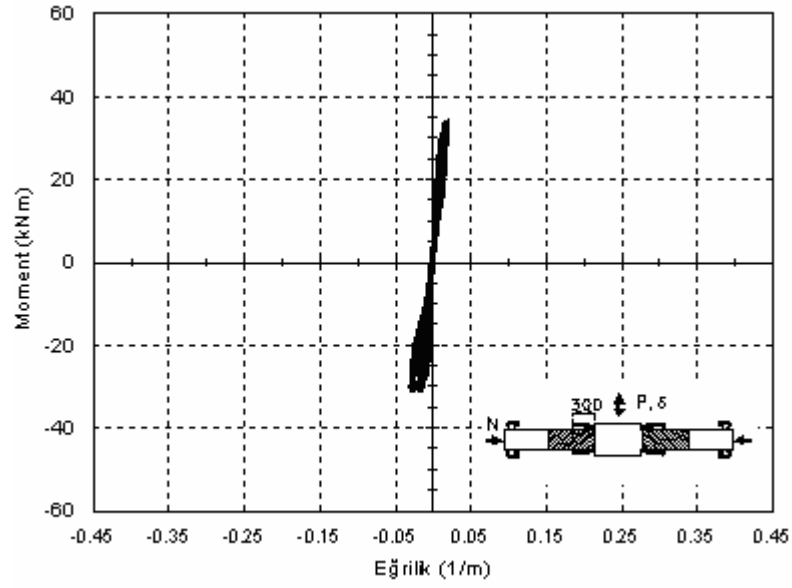
Şekil 5.33’de yük-yerdeğiştirme ilişkisi verilmiştir. Şekil 5.34–Şekil 5.37’de alt ve üst kat kolonları için 150 mm ve 300 mm ölçüm boylarına ait moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir



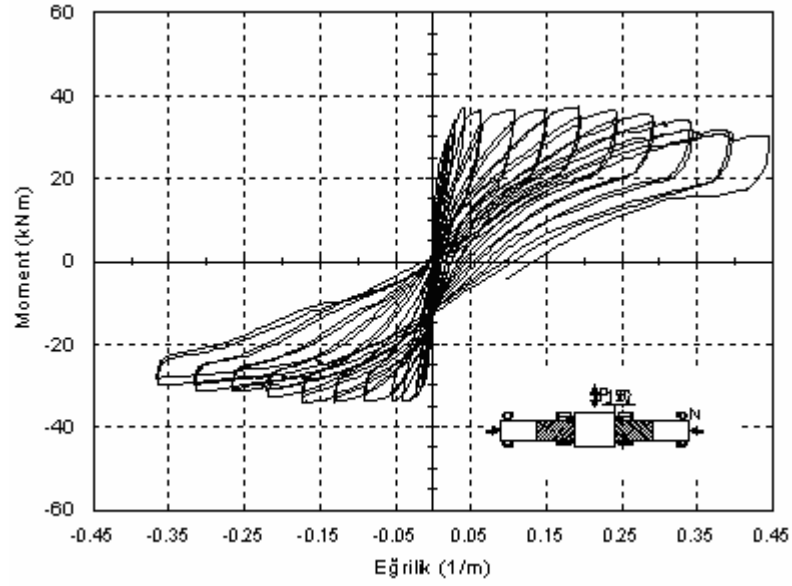
Şekil 5.33 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi



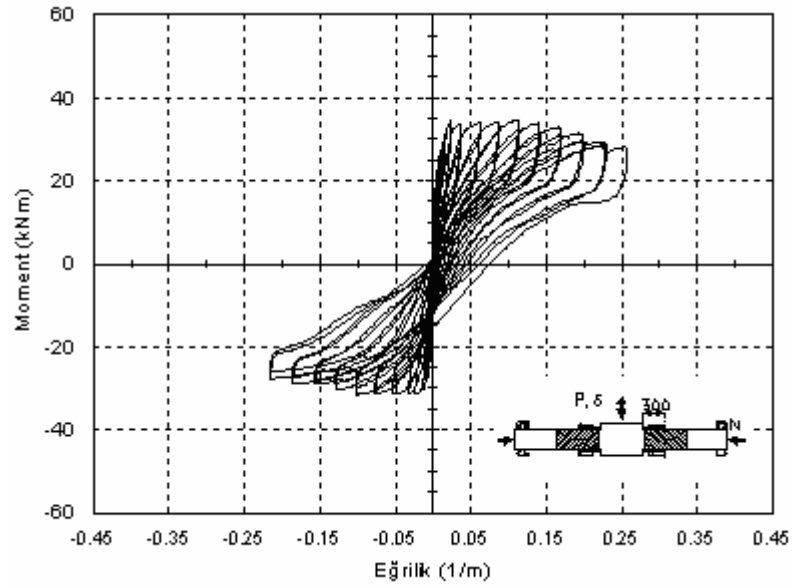
Şekil 5.34 Alt Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi



Şekil 5.35 Alt Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi



Şekil 5.36 Üst Kat Kolonu 150 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi



Şekil 5.37 Üst Kat Kolonu 300 mm Ölçüm Boyu İçin Moment Eğrilik İlişkisi

$\mu=5$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde ($\delta=47.5$) mm hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken düzlem dışı hareketin fazlaşmasından dolayı deneye son verilmiştir. Numunenin yatay yük taşıma kapasitesi itme yönünde maksimum 64 kN, çekme yönünde ise -65 kN olarak ölçülmüştür. Şekil 5.38'de deney sonucu oluşan kalıcı

deformasyon gösterilmektedir yük boşaltıldığında 5.16 mm kalıcı deformasyon vardır. Tablo 5.6’da R-LS-ST numunesinin davranışı özetlenmiştir. .

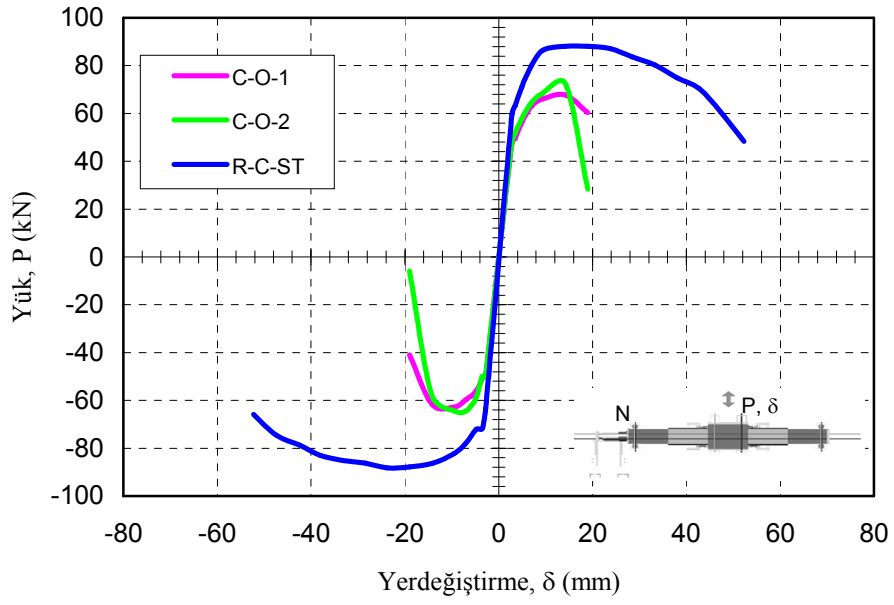


Şekil 5.38 R-LS-ST Deneyi Sonunda Oluşan Kalıcı Yerdeğiştirme
($F=0$, $\delta_{pl}=5.16$ mm)

Tablo 5.6 R-LS-ST Numunesinin Davranışının Özeti

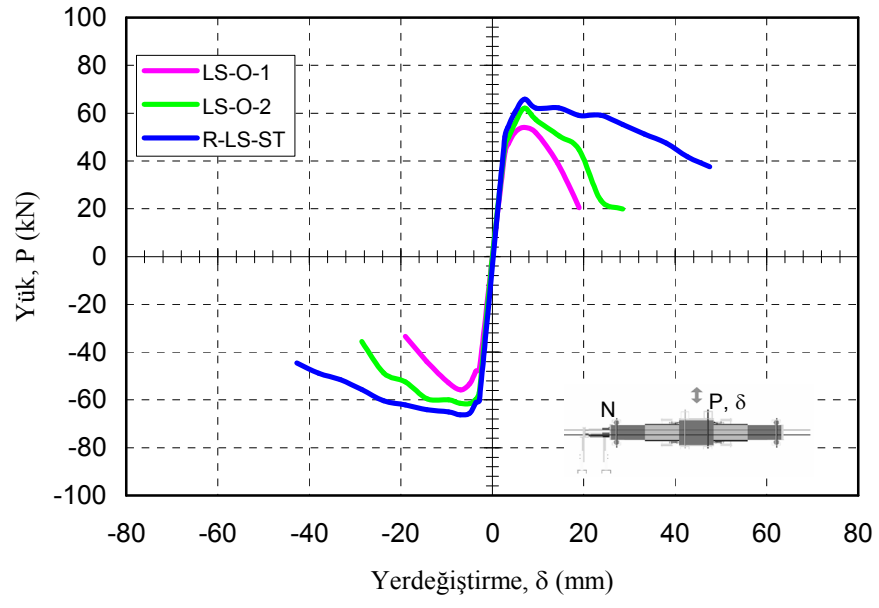
Yerdeğiştirme Sünekliği (μ)	Öteleme Oranı (ÖÖ)	δ (mm)	P (kN)	Numunenin Durumu
	ÖÖ = %0.25	± 2.8	28/-30	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları ($\delta=0.8\text{mm}$ 'de yatay yük 28 kN iken arka yüz alt kat ve üst kat, ön yüz üst katta $\delta=1\text{mm}$ 'de yatay yük 30 kN iken ön yüz alt katta oluşmuştur).
$\mu = 1$	ÖÖ = %0.8	± 9.5	62/-65	Betonda ezilme başlangıcı. Yatay yük taşıma kapasitesinde bir değişiklik olmamıştır.
$\mu = 2.5$	ÖÖ = %2.2	± 23.75	59/-60	Kolon yüzeyi ile çelik tüp arasında 45° 'lik ayrılma başlangıcı var fakat çelik tüpte bir hasar yoktur.
$\mu = 4$	ÖÖ = %3.4	± 38	47/-49	Ön yüz ve arka yüzde üst katta kolon kiriş birleşim bölgesine yakın yerde boyuna donatıda burkulma başlangıcı. Yatay yük taşıma kapasitesinde düşüş.
$\mu = 4.5$	ÖÖ = %3.8	± 42.75	41/-45	Numunede 19 mm düzlem dışı hareket ölçülmüştür.

Şekil 5.39'da Orijinal olarak denenen boyuna donatıları sürekli olan numuneler ile kolon sarılma bölgeleri 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile güçlendirilen yine boyuna donatıları sürekli numunenin yük-yerdeğiştirme eğrileri bir arada gösterilmiştir. Güçlendirilen numunenin yük taşıma kapasitesi ve özellikle de sünekliği önemli derecede artmıştır.



Şekil 5.39 Sürekli Donatılı Deneyle Karşılaştırılması

Şekil 5.40’da orijinal olarak denenen boyuna donatıları bindirmeli ekli numuneler ile kolon sarılma bölgeleri 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile güçlendirilen yine boyuna donatıları bindirmeli ekli numunenin yük-yerdeğiştirme eğrileri bir arada gösterilmiştir. Güçlendirilen numunenin yük taşıma kapasitesi çok fazla artmamak ile birlikte sünekliği artmıştır.



Şekil 5.40 Bindirmeli Ekli Numunelerin Karşılaştırılması

6. GÜÇLENDİRME MALİYETLERİNİN BELİRLENMESİ ve KARŞILAŞTIRILMASI

6.1 Giriş

Erzincan 1992, Adana-Ceyhan 1998, Kocaeli ve Düzce 1999 gibi şiddetli deprem etkilerine maruz kalan betonarme yapılarda iç kuvvetlerin en yoğun olduğu kolon kiriş sarılma bölgelerinde ve civarında yapısal hasarlara daha yoğun olarak rastlanılmaktadır. Güçlendirme sırasında deprem sonucu yapılarda oluşan hasarlardan dolayı yapıdaki yük taşıma kapasitesinde, rijitliğinde ve sünekliğinde meydana gelen azalmalar giderek olası şiddetli depremler veya yüklere karşı, yapının güvenliğinin arttırılması esas alınır. Bir yapıya güçlendirme yapılabilmesi için hasar alması gerekmez, bir yapının taşıma gücü ve sünekliği mevcut yönetmeliklerce ön görülen şartları sağlamıyorsa, güçlendirilerek mevcut yönetmeliklerin istediği duruma getirilebilir. Güçlendirme yöntemlerinden bir veya bir kaçının seçiminde yapıda oluşan hasarlar ile birlikte yapının mimarisi, kullanım amacı, mevcut malzeme ve inşaat koşulları, kullanıma açılma önceliğinin bulunup bulunmaması gibi pek çok husus etkili olmakla birlikte, güçlendirme maliyeti de en önemli etkenlerdendir.

Bu çalışmada kullanılan numunelere özdeş numuneler daha önce farklı deneysel çalışmalarda da kullanılmış olup farklı güçlendirme tekniği kullanılarak yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışlarını incelemek için deneye tabi tutulmuştur. Bu numunelerde de yapısal hasarlar meydana gelmiştir. Bu deneyler sonrasında üç farklı güçlendirme yöntemi ile güçlendirilen numunelerin güçlendirme maliyetleri dikkate alınarak yapılan karşılaştırmalar aşağıda sunulmuştur.

Deney numunelerinin maliyetleri karşılaştırılırken numuneler iki grupta incelenmiştir. Sürekli donatılı ve bindirmeli ekli olmak üzere, her numunenin performansı itme ve çekme yüklemeleri için ayrı ayrı değerlendirilmiş daha sonra bu değerlerin ortalaması alınarak her numune için tek bir değer elde edilmiştir.

Kullanılan güçlendirme teknikleri ile numunelerin yük taşıma kapasitesinde büyük artışlar hedeflenmemiş olup, asıl arttırılmak istenen numunelerin sünekliğidir. Süneklik ise bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin yük kapasitesinde önemli bir kayıp olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekildeğiştirme dolayısıyla yerdeğiştirme yapma özelliği olarak tanımlanabilir.

Maliyeti ve performansları karşılaştırılan numunelerin isimleri ve güçlendirme detayları aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 6.1 Numune Özellikleri

Numune adı	Numune özelliği	Güçlendirme detayı	Referans
C-O-1	Orijinal – sürekli donatı	-	
LS-O-1	Orijinal – bindirmeli ekli	-	
R-C-C-3	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	A	Tezcan 2004
R-LS-C-3	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	A	Tezcan 2004
R-C-C-6	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	B	Tezcan 2004
R-LS-C-6	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	B	Tezcan 2004
R-C-SFRC-1	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C1	Yılmaz 2004
R-LS-SFRC-1	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C1	Yılmaz 2004
R-C-SFRC-2	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C2	Yılmaz 2004
R-LS-SFRC-2	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C2	Yılmaz 2004
R-C-SFRC-3	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C3	Kozbay 2004
R-LS-SFRC-3	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C3	Kozbay 2004
R-W-LS-SFRC-3	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	C4	Kozbay 2004
R-C-ST	C-0-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	D	
R-LS-ST	LS-O-1 numunesine özdeş hasarsız bir numunenin doğrudan güçlendirilmesi	D	

Numune isimleri verilirken, numunelerin özelliklerini yansıtacak ifadelerin kullanılmasına özen gösterilmiştir. Örneğin R-C-C-3 isimli numunede, R

güçlendirme işlemini, C boyuna donatının sürekli olmasını, C güçlendirme için kullanılan kompozitin adını (CFRP), 3 ise kompozit ile sarım sayısını ifade etmektedir.

Tablo 6.1’de verilen A tipi güçlendirme alt ve üst kat kolon sarılma bölgelerinin 500 mm yüksekliğindeki bölümlerinin enine doğrultuda 3 kat CFRP kompozit ile sarılmasıdır. B tipi güçlendirme ise aynı bölümlerin 6 kat CFRP kompozit ile enine doğrultuda sarılmasını ifade etmektedir. C1 tipi güçlendirme aynı bölgelerin 30 mm kalınlığında çelik lif takviyeli öndöküm beton panel elemanlarla güçlendirilmiş olmasını ifade etmektedir. C2 tipi güçlendirme 15 mm kalınlığında çelik lif takviyeli öndöküm beton panel elemanlar ile güçlendirme yapıldığını göstermektedir. C3 tipi güçlendirmede ise çelik lif oranı değiştirilmiş 15 mm kalınlığında öndöküm beton panel elemanlar güçlendirilip ayrıca birleşim yerlerine köşebentler yapıştırılarak yapılan güçlendirmeyi ifade etmektedir. C4 tipi güçlendirme ise C3 tipine ilave olarak bindirmeli ekli olan numunenin donatılarının bu ekten kaynaklanarak yapılan ek önlemi ifade etmektedir. D tipi güçlendirme ise bu çalışmada incelenen kolon sarılma bölgelerinin 4 mm kalınlığında, 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile güçlendirilmesini ifade etmektedir.

6.2 Maliyetlerin Belirlenmesi

Bu bölümde üç değişik tip güçlendirme tekniğinin maliyetleri ile performansları arasındaki ilişkiyi belirlemek amacı ile yapılan güçlendirmelerin kolon bazında maliyetleri hesaplanmıştır.

Maliyeti hesaplanan ilk güçlendirme yönteminde CFRP kompozit ile enine doğrultuda üç ve altı kat sarılarak güçlendirilmiştir. Uygulamada yüzey hazırlıkları yapıldıktan sonra CFRP kompozit ile beton yüzeyi arasındaki yapışmanın daha iyi sağlanabilmesi için epoksipolyamin isimli astar karışımı sürülmüştür (Şekil 6.1). Daha sonra yüzeydeki ezik ya da boşlukların ve kopmuş parçaların doldurulması için çift bileşenli epoksi esaslı macun karışım (Yapkim Degussa Rasatura Putty Base) sürülmüştür (Şekil 6.2). Daha sonra yapıştırma işlemi için çift bileşenli epoksi yapıştırıcı (Saturant) kullanılmıştır (Şekil 6.3). Kullanılan saturant ile her kat sarım için aynı işlem tekrarlanmıştır. Tablo 6.2’de CFRP ile güçlendirme için kullanılan malzemelerin birim fiyatları, işçilik ve bir kolon için toplam maliyeti gösterilmiştir.



Şekil 6.1 Çift Bileşenli Epoksipolyamin Astar Karışımı Sürülmesi



Şekil 6.2 Çift Bileşenli Epoksi Macun Karışım ve Yapıştırıcı Sürülmesi



Şekil 6.3 CFRP Kompozit Sarılması

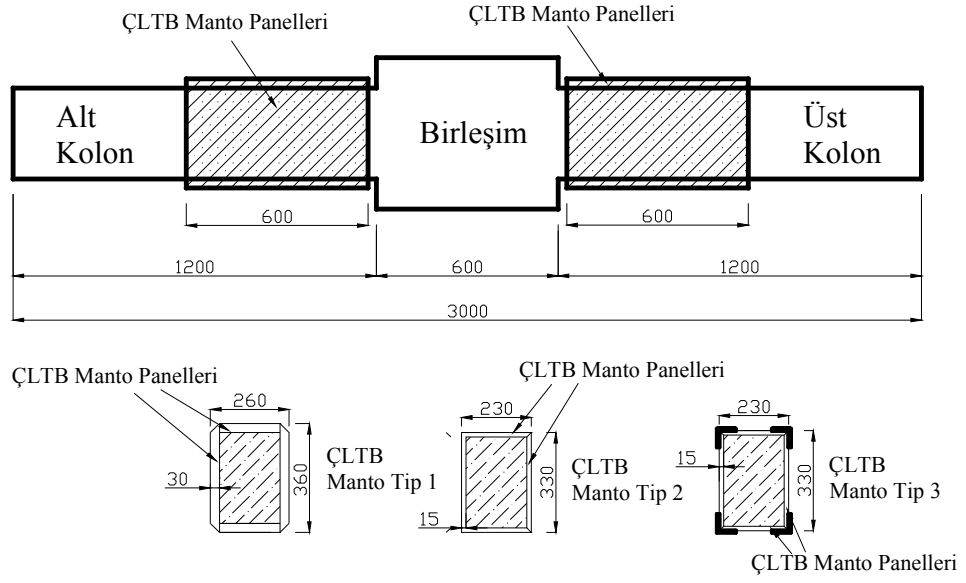
Tablo 6.2 CFRP Kompozit İle Güçlendirme Maliyeti

	Birim Maliyeti	Bir Kolonun Bir Kat CFRP İle Sarılması İçin Gerekli Olan Miktar	Bir Kolonun Tek Kat CFRP İle Sarılması Maliyeti (YTL)	Bir kolonun üç kat CFRP ile sarılması maliyeti (YTL)	Bir kolonun 6 kat CFRP ile sarılması maliyeti (YTL)
Çift Bileşenli Epokspolyomin Maliyeti	5 (YTL/Kg)	1 kg	5	5	5
Çift Bileşenli Epoksi Macun Karışım Ve Yapıştırıcı Maliyeti	36 (YTL/Kg)	0.65 kg	24	59	96
CFRP Kompozit Maliyeti	99 (YTL/m ²)	0.58 m ²	58	156	304
İşçilik Maliyeti (CFRP Uygulaması Ve Yüzey Hazırlığı)	30 (YTL)	-	30	40	50
Toplam Maliyeti		-	117	260	455

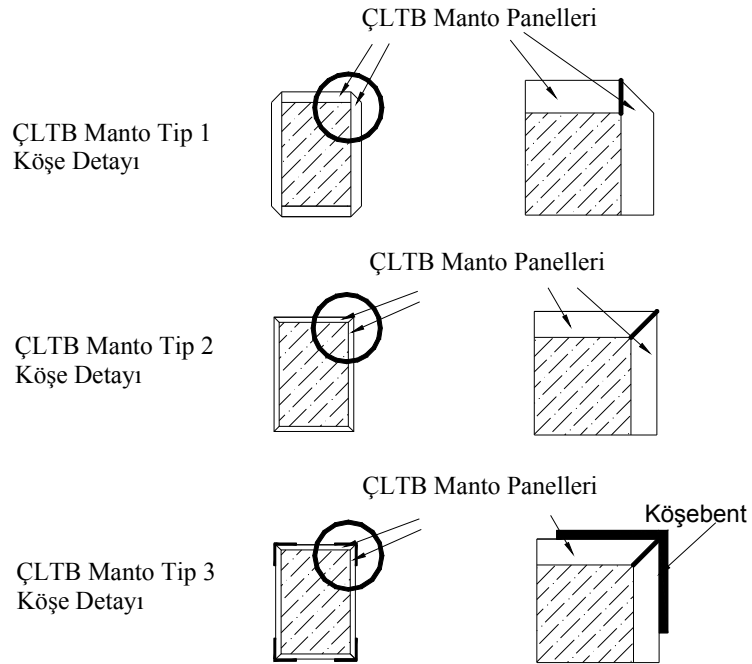
1 USD=1.4 YTL

İkinci tip güçlendirme yönteminde ise öndöküm çelik lif takviyeli beton panel elemanlar ile güçlendirme uygulaması yapılmıştır. Bu yöntem kullanılarak yapılan güçlendirme yöntemine SFRC ismi verilmiştir, çelik lif takviyeli beton panel elemanlar ile güçlendirme yapıldığını belirtmektedir. Çalışmada, iki farklı kalınlıkta ve iki farklı geometriye sahip toplamda üç farklı detayda paneller üretilmiştir. Çalışmaya ait çelik lif takviyeli beton panel eleman boyutları ve geometrik özellikleri Şekil 6.4’de, panel ve birleşim detayları Şekil 6.5’de gösterilmiştir, [18].

(Tüm birimler mm'dir)



Şekil 6.4 Çelik Lif Takviyeli Beton Manto Panel Boyutları



Şekil 6.5 Çelik Lif Takviyeli Beton Manto Panel Köşe Detayları

Çelik lif takviyeli beton panel elemanların üretiminde kullanılan karışımlar aşağıdaki Tablo 6.3’de verilmiştir.

Tablo 6.3 Panel Üretiminde Kullanılan Karışımlar

Karışım No	Karışım 1	Karışım 2
Çimento (kg)	982.87	981.49
Silis Dumanı (kg)	147.43	196.30
Silis Kumu (İnce) (kg)	393.15	392.60
Silis Kumu (Kalın) (kg)	393.15	392.60
Hiperakışkanlaştırıcı (kg)	29.49	29.44
Su (l)	245.72	245.37
Çelik Lif 1 (D=0.16, L=6) (kg)	143.40	0.00
Çelik Lif 2 (D=0.55, L=30) (kg)	157.00	157.00
Su/Çimento	0.25	0.25
Su/(Çimento+Silis Dumanı)	0.22	0.21
Sonuç	Akışkan , kolay işlenebilir ve yüzey düzeltmesi kolay.	Akışkan , kolay işlenebilir ve yüzey düzeltmesi kolay.

Karışım 1'den elde edilen paneller SFRC-1 olup manto tip birde detayları gösterilmiştir (Şekil 6.4-6.5). Karışım 2'den elde edilen panel elemanlar ise SFRC-2 ve SFRC-3 olup manto tip iki ve üçte detayları gösterilmiştir (Şekil 6.4-6.5).

SFRC panelleri yüzeye yapıştırmadan önce numune yüzeyi zımparalanarak zayıf beton şerbeti kaldırılmıştır ve yüzey pürüzlendirilmiştir. Beton yüzeyi her iki doğrultuda 45° eğimli ve 40 mm aralıklarla 3 mm genişliğinde ve yaklaşık 3 mm derinliğinde kesilerek kayma yüzeyleri arttırılmış ve panellerin kolon elemanlara daha iyi yapışması amaçlanmıştır. Kesme işlemi bittikten sonra yüzey fırça ve hava pompası yardımıyla tozdan tamamen arındırılmıştır.

Yapıştırma işlemi YKS Conresive 1406 çift bileşenli epoksi ile gerçekleştirilmiştir. Epoksi harcı spatula yardımıyla yüzeye uygulanmış üniform bir kalınlık elde etmek amacı ile 3 mm diş derinliğine sahip tırnaklı mala kullanılmıştır. SFRC-1 ve SFRC-2 panelleri yapıştırırken karşılıklı iki kenarı yapıştırılmıştır. Yapıştırma işlemini takip eden gün numune bulunduğu yerde 90° çevrilerek diğer iki kenar yapıştırılmıştır (Şekil 6.6), [16].



Şekil 6.6 SFRC-1 ve SFRC-2 Panellerinin Yapıştırılması

SFRC-3 panelleri yapıştırılırken mevcut kolon elemanın durduğu pozisyona göre yere paralel yerleştirilmiş ve işkence ile sabitlenmiştir. İlk yapıştırmadan sonraki gün numune bulunduğu yerde 180° çevrilerek diğer kenarları yere paralel konuma getirilmiş ve işkence ile sabitlenmiştir. Üçüncü gün ise numune konumu değiştirilmeden kalan paneller yer düzlemine dik karşılıklı kenarlara yapıştırılmıştır (Şekil 6.7), [18].



Şekil 6.7 SFRC-3 Panellerinin Yapıştırılması

Tablo 6.4'de bir kolon için SFRC panel elemanlar ile yapılan güçlendirmede kullanılan malzemelerin birim fiyatları, Tablo 6.5'de bir kolon için üretim, yapıştırma, işçilik ve toplam maliyeti gösterilmiştir.

Tablo 6.4 Malzemelerin Birim Fiyatları

	Karışım Miktarı (Kg/m ³)	Birim Fiyatı (YTL/Ton)	Maliyet (YTL/m ³)
Çimento	991	86.8	101.48
Silis Kumu	793	33.6	31.43
Silis Dumanı	149	140.0	24.55
Su	248	1.4	0.41
Glenium	30	5489.1	192.53
OL6/0.16	143	46406.5	7852.54
ZP305	157	2233.0	413.69
			8616.63

Tablo 6.5 Çelik Lif Takviyeli Beton Panel Elemanlar İle Güçlendirme Maliyeti

	SFRC-1 (YTL)	SFRC-2 (YTL)	SFRC-3 (YTL)
Beton Panellerin Üretim Maliyeti (Bir Kolon İçin 4 Adet)	34	14	14
Beton Panellerin Yapıştırma Maliyeti (Bir Kolon İçin)	21	21	21
İşçilik Maliyeti	14	14	*16
Toplam Maliyet	69	49	51

* Kullanılan köşebent maliyeti işçilik içerisinde verilmiştir.

1 USD=1.4 YTL

Üçüncü tip güçlendirme yönteminde ise bu tez çalışması kapsamında çelik tüp ile yapılan güçlendirmedir. Daha önceki bölümlerde güçlendirmenin detayları verildiği için bu bölümde ayrıntılı olarak anlatılmayacaktır. Çelik plaka, köşebent, işçilik ve toplam çelik tüp maliyeti aşağıdaki Tablo 6.6'da gösterilmiştir.

Tablo 6.6 Çelik Tüp İle Güçlendirme Maliyeti

	Çelik Tüpün Maliyeti (YTL)
Çelik Plaka Maliyeti	70
Köşebent Maliyeti	35
İşçilik Maliyeti (Plaka Kesimi, Ankraj Delikleri, Kaynak Yapılması)	70
Toplam Maliyet	175

1 USD=1.4 YTL

Yukarıda da bahsedildiği gibi yapılan güçlendirmeler ile asıl arttırılmak istenen numunelerin sünekliğidir bu yüzden güçlendirme maliyetleri ile her numunenin süneklik performansındaki artış karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma yapılırken iki farklı yöntem kullanılmıştır.

İlk yöntemde her numunenin taşıdığı ortalama yatay yük hesaplanmıştır (Port). Ortalama yatay yük hesabı yapılırken ilk hedef yerdeğiştirme değerinden ($\delta=2.8$ mm), 4.5 süneklik seviyesine karşı gelen ($\delta=42.75$ mm) yerdeğiştirme değerine kadar numunelerin taşıdıkları yatay yüklerin ortalaması hesaplanmıştır. Daha sonra bu değer her numunenin taşıdığı maksimum yatay yüke (P_{max}) bölünerek birimsiz bir değer elde edilmiştir. Bu değer numunelerin performansı hakkında bilgi vermektedir. Bölüm işlemi sonucunda elde edilen sayı ne kadar bire yakınsa numunenin performansı o kadar iyi olduğunu belirtmektedir. Bu işlem her numunenin itme ve çekme adımları için ayrı ayrı yapılmıştır. Yapılan güçlendirme işleminin maliyeti ile bulunan Port/ P_{max} değerleri karşılaştırılmıştır. Tablo 6.7’de sürekli donatılı numunelerin Tablo 6.8’de bindirmeli ekli numunelerin, güçlendirme maliyeti ve her numunenin itme ve çekme adımları için Port/ P_{max} değerleri verilmiştir.

Tablo 6.7 Sürekli Donatılı Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Port/Pmax Değerleri

Numune İsmi	Numune Güçlendirme Maliyeti (YTL)	Port/Pmax İtme	Port/Pmax Çekme
R-C-C-3	260	0.89	0.88
R-C-C-6	455	0.85	0.90
R-C-SFRC-1	69	0.91	0.88
R-C-SFRC-2	49	0.86	0.89
R-C-SFRC-3	51	0.87	0.89
R-C-ST	175	0.88	0.96

Tablo 6.8 Bindirmeli Ekli Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Port/Pmax Değerleri

Numune İsmi	Numune Güçlendirme Maliyeti (YTL)	Port/Pmax İtme	Port/Pmax Çekme
R-LS-C-3	260	0.76	0.89
R-LS-C-6	455	0.77	0.79
R-LS-SFRC-1	69	0.80	0.96
R-LS-SFRC-2	49	0.80	0.77
R-LS-SFRC-3	51	0.80	0.90
R-W-LS-SFRC-3	56	0.86	0.87
R-LS-ST	175	0.84	0.88

İkinci yöntemde ise numunelerin süneklik seviyelerinden yola çıkılmıştır. Bu karşılaştırma yapılırken her numunenin taşıdığı maksimum yatay yük değerinin %85'ine düştüğü süneklik seviyesi bulunmuştur. Böylece yapılan güçlendirme işleminin numunelerin sünekliğini nasıl değiştirdiği bulunmak istenmiştir. Bu işlem itme ve çekme adımları için ayrı ayrı yapılmıştır. Güçlendirme işleminin maliyeti ile hesaplanan süneklik değerleri karşılaştırılarak hangi yöntemin daha iyi sonuç verdiği bulunmak istenmiştir. Tablo 6.9'da sürekli donatılı numunelerin, Tablo 6.10'da bindirmeli ekli numunelerin, güçlendirme maliyeti ile itme ve çekme adımlarına ait taşınan maksimum yatay yükün %85'ine düştüğü süneklik değerleri verilmiştir.

Tablo 6.9 Sürekli Donatılı Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Süneklik Değerleri

Numune İsmi	Numune Maliyeti (YTL)	Süneklik Seviyesi İtme	Süneklik Seviyesi Çekme
R-C-C-3	260	5	4.50
R-C-C-6	455	4.5	4.00
R-C-SFRC-1	69	5.5	4.50
R-C-SFRC-2	49	4	5.00
R-C-SFRC-3	51	4.5	4.50
R-C-ST	175	4.5	5.00

Tablo 6.10 Bindirmeli Ekli Numunelerin Güçlendirme Maliyeti İle Çekme ve İtme Adımları İçin Süneklik Değerleri

Numune İsmi	Numune Maliyeti (YTL)	Süneklik Seviyesi itme	Süneklik Seviyesi Çekme
R-LS-C-3	260	2.00	3.00
R-LS-C-6	455	2.00	2.00
R-LS-SFRC-1	69	2.50	4.50
R-LS-SFRC-2	49	2.50	2.00
R-LS-SFRC-3	51	2.50	3.00
R-W-LS-SFRC-3	56	4.50	4.00
R-LS-ST	175	3.00	3.00

İtme ve çekme adımları için bulunan bu değerlerin ortalaması alınmış ve bulunan bu ortalama değerlerine göre normalize edilmiştir. Normalize yapılırken bulunan en küçük sayıya 1 değeri verilmiştir ondan sonraki sayılarda bu değere göre düzenlenmiştir. Her numunenin 1 ile 2 arasında performans değeri elde edilmiştir. Asıl bulunmak istenen numunenin güçlendirme maliyeti en düşük iken elde edilen performans değerinin maksimum olmasıdır. Numune maliyetini performans değerine böldüğümüzde çıkacak olan minimum değer, maliyet performans oranının en iyi olduğu numuneyi verecektir. Tablo 6.11’de sürekli donatılı numunelerin, Tablo 6.12’de bindirmeli ekli numunelerin, normalize edilmiş Port/Pmax ve süneklik değerleri verilmiştir. Tablo 6.13’de sürekli donatılı numunelerin, Tablo 6.14’de bindirmeli ekli numunelerin, Maliyet/Normalize Süneklik Seviyesi ve Maliyet/Normalize (Port/Pmax) değerleri verilmiştir.

Tablo 6.11 Sürekli Donatılı Numunelerin Normalize Edilmiş Port/Pmax ve Süneklik Değerleri

Numune İsmi	Normalize Edilmiş Süneklik Seviyesi	Normalize Edilmiş Port/Pmax
R-C-C-3	1.67	1.22
R-C-C-6	1.00	1.00
R-C-SFRC-1	2.00	1.44
R-C-SFRC-2	1.33	1.00
R-C-SFRC-3	1.33	1.11
R-C-ST	1.67	2.00

Tablo 6.12 Bindirmeli Ekli Numunelerin Numunelerin Normalize Edilmiş Port/Pmax ve Süneklik Değerleri

Numune İsmi	Normalize Edilmiş Süneklik Seviyesi	Normalize Edilmiş (Port/Pmax)
R-LS-C-3	1.22	1.45
R-LS-C-6	1.00	1.00
R-LS-SFRC-1	1.67	2.00
R-LS-SFRC-2	1.11	1.05
R-LS-SFRC-3	1.33	1.70
R-W-LS-SFRC-3	2.00	1.85
R-LS-ST	1.44	1.80

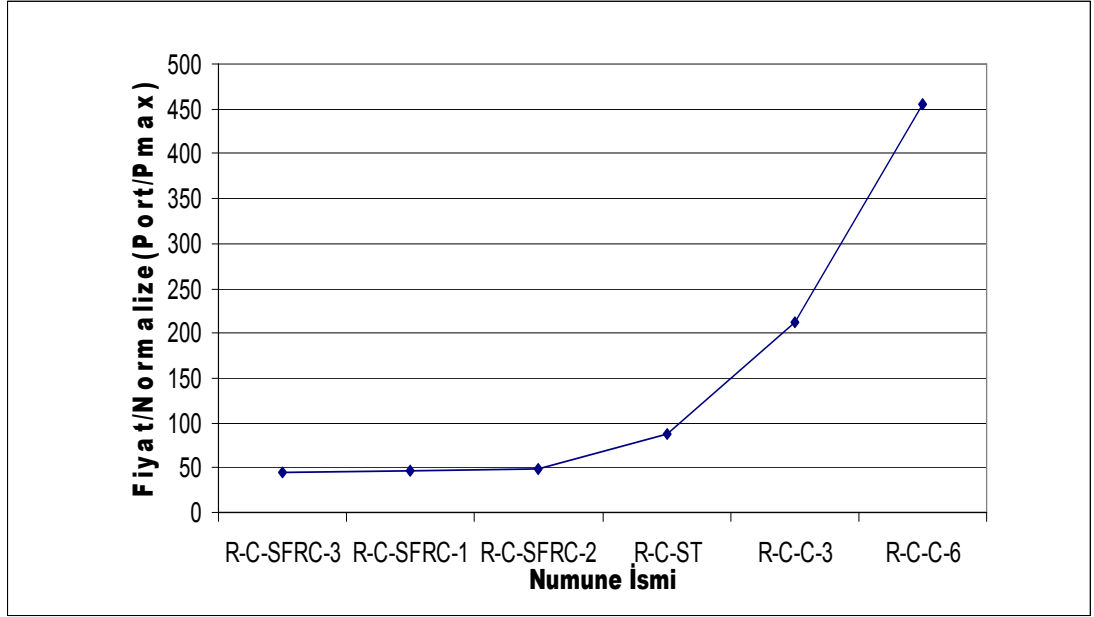
Tablo 6.13 Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Seviyesi ve Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değerleri

Numune adı	Maliyet/Nor.Süneklik Seviyesi	Maliyet/Nor.(Port/Pmax)
R-C-C-3	156	212.73
R-C-C-6	455	455.00
R-C-SFRC-1	34.5	47.77
R-C-SFRC-2	36.75	49.00
R-C-SFRC-3	38.25	45.90
R-C-ST	105	87.50

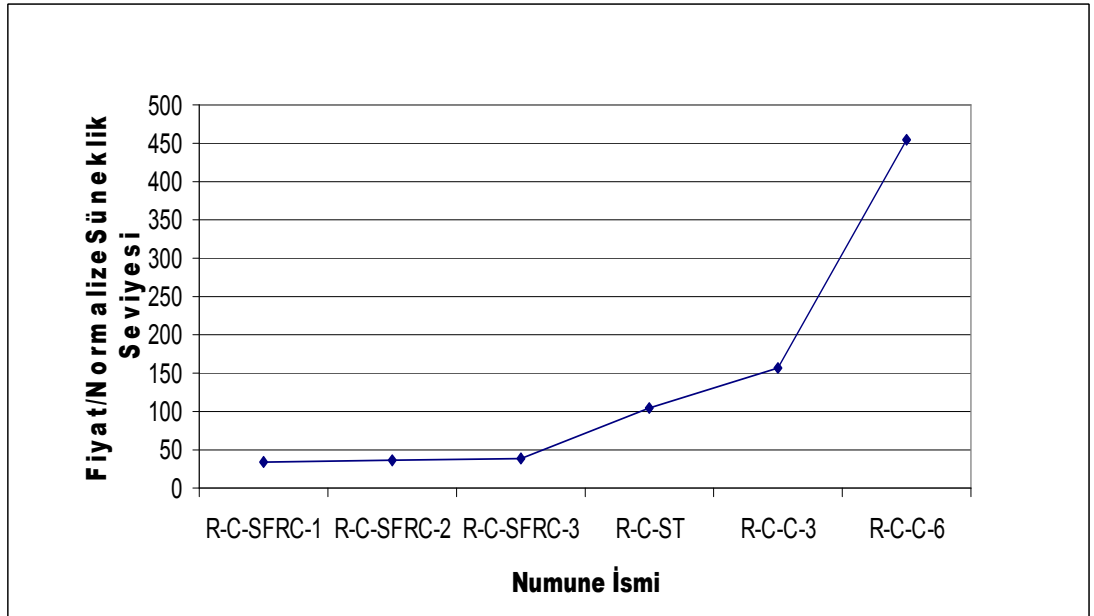
Tablo 6.14 Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Seviyesi ve Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değerleri

Numune adı	Maliyet/Nor.Süneklik Seviyesi	Maliyet/Nor.(Port/Pmax)
R-LS-C-3	212.73	179.31
R-LS-C-6	455.00	455.00
R-LS-SFRC-1	41.40	34.50
R-LS-SFRC-2	44.10	46.67
R-LS-SFRC-3	38.25	30.00
R-W-LS-SFRC-3	28.00	30.27
R-LS-ST	121.15	97.22

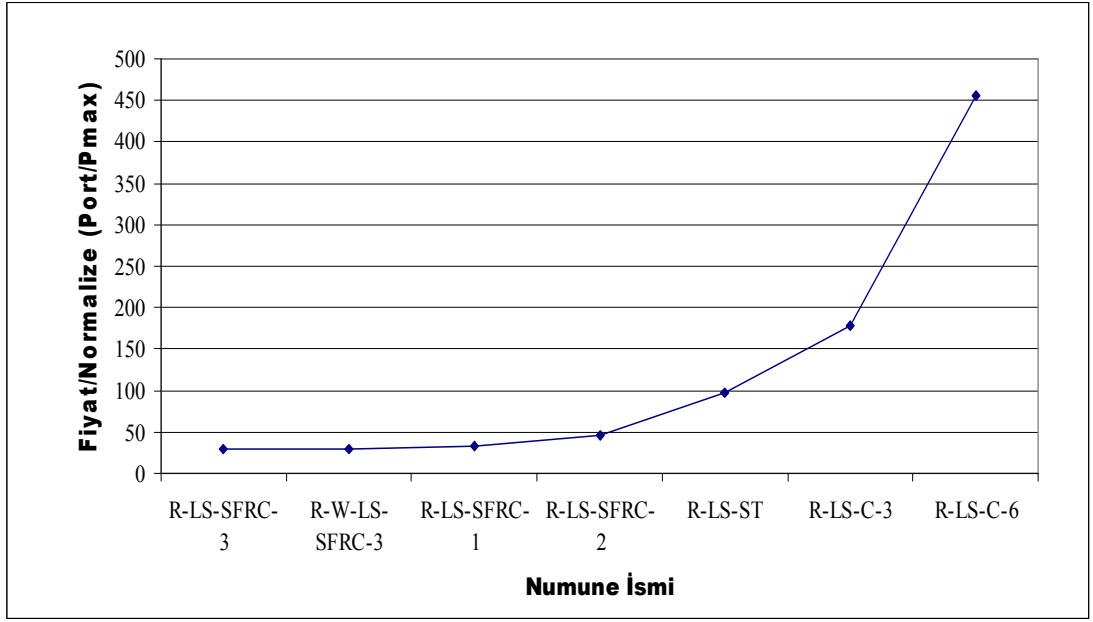
Tablo 6.13 ve 6.14'e göre elde edilen değerlere göre Şekil 6.8-6.11 elde edilmiştir.



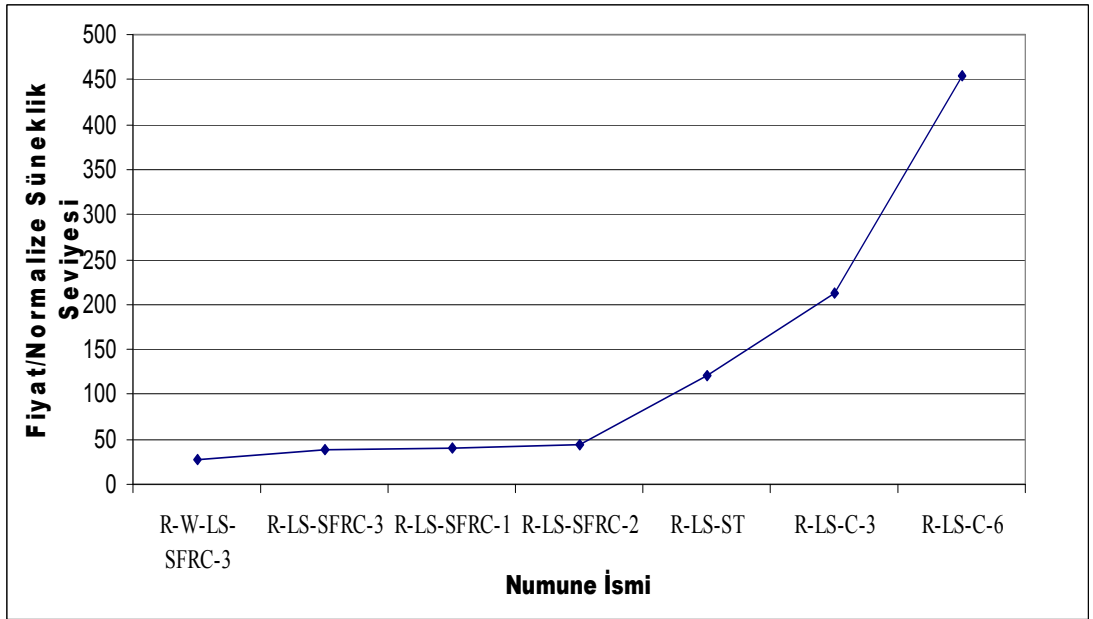
Şekil 6.8 Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değeri



Şekil 6.9 Sürekli Donatılı Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Değeri



Şekil 6.10 Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize (Port/Pmax) Değeri



Şekil 6.11 Bindirmeli Ekli Numunelerin Maliyet/Normalize Süneklik Değeri

7. SONUÇLAR

Yapılan deneyler İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Kolon sarılma bölgelerinin sabit eksenel yük ve tekrarlı eğilme etkileri altında davranışı incelenmiştir. Deney numuneleri ülkemizdeki mevcut durumu yansıtmak üzere beton dayanımı düşük ve enine donatısı yetersiz olacak şekilde üretilmiştir. Numuneler ardışık iki kat kolonunun alt ve üst yarılarını ve kolon kiriş birleşim bölgesini modelleyecek şekilde üretilmiştir. Bu çalışmada test edilen toplam altı numuneden üçünde boyuna donatılar sürekli, diğer üç tanesinde ise yetersiz uzunlukta bindirmeli eke sahiptir. Altı adet numuneden dördü referans numune olarak test edilmiştir. Geriye kalan iki numunenin kolon sarılma bölgeleri 96 cm uzunluğunda çelik tüp ile güçlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar önceki bölümlerde ayrıntılı bir şekilde açıklanmış olup, bu bölümde önemli sonuçlar verilmiştir.

Güçlendirilmeden test edilen boyuna donatıları sürekli referans numunelerde (C-O-1, C-O-2) yetersiz enine donatı nedeniyle ileri süneklik seviyelerine ulaşmadan boyuna donatıların burkulması ile göçmeye ulaşılmıştır. Bu numunelerde ulaşılan maksimum yatay yerdeğiştirme $\delta=\pm 19$ mm (yerdeğiştirme sünekliği $\mu=2$, öteleme oranı $\bar{O}O=\%1.7$) olmuştur.

Yetersiz bindirmeli ekli referans numunelerde aderans kaybından dolayı erken göçme gözlenmiştir. İleri yerdeğiştirme seviyelerine gidilememiştir. Bu numunelerde sürekli donatılı numunelere göre farklı olan, hasarın yetersiz bindirmeli ekinin olduğu üst kat kolonunda yoğunlaşmasıdır. Bu numunelerde önemli bir dayanım kaybı olmadan ulaşılan yatay yerdeğiştirme $\delta=\pm 14.25$ mm (yerdeğiştirme sünekliği $\mu=1.5$, öteleme oranı $\bar{O}O=\%1.3$) olmuştur.

Çelik tüp ile güçlendirilen numunelerde çelik tüpün sargılama etkisiyle orijinal kolonların performansları önemli ölçüde gelişmiştir. Güçlendirilen numunelerin dayanım süneklik ve yerdeğiştirme kapasitelerinde önemli gelişme sağlanmıştır. Uygulanan güçlendirme yöntemi ile boyuna donatıları sürekli orijinal kolon

deneylerinde, erken safhalarda görülen donatı burkulması ve erken dayanım kaybı önlenmiştir.

Boyuna donatıları bindirmeli ekli numunelerde de güçlendirme sonrası hem dayanım hem de süneklik özelliklerini geliştirmiştir. Yetersiz bindirme boyunun yol açtığı erken aderans kaybı ve buna bağlı olarak dayanımdaki düşüş bir miktar geciktirilmiş olmakla birlikte, tam olarak önlenememiştir.

Tekrarlı eğilme etkileri altında moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Şekildeğiştirmeölçerlerden ve yerdeğiştirmeölçerlerden alınan sonuçlara göre kolonların sünekliklerinde büyük ölçüde gelişme sağlanmıştır. Eksenel yük oranının yüksek olmasının sünekliği olumsuz yönde etkilediği bilinmektedir. Yapılan deneylerde eksenel yük fazla olmasına rağmen süneklik kapasitesi artmıştır. Boyuna donatıları bindirmeli ekli numunede yük-yerdeğiştirme ilişkisine baktığımızda büyük çevrim sıkışması olduğu ve bu sebep ile enerji yutma kapasitesinde boyuna donatıları sürekli olan numuneye göre azalma olduğu görülmüştür.

Yapılan güçlendirme çalışmasının maliyeti ve performansı, bu numunelere özdeş ve farklı teknikler ile güçlendirilen numuneler ile karşılaştırılmıştır. Bu özdeş numuneler daha önce farklı deneysel çalışmalarda kullanılmış olup farklı güçlendirme tekniği kullanılarak yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışlarını incelemek için deneye tabi tutulmuşlardır. Bu karşılaştırma sonucunda çelik tüp ile güçlendirilen numunelerin davranışına performans açısından bakıldığında boyuna donatıları sürekli olan numuneler arasında en iyi sonucu verdiği görülmüştür. Boyuna donatıları bindirmeli ekli olan numuneler karşılaştırıldığında ise gene çelik tüp ile güçlendirilen numunenin performansının en iyi olan numunelerden biri olduğu görülmektedir.

Maliyet açısından değerlendirildiğinde ise CFRP kompozitler kullanılarak yapılan güçlendirme ile karşılaştırıldığında maliyetin oldukça uygun olduğu görülmektedir. Ancak çelik tüp ile güçlendirilen numunelerin maliyetinin, çelik lif takviyeli öndöküm beton paneller ile yapılan güçlendirme maliyetinin üzerinde olduğu görülmüştür.

Maliyet ve performans kriterlerini bir arada incelenerek yapılan değerlendirmede ise çelik tüp ile güçlendirilen numunelerde özellikle boyuna donatıları sürekli olan

numunede ortalama bir maliyet ile yüksek bir performans alındığı görülmektedir. Maliyet karşılaştırılmasında sadece malzeme ve işçilik maliyetlerinin dikkate alındığı, diğerk maliyet bileşenlerinin hesaba katılmadığı dikkate alınmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] **Riyad S, Aboutaha., M, Eeri., Michael D, Engelhardt., James O, Jirsa. and Michael E, Kreger.,** (1996). Retrofit of Concrete Columns With İnadaquate Lap Splices by the Use of Regtangular Steel Jekets, *Earthquake Spectra Structural Jornal*, **V. 12, No 4**, 693-714.
- [2] **M J Nigel, Priestley., Frieder, Seible., Yan, Xiao. and Ravindra Verma.,** (1994). Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Coloms for Enhanced Shear Strenght – Part 1: *Theoretical Consideratiins and Test Design*, *ACI Structural Journal*, **V. 91, No. 8**, 394-405.
- [3] **Unjoh, S., Tereyama, T., Adachi, Y. and Hoshikuma, J.,** 2000. Seismic Retrofit of Existing Highway Bridge Columns in Japan. *Cement and Concrete Composites*, **1(6)**, 52-62.
- [4] **Bett, J.B., Klingner and R.E., Jirsa, J.O.,** (1988). Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, **V. 85, No. 5**, 499-508.
- [5] **Ersoy, U., Tankut, T. and Suleiman, R.,** (1993). Behavior of Jacketed Columns, *ACI Structural Journal*, **V. 90, No. 3**, 288-293.
- [6] **Rodriguez, M. and Park, R.,** 1994. Seismic Load Test on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing, *ACI Structural Journal*, **91**, 150-159.
- [7] **Bracci, J.M., Kunnath, S.K.,** (1995). Seismic Retrofit of Non-Ductile R/C Frame Structures, *Proceedings of the 13th Structures Congress*, Boston, USA, 3-5 April, 746-759.
- [8] **Can, H.,** (1994). Betonarme Kolonların Komşu İki Yüzünden Manto ile Onarımı ve Güçlendirilmesi, *İMO Teknik Dergi*, **Yazı 68**, 903-918.
- [9] **Can, H.,** (1995). İki, Üç, Dört Yüzünden Mantolanmış Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altında Davranışı, *İMO Teknik Dergi*, **Yazı 82**, 1063-1081.

- [10] **Can, H.**, (1996). Komşu İki Yüzünden Mantolanmış Betonarme Kolonların Deprem Davranışı, *İMO Teknik Dergi*, **Yazı 84**, 1091-1110.
- [11] **Can, H.**, (1997). Bir yüzünden Onarılmış / Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altındaki Davranışı, *İMO Teknik Dergi*, **Yazı 111**, 1517-1524.
- [12] **Gomes, A.M., Appleton, J.**, (1998). Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Loading, *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, on CD-ROM.
- [13] **Li, V.C.**, 2002. Large Volume, High-Performance Applications of Fiber in Civil Engineering, *Journal of Applied Polymer Science*, **83**, 660-686.
- [14] **Foster, S.J. and Attard M.M.**, 2001. Strength and Ductility of Fiber-Reinforced High-Strength Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, **127**, 28-34.
- [15] **Igarashi, S.**, 1999. Recommendations on minimizing earthquake damage in big cities in Turkey, *Proceedings of ITU-IAHS International Conference*.
- [16] **Yılmaz, E.**, Çelik Lif Takviyeli Öndöküm Beton Panel Elemanlar ile Kolon Güçlendirmesi, 2004. *İstanbul Teknik Üniversitesi Yüksek Lisans Tezi*.
- [17] **Tezcan, A.**, Kolon Sarılma Bölgelerinin CFRP Kompozitler İle Güçlendirilmesi, 2004. *İstanbul Teknik Üniversitesi Yüksek Lisans Tezi*.
- [18] **Kozbay, T.**, Öndöküm SFRC paneller ile güçlendirilen Kolon Sarılma Bölgelerinin Davranışı, 2004. *İstanbul Teknik Üniversitesi Yüksek Lisans Tezi*.
- [19] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Rehber Matbaacılık, İstanbul.
- [20] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2001. Betonarme Yapılar, Rehber Matbaacılık, İstanbul.
- [21] **TS 500 Betonarme Yapıların Yapım ve Hesap Kuralları**, 2000. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [22] **TS 500 Betonarme Yapıların Yapım ve Hesap Kuralları**, 1985. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

- [23] **TS 708 Beton Çelik Çubukları**, 1985. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [24] **ACI318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary**, 1941. *Amerikan Concrete Institute, Detroit, Mich.*
- [25] **ACI318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary**, 1951. *Amerikan Concrete Institute, Detroit, Mich.*
- [26] **ACI318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary**, 1999. *Amerikan Concrete Institute, Detroit, Mich.*

EK A. DENEY NUMUNELERİNİN KAPASİTE HESABI

Eğilme Kapasitesi:

Çekme ve basınç donatılarının aktığı kabul edilerek hesap yapılırsa,

$$F_s = A_s f_s = 308.336 = 103448 \text{ N} = 103.4 \text{ kN}$$

$$F'_s = A'_s f'_s = 308.336 = 103448 \text{ N} = 103.4 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f'_{co} \cdot b \cdot k_1 \cdot x = 0.85 \cdot 13.41 \cdot 200 \cdot 0.85 \cdot x = 1937.75x$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow F_c + F'_s + N - F_s = 0$$

$$1937.75x + 252000 = 0 \Rightarrow x = 130 \text{ mm} \Rightarrow a = 0.85x = 110.5 \text{ mm}$$

Basınç donatısının akıp akmadığının kontrolü yapılırsa,

$$\varepsilon_s = \frac{336}{215000} = 0.0016$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \frac{x - d'}{x} = 0.003 \frac{130 - 35}{130} = 0.0022 > \varepsilon_y \quad \checkmark$$

donatının aktığı görülür. Bu durumda $a=110.5 \text{ mm}$ 'dir.

$$M_r = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_r = 0.85 \cdot 13.41 \cdot 200 \cdot 110.5 \cdot (150 - 55.25) + 308.336 \cdot (150 - 35) + 308.336 \cdot (150 - 35)$$

$$M_r = 47.6 \text{ kNm}$$

Kiriş birleşim yüzü olan kritik kesitin bu kapasite değerine ulaşması için uygulanması gereken teorik yatay yük ise,

$$47.6 = 0.196P \Rightarrow P = 86.7 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

Kesme Kapasitesi:

$$V_{cr} = 0.65f_{ctd}b_w d(1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c})$$

$$f_{ctd} = 0.35\sqrt{f'_{co}} = 0.35\sqrt{13.41} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot 1.28 \cdot 200 \cdot 300 \cdot (1 + 0.07 \frac{252000}{200 \cdot 300}) = 64.6 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80V_{cr} = 51.6 \text{ kN}$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d = \frac{100}{200} \cdot 383 \cdot 265 = 51.3 \text{ kN}$$

$$V = V_c + V_w = 51.6 + 51.3 = 102.9 \text{ kN}$$

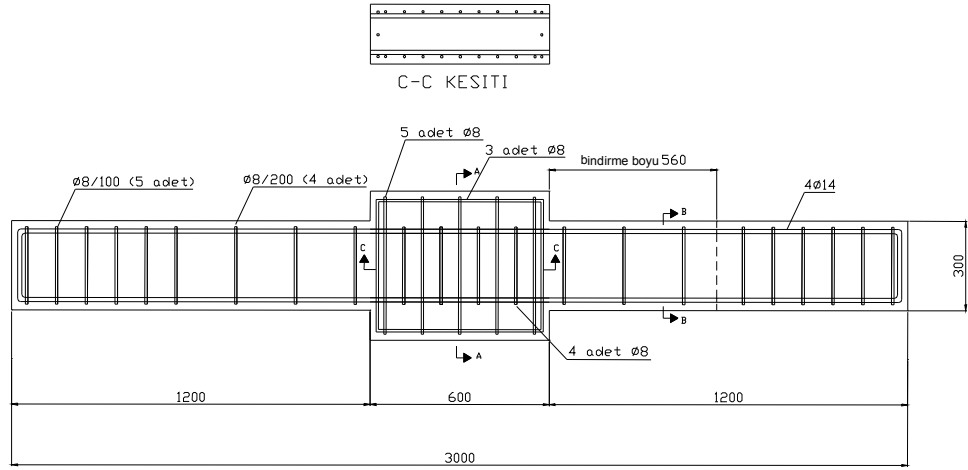
Bulunan bu kapasite değerine ulaşılması için uygulanması gereken yatay yük,

$$P = 2V = 205.8 \text{ kN}$$

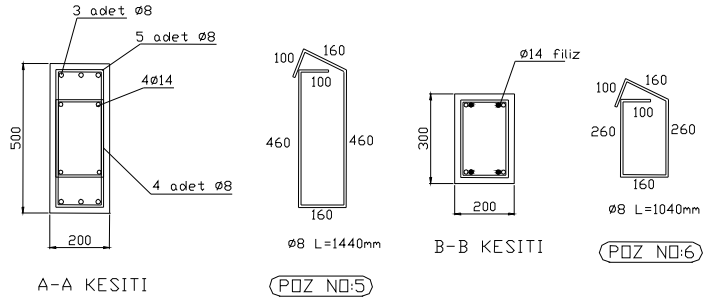
olarak bulunur.

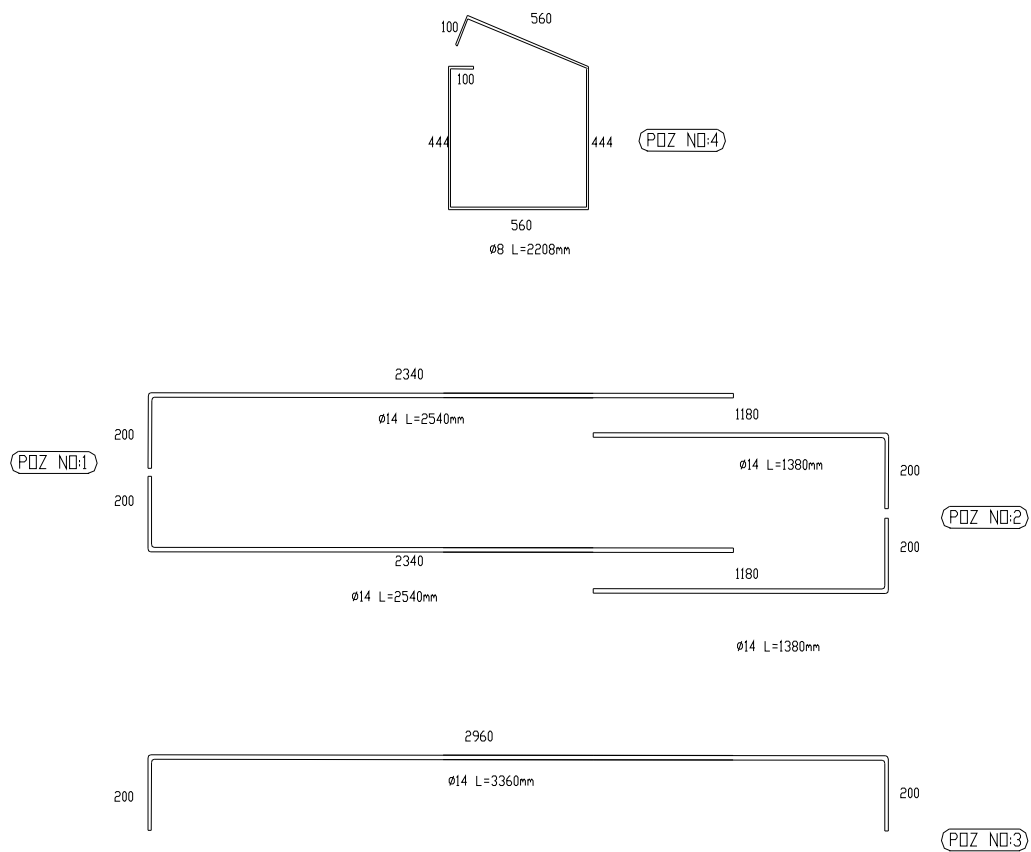
Görüldüğü gibi numunelerin göçme biçimi çok açık olarak eğilmeden olmaktadır.

EK B. NUMUNE DONATI DETAYLARI

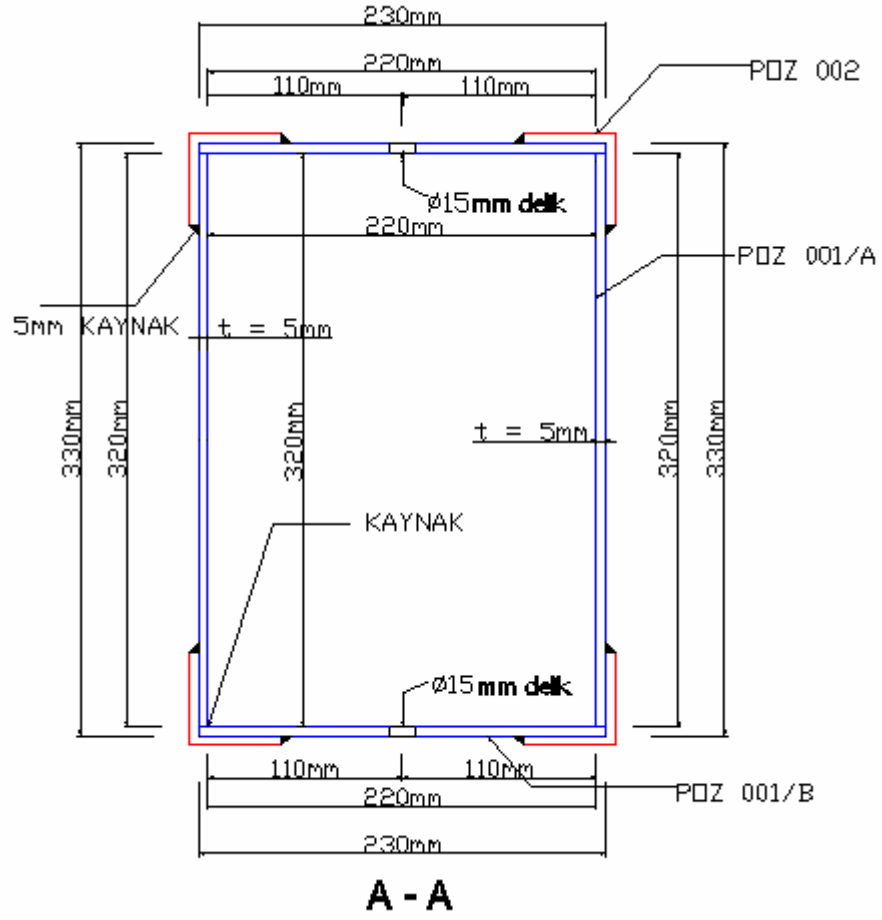


I-I KESİTİ

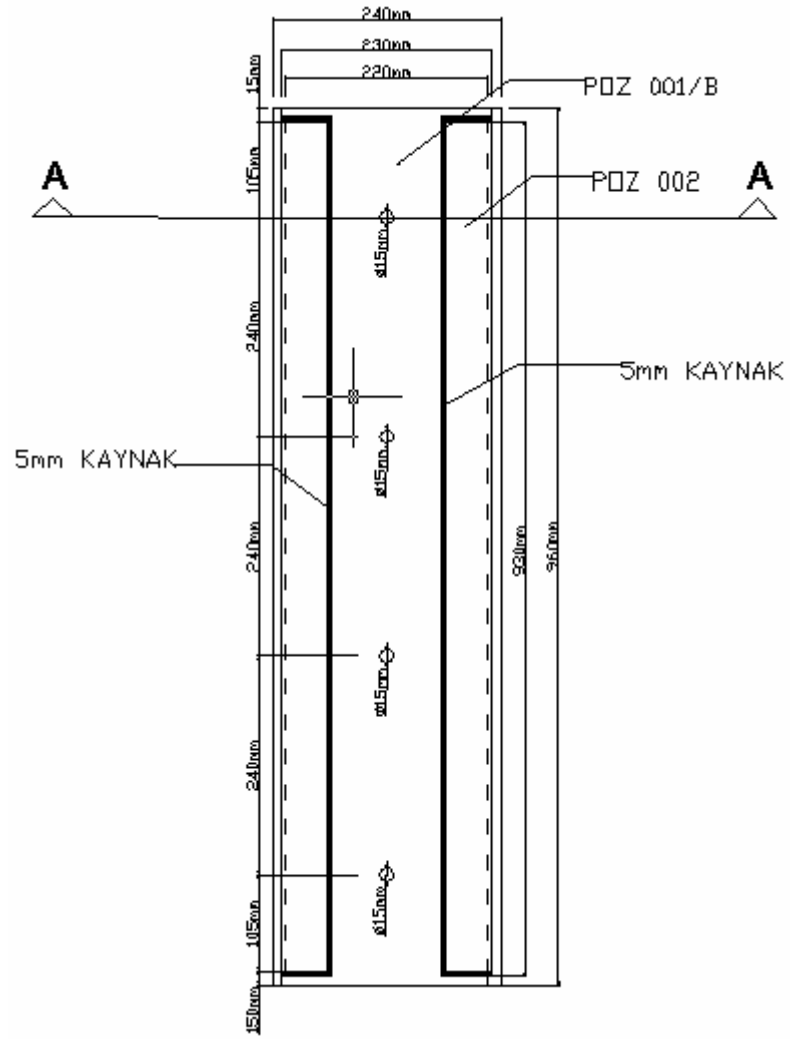




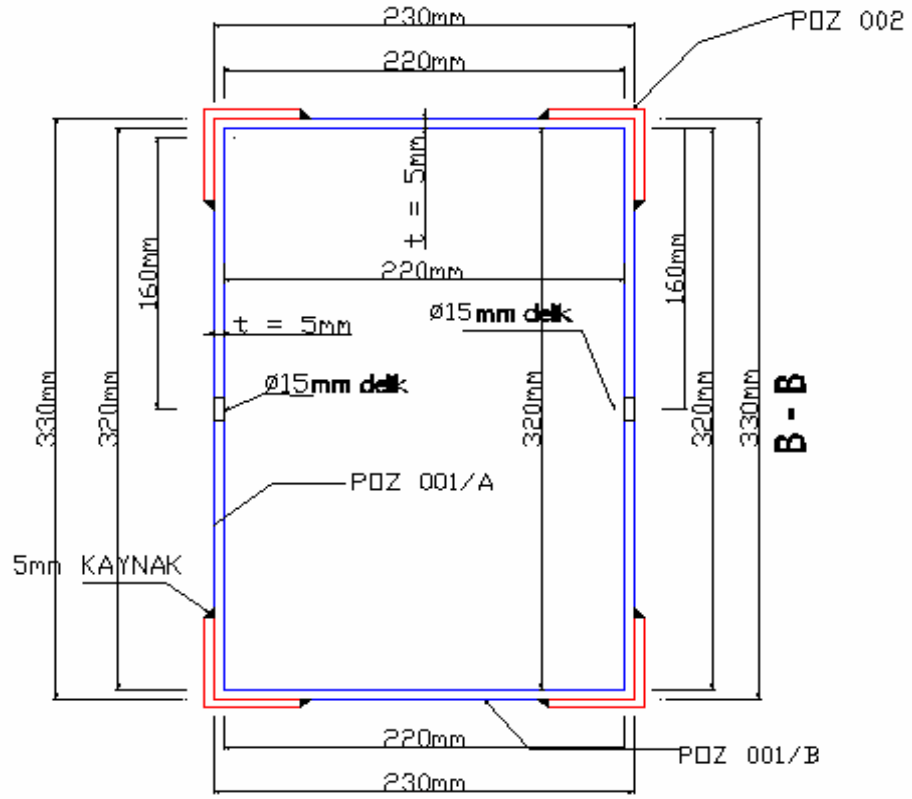
EK C. ÇELİK LEVHA DEYAYI



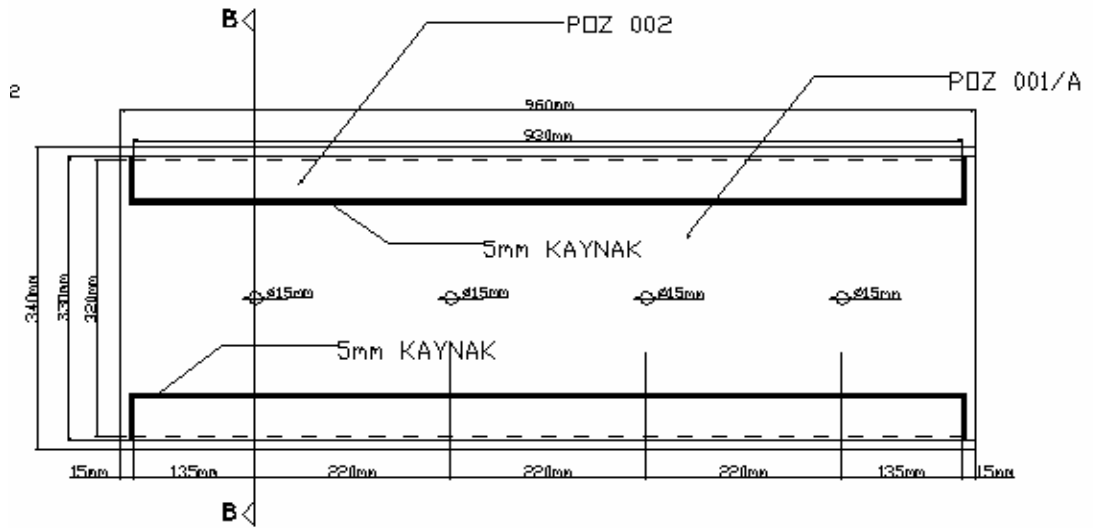
Şekil C.1 Çelik Tüp Detayı A-A kesiti



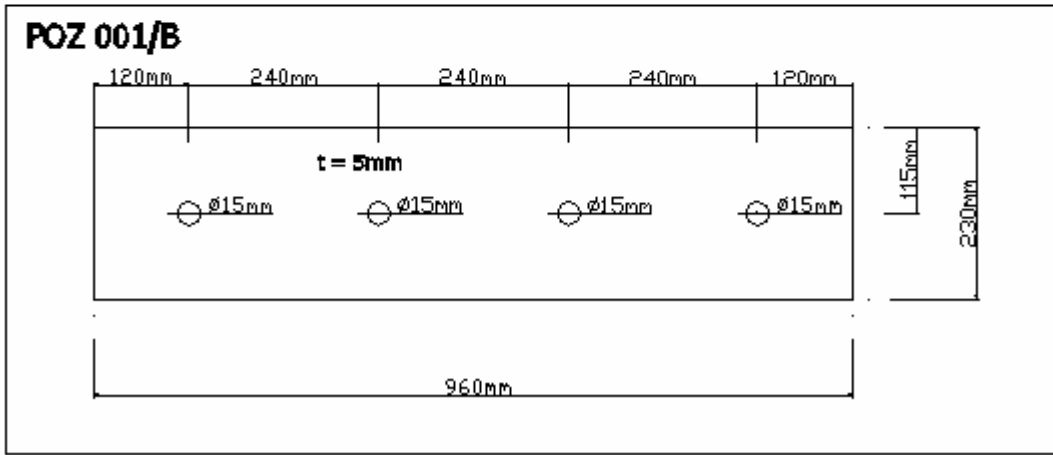
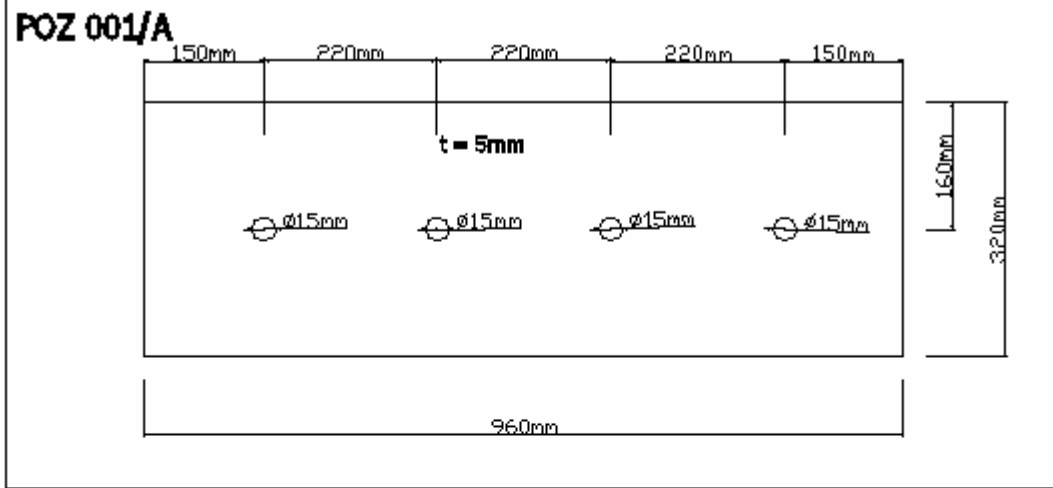
Şekil C.2 Çelik Tüp Detayı A-A Kesiti



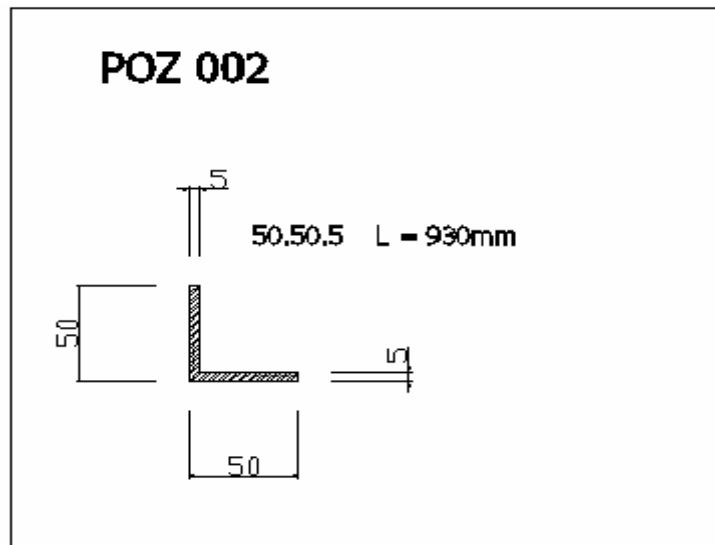
Şekil C.3 Çelik Tüp Detayı B-B Kesiti



Şekil C.4 Çelik Tüp Detayı B-B Kesiti

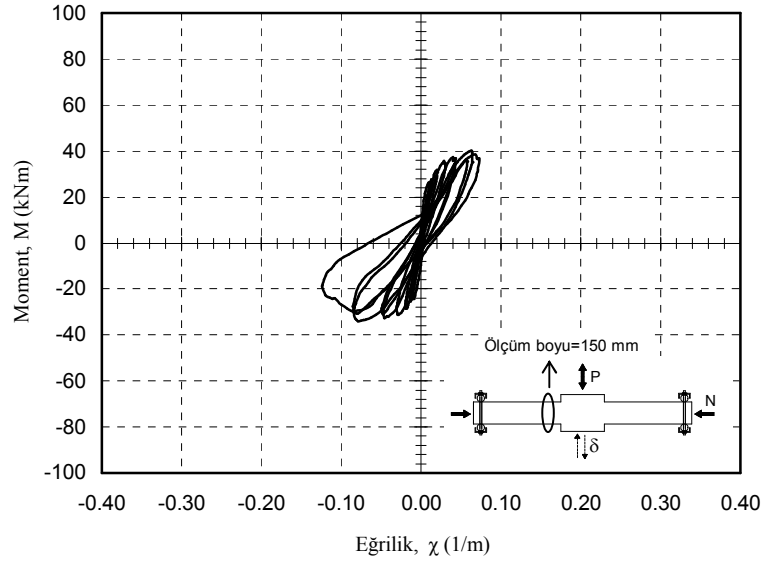


Şekil C.5 Çelik Tüp Detayı Poz 1/A ve 1/B

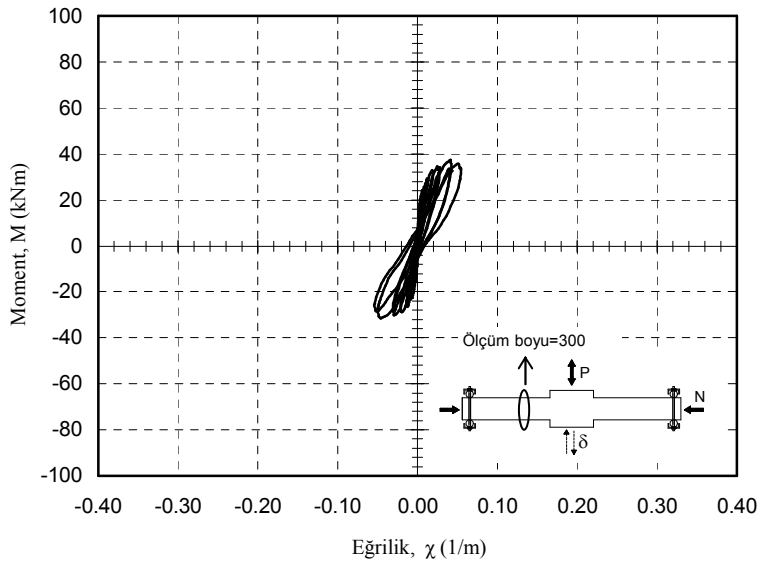


Şekil C.6 Çelik Tüp Detayı Poz 2

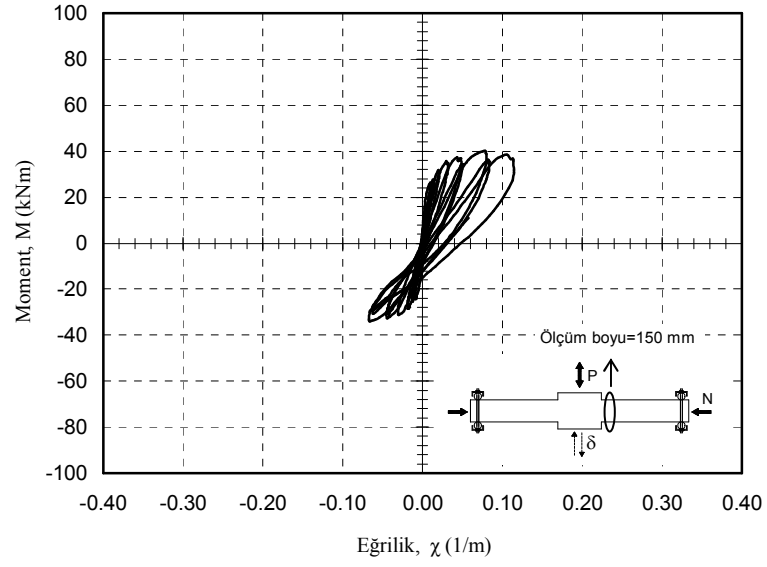
EK D. ORJİNAL DENEYLERE AİT MOMENT EĞRİLİK İLİŞKİLERİ



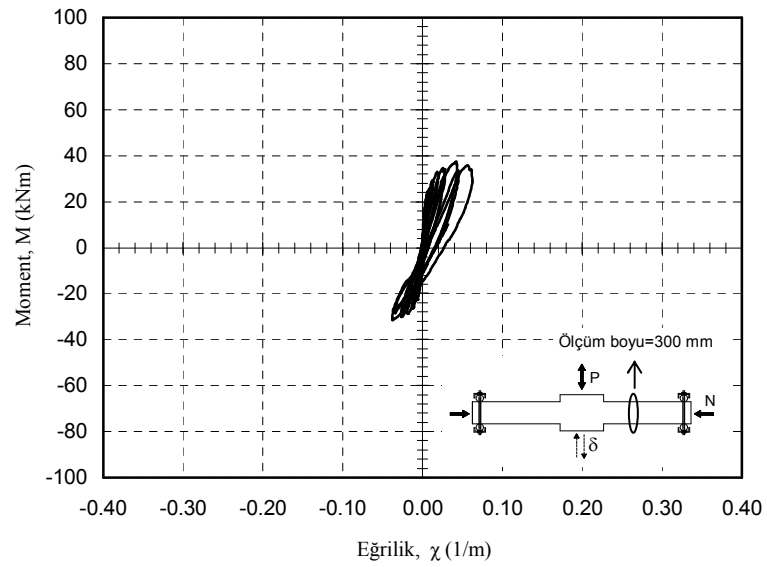
Şekil D.1 C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



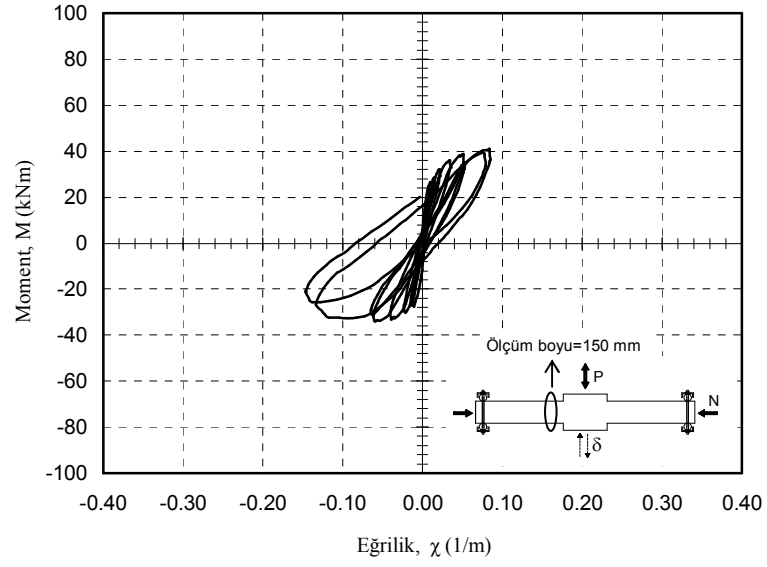
Şekil D.2 C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



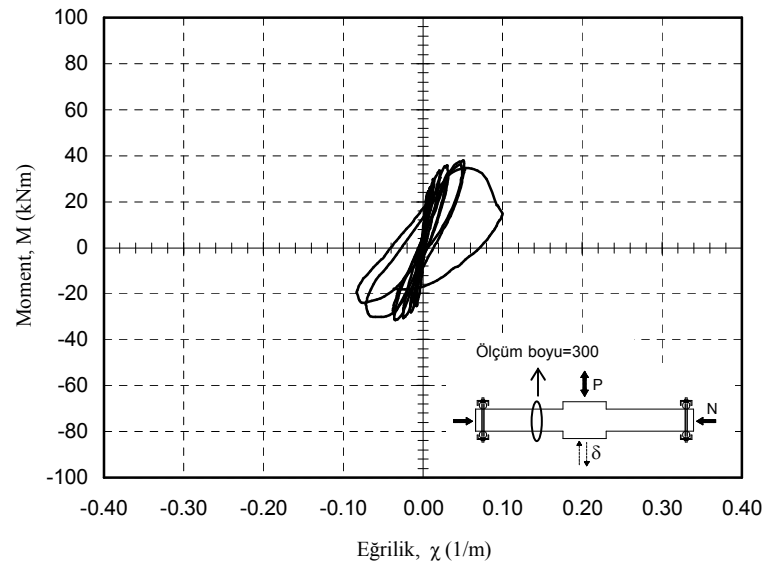
Şekil D.3 C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



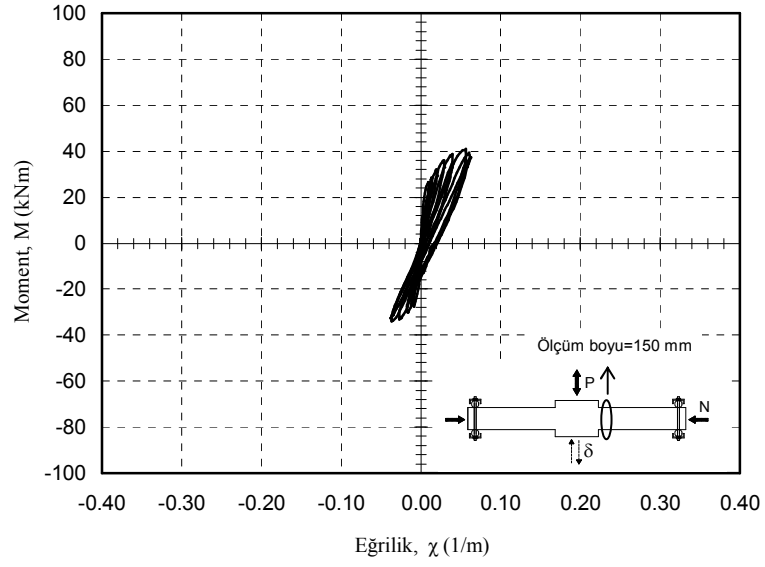
Şekil D.4 C-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



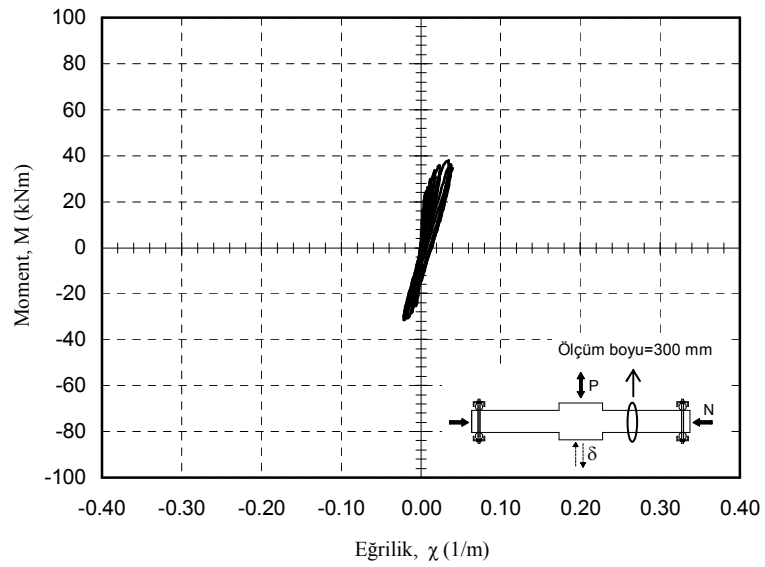
Şekil D.5 C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



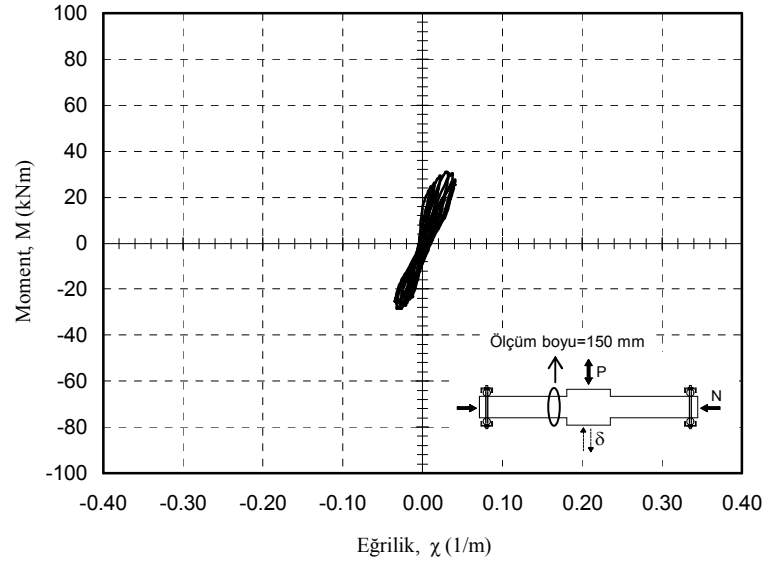
Şekil D.6 C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



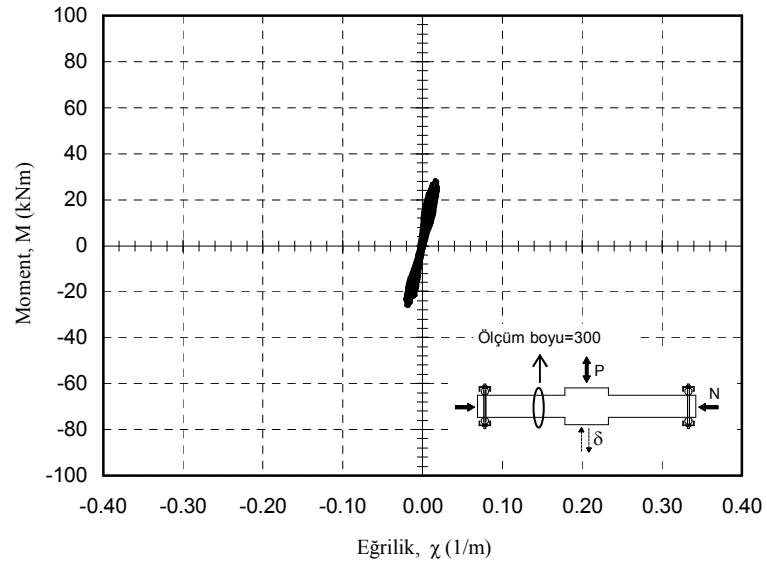
Şekil D.7 C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



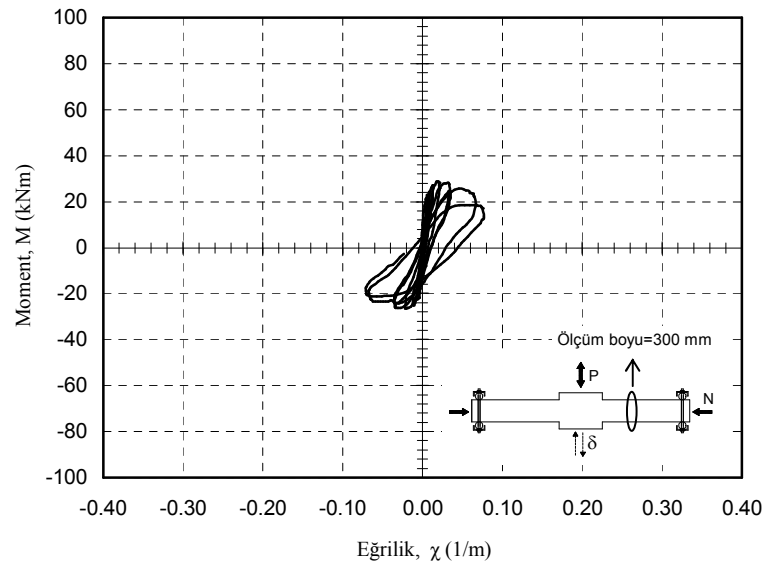
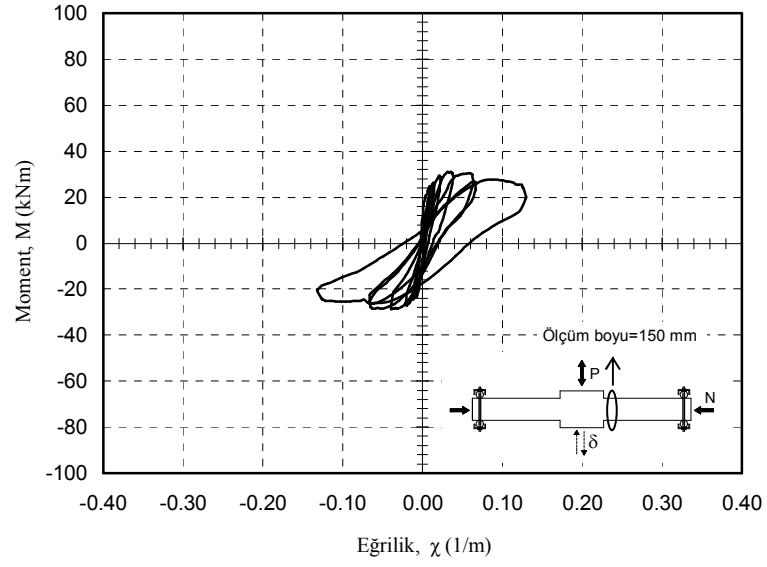
Şekil D.8 C-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi

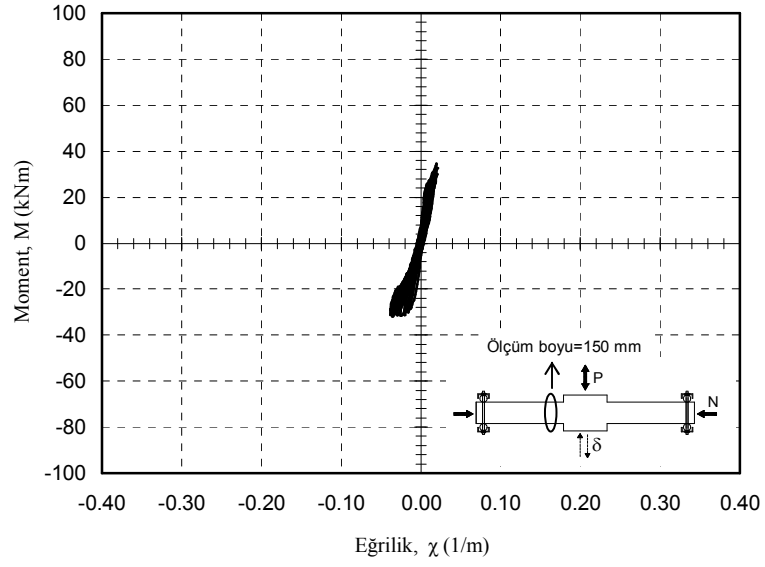


Şekil D.9 LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi

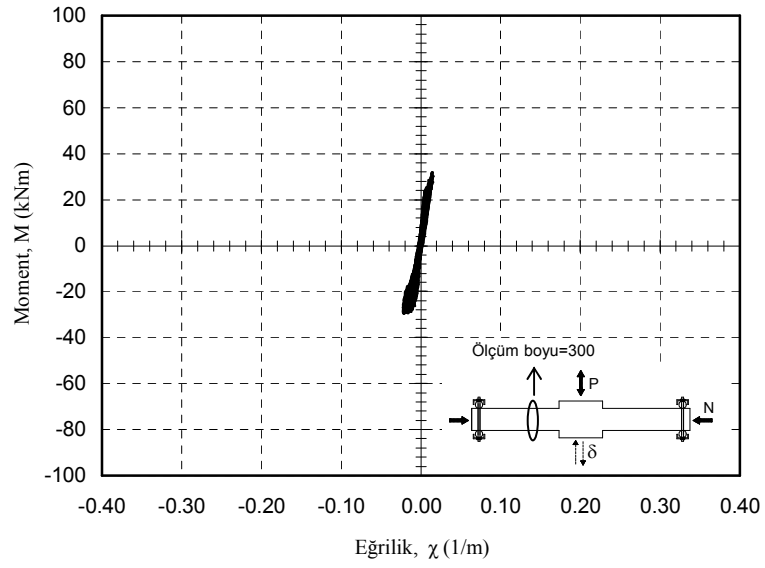


Şekil D.10 LS-O-1 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi

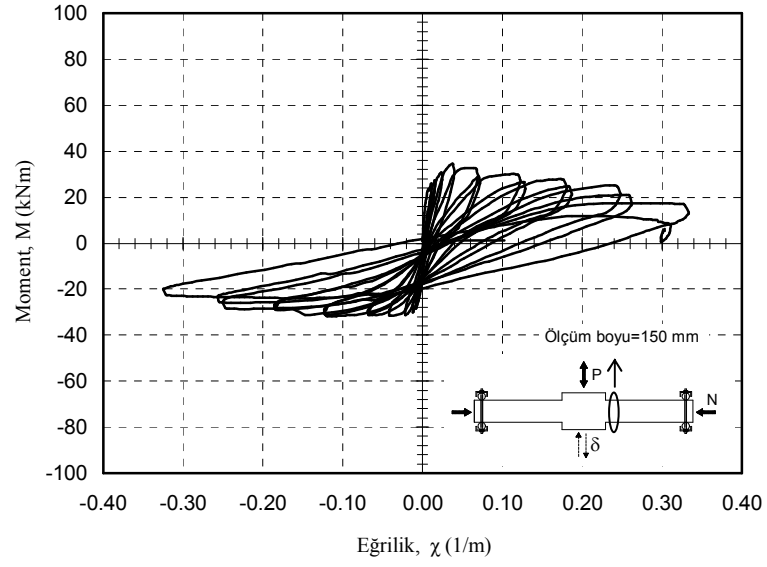




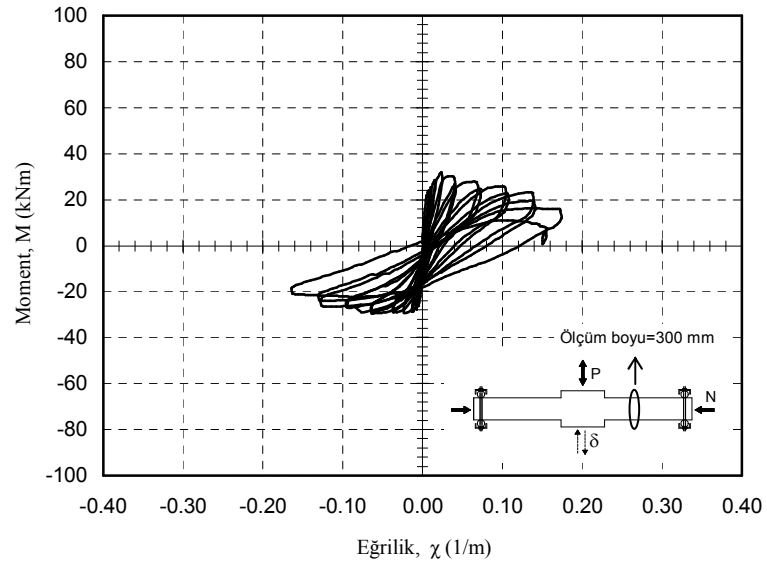
Şekil D.13 LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



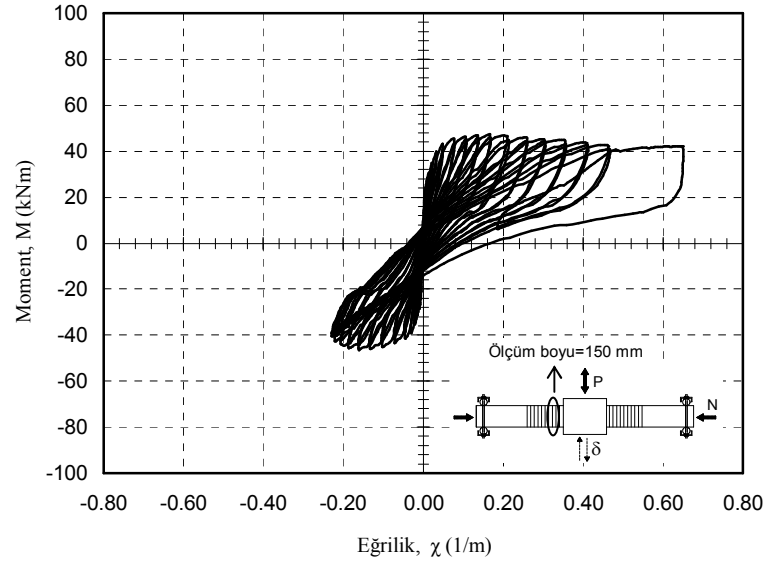
Şekil D.14 LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



Şekil D.15 LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



Şekil D.16 LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi



Şekil D.17 LS-O-2 Numunesinin Yerdeğiştirmeölçerlerden Elde Edilen Moment-Eğrilik İlişkisi

ÖZGEÇMİŞ

Cihangir SARMANLI, 1979 yılında Bursa’da doğmuş, lise öğrenimini Bursa Erkek Lisesi’inde tamamlamıştır, (1997). 1998 yılında girdiği Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 2002 yılında mezun olmuştur. 2002 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilimdalı, Deprem Mühendisliği Programı’nda yüksek lisans eğitimine başlamıştır.