

151653

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

151653

**BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DOĞRUSAL
OLMAYAN İTME ANALİZLERİ**

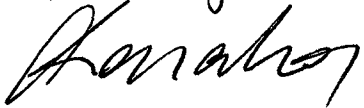
İnşaat Müh. Levent KUNDURACI

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı

: Yrd. Doç. Dr. H. Orhun KÖKSAL (YTÜ)

Prof. Dr. Cengiz KARAKOÇ


Yrd. Doç. Dr. Sema ALACALI


İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTMA LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ÖNSÖZ	xvi
ÖZET	xvii
ABSTRACT	18
1. GİRİŞ	19
2. KUŞATILMAMIŞ ve KUŞATILMIŞ BETON GERİLME-BİRİM ŞEKİL DEĞİŞTİRME MODELLERİ	20
2.1 Giriş	20
2.2 Hognestad Beton Modeli	21
2.3 Kent ve Park Beton Modeli	22
2.4 Geliştirilmiş Kent ve Park Beton Modeli	27
2.5 Saatçioğlu ve Razvi Beton Modeli	28
2.5.1 Dairesel Kesitler	30
2.5.2 Kare Kesitler	31
2.5.3 Dikdörtgen Kesitler	34
2.5.4 Betondaki En Büyük Birim Kısalma	36
2.5.5 Kuşatılmış Beton Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi	37
2.6 Mander Beton Modeli	38
2.6.1 Eten Kuşatma Gerilmesi ve Kuşatma Etkinlik Katsayısı	48
2.6.2 Fretli ve Spiralli Kuşatma Donatılı Kesitler için Kuşatma Etkinlik Katsayısı	49
2.6.3 Dikdörtgen Kuşatma Donatılı Kesitler için Kuşatma Etkinlik Katsayısı	50
2.6.4 Kuşatılmış Beton Taşıma Gücü	51
2.6.5 Betondaki En Büyük Birim Kısalma	52
3. YANAL KUŞATMA ETKİSİNDEKİ BETON için ANALİTİK MODEL	55
3.1 Giriş	55
3.2 Kuşatılmış Beton İçin Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi	61
3.3 Kuşatılmış Beton Modelinin Kuşatılmış Betonarme Kolonlara Uygulanması	64
4. MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİLERİ	68
4.1 Giriş	68
4.2 Kesitin Eğriliği	68

4.3	Moment-Eğrilik İlişkisinin Teorik Olarak Hesaplanması	70
4.4	Bilgisayar Kullanılarak Moment-Eğrilik İlişkilerinin Hesaplanması.....	74
4.5	Donatı Çeliği için Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi	75
5.	BETON MODELLERİNİN MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİLERİ KULLANILARAK KARŞILAŞTIRILMASI	77
5.1	Kiriş Kesitlerinin İncelenmesi	78
5.2	Kolon Kesitlerinin İncelenmesi	80
6.	EĞİLMEYE ÇALIŞAN BETONARME KESİTLERDE ÇEKME RİJİTLEŞMESİ ETKİSİ.....	83
6.1	Giriş	83
6.2	Çekme Rijitleşmesi Etkisi	85
6.2.1	Çekme ve Basınç Donatısı Miktarının Etkisi	87
6.2.2	Beton Basınç Dayanımının Etkisi.....	89
6.2.3	Boyuna Donatı Akma Dayanımının Etkisi	91
6.2.4	Kuşatma Donatısı Akma Dayanımının Etkisi	91
6.2.5	Kolon Elemanlarda Eksenel Yük Seviyesinin Etkisi	93
7.	ÇEKME RİJİTLEŞMESİNİN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ	96
7.1	Giriş	96
7.2	Üç Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve İtme Analizi ve Çekme Rijitleşmesi Etkisi... 97	
7.2.1	İtme Analizinin Uygulanması.....	98
7.2.2	Kapasite Spektrum Yöntemi (ATC 40)	101
7.2.2.1	Kapasite Spektrum Yönteminin Uygulanması	105
7.2.3	Katsayı Yöntemi (FEMA 273 / FEMA 356)	108
7.2.3.1	Katsayı Yönteminin Uygulanması.....	109
8.	ÇİZİLEN $M - \phi$ İLİŞKİLERİ.....	112
8.1	Beton Modellerinin Karşılaştırılması için Gerilme-Birim Şekil Değiştirme ve $M - \phi$ İlişkileri	112
8.1.1	Kirişler için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri.....	112
8.1.2	Kolonlar için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri.....	122
8.2	Çekme ve Basınç Donatısı Miktarının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri	136
8.3	Beton Basınç Dayanımının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri	143
8.4	Kuşatma Donatısı Akma Dayanımının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri	145
8.5	Kolonlarda Eksenel Yük Seviyesinin Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri	146
8.6	İtme Analizi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri	162
9.	SONUÇLAR.....	165
	KAYNAKLAR.....	168
	EKLER	171
	ÖZGEÇMİŞ.....	218

SİMGE LİSTESİ

A	Etkinsiz kuşatılmış beton kesit alanı
A_c	Betonarme elemanın kesit alanı
A_{co}	Beton çekirdek alanı
A_{co}	Net beton çekirdek alanı
A_{et}	Etkin kuşatılmış beton kesit alanı
A_s	Betonarme kesitteki toplam boyuna donatı alanı
A_{sh}	Kuşatma donatısı toplam alanı
A_{shx}	x doğrultusundaki kuşatma donatısı toplam alanı
A_{shy}	y doğrultusundaki kuşatma donatısı toplam alanı
A_{si}	i. donatı sırasındaki toplam boyuna donatı alanı
A_{sp}	Spiral veya fret kuşatma donatısı kesit alanı
a_{pi}	Performans noktasının i. iterasyondaki spectral ivme eksenindeki koordinatı
a_y	Etkin akma noktasının spectral ivme eksenindeki koordinatı
a_0	Malzeme sabiti
a_1	Malzeme sabiti
a_2	Malzeme sabiti
b	Kesit genişliği
b_0	Malzeme sabiti
b_1	Malzeme sabiti
b_2	Malzeme sabiti
b_{co}	Kesit genişliği doğrultusunda en dış kuşatma donatısı merkezleri arasındaki mesafe
b'_{co}	Kesit genişliği doğrultusunda en dış kuşatma donatısı dıştan dışa mesafe
C_A	Sismik katsayı
C_c	Beton basınç kuvveti
C_i	En dış kuşatma donatısı merkezleri arasındaki mesafe
C_V	Sismik katsayı
C_0	Yapının birinci titreşim moduna ait modal katılım çarpanı
C_1	Doğrusal yer değiştirme ile doğrusal olmayan yer değiştirme arasındaki oran
C_2	Histeretik çevrim eğrisinin şekline bağlı bir katsayı
C_3	İkinci mertebe etkisini ifade eden bir katsayı
d	Kuşatma donatısının çapı
d_i	i. donatı sırasının beton kesitin üstüne olan mesafesi
d_{pi}	Performans noktasının i. iterasyondaki spectral yer değiştirme eksenindeki koordinatı
d_s	Spiral veya fret kuşatma donatısının merkezleri arasındaki mesafe
d_y	Etkin akma noktasının spectral yer değiştirme eksenindeki koordinatı
E	Elastisite Modülü
E_c	Betonun elastisite modülü
E_s	Çeliğin elastisite modülü
E_{sec}	Sekant elastisite modülü
f_{bc}	Betonun eşit iki eksenli basınç dayanımı
f_c	Betondaki basınç gerilmesi
f_c	Betonunu tek eksenli basınç dayanımı
f_s	Çelikteki basınç veya çekme gerilmesi
f_{sh}	Kuşatma donatısındaki gerilme
f_{si}	i. donatı sırasındaki gerilme
f_{sl}	Boyuna donatı çeliğindeki gerilme

f_{su}	Çeliğin kopma gerilmesi
f_t	Betonunu tek eksenli çekme dayanımı
f_{t1}	Sıvı kuşatma gerilmesi
f_{t2}	Elastik ve izotropik malzeme kuşatma etkisi altındaki eksenel yük dayanımı
f_{u2}	Elastik ve izotropik malzeme eksenel yük dayanımı
f_y	Çeliği akma gerilmesi
f_{yh}	Kuşatma donatı çeliğinin akma dayanımı
g	Yerçekim ivmesi
h	Kesit yüksekliği
h_{co}	Kesit yüksekliği doğrultusunda en dış kuşatma donatısı merkezleri arasındaki mesafe
h'_{co}	Kesit yüksekliği doğrultusunda en dış kuşatma donatısı dıştan dışa mesafe
I_1	Gerilme tansörünün birinci invaryantı
I_2	Gerilme tansörünün ikinci invaryantı
J_2	Deviatörük gerilme tansörünün ikinci invaryantı
K	Düzeltilme katsayısı
K_e	Eşdeğer rijitlik
K_i	İlk rijitlik
k	Malzeme sabiti
k_e	Kuşatma etkinlik katsayısı
kd	Tarafsız eksen derinliği
k_1	Poisson oranına bağlı kuşatma gerilmesi katsayısı
k_1	Poisson oranına bağlı bir fonksiyon
k_2	Azaltma katsayısı
k_{2x}	x doğrultusundaki azaltma katsayısı
k_{2y}	y doğrultusundaki azaltma katsayısı
l	Betonarme elemanın uzunluğu
Δl	Elemandaki uzama veya kısalma olarak şekil değiştirme
M	Moment
M_y	Akma momenti
M_{ygr}	Çekme rijitleşmesi etkisinde akma momenti
m	Çeliğin malzeme özelliklerine bağlı bir katsayı
m_i	Yapının i. katının kütlesi
N	Yapıdaki toplam kat sayısı
P	Eksenel yük
PF_m	Yapının birinci moduna ait modal katılım çarpanı
P_d	Betonarme kesitin eksenel yük dayanımı
P_t	Betonarme kesite etkiyen eksenel çekme yükü
R	Eğrilik yarıçapı
r	Betonun elastisite ve sekant elastisite modüllerine bağlı bir fonksiyon
r_1	Çeliğin kopma ve pekleşme birim şekil değiştirmeleri arasındaki fark
s	Kuşatma donatısı adım veya konma mesafesi
s'	Kuşatma donatıları arasındaki temiz mesafe
S_a	Spektral ivme
S_d	Spektral yer değiştirme
S_i	i. donatı sırasındaki toplam çekme veya basınç kuvveti
S_u	Yapının tasarım depreminde oluşacak yer değiştirme talebi
s_l	Komşu iki boyuna donatı merkezleri arasındaki en büyük mesafe
s_{lx}	x doğrultusunda komşu iki boyuna donatı merkezleri arasındaki en büyük mesafe
s_{ly}	y doğrultusunda komşu iki boyuna donatı merkezleri arasındaki en büyük mesafe
T	Yapının periyodu

T_e	Eşdeğer periyot
T_i	Yapının ilk periyodu
U_{cc}	Kuşatılmış beton birim hacmindeki şekil değiştirme enerjisi
U_{co}	Kuşatılmamış beton birim hacmindeki şekil değiştirme enerjisi
U_{sf}	Kuşatma donatısı kopma enerjisi
U_{sh}	Kuşatma donatısı birim hacmindeki şekil değiştirme enerjisi
V	Taban kesme kuvveti
W	Yapının toplam ağırlığı
w	Komşu iki boyuna donatı arasındaki temiz mesafe
x	Beton birim şekil değiştirmesine bağlı bir fonksiyon
y_m	Etkin kuşatılmış alanı veren eğrinin en büyük değeri
Z	BC doğrusunun eğimi
Z'	B'C' doğrusunun eğimi
Δ_{tepe}	Yapının tepe noktası yer değiştirmesi
α	Toplam gerilme çarpanı
α_m	Yapının birinci moduna ait modal kütle katsayısı
α_1	Kuşatma donatısının doğrultusu ile kesitin kenar doğrultusu arasındaki açı
α_2	Malzeme sabiti
α_3	Etkin kuşatılmış alanı veren eğrinin şeklinin kabulüne göre değişen bir katsayı
β_{eff}	Etkin viskoz sönüm
β_{eq}	Toplam viskoz sönüm
β_0	Eşdeğer viskoz sönüm
δ	Yer değiştirme
δ_i	Hedef yer değiştirme
ϵ_c	Betondaki birim şekil değiştirme
ϵ_c	Betondaki en büyük gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{cm}	Betonarme kesit en üst basınç lifindeki birim şekil değiştirme
ϵ_{cu}	Betondaki en büyük birim şekil değiştirme
ϵ_{cy}	Çekme donatısının akma anına karşılık gelen betonarme kesit en üst basınç lifindeki birim şekil değiştirme
ϵ_m	Betondaki ortalama çekme birim şekil değiştirmesi
ϵ_s	Donatıdaki birim şekil değiştirme
ϵ_{sf}	Donatı kopma gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{sh}	Çeliğin pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi
ϵ_{si}	i. donatı sırasındaki birim şekil değiştirme
ϵ_{sp}	Kaplama betonunun dökülme anındaki birim şekil değiştirme
ϵ_{sy}	Çeliğin akma birim şekil değiştirmesi
ϵ_{tu}	Betonun en büyük çekme birim şekil değiştirmesi
ϵ_1	Kuşatılmış beton en büyük gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{20}	Kuşatılmış beton dayanımının %20'sine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{20c}	Kuşatılmış beton dayanımının %20'sine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{50c}	Kuşatılmış beton dayanımının %50'sine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{50h}	Kuşatma etkisi ile betonun kazandığı süneklik
ϵ_{50u}	Kuşatılmamış beton dayanımının %50'sine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_{85}	Kuşatılmış beton dayanımının %85'sine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϕ	Donatı çapı
ϕ_{1l}	Yapının birinci mod i. katı modal yer değiştirmesi
$\phi_{tepe,1}$	Yapının birinci mod tepe noktası modal yer değiştirmesi

γ	Ağırlık merkezi çarpanı
φ	Elemanın birim uzunluğundaki dönme (eğrilik)
φ_y	Akma eğriliği
$\varphi_{y\varphi r}$	Çekme rijitleşmesi etkisinde akma eğriliği
κ	Sönüm düzeltme katsayısı
λ	Etkin kuşatılmış beton alanının çekirdek alanına oranı
μ	Poisson oranı
θ	Etkin kuşatılmış beton alanını tanımlayan eğrinin başlangıç eğiminin açısı
ρ	Deviatorik uzunluk
ρ_c	Deviatorik gerilme ($\theta=60^\circ$)
ρ_{co}	Toplam boyuna donatı alanının beton çekirdek alanına oranı
ρ_l	Toplam boyuna donatı alanının betonarme kesit alanına oranı
ρ_s	Kuşatma donatısının hacimsel oranı
ρ_t	Deviatorik gerilme ($\theta=0^\circ$)
ρ_{sx}	x doğrultusundaki kuşatma donatısının hacimsel oranı
ρ_{sy}	y doğrultusundaki kuşatma donatısının hacimsel oranı
σ_l	Kuşatma gerilmelerinin küçük olanı
σ_m	Ortalama gerilme
σ_{mc}	Ortalama gerilme ($\theta=60^\circ$)
σ_{mt}	Ortalama gerilme($\theta=0^\circ$)
σ_1	1 eksenli doğrultusundaki gerilme
σ_2	2 eksenli doğrultusundaki gerilme
σ_3	3 eksenli doğrultusundaki gerilme
σ'_3	Etkin kuşatma gerilmesi
σ_{3e}	Eşdeğer kuşatma gerilmesi
σ_{3ex}	x doğrultusundaki eşdeğer kuşatma gerilmesi
σ_{3ey}	y doğrultusundaki eşdeğer kuşatma gerilmesi
σ_{3x}	x doğrultusundaki kuşatma gerilmesi
σ_{3x}	x doğrultusundaki etkin kuşatma gerilmesi
σ_{3y}	y doğrultusundaki kuşatma gerilmesi
σ_{3y}	y doğrultusundaki etkin kuşatma gerilmesi
ω	Açısal frekans

KISALTMA LİSTESİ

ACI	American Concrete Institute
ATC	Applied Technology Council
BDS	Boyuna Donatı Sınıfı
BS	Beton Sınıfı
CEB	Comite Euro-International du Beton
ÇR	Çekme Rijitleşmesi
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GKP	Geliştirilmiş Kent ve Park
K	Köksal
KDS	Kuşatma Donatısı Sınıfı
M	Mander
SR	Saatçioğlu ve Razvi



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Hognestad beton modeli	21
Şekil 2.2 Beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (Kent ve Park, 1971).....	22
Şekil 2.3 Kuşatılmamış beton gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi için ε_{50u} 'nun çıkarılışı (Kent ve Park, 1971)	24
Şekil 2.4 Kuşatma donatısının etkinliği (Kent ve Park, 1971)	25
Şekil 2.5 Kuşatma donatısının kuşatılmış betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin azalan kısmı üzerindeki etkisi (Kent ve Park, 1971)	26
Şekil 2.6 Kuşatma donatısı miktarına göre beton davranışları, $\rho_s = \%0 - \%5$ (Kent ve Park, 1971)	27
Şekil 2.7 Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli (Ersoy ve Özcebe, 2001)	27
Şekil 2.8 k_1 için önerilen bağıntı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).....	30
Şekil 2.9 Dairesel kolonlarda yanal kuşatma basıncı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).....	31
Şekil 2.10 Kare kolonlarda yanal kuşatma basıncı dağılımları (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)...	32
Şekil 2.11 Yanal kuşatma basıncının dağılımı ve ortalama ve eşdeğer kuşatma basınç ifadeleri (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).....	32
Şekil 2.12 Dikdörtgen kesitlerde kuşatma gerilmeleri dağılımı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992) .	35
Şekil 2.13 Beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).....	37
Şekil 2.14 Silindirik beton numuneler için üç eksenli basınç deneyi sonuçları (Whittaker A., 2000)	38
Şekil 2.15 Çok eksenli gerilme altında gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri (Chen ve Han, 1988)	40
Şekil 2.16 Mander beton modeli	40
Şekil 2.17 Yanal kuşatma gerilmesi (Whittaker A., 2000).....	42
Şekil 2.18 Yanal donatı seviyesinde kuşatılmamış beton alanları (Sheikh ve Üzümeri, 1983)	42
Şekil 2.19 Kuşatılmamış beton alanının elde edilişi için yapılan kabul (Sheikh ve Üzümeri, 1983)	43
Şekil 2.20 Mander beton modelinde kuşatılmamış beton alanının elde edilişi için yapılan kabul.....	43
Şekil 2.21 Fretli donatılı kesitlerde etkin kuşatılmış çekirdek alanı (Mander vd., 1988)	44
Şekil 2.22 Etriyeli kuşatma donatılı kesitlerde etkin kuşatılmış beton çekirdek alanı (Mander vd., 1988)	45
Şekil 2.23 Kolon kesit bilgileri.....	46
Şekil 2.24 A_{et}/A_{co} oranının değişimi (Şekil 2.23'teki kesit için)	47
Şekil 2.25 Kolon kesit bilgileri.....	47
Şekil 2.26 A_{et}/A_{co} oranının değişimi (Şekil 2.25'teki kesit için)	47
Şekil 2.27 Dikdörtgen kesitler için yanal kuşatma gerilmeleri ile kuşatılmış beton dayanım hesabı (Mander vd., 1988)	52
Şekil 3.1 Çekme ve basınç meridyenleri (Chen ve Han, 1988).....	55
Şekil 3.2 k parametresinin kalibrasyon eğrisi	59
Şekil 3.3 Beton kırılma kriterinin gerilme uzayındaki geometrik temsili	60
Şekil 3.4 Beton kırılma kriterinin $\theta = 60^\circ$ ve $\theta = 0^\circ$ için gerilme uzayında temsili.....	60
Şekil 3.5 Önerilen beton modelinin Richard vd (1928) deneyleri ile karşılaştırılması	62
Şekil 3.6 Önerilen beton modelinin Balmer (1949) deneyleri ile karşılaştırılması	62
Şekil 3.7 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 13 deneyi ile karşılaştırılması	62
Şekil 3.8 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 7 deneyi ile karşılaştırılması	63
Şekil 3.9 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 1 deneyi ile karşılaştırılması	63
Şekil 3.10 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 2 deneyi ile karşılaştırılması	63
Şekil 3.11 Dairesel kesitli kolonlar için sonuçların karşılaştırılması	64

Şekil 3.12 Dikdörtgen kesitli kolonlar için sonuçların karşılaştırılması	66
Şekil 4.1 Eğilmeye çalışan bir elmanda şekil değiştirme (Park ve Paulay, 1975)	69
Şekil 4.2 Çekme ve basınç göçme durumu için $M - \phi$ ilişkileri (Park ve Paulay, 1975)	70
Şekil 4.3 $M - \phi$ ilişkisinin teorik olarak elde edilmesi (Park ve Paulay, 1975).....	70
Şekil 4.4 Betonarme kesit özellikleri, birim şekil değiştirme ve iç kuvvetlerin dağılımı	72
Şekil 4.5 $M - \phi$ ilişkisi	74
Şekil 4.6 Çelik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri	76
Şekil 5.1 Kiriş kesiti	77
Şekil 5.2 Kolon kesiti	77
Şekil 5.3 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S420	80
Şekil 5.4 Beton modellerine göre kolon M_y 'lerinin karşılaştırılması	82
Şekil 5.5 Beton modellerine göre kolon ϕ_y 'lerinin karşılaştırılması	82
Şekil 6.1 Betonarme kesitte betonun çekme gerilmeleri altında yumuşaması (Prakhya ve Morley, 1991)	83
Şekil 6.1 Deney numuneleri çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrileri, çekme rijitleşmesi (Carreira ve Chu, 1986).....	84
Şekil 6.3 Çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrisi (Carreira ve Chu, 1986)	86
Şekil 6.4 Çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrisi (Carreira ve Chu, 1986)	86
Şekil 6.4 ρ_l / ρ_l' Değişiminin betonun çekme dayanımına katkısının değişimi, C30/S220	88
Şekil 6.5 ρ_l / ρ_l' Değişiminin betonun çekme dayanımına katkısının değişimi, C30/S420	88
Şekil 6.6 $M_y / M_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi.....	90
Şekil 6.7 $\phi_y / \phi_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi.....	90
Şekil 6.8 $M_y / M_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi.....	91
Şekil 6.9 $M_y / M_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi.....	92
Şekil 6.10 $\phi_y / \phi_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi.....	92
Şekil 6.11 P/P_d Oranına göre $M_{yçr} / M_y$ oranının değişimi	95
Şekil 7.1 Betonarme elemanın $M - \phi$ ilişkisi.....	96
Şekil 7.2 Betonarme çerçeve ve plastik mafsalları	99
Şekil 7.3 Kapasite eğrileri	100
Şekil 7.4 Kapasite eğrileri akma bölgeleri.....	100
Şekil 7.5 Tipik kapasite spektrumu	103
Şekil 7.6 İndirgenmiş talep spektrumu (ATC 40, 1996)	105
Şekil 7.7 Deprem ivme spektrumları.....	105
Şekil 7.8 Kapasite ve deprem talep eğrileri.....	106
Şekil 7.10 $V - \delta$ eğrisi, ÇR var	109
Şekil 7.11 $V - \delta$ eğrisi, ÇR yok	109
Şekil 7.12 Deprem 1 için plastik dönme talepleri	110
Şekil 7.13 Deprem 2 için plastik dönme talepleri	110
Şekil 8.1 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S220	112
Şekil 8.2 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220.....	112
Şekil 8.3 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220.....	113
Şekil 8.4 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220.....	113
Şekil 8.5 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220.....	113
Şekil 8.6 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C30/S220	114
Şekil 8.7 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220.....	114

Şekil 8.8 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220.....	114
Şekil 8.9 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220.....	115
Şekil 8.10 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220.....	115
Şekil 8.11 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C40/S220	115
Şekil 8.12 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220.....	116
Şekil 8.13 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220.....	116
Şekil 8.14 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220.....	116
Şekil 8.15 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220.....	117
Şekil 8.16 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S420	117
Şekil 8.17 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420.....	117
Şekil 8.18 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420.....	118
Şekil 8.19 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420.....	118
Şekil 8.20 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420.....	118
Şekil 8.21 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C30/S420	119
Şekil 8.22 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420.....	119
Şekil 8.23 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420.....	119
Şekil 8.24 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420.....	120
Şekil 8.25 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420.....	120
Şekil 8.26 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C40/S420	120
Şekil 8.27 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420.....	121
Şekil 8.28 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420.....	121
Şekil 8.29 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420.....	121
Şekil 8.30 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420.....	122
Şekil 8.31 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0$	122
Şekil 8.32 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0$	122
Şekil 8.33 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0$	123
Şekil 8.34 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0$	123
Şekil 8.35 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1 P_d$	123
Şekil 8.36 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1 P_d$	124
Şekil 8.37 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1 P_d$	124
Şekil 8.38 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1 P_d$	124
Şekil 8.39 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$	125
Şekil 8.40 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$	125
Şekil 8.41 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$	125
Şekil 8.42 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$	126
Şekil 8.43 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$	126
Şekil 8.44 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$	126
Şekil 8.45 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$	127
Şekil 8.46 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$	127
Şekil 8.47 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.4 P_d$	127
Şekil 8.48 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.4 P_d$	128
Şekil 8.49 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.4 P_d$	128

Şekil 8.50 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.4 P_d$	128
Şekil 8.51 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$	129
Şekil 8.52 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$	129
Şekil 8.53 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$	129
Şekil 8.54 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$	130
Şekil 8.55 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$	130
Şekil 8.56 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$	130
Şekil 8.57 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$	131
Şekil 8.58 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$	131
Şekil 8.59 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$	131
Şekil 8.60 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$	132
Şekil 8.61 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$	132
Şekil 8.62 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$	132
Şekil 8.63 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$	133
Şekil 8.64 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$	133
Şekil 8.65 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$	133
Şekil 8.66 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$	134
Şekil 8.67 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$	134
Şekil 8.68 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$	134
Şekil 8.69 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$	135
Şekil 8.71 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$	135
Şekil 8.72 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$	135
Şekil 8.73 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$	136
Şekil 8.74 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$	136
Şekil 8.75 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 1A, C30/S220	136
Şekil 8.76 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 2A, C30/S220	137
Şekil 8.77 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 3A, C30/S220	137
Şekil 8.78 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 4A, C30/S220	137
Şekil 8.79 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 5A, C30/S220	138
Şekil 8.80 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 1B, C30/S220	138
Şekil 8.81 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 2B, C30/S220	138
Şekil 8.82 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 3B, C30/S220	139
Şekil 8.83 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 4B, C30/S220	139
Şekil 8.84 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 5B, C30/S220	139
Şekil 8.85 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 1A, C30/S420	140
Şekil 8.86 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 2A, C30/S420	140
Şekil 8.87 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 3A, C30/S420	140
Şekil 8.88 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 4A, C30/S420	141
Şekil 8.89 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 5A, C30/S420	141
Şekil 8.90 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 1B, C30/S420	141

Şekil 8.91 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 2B, C30/S420.....	142
Şekil 8.92 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 3B, C30/S420.....	142
Şekil 8.93 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 4B, C30/S420.....	142
Şekil 8.94 $M - \varphi$ ilişkisi, Kiriş 5B, C30/S420.....	143
Şekil 8.95 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220-S220.....	143
Şekil 8.96 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220-S220.....	143
Şekil 8.97 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220-S220.....	144
Şekil 8.98 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420-S420.....	144
Şekil 8.99 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420-S420.....	144
Şekil 8.100 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420-S420.....	145
Şekil 8.101 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420-S220.....	145
Şekil 8.102 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420-S220.....	145
Şekil 8.103 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420-S220.....	146
Şekil 8.104 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0$	146
Şekil 8.105 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.1 P_d$	146
Şekil 8.106 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.2 P_d$	147
Şekil 8.107 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.3 P_d$	147
Şekil 8.108 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.4 P_d$	147
Şekil 8.109 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.5 P_d$	148
Şekil 8.110 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.6 P_d$	148
Şekil 8.111 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.7 P_d$	148
Şekil 8.112 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0$	149
Şekil 8.113 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.1 P_d$	149
Şekil 8.114 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.2 P_d$	149
Şekil 8.115 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.3 P_d$	150
Şekil 8.116 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.4 P_d$	150
Şekil 8.117 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.5 P_d$	150
Şekil 8.118 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.6 P_d$	151
Şekil 8.119 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.7 P_d$	151
Şekil 8.120 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.8 P_d$	151
Şekil 8.121 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.9 P_d$	152
Şekil 8.122 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0$	152
Şekil 8.123 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.1 P_d$	152
Şekil 8.124 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.2 P_d$	153
Şekil 8.125 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.3 P_d$	153
Şekil 8.126 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.4 P_d$	153
Şekil 8.127 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.5 P_d$	154
Şekil 8.128 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.6 P_d$	154
Şekil 8.129 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0$	154
Şekil 8.130 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.1 P_d$	155

Şekil 8.131 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.2 P_d$	155
Şekil 8.132 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.3 P_d$	155
Şekil 8.133 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.4 P_d$	156
Şekil 8.134 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.5 P_d$	156
Şekil 8.135 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.6 P_d$	156
Şekil 8.136 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.7 P_d$	157
Şekil 8.137 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.8 P_d$	157
Şekil 8.138 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0$	157
Şekil 8.139 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.1 P_d$	158
Şekil 8.140 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.2 P_d$	158
Şekil 8.141 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.3 P_d$	158
Şekil 8.142 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.4 P_d$	159
Şekil 8.143 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.5 P_d$	159
Şekil 8.144 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.6 P_d$	159
Şekil 8.145 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0$	160
Şekil 8.146 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.1 P_d$	160
Şekil 8.147 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.2 P_d$	160
Şekil 8.148 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.3 P_d$	161
Şekil 8.149 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.4 P_d$	161
Şekil 8.150 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.5 P_d$	161
Şekil 8.151 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.6 P_d$	162
Şekil 8.152 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.7 P_d$	162
Şekil 8.153 $M - \varphi$ ilişkisi, 1. kat kirişi	162
Şekil 8.154 $M - \varphi$ ilişkisi, 2. kat kirişi	163
Şekil 8.155 $M - \varphi$ ilişkisi, 3. kat kirişi	163
Şekil 8.156 $M - \varphi$ ilişkisi, 1. kat kolonu.....	163
Şekil 8.157 $M - \varphi$ ilişkisi, 2. kat kolonu.....	164
Şekil 8.158 $M - \varphi$ ilişkisi, 3. kat kolonu.....	164

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1 Malzeme parametrelerinin tespiti için gereken deneyler (Chen ve Han, 1988)....	56
Çizelge 3.2 Malzeme parametrelerinin değerleri (Chen ve Han, 1988).....	57
Çizelge 3.3 Dairesel kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması	64
Çizelge 3.4 Kare kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması	65
Çizelge 3.5 Dikdörtgen kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması	66
Çizelge 5.1 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C20/S220.....	78
Çizelge 5.2 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C30/S220.....	78
Çizelge 5.3 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C40/S220.....	79
Çizelge 5.4 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C20/S420.....	79
Çizelge 5.5 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C30/S420.....	79
Çizelge 5.6 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C40/S420.....	79
Çizelge 5.7 Kolon $M_y - \varphi_y$ 'lerinin karşılaştırılması.....	81
Çizelge 6.1 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$	87
Çizelge 6.2 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.5$	87
Çizelge 6.3 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S420, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$	88
Çizelge 6.4 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S420, $\rho_l / \rho_l' = 0.5$	88
Çizelge 6.5 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$	89
Çizelge 6.6 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.5$	89
Çizelge 6.7 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S420, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$	89
Çizelge 6.8 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.5$	89
Çizelge 6.9 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri ve karşılaştırmaları.....	90
Çizelge 6.10 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri ve karşılaştırmaları.....	92
Çizelge 6.11 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C20/S220.....	93
Çizelge 6.12 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C20/S420.....	93
Çizelge 6.13 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C30/S220.....	94
Çizelge 6.14 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C30/S420.....	94
Çizelge 6.15 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C40/S220.....	94
Çizelge 6.16 Kolon akma $M - \varphi$ 'lerinin karşılaştırılması, C40/S420.....	95
Çizelge 7.1 Sönüm düzeltme katsayı κ için değerler (ATC 40, 1996)	104
Çizelge 7.2 En küçük SR_A ve SR_V değerleri (ATC 40, 1996).....	104
Çizelge 7.3 Deprem ve ivme spektrumlarının bileşenleri	105
Çizelge 7.4 Eşit yer değiştirme kuralı için depremin çerçevelerden talepleri	107
Çizelge 7.5 Depremin çerçevelerden talepleri.....	107
Çizelge 7.6 Depremin çerçevelerden talepleri.....	107
Çizelge 7.7 Depremin çerçevelerden talepleri.....	108

ÖNSÖZ

Türkiye'nin bir deprem ülkesi olduğu gerçeğinden yola çıkarak ülkemizde yapılacak yapılar depreme dayanıklı yapı tasarımı büyük bir önem kazanmaktadır. Depreme dayanıklı yapı tasarımı, yapı elemanları şiddetli deprem yükleri altında plastik şekil değiştirme yapabilmeli, orta veya hafif şiddetli depremleri de kalıcı hasar olmadan atlatabilmelidir. İnşaat mühendisliğinde geçtiğimiz on yıllık zaman diliminde, geliştirilen performans tabanlı depreme dayanıklı tasarım yolu ile istenilen farklı performans seviyelerine göre betonarme yapı ve elemanlarının boyutlandırılması hedeflenmiştir.

Yapısal sistemlerin performans dayalı hesaplarında, yapı elemanlarının kesit özelliklerine bağlı olarak eksenel yük, kesme kuvvetleri ve eğilme ve burulma momentleri altındaki davranışları kullanılmaktadır. Yapı ve yapı elemanlarının davranışları ise temel olarak eğilme momenti ve eğrilik ilişkilerine bağlı olarak ifade edilmektedir. Bu amaçla, beton ve çelik için farklı araştırmacılar tarafından geliştirilmiş olan gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri kullanılarak moment-eğrilik ilişkileri analitik olarak elde edilmektedir. Bu çalışmada, ilk olarak Hognestad, Kent ve Park, geliştirilmiş Kent ve Park, Saatçioğlu ve Razvi ve Mander beton davranış modelleri incelenmiştir. Yaygın olarak kullanılan Mander beton modelinde kullanılan William ve Warnke beş parametrelili kırılma yüzeyi kriterinin ihtiyaç duyduğu malzemeye bağlı değişkenlerin ölçülmesi ve tahmin edilmesindeki zorluklar elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinde önemli belirsizliklere neden olabilmektedir. Köksal tarafından Drucker-Prager akma/kırılma kriterinin kuşatılmış beton davranışını içine alacak şekilde değiştirilmesi ile önerilen tek parametrelili kırılma kriteri kullanılarak elde edilen gerilme-birim deformasyon eğrileri çeşitli deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Tez çalışmasının ikinci aşamasında, betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkisi kavramı tanıtılmıştır. Sadece taşıma gücünü hedeflemeyen yapılar için gerçekçi bir yük-deplasman ilişkisi elde etmek amacıyla taşıyan performans dayalı tasarımda, çatlaklar arasındaki betonun dikkate alınması önemlidir. Bu nedenle, herhangi bir dikdörtgen kesitin moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi çekme rijitleşmesi olgusu da ayrıca incelenmiştir. Çekme rijitleşmesinin eğilmeye çalışan kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerine ve yapısal davranışa olan etkisi vurgulanmaya çalışılmıştır. Bu nedenle, çekme rijitleşme etkisini de dikkate alacak şekilde, moment-eğrilik ilişkilerinin hesabı için programlar yazılmıştır. Tezin en son bölümünde üç katlı bir yapının itme analizleri Köksal ve Mander modelleri kullanılarak yapılmış ve çekme rijitleşmesi etkisinin çerçeve sistem davranışı araştırılmıştır.

Hayatım boyunca maddi ve manevi hiçbir fedakârlıktan kaçınmayan ve bana her zaman destek olan aileme en içten dileklerle teşekkür ederim.

Bu çalışma sırasında desteğini esirgemeyen ve bana daima yardımcı olan tez danışmanım, Yrd. Doç. Dr. H. Orhun KÖKSAL'a ve ayrıca Araştırma Görevlisi Murat Serdar Kırçıl'a katkılarından ve yardımlarından ötürü teşekkür ederim.

ÖZET

Bu çalışmada ilk olarak Hognestad, Kent ve Park, geliştirilmiş Kent ve Park, Saatçioğlu ve Razvi ve Mander beton davranış modelleri incelenmiştir. Beton modelleri için yazılan bilgisayar programları yardımıyla betonarme yapı elemanlarının moment eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. İncelenen modellerden Mander beton modelinde kullanılan William ve Warnke beş parametrelili kırılma yüzeyi kriterinin ihtiyaç duyduğu malzemeye bağlı değişkenlerin ölçümlemesi ve tahmin edilmesindeki zorluklar elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinde önemli belirsizliklere neden olabilmektedir. Köksal tarafından Drucker-Prager akma/kırılma kriterinin kuşatılmış beton davranışını içine alacak şekilde değiştirilmesi ile önerilen tek parametrelili kırılma kriteri kullanılarak yapılan uygulama ve deneysel karşılaştırmalar yardımıyla söz konusu belirsizliklerin giderilmesi amaçlanmıştır. Sadece taşıma gücünü hedeflemeyen yapılar için gerçekçi bir yük-deplasman ilişkisi elde etmek amacıyla taşıyan performansla dayalı tasarımda, çatlaklar arasındaki betonun dikkate alınması önemlidir. Herhangi bir dikdörtgen kesitin moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi çekme rijitleşme etkisi de dikkate alınarak açıklanmıştır. geliştirilmiş Kent ve Park, Mander, Saatçioğlu ve Razvi ve Köksal modelleri ile yeni geliştirilen malzeme kriteri, seçilen betonarme kiriş ve kolon kesitleri için çizilen moment-eğrilik ilişkileri kullanılarak elde edilen akma moment-eğrilik ve son limit moment-eğrilik değerlerine ilişkin verilerin ışığında karşılaştırılmıştır. Bu amaçla da, moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilebilmesi için, çekme rijitleşmesini de dikkate alan programlar yazılmıştır. Üç katlı tek katlı açık bir betonarme çerçevenin itme analizleri yeni geliştirilen model kullanılarak gerçekleştirilmiş ve sonuçlar üzerinde çekme rijitleşme etkisi irdelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Beton davranış modelleri, moment-eğrilik ilişkileri, çekme rijitleşme etkisi, itki analizi

ABSTRACT

In this study, stress-strain concrete models recommended by Hognestad, Kent and Park, Modified Kent and Park, Saatcioglu and Razvi and, Mander are presented and evaluated. Implementing the subroutines developed for the confined concrete models in the context of the thesis, moment-curvature relationships of reinforced concrete members are obtained. Since the material parameters which the William-Warnke failure criterion adopted by the confinement model of Mander needs, are difficult to experimentally and analytically determine, the resulting moment-curvature relations are somewhat imprecise. Thus, the applications of the modified form of the Drucker-Prager failure criterion proposed by Köksal taking the behaviour of confined concrete into consideration are accomplished by successful comparisons of the experimental results and predictions of the analytical models in the context of this study. In order to obtain a realistic load-displacement relationship for the displacement based design of reinforced concrete structures the contribution of the intact concrete between flexural cracks is to be accounted besides the ultimate strength approach. Furthermore, the concept of moment-curvature relationship, which is generally accepted as a base of defining the deformation capacity of reinforced concrete structural members, is presented and discussed. The method of determining a moment-curvature curve of any rectangular reinforced concrete section is explained by considering the tensile stiffening effect. For the tested reinforced concrete beam and column sections, Modified Kent and Park, Mander, Saatcioglu and Razvi, and Koksals confined concrete stress-strain models are compared by using moment-curvature relationships. Besides, the computer subroutines of the concrete stress-strain models are developed in order to take the tension stiffening effect into account for the moment-curvature relationship curves. Finally, pushover analysis applied to a three-storey single span reinforced concrete structure by using proposed concrete model and tension stiffening effect examined on obtained results.

Keywords: Concrete stress-strain models, moment-curvature relationships, tension stiffening effect, pushover analysis.

1. GİRİŞ

Betonarme yapıların limit yük altındaki davranışlarını hesap edebilmek için yapı elemanlarının tasarımında kullanılan eğilme momenti, kesme kuvveti ve eksenel yükün mümkün olan seviyede yeniden dağılımının dikkate alınması gereklidir. Kritik kesitlerin yeterli sünekliğe sahip olmaları durumunda doğrusal elastik hesaplardan bulunan moment ve kuvvetlerin farklı dağılımlarının kullanılması mümkündür. Ayrıca, deprem yüküne maruz kalma olasılığı yüksek olan bölgelerdeki yapıların bu tip yükler altındaki sünekliği önemli bir tasarım kriteridir. Depreme dayanıklı yapı tasarım felsefesi de yapıların şiddetli deprem yükleri altında yapı elemanlarının elastik ötesi şekil değiştirmeler yaparak yapıya giren enerjinin sönmülenmesi ilkesine dayanmaktadır. Limit yük altında yapı ve yapı elemanlarından beklenen bu sünek davranış, yapı elemanlarının şekil değiştirme özelliklerine ve temel olarak ta moment-eğrilik ilişkilerine bağlıdır (Park ve Paulay, 1975). Bu nedenle yapı elemanlarının limit yük altındaki elastik ötesi davranışlarının güvenilir bir şekilde belirlenmelidir.

Günümüze kadar kuşatılmış ve kuşatılmamış beton için bir çok davranış modeli önerilmiştir. Önerilen bu beton davranış modellerinin betonarme yapı elemanlarının davranışlarını ne derecede doğru olarak ifade edebilmektedir. Bu amaçla bu çalışmada Hognestad, Kent ve Park, geliştirilmiş Kent ve Park, Mander ve Saatçioğlu ve Razvi beton modelleri tanıtılmıştır.

Yaygın olarak kullanılan Mander beton modelinde kullanılan William ve Warnke beş parametrelili kırılma yüzeyi kriterinin ihtiyaç duyduğu malzemeye bağlı değişkenlerin ölçülmesi ve tahmin edilmesindeki zorluklar elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinde belirsizlere neden olmaktadır. Köksal tarafından Drucker-Prager akma/kırılma kriterinin kuşatılmış beton davranışını içine alacak şekilde geliştirilmesi ile önerilen tek parametrelili kırılma kriteri ile ilgili uygulama ve deneysel karşılaştırmalar tez kapsamında yapılmıştır.

Buna ek olarak, tez kapsamında geliştirilen bilgisayar programları ile geliştirilmiş Kent ve Park, Mander, Saatçioğlu ve Razvi ve Köksal kuşatılmış beton modelleri, seçilen betonarme kiriş ve kolon kesitleri için çizilen moment-eğrilik ilişkileri kullanılarak karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar akma eğriliği ve momenti, en büyük eğrilik ve momenti değerleri baz alınarak yapılmıştır.

2. KUŞATILMAMIŞ ve KUŞATILMIŞ BETON GERİLME-BİRİM ŞEKİL DEĞİŞTİRME MODELLERİ

2.1 Giriş

Etriyelerle kuşatılmış beton davranışı için çeşitli analitik modeller önerilmiştir. Fretli kolonların etriyeli kolonlardan daha anlaşılır ve güvenilir davranış göstermelerine karşın uygulamadaki sıklığı nedeniyle etriyeli kolonlar kullanımda tercih edilmektedir. Araştırmacılar analitik modellerini geliştirilirken betonun çok eksenli basınç gerilmeleri altındaki davranışını inceleyen az sayıdaki deneysel çalışma sonuçlarını temel alınmışlardır. Bu deneylerde iki eksenli sıvı basınç silindirik beton numunelere uygulanmıştır (Richart vd., 1928, Balmer vd., 1949). Ancak dikdörtgen kesitli kolonlarda oluşan yön bağımlı (Ortogonal yöndeki iki farklı kuşatma gerilmesi) yanal kuşatma etkisini dikkate almak için dikdörtgen ve kare kesitli betonarme kolonların eksenel yük altındaki davranışları da analitik model geliştiren araştırmacılar tarafından deneysel olarak incelenmiştir (Sheikh ve Üzümeri 1983, Mander vd., 1988, Saatçioğlu ve Razvi 1992).

Çevrimsel yükler altındaki betonarme kesitler büyük şekil değiştirmelere maruz kaldıklarında yük taşıma kapasitelerini çekirdek içerisinde kalan kuşatılmış betonun davranışı belirler. Etriyelerle kuşatılmış kolonların davranışını açıklamak için geliştirilmiş literatürde bulunan analitik modellerden bazıları betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin sadece maksimum gerilmeye ulaşılan kadar olan kısmını modellerken bazıları da maksimum yükten sonraki yumuşama kısmını da tanımlamaktadır. Bu modellerde genel olarak dikkate alınan faktörler sırasıyla yatay donatı miktarı, beton ve çelik mukavemeti, boyuna ve enine donatının kesitteki dağılımı, etriye aralığı ve kesit boyutlarıdır. Bu modellerin en önemlileri:

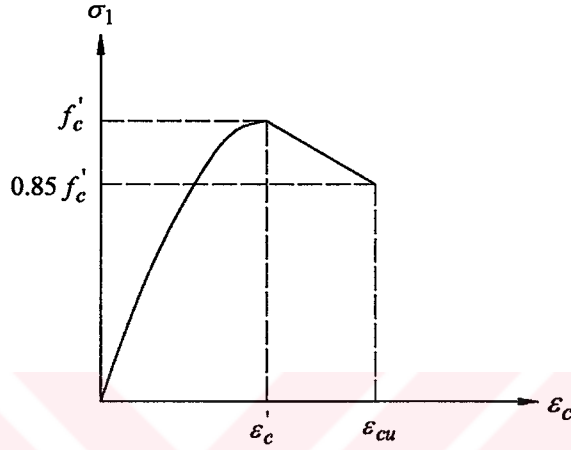
- Hognestad Modeli (1951)
- Kent ve Park Modeli (1971)
- Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli (1982)
- Saatçioğlu ve Razvi Modeli (1992)
- Mander, Priestley ve Park Modeli (1988)

dir. Tüm bu analitik modeller çoğunlukla ufak ölçekli ve basit donatı yerleşimli kolon deneyleri temel alınarak geliştirilmiştir. Bu deneylerdeki kolon kesitlerinin ortalama değeri olarak yaklaşık $15 \times 15 \text{ cm}^2$ alındığı görülmektedir (Sheikh ve Üzümeri 1983, Mander vd.,

1988, Saatçioğlu ve Razvi 1992)

2.2 Hognestad Beton Modeli

Şekil 2.1'de Hognestad (1951) tarafından kuşatılmamış beton için önerilen model gösterilmiştir. Geliştirilmiş olan bu model Kent ve Park (1971), Sheikh ve Üzümeri (1983) Saatçioğlu ve Razvi (1992) gibi araştırmacıların da önerdikleri beton modellerinin temeli olmuştur.



Şekil 2.1 Hognestad beton modeli

Önerilen beton modeli iki kısımdan oluşmaktadır. Kuşatılmamış betonun en büyük gerilmesi f'_c değerine kadar olan ilk kısım ikinci dereceden bir eğri ile ve f'_c 'den $0.85 f'_c$ 'ye kadar olan ikinci kısmı bir doğru ile ifade edilmiştir. Modelin ilk kısmının bağıntısı

$$\sigma_1 = f'_c \left[\left(\frac{2 \varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

ile ifade edilmiştir. Kuşatılmamış betonun en büyük gerilmesine karşılık gelen ε'_c birim şekil değiştirmesi

$$\varepsilon'_c = \frac{2 f'_c}{E_c} \quad (2.2)$$

olarak tanımlanmıştır. Bağıntı (2.2) de

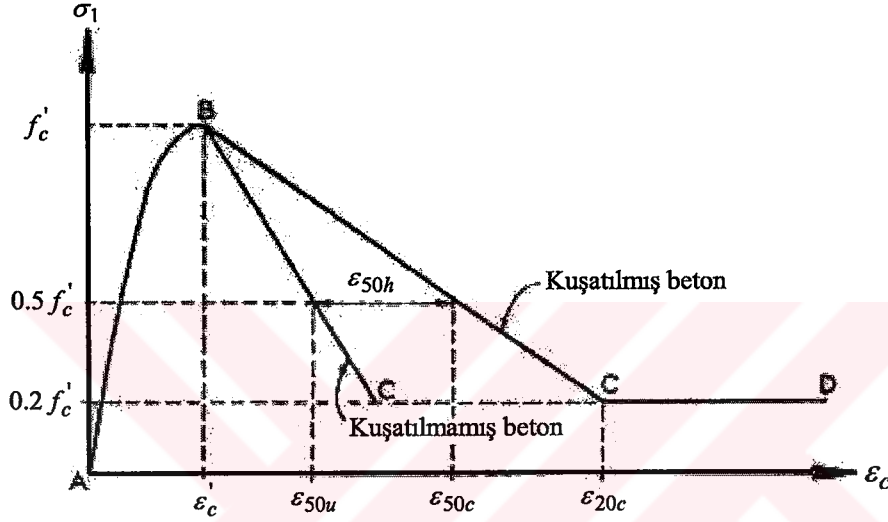
$$E_c = 12680 + 460 f'_c \quad (2.3)$$

bağıntısı ile hesap edilecek kuşatılmamış betonun MPa olarak elastisite modülüdür. En büyük

beton birim kısalması genellikle ε_{cu} değeri 0.0038 olarak alınmaktadır (Ersoy ve Özcebe, 2001, Saatçioğlu ve Razvi 1992).

2.3 Kent ve Park Beton Modeli

Kent ve Park beton modeli daha önce bu konuda çalışmış olan Hognestad (1951), Chan (1955), Soliman ve Yu (1967) ve Roy ve Sozen (1964) gibi araştırmacıların kuşatılmış ve kuşatılmamış beton için önerdikleri modellerden özellikler taşımaktadır (Kent ve Park, 1971). Şekil 2.2’de Kent ve Park (1971) tarafından önerilen beton davranış modeli gösterilmiştir.



Şekil 2.2 Beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (Kent ve Park, 1971)

Kuşatılmamış betonun davranışı için Kent ve Park (1971) beton modelinde, Hognestad (1951) tarafında önerilen ve yaygın olarak kullanılan eksantrik olarak yüklenmiş kısa kolonların deneysel sonuçlarından elde edilmiş gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Kuşatılmamış betonun davranış modeline en büyük gerilme $f'_c = 0.85 f_c$ olarak, Hognestad (1951) tarafında deneysel sonuçlarına dayanılarak önerilse de Kent ve Park beton modelinde 0.85 değerini 1.0 olarak kabul edilmiştir. Kuşatılmamış beton için en büyük birim şekil değiştirme değeri ε_{50u} olarak alınabilir (Ersoy ve Özcebe, 2001).

Kuşatılmış beton kesitlerde, sargılı beton aksenal basınç gerilmesinin küçük değerlerinde kuşatma donatısında çok küçük gerilmeler oluşur ve böylece kuşatılmamış olarak davranış gösterir. Betondaki gerilmeler betonun aksenal basınç dayanım değerine yaklaştığı zaman, kesit içinde meydana gelen boyuna çatlaklar nedeni ile, yanal kuşatma donatısında gerilmelere neden olacak şekilde, hacminde büyüme oluşur. Böylece kesitteki kuşatma donatısı betonda kuşatma etkisi meydana getirerek betonun gerilme-birim şekil değiştirme

davranışında dikkate değer bir gelişmeye neden olur (Kent ve Park, 1971). Ancak dikdörtgen veya kare kuşatma donatısı ile kuşatılmış kesitler, dairesel kesitlerdeki spiral kuşatma donatısı kadar etkin kuşatma etkisi meydana getirememektedir. Bunun sebebi, dikdörtgensel kuşatma donatısının köşeler arasında kalan kollarının eğilmeye karşı zayıf olması nedeni ile genişleyen beton çekirdeği etkin olarak kuşatamaması ve kesitin sadece köşe noktalarında etkin kuşatma kuvvetlerinin kuşatma donatısı tarafından meydana getirilebilmesidir. Buna karşın, yeterli miktardaki dikdörtgensel kuşatma donatısı betonarme kesitin sünekliğinde önemli ölçüde gelişmeye neden olmaktadır. Kent ve Park (1971) tarafından önerilen kuşatılmış beton modeli, dikdörtgensel kuşatma donatısına sahip ve sadece kesitteki boyuna donatıları içine alacak şekilde kuşatılmış kesitlerin beton davranışını tanımlamaktadır. Ayrıca önceden de ifade edildiği gibi dikdörtgensel kuşatma donatısının etkin bir şekilde beton çekirdek üzerinde kuşatma etkisi oluşturmaması nedeni ile betonun basınç dayanımı üzerinde bir etkisinin olmadığı, bu beton modelinde Kent ve Park (1971) tarafından kabul edilmiştir.

Betonun en büyük gerilmesine $\varepsilon'_c = 0.002$ birim şekil değiştirme değerinde ulaşıldığı kabul edilmiştir. Şekil 2.2'de görülen eğrinin AB kısmı için kuşatılmamış beton davranış için Hognestad (1951) tarafından önerilen

$$\sigma_1 = f'_c \left[\left(\frac{2\varepsilon'_c}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2.4)$$

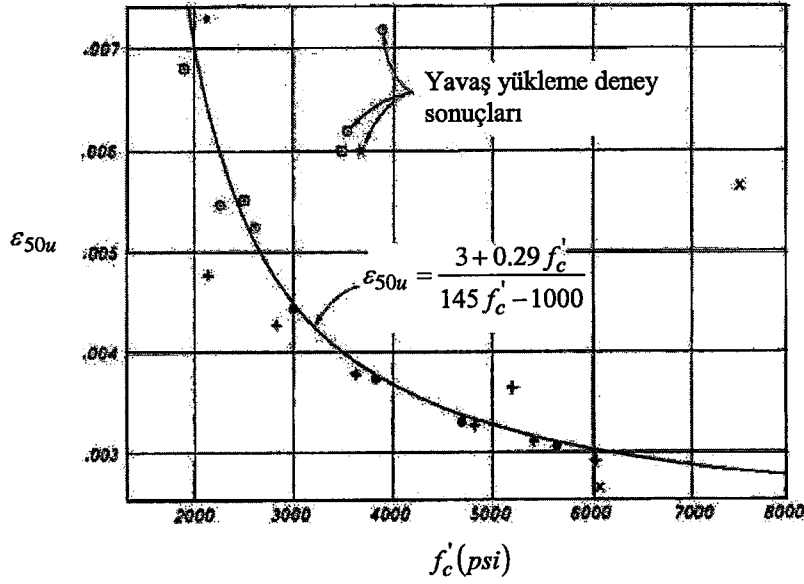
bağıntısı kullanılmıştır.

Şekil 2.2'de görülen BC kısmı, betondaki en büyük gerilme değerinden sonra bu gerilmenin %50'sine düştüğü andaki birim şekil değiştirmeye bağlı olarak değişen bir doğru ile tanımlanmıştır. Bu kısmın eğiminin hesabı için bu konuda çalışmalar yapan diğer araştırmacıların verdiği sonuçlardan yararlanılmıştır.

Kuşatılmamış beton için gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini azalan kısmının eğimi, beton dayanımının artması ile artmaktadır. Şekil 2.3'te ε_{50u} 'nun hesaplandığı bağıntının çıkartılmasında kullanılan deneysel sonuçları gösterilmiştir. Ancak, silindir dayanımları dikkate alınmamış ve prizma dayanımları silindir dayanımlarına eşit olarak kabul edilmiştir (Kent ve Park, 1971).

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} \quad (2.5)$$

Bu bağıntıda f'_c MPa olarak dikkate alınmalıdır.



Şekil 2.3 Kuşatılmamış beton gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi için ϵ_{50u} 'nun çıkarılışı
(Kent ve Park, 1971)

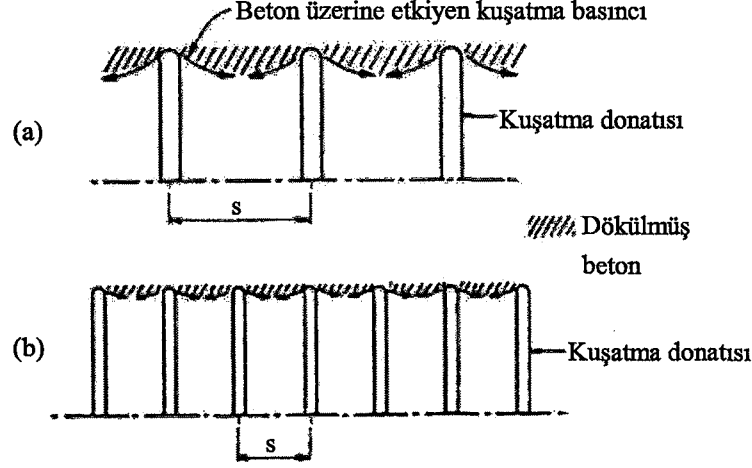
Dikdörtgensel kuşatma donatısına sahip beton kesitler için kuşatılmış betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin azalan kısmın eğimi aşağıdaki etkenlere bağlı olarak değişmektedir.

- Kuşatma donatısı kesit alanı: A_{sh}
- Kuşatma donatısının merkezinden merkezine olarak yerleşim mesafesi: s
- Kuşatma donatısı yerleşim mesafesinin kuşatılmış beton çekirdeğin en küçük boyutuna oranı: s/b'_{co} , ($b'_{co} \leq h'_{co}$)
- Kuşatma donatısı çapının kuşatılmış beton çekirdeğinin boyutlarına oranı: d/b'_{co} ve d/h'_{co}
- Kuşatma donatısı akma dayanımı: f_{yh}
- Boyuna donatı miktarı: ρ_l
- Betonun tek eksenli basınç dayanımı: f'_c
- Gerilme gradyanı
- Yüklemenin hızı

Birinci ve ikinci olarak belirtilen etkenler kuşatma donatısının hacimsel oranı olarak,

$$\rho_s = \frac{2(b'_{co} + h'_{co})A_{sh}}{b'_{co} h'_{co} s} \quad (2.6)$$

bağıntısı ile dikkate alınmıştır.



Şekil 2.4 Kuşatma donatısının etkinliği (Kent ve Park, 1971)

Üçüncü olarak verilen değişkenin etkisi Şekil 2.4'te gösterilmiştir. Şekil 2.4.b'deki kuşatmanın etkinliği, aynı kuşatma donatısı hacimsel oranına sahip olmalarına rağmen Şekil 2.4.a'daki kuşatmadan daha iyidir. Bunun nedeni, kuşatılmış beton çekirdek alanı kuşatma donatısının dışından dışına olan mesafelerle dikkate alınarak hesaplanan s/b'_{co} oranının büyük olması sonucunda çekirdek beton yüzeyine etkiyecek toplam kuşatma gerilmesinin azalmasıdır. Böylece s/b'_{co} oranı, aynı kuşatma donatısı hacimsel oranına sahip kesitlerde değişik yerleşim düzenin etkisini ifade etmektedir. Ayrıca, kuşatma donatısının çapı d de kuşatmada etken olarak dikkate alınmıştır. Büyük d/b'_{co} veya d/h'_{co} oranları sonucunda etkin olarak kuşatılmış kesit alanı da artacaktır. Ancak, bu modelde bu etkeni dikkate alan deneysel çalışmaların yetersiz miktarda olmasına dayanılarak dikdörtgensel kuşatma donatılarının kuşatma etkileri sadece köşe noktalarda dikkate alınmış, aralarda kalan kısımlarda, kuşatma donatı kollarının eğilmeye karşı zayıf olması nedeniyle kuşatmaya olan etkisi dikkate alınmamıştır.

Beton kesitin kuşatılması sonucunda betona kazandırılan süneklik etkisi ε_{50h} , Şekil 2.5'te görüleceği gibi deneysel çalışmaların çözümlemesi sonucunda

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b'_{co}}{s}} \quad (2.7)$$

bağıntısı ile dikkate alınmıştır. Böylece kuşatılmamış ve kuşatılmış beton modelinin azalan kısmı sırasıyla

$$\sigma_1 = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon'_c)] \quad (2.8)$$

$$\sigma_1 = f'_c [1 - Z'(\varepsilon_c - \varepsilon'_c)] \quad (2.9)$$

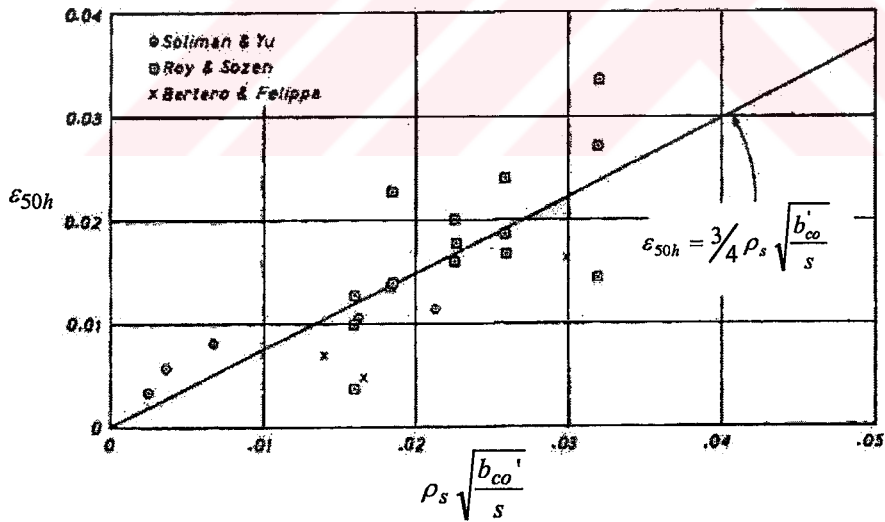
bağıntıları ile ifade edilmiştir. Bu bağıntılarda kuşatılmamış beton için

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon'_c} \quad (2.10)$$

kuşatılmış beton için ise

$$Z' = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon'_c} \quad (2.11)$$

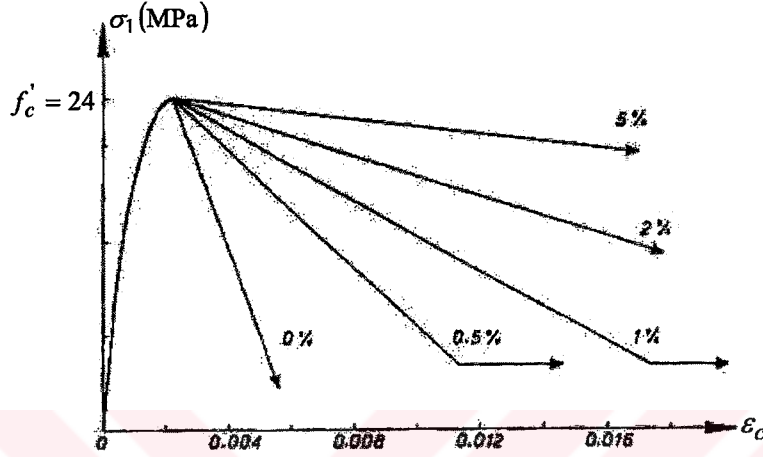
olarak azalan kısmın eğimini verir.



Şekil 2.5 Kuşatma donatısının kuşatılmış betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin azalan kısmı üzerindeki etkisi (Kent ve Park, 1971)

Beton davranış modelinin CD ile tanımlanan kısmı için betonun $0.2 f'_c$ gerilmesi ve buna karşılık gelen ε_{20c} birim şekil değiştirme değerinden sonraki gerilmelere karşı sabit bir dayanım göstereceği ifade edilmiştir.

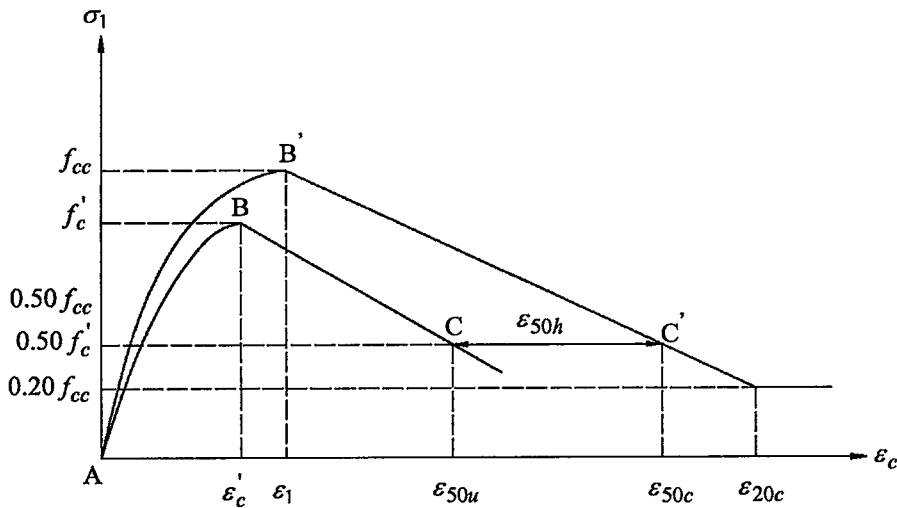
Şekil 2.6'da $b'_{co}/s = 1$ ve beton silindirik basınç dayanımı $f'_c = 24 \text{ MPa}$ olan bir kesit için kuşatma donatı hacimsel oranının etkisi gösterilmiştir. Şekil 2.6'dan da açıkça görüleceği üzere kuşatma donatısının küçük hacimsel oranları için beton davranış modelinin azalan kısmında kuşatılmamış betona göre gerçekten önemli bir etki meydana gelmektedir. Fakat, bu olumlu etki kuşatma donatısı hacimsel oranının giderek artan değerleri için daha az olmaktadır (Kent ve Park, 1971).



Şekil 2.6 Kuşatma donatısı miktarına göre beton davranışları, $\rho_s = \%0 - \%5$ (Kent ve Park, 1971)

2.4 Geliştirilmiş Kent ve Park Beton Modeli

Bu model Roy ve Sozen (1964) tarafından kuşatılmış beton için önerilen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinden esinlenerek geliştirilmiştir (Ersoy ve Özcebe, 2001). Şekil 2.7'de gösterildiği gibi kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için iki ayrı eğri önerilmektedir.



Şekil 2.7 Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli (Ersoy ve Özcebe, 2001)

Kuşatılmamış beton için Kent ve Park (1971) tarafından önerilen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Kent ve Park (1971) kuşatma donatısının kuşatılmış betonun taşıma gücüne etki etmediğini kabul ettiğini önceden de belirtilmişti. Bu beton modelinde ise Kent ve Park (1971)'in önerdiği kuşatılmış beton modeli, K gibi bir katsayı ile kuşatılmış beton dayanımını ve kuşatılmamış betonun en büyük gerilmesi f'_c 'ne karşılık gelen birim şekil değiştirmesi ϵ'_c 'nin kuşatmanın mevcudiyetinden etkilendiği belirtilerek yeniden ifade edilmiştir. Kent ve Park (1971) kuşatılmış beton modelindeki bağıntıların hepsi bu modelde de geçerlidir. Ancak,

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (2.12)$$

katsayısı ile Kent ve Park (1971)'deki AB arasındaki eğrinin denklemi

$$\sigma_1 = K f'_c \left[\left(\frac{2 \epsilon_c}{\epsilon_1} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_1} \right)^2 \right] \quad (2.13)$$

Şekil 2.7'deki AB' ile belirtilen kısmı ifade edecek şekilde, ϵ'_c değeri de

$$\epsilon_1 = K \epsilon'_c \quad (2.14)$$

olarak değişmektedir. Şekil 2.7'deki B'C' doğrusunun eğimi

$$Z' = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_1} \quad (2.15)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.

2.5 Saatçioğlu ve Razvi Beton Modeli

Betonun basınç altında kalması halinde kesitte boyuna doğrultuda eksenel gerilmeler oluşur. Bu çeşit bir yüklemde oluşan bu gerilmeler yanal doğrultuda şekil değiştirmelerin artmasına ve bunun sonucunda da boyuna çatlakların meydana gelmesine neden olur. Malzemenin, eksenel yük dayanım sınır değerine yaklaşması ile de yanal şekil değiştirmeler ve boyuna çatlaklar sınır değerlerine ulaşırlar.

Yanal kuşatma basınçları ve eksenel basıncın aynı anda etkimesi sonucu üç eksenli gerilme hali oluşur. Kesite etkileyen yanal kuşatma basıncı nedeni ile oluşacak yanal şekil

değiştirmeler, beton kesitin basınç altında yanal genişleme eğilimine karşı koyar. Doğrusal elastik ve izotropik bir malzeme için aşağıda verilen eşitlikler, belirli bir yanal şekil değiştirme için, eksenel yük ve üç eksenli gerilme arasındaki ilişkiyi ifade etmektedir (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

$$\frac{-\mu \cdot f_{u2}}{E} = \frac{f_{t1} - \mu \cdot (f_{t2} + f_{t1})}{E} \quad (2.16)$$

$$f_{t2} = f_{u2} + k_1' \cdot f_{t1} \quad (2.17)$$

Bu eşitliklerde

$$k_1' = \frac{1-\mu}{\mu} \quad (2.18)$$

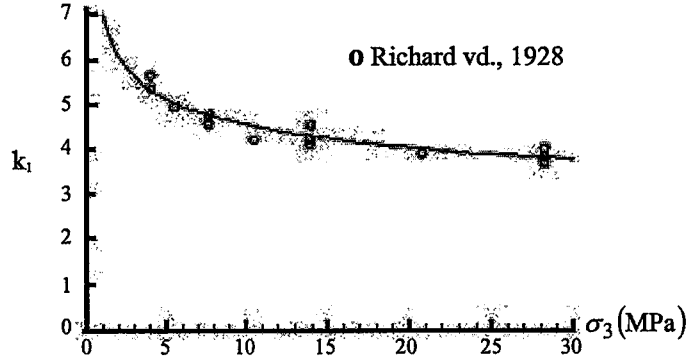
Bağıntı (2.18) 'de k_1' , μ Poisson oranına bağlı bir fonksiyon, f_{t1} , f_{t2} ve f_{u2} , 1 ve 2 yönlerinde etkiyen üç eksenli ve eksenel gerilme halindeki gerilmeler ve E , elastisite modülüdür.

Betonarme kesitlerde elastisite modülü ve Poisson oranı, malzemenin doğrusal olmayışı nedeni ile yüklemeye bağlı olarak değişir. Buna ek olarak, gerilme şekil değiştirme ilişkisi ve Poisson oranı üç ana eksen doğrultusunda da farklı olabilir. Bu nedenle, önceden doğrusal elastik ve izotropik malzeme için verilen eşitlikler beton için kabul edilemez. Buna rağmen Bağıntı (2.17) ile verilen ifadeye benzer bir bağıntı, malzemenin eksenel yük altındaki dayanımına ve yanal kuşatma basıncına bağlı olarak betonun üç eksenli dayanımı için yazılabilir.

$$f_{cc} = f_c' + k_1 \cdot \sigma_3 \quad (2.19)$$

Burada f_{cc} ve f_c' sırası ile kuşatılmış betonun ve kuşatılmamış betonun dayanımıdır. Bağıntı (2.19)'daki k_1 ile k_1' aynı değildir. Fakat k_1 , k_1' gibi Poisson oranına bağlı bir fonksiyon olarak kabul edilebilir. k_1 katsayısının σ_3 yanal basıncına bağlı olarak değişimi en iyi deneysel verilere dayanılarak elde edilebilir. Şekil 2.8'de deney numunelerinin değişik yanal sıvı basınç seviyelerine göre değişimini göstermektedir. Şekilden de görüldüğü gibi k_1 , yanal basıncın büyük değerleri için küçük ve daha da büyüyen yanal basınç seviyelerinde ise sabitleşen değerler almaktadır. Aşağıda verilen eşitlik deneysel verilerin istatistiksel değerlendirilmesi sonucunda elde edilmiş olup k_1 katsayısının yanal basınç ile değişimini

ifade etmektedir.



Şekil 2.8 k_1 için önerilen bağıntı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)

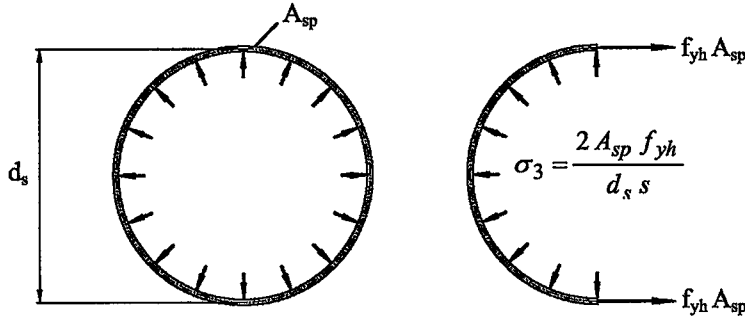
$$k_1 = 6.70 \times (\sigma_3)^{-0.17} \quad (2.20)$$

Bu eşitlikte σ_3 MPa olarak düzgün yayılı kuşatma basıncıdır.

Kuşatılmamış beton dayanımı f'_c , standart silindir deneyinden elde edilen değerden farklı olabilir. Bu nedenle, bu değer kolon elemanın sahip olduğu özelliklere sahip numuneler ile yapılacak deneysel çalışma sonucunda tespit edilmesi en doğrusudur. Böyle bir verinin olmaması durumunda standart silindir numune deney sonuçları uygun görülecek bir düzeltme katsayısı dikkate alınarak kullanılabilir. Düzeltme katsayısı mevcut kaynaklarda 0.85 ile 1.0 arasında verilmektedir (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

2.5.1 Dairesel Kesitler

Bağıntı (2.19) ile verilen ifade düzgün yayılı kuşatma basıncının mevcut olduğu durum için geçerlidir. Sık adımlarla yerleştirilmiş spiral kuşatma donatısının ve kolon boyuna donatısının mevcudiyeti ile de beton çekirdek etrafında sağlanacak kuşatma basıncı düzgün yayılı olarak kabul edilebilir (Saatçioğlu ve Razvi, 1992). Söz konusu basınç statikten Şekil 2.9'da görüldüğü gibi hesaplanabilir.



Şekil 2.9 Dairesel kolonlarda yanal kuşatma basıncı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)

Eğer yanal kuşatma basıncı σ_3 , kuşatma donatısı akma dayanımı sınır değerine bağlı olarak hesaplanır ve k_1 de Bağntı (2.20) ile elde edilir ise, spiral kuşatma donatılı dairese kesitler için kuşatılmış beton dayanımı hesaplanmış olur ve aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$f_{cc} = f'_c + (6.7 \sigma_3^{-0.17}) \sigma_3 \quad (2.21)$$

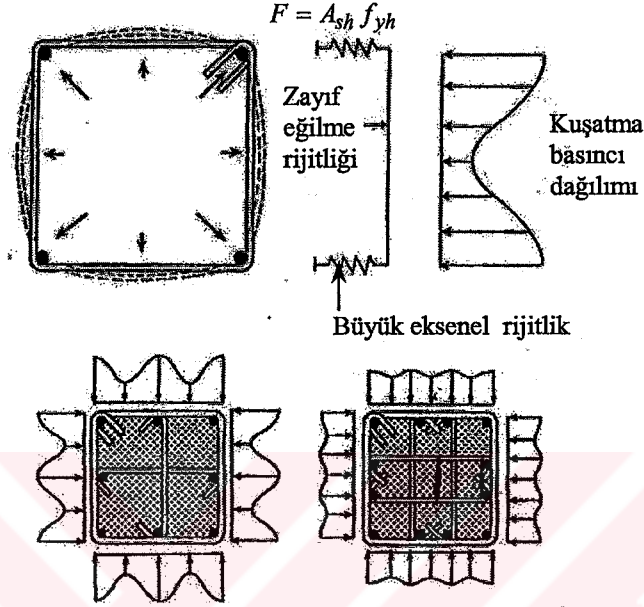
2.5.2 Kare Kesitler

Spiral kuşatma donatılı dairese kesitlerde düzgün yayılı kuşatma basıncı kuşatma donatısındaki gerilmeden hesaplanırken, kare veya dikdörtgensel olarak kuşatılmış kesitlerde ise bu basıncı belirlemek güçtür. Bu nedenle, Saatçioğlu ve Razvi (1992) eşdeğer kuşatma basıncını temel alarak, malzeme ve kesit özelliklerini içeren spiral kuşatma donatılı kesitlerde kullanılan hesap yöntemine benzer bir yaklaşım kullanmışlardır.

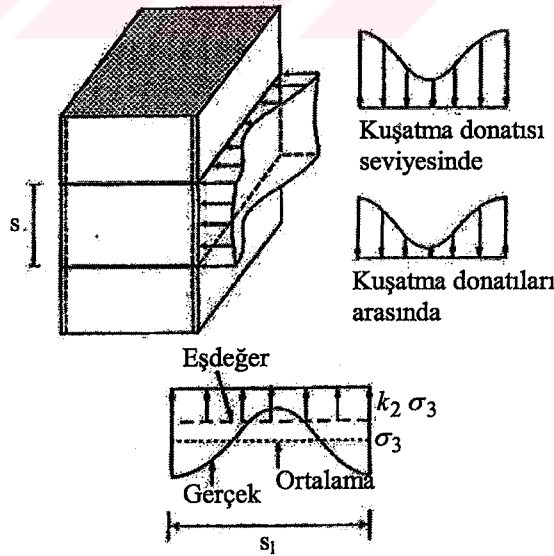
Kare kesitlerde kuşatma basıncı, kuşatma donatısı tarafından uygulanacak kuşatma kuvvetine bağlı olarak değişir. Kuşatma donatısı, aksel rijitliğinin büyük olması nedeni ile köşe noktalarda büyük yanal kuşatma kuvvetleri, yanal olarak desteklenmemiş yerlerde ise, zayıf eğilme rijitliği nedeni ile, küçük kuşatma kuvvetleri meydana getirir. Köşe noktalardaki kuşatma kuvvetleri sırası ile kuşatma donatısının kesit alanına ve akma dayanımına bağlıdır. Köşelerin arasında kalan yerlerde ise bu kuvvetler, kuşatma donatısı çapına ve yanal desteklenmemiş uzunluğuna bağlı olarak kuşatma donatısı eğilme rijitliği ile ilişkilidir. Bu nedenle, kuşatma donatısının eğilme rijitliği sayesinde meydana gelecek kuşatma kuvvetleri köşe noktalarda meydana gelecek kuşatma kuvvetleri ile karşılaştırıldığında çok küçük olmaktadır. Eğer kesitte çiroz etriyeler de kullanılır ise kesit orta kısımlarındaki boyuna donatılar da yanal olarak desteklenmiş olur ve böylece orta kısımlarda da yanal olarak desteklenmiş boyuna donatılar sayesinde büyük yanal kuşatma etkisi elde edilebilir. Anlatılan bu ifade Şekil 2.10'da çeşitli kuşatma donatı düzenleri için yanal kuşatma basınç dağılımları

gösterilmiştir.

Betonun yanal olarak kuşatılması üç boyutta gerçekleştirilen bir olay olması nedeni ile kesitsel düzeye, iki boyutlu olarak indirgenemez (Saatçioğlu ve Razvi, 1992). Bu nedenle yanal kuşatma basıncının eleman boyunca olan değişimlerinin de dikkate alınması daha doğru olmaktadır. Bu durum Şekil 2.11’de gösterilmiştir.



Şekil 2.10 Kare kolonlarda yanal kuşatma basıncı dağılımları (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)



Şekil 2.11 Yanal kuşatma basıncının dağılımı ve ortalama ve eşdeğer kuşatma basınç ifadeleri (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)

Köşe noktalarda boyuna donatının yanal olarak tutulması sayesinde düşey doğrultu boyunca

meydana gelecek kuşatma basıncı, kuşatma donatısının konma mesafesinin sık olması sonucunda düzgün doğrusal olarak kabul edilebilir. Bu durum boyuna donatının burkulmasına kadar geçerli olmaktadır (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

Kare bir kolonda dört adet boyuna donatı olması ve kuşatma donatısı konma mesafesinin büyük olması durumunda kesit orta kısımlarındaki kuşatma basıncının azalması daha fazla olacaktır. Bu durumda kuşatma basıncının düzgün yayılı olarak dağıldığını kabul etmek kuşatma etkisini yanlış tahmin edilmesine neden olur. Ayrıca, ortalama basınç dağılım kabulü de gerçek kuşatma etkisini yansıtmamaktadır (Saatçioğlu ve Razvi, 1992). Bu durumda eşdeğer kuşatma basıncı, ortalama kuşatma basıncını k_2 ile tanımlanacak bir azaltma katsayısına bağlı olarak tanımlanmıştır (Şekil 2.11). Böylece Bağntı (2.19) aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$f_{cc} = f'_c + k_1 \sigma_{3e} \quad (2.22)$$

Bu bağıntıda

$$\sigma_{3e} = k_2 \sigma_3 \quad (2.23)$$

ve σ_3 de

$$\sigma_3 = \frac{\sum A_{sh} f_{yh} \sin \alpha_1}{s b_{co}} \quad (2.24)$$

dir. Bu durumda k_1 'de

$$k_1 = 6.7 \sigma_{3e}^{-0.17} \quad (2.25)$$

olarak dikkate alınmalıdır. Bağntı (2.24)'teki α_1 kuşatma donatısı ile b_{co} arasında kalan açıdır. Eğer kuşatma donatısının doğrultusu b_{co} 'ya dik ise $\alpha_1 = 90^\circ$ alınmalıdır.

k_2 katsayısını hesap etmek amacı ile deneysel çalışmalar yapılmıştır. Sonuç olarak bu katsayı, yanal desteklenmiş boyuna donatılar arasındaki mesafe s_l 'ye, kuşatma donatısı konma mesafesi s 'ye ve Bağntı (2.24) ile tanımlanan ortalama yanal kuşatma basıncı σ_3 'e bağlı olarak

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_{co}}{s}\right) \left(\frac{b_{co}}{s_l}\right) \left(\frac{1}{\sigma_3}\right)} \leq 1.0 \quad (2.26)$$

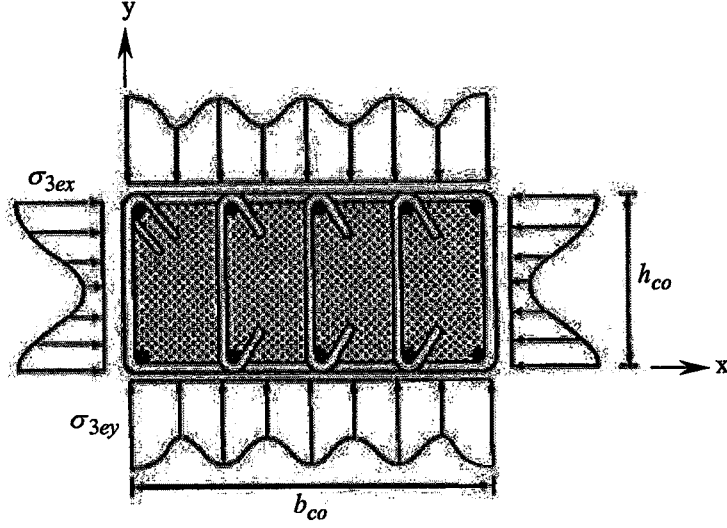
verilmektedir. Bu eşitlikler boyuna donatı burkulmasının engellendiği durumlarda geçerli olduğu ifade edilmiştir. Daha önceden yapılan deneysel veriler dikkate alındığı zaman, ACI yönetmeliğine göre tasarlanmış kolonlar boyuna donatının burkulmasını engelleyecek düzeyde yeterli olduğu ve belirtilen bu şartı sağladığı görülmüştür (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

2.5.3 Dikdörtgen Kesitler

Dikdörtgen kesitli kolon elemanlar iki kenarı boyunca farklı kuşatma donatı miktarına sahip olabilmektedir. Bu nedenle, bu kenarlar boyunca farklı büyüklükte kuşatma basınçları oluşur. Dairesel ve kare kesitler için belirtilen hesap yöntemi, dikdörtgen kesitli kolon elemanlarda da kullanılabilir. Dikdörtgen kesitli elemanlarda uzun kenara etkiyen kuşatma basıncı, kısa kenara etkiyen kuşatma basıncına göre beton dayanımı üzerinde daha çok etkili olmaktadır. Deneysel verilerin incelenmesi sonucunda dikdörtgen kesitli kolon elemanın uzun ve kısa kenarlarına etkiyen kuşatma basıncının kenar uzunlukları ile orantılı olduğu çıkartılmaktadır (Saatçioğlu ve Razvi, 1992). Bu sonuca göre Bağıntı (2.27) eşdeğer kuşatma basıncının hesaplanmasında kullanılmıştır.

$$\sigma_{3e} = \frac{\sigma_{3ey} b_{co} + \sigma_{3ex} h_{co}}{b_{co} + h_{co}} \quad (2.27)$$

Bu bağıntıda Şekil 2.12’de görüleceği gibi σ_{3ey} ve σ_{3ex} kolon çekirdek alanına etkiyen ve sırasıyla b_{co} ve h_{co} kenarlarına dik olarak yayıldığı kabul edilen eşdeğer kuşatma gerilmeleridir. Ayrıca, bu bağıntı farklı kuşatma gerilme değerlerine sahip kare kesitli kolon kesitler için de kullanılabilir.



Şekil 2.12 Dikdörtgen kesitlerde kuşatma gerilmeleri dağılımı (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)

Dikdörtgen kesitlerde Bağntı (2.26) ile verilen k_2 azaltma katsayısı her iki yön için de ayrı ayrı hesaplanmalıdır.

$$k_{2x} = 0.26 \sqrt{\left(\frac{h_{co}}{s}\right) \left(\frac{h_{co}}{s_{lx}}\right) \left(\frac{1}{\sigma_{3x}}\right)} \leq 1.0 \quad (2.28)$$

$$k_{2y} = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_{co}}{s}\right) \left(\frac{b_{co}}{s_{ly}}\right) \left(\frac{1}{\sigma_{3y}}\right)} \leq 1.0 \quad (2.29)$$

Bağntı (2.28) ve Bağntı (2.29)'da verilen s_{ly} ve s_{lx} sırası ile b_{co} ve h_{co} kenarları boyunca yanal olarak desteklenmemiş komşu iki boyuna donatı arasındaki, donatı merkezinden merkezine, en büyük mesafelerdir. Ayrıca σ_{3x} ve σ_{3y} kuşatma gerilmeleri Bağntı (2.24) kullanılarak

$$\sigma_{3x} = \frac{\sum A_{shx} f_{yh} \sin \alpha_1}{s h_{co}} \quad (2.30)$$

$$\sigma_{3y} = \frac{\sum A_{shy} f_{yh} \sin \alpha_1}{s b_{co}} \quad (2.31)$$

olarak dikkate alınmalıdır. Bağntı (2.30) ve Bağntı (2.31)'deki $\sum A_{shx}$ ve $\sum A_{shy}$ sırası ile x ve y doğrultularındaki (Şekil 2.12) toplam kuşatma donatısı kesit alanıdır.

2.5.4 Betondaki En Büyük Birim Kısılma

Kuşatılmamış beton tek eksenli basınç altında gevrek bir davranış göstermektedir. Betonun şekil değiştirme özelliği, beton kesitin kuşatılması ile artırılabilir. Kuşatılmış beton kuşatılmamış betona göre, eksenel yük taşıma gücüne daha büyük şekil değiştirme değerinde ulaşır ve bu noktadan sonra dayanımında daha küçük azalma olacak şekilde bir davranış gösterir.

En büyük gerilme değeri kuşatma etkisinin etkinliğine bağlı olarak değişmektedir. Bağntı (2.32)'de verilen ifade daha önceden de belirtildiği gibi Balmer vd., (1949) ve Mander vd., (1988) tarafından da kullanılmıştır. Saatçioğlu ve Razvi (1992) beton modelinde deneysel sonuçlar ile iyi uyum sağladığı vurgulanarak betonda oluşacak en büyük gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değerini hesaplamak için kullanılmıştır. Sonuç olarak ε_1 için etkin yanal kuşatma gerilmesine bağlı olarak

$$\varepsilon_1 = \varepsilon'_c \left(1 + 5 \frac{k_1 \sigma_{3e}}{f'_c} \right) \quad (2.32)$$

verilmiştir. Bu bağntıda ε'_c , kuşatılmamış beton için en büyük gerilme değerine karşılık gelen birim şekil değiştirmesidir. Bu değer en doğru deneysel olarak elde edilmelidir. Ancak, bu tür verilerin olmaması durumunda 0.002 olarak alınması uygundur (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

Kuşatılmış betonun en büyük eksenel gerilmeden sonraki şekil değiştirme özelliği boyuna donatının yük altındaki davranışından önemli ölçüde etkilenir. Boyuna donatılar betonun içinde burkulmaya karşı tutulurlar. Fakat, kaplama betonunun boyuna doğrultuda etkiyen yük altında dökülmesi sonucunda, boyuna donatılar burkulmaya eğimli bir hale gelirler. Bu durumda kuşatma donatısının mevcudiyeti daha da önem kazanır. Eğer kuşatma donatısının miktarı, boyuna donatının yanal desteklenmemiş boyuna da bağlı olarak yeterli ise boyuna donatıların burkulması önlenmiş olur (Saatçioğlu ve Razvi, 1992). Böylece, kesitteki kuşatma donatısı miktarı ρ_s , kuşatılmış betonun en büyük gerilme değerinden sonraki davranışı üzerinde önemli bir etken olduğu vurgulanmıştır. Deneysel verilerin regresyon değerlendirmesi sonucunda kuşatılmış betonun, dayanımının %85'ine ulaştığı andaki birim şekil değiştirme için aşağıdaki ifade verilmektedir.

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho_s \varepsilon_1 + \varepsilon_{cu} \quad (2.33)$$

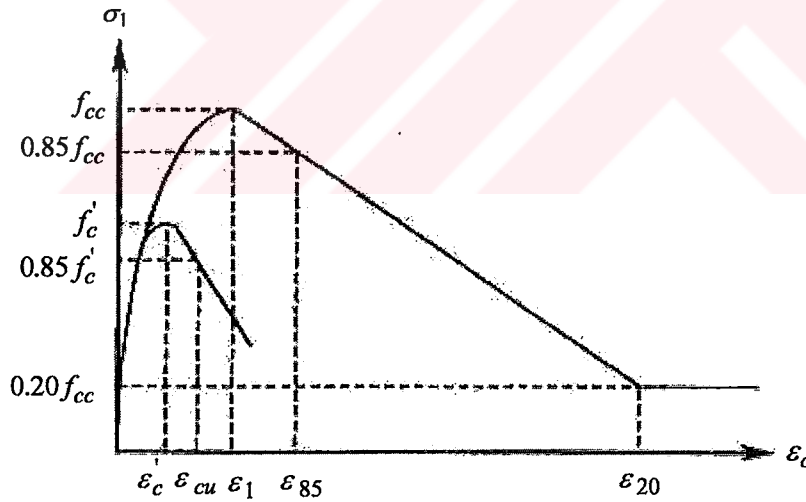
Bu bağıntıda

$$\rho_s = \frac{\sum A_{sh}}{s(b_{co} + h_{co})} \quad (2.34)$$

olarak kuşatma donatısının hacimsel oranı ve ε_{cu} kuşatılmamış betonun en büyük gerilmesinin %85'ine ulaştığı andaki birim şekil değiştirme değeridir. Bu değer en doğru olarak deneysel sonuçlara göre elde edilmelidir. Bu tip verilerin yokluğunda 0.0038 olarak alınabilir. Bağıntı (2.33) kuşatma donatı miktarı %2'den küçük olan kesitlere ait deneysel sonuçlardan elde edilmiş olup %2 değeri Bağıntı (2.33)'ün geçerlilik üst sınırı olarak kabul edilebilir (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

2.5.5 Kuşatılmış Beton Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi

Kuşatılmış beton için önerilen ifade Şekil 2.13'te gösterilmiştir. Kuşatılmış beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi, betonun en büyük gerilme değerine kadar bir eğri ve kabul edilen en büyük birim şekil değiştirme değerine kadar da bir doğru ile ifade edilmiştir. Kuşatılmış beton dayanımının %20'sinin sonrası kalıcı dayanım seviyesi olarak kabul edilmiştir.



Şekil 2.13 Beton gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri (Saatçioğlu ve Razvi, 1992)

Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin eğri ile temsil edilen kısmı için aşağıda verilen bağıntı önerilmektedir.

$$\sigma_1 = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{1/(1+2K)} \quad (2.35)$$

Bu bağıntıda

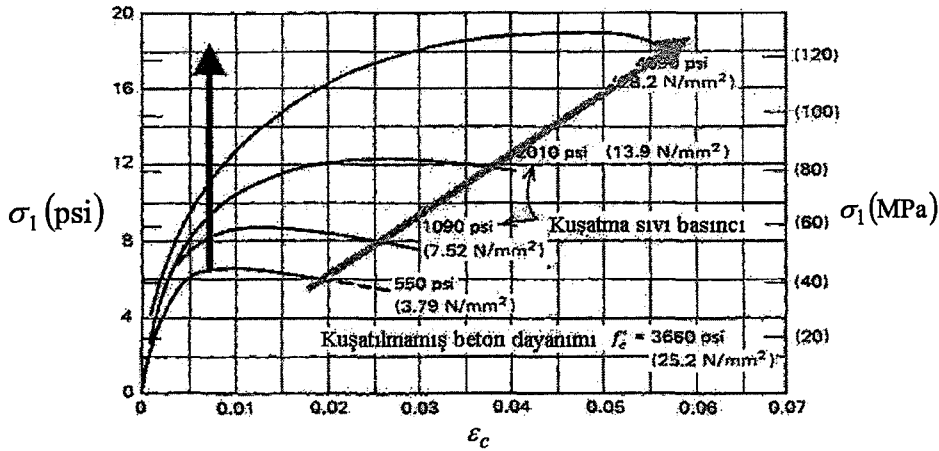
$$K = \frac{k_1 \sigma_{3e}}{f'_c} \quad (2.36)$$

olarak tanımlanmıştır. Saatçioğlu ve Razvi beton modeli, yanal kuşatma basıncının sıfır veya ihmal edilebilir bir değerde olması durumunda Hognestad (1951) tarafından önerilen kuşatılmamış beton modeli haline gelmektedir (Saatçioğlu ve Razvi, 1992).

Ayrıca, Saatçioğlu ve Razvi (1992) tarafından önerilen bu beton modelinin, eksenel ve eksantrik basınç altındaki kolonlar için yapılan deneysel verilere dayandırılarak, hesapla bulunan sonuçların deneysel sonuçları iyi bir yaklaşımla tahmin edebildiği vurgulanmıştır.

2.6 Mander Beton Modeli

Yapıların itme analizlerinde ve performansa dayalı tasarımlarında yapı elemanlarının potansiyel plastik mafsallık bölgelerinin moment-eğrilik ilişkileri ile gerçeğe yakın olarak tanımlanması gerekmektedir. Bu ise kuşatılmış betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin yatay donatının çeşitli yerleşim biçimlerinin de dikkate alınarak hassas bir şekilde tanımlanması ile mümkündür. Mander beton modeli fretli, dikdörtgen kuşatma donatılı, dairesel veya dikdörtgen kesitli yapı elemanların monotonik veya çevrimsel yükler altındaki davranışlarını tanımlamak amacıyla geliştirilmiştir. Mander vd., (1988) modellerinin doğruluğunu 40 adet eksenel yük altındaki kolon deneyleri ile sınamışlardır. Bu deneylerde dairesel, dikdörtgen ve kare kolonların statik ve dinamik yük etkileri altındaki davranışları araştırılmıştır.



Şekil 2.14 Silindirik beton numuneleri için üç eksenli basınç deneyi sonuçları (Whittaker A., 2000)

Kuşatılmış beton için geliştirilecek eksenel gerilme–birim şekil değiştirme bağıntısının kuşatma elemanları tarafından oluşturulan iki eksenli basınç etkisini de dikkate alması gerekmektedir. Bu amaçla Mander vd., (1988) diğer birçok araştırmacının da başvurduğu gibi Richart vd., (1928)’in Illinois Üniversitesi’nde yapılan üç eksenli beton deneylerinin sonuçlarını temel almıştır. Şekil 2.14’te sabit bir yanıl sıvı basıncı uygulanan beton silindirlere ait gerilme–birim şekil değiştirme eğrileri gösterilmektedir. Araştırmacılar söz konusu deney sonuçlarını temel alıp çok eksenli yük taşıma gücünü, f_{cc} , betonun tek eksenli basınç mukavemeti f_c' ve uygulanan yanıl basınç, σ_3 , değerlerini kullanarak

$$f_{cc} = f_c' + k_1 \sigma_3 \quad (2.37)$$

şeklinde ifade etmişlerdir. Benzer şekilde taşıma gücüne karşılık gelen birim şekil değiştirme değerini de

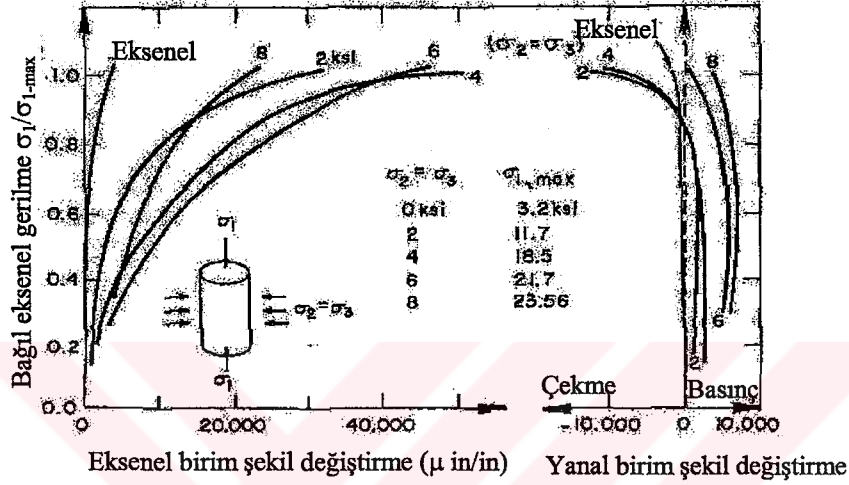
$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c' \left(1 + k_2 \frac{\sigma_3}{f_c'} \right) \quad (2.38)$$

eşitliği ile dikkate almışlardır. Richart vd., (1928) $k_1 = 4.1$ ve $k_2 = 5k_1$ olarak bulurken Balmer vd., (1949) k_1 değerinin 4.5 ile 7 arasında değiştiğini ifade etmiştir. Daha önce de bahsedildiği üzere Saatçioğlu ve Razvi (1992) ise k_1 için mevcut deney sonuçlarının regresyon analizlerini yaparak Bağıntı (2.25)’i önermiştir (Şekil 2.8).

Richart vd., (1928) fretli betonarme deney silindirlerinin deney sonuçlarını kullanarak k_1 için sabit bir 4.1 değerinin kullanılabileceğini belirtmişler ve ACI yönetmeliği de uzun yıllardan beri bu önerileri dikkate almaktadır (Mander vd., 1988).

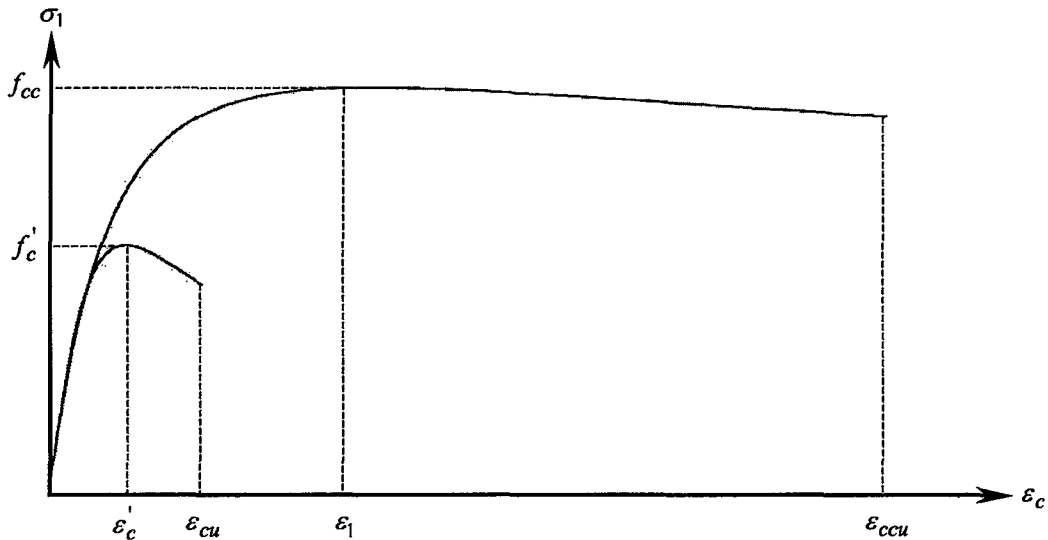
Betonun çok eksenli yükleme altındaki gerilme–birim şekil değiştirme davranışı Şekil 2.15’te gösterilmiştir. Şekil 2.15’te görülen sonuçlar yapılan deneyler sonucunda elde edilmiştir. Silindirik beton numuneleri iki yönde eşit yanıl basınca, $\sigma_2 = \sigma_3$, maruz bırakılmış ve eksenel yük beton numunenin kırılmasına kadar arttırılmıştır. Şekil 2.15’ten de anlaşılacağı gibi eksenel gerilme–birim şekil değiştirme ve eksenel gerilme–yanıl birim şekil değiştirme eğrileri her bir yanıl kuşatma basıncı için farklıdır. Bu deneyler sonunda yanıl kuşatma basıncının betonun şekil değiştirme davranışı üzerindeki etkisinin çok önemli olduğu gözlenmiştir. Deneylerde artan yanıl kuşatma basıncı ile numunenin kırılma anına tekabül eden eksenel ve yanıl birim şekil değiştirme değerlerinde artış görülmüştür. Ancak, yanıl

kuşatma basıncının belirli bir seviyeden sonraki değerleri kırılma anındaki eksenel birim şekil değiştirme değerinde azalmaya sebep olmuştur (Şekil 2.15'te 4 ksi). Buna rağmen, çok eksenli gerilme altındaki betonun davranışı tek eksenli gerilme altındaki ile karşılaştırıldığında, tek eksenli duruma göre çok daha büyük eksenel birim şekil değiştirme değerlerine ulaşıldığı görülmektedir. Betonun kuşatma gerilmesi mevcut iken eksenel basınç altındaki davranışının kırılmaya ulaşana kadar büyük bir süneklik kazandığı açıktır (Chen ve Han, 1988).



Şekil 2.15 Çok eksenli gerilme altında gerilme–birim şekil değiştirme eğrileri (Chen ve Han, 1988)

Mander vd., (1988) fretli veya etriyeli yanal donatıya sahip kuşatılmış beton kesitler için gerilme–birim şekil değiştirme bağıntısı önermişlerdir. Şekil 2.16'daki gerilme–birim şekil değiştirme modeli geliştirirken Popovics (1973) tarafından önerilen bağıntıyı temel almışlardır.



Şekil 2.16 Mander beton modeli

Monotonik olarak yüklenen betonda oluşacak gerilme aşağıdaki bağıntılar ile bulunabilir.

$$\sigma_1 = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.39)$$

ve

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \quad (2.40)$$

Bağıntı (2.40)'ta ε_c betondaki birim şekil değiştirme, ε_1 ise daha önce Richart vd., (1928)'de önerildiği gibi kuşatılmamış beton dayanımı f_c' ve buna karşılık gelen birim şekil değiştirme ε_c' 'ne bağlı olarak Mander vd., (1988) çalışmasında

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c' \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c'} - 1 \right) \right] \quad (2.41)$$

bağıntısı ile verilmiştir. (ε_c' değeri genellikle 0.002 alınır.)

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.42)$$

Bağıntı (2.42)'deki

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (2.43)$$

betonun elastisite modülü ve

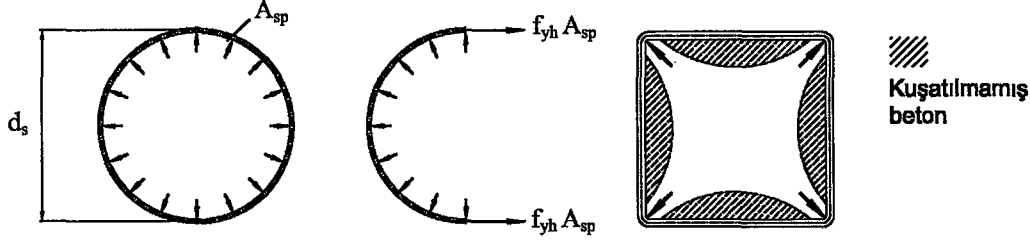
$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_1} \quad (2.44)$$

olarak ifade edilen sekant elastisite modülüdür.

Şekil 2.17'de görüldüğü gibi fretler ve dairesel etriyeler, geometrik özelliğinden dolayı aksenal basınç altında beton genişlerken çekme etkisinde kalırlar ve bu durumda çevreledikleri beton kesit üzerinde sürekli bir çizgisel kuşatma yükü oluştururlar. Betona etkiyen etkin yanal basınç σ_3 en büyük değerini, kuşatma donatısının akma mukavemeti f_{yh} 'ye ulaştığı zaman alır. Bu değer

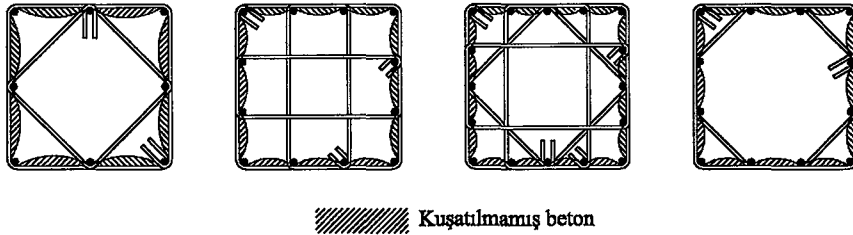
$$\sigma_3 = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{d_s s} \quad (2.45)$$

bağıntısı ile bulunur. Burada d_s çekirdek çapı, A_{sp} kuşatma donatısı kesit alanı, s sargı adımıdır.



Şekil 2.17 Yanal kuşatma gerilmesi (Whittaker A., 2000)

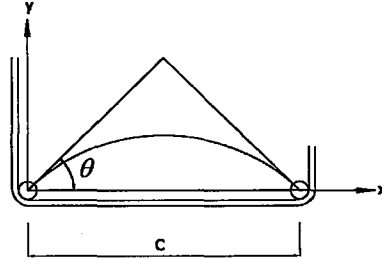
Şekil 2.17’de görüldüğü gibi genişleyen beton yanal donatıyı kenarlardan dışarı doğru açmaya zorlayacaktır. Fretler etriyelere göre daha sürekli ve etkin bir kuşatma etkisi meydana getirmektedirler. Sargının dikdörtgen olduğu durumlarda eğilme şekil değiştirmesi hakimdir. Bu nedenle, köşelerde sargı etkisi belirgin iken bu etki, sargı donatısının ve çirozlar arası mesafenin ortasına yaklaşıldıkça azalmaktadır. Dikdörtgen sargı donatısının kullanıldığı durumlarda betona uygulanan basınç düzgün yayılı değildir ve bundan dolayı, büyük şekil değiştirmelerde örtü betonu düştükten sonra çekirdek betonun bazı kısımları yük taşımakta daha az etkin olmaktadır. Etriyenlerin etkinliği çirozların kullanılması ile arttırılabilir. Şekil 2.18’de çeşitli donatı düzenlemesine sahip kolon kesitlerinde kuşatılma etkisinin azaldığı beton alanları gösterilmiştir. Boyuna donatıların bulundukları bölgedeki betonu kuvvetlendirdikleri ve boyuna donatı sayısındaki artış ile beton kesitteki etkin olmayan alanların azalacağı Şekil 2.18’den anlaşılabılır. Taralı alanın dışındaki kesitte gerilmelerin düzgün olarak dağıldığı kabul edilebilir.



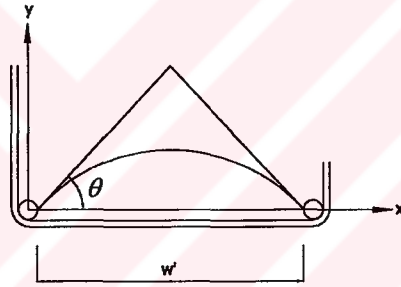
Şekil 2.18 Yanal donatı seviyesinde kuşatılmamış beton alanları (Sheikh ve Üzümeri, 1983)

Şekil 2.19’da görüldüğü gibi etkin olarak çalışmayan beton kesit alanı tahmin edilebilir.

Mander modelinde, Sheikh ve Üzümeri (1983) modelindeki yaklaşıma benzer olarak, Şekil 2.20'den de görüldüğü gibi, boyuna donatı çubuklarından çizilen teğetler ve eğriler ile etkin ve etkin olmayan kesit sınırları belirlenmiştir (Mander vd., 1988). Bu eğri bir üçgen ile başlangıç eğimi θ olan ikinci derece parabol arasında düşünülebilir. θ açısının 45° 'ye yakın olduğu gözlenmiştir (Sheikh ve Üzümeri, 1983)



Şekil 2.19 Kuşatılmamış beton alanının elde edilişi için yapılan kabul (Sheikh ve Üzümeri, 1983)



Şekil 2.20 Mander beton modelinde kuşatılmamış beton alanının elde edilişi için yapılan kabul

Kuşatma donatısı seviyesinde etkin olarak kuşatılmış beton çekirdek alanı, taralı alan için yapılan kabule bağlı olarak Bağıntı (2.46)'deki α_3 katsayısını, üçgen kabulü ve parabol kabulü için sırası ile 4 veya 6'ya eşit alınarak hesaplanabilir (Sheikh ve Üzümeri, 1983).

$$A_{et} = A_{co} - \sum_{i=1}^n \frac{C_i^2}{\alpha_3} \quad (2.46)$$

Burada A_{co} en dış kuşatma donatısının kapadığı beton çekirdek alanı, n parabol veya üçgen sayısı ve C ise en dış kuşatma donatısı merkezleri arasındaki mesafedir (Şekil 2.19 ve Şekil 2.20). Eğer λ , etkin olarak kuşatılmış beton alanı A_{et} 'nin çekirdek beton alanı A_{co} 'ya oranı olarak tanımlanır ise bu katsayı

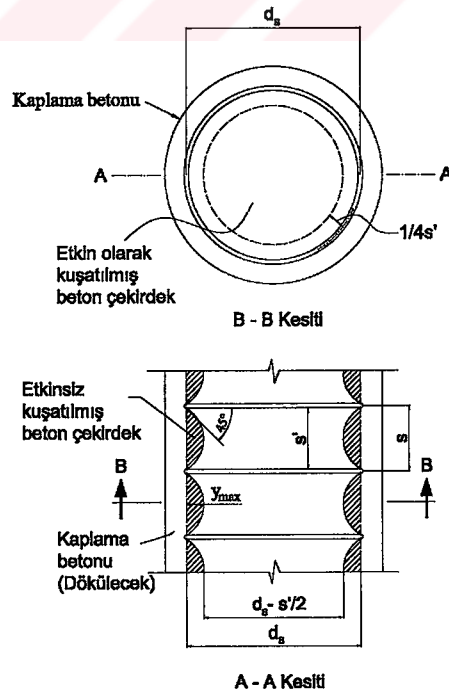
$$\lambda = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\alpha_3 A_{co}} \quad (2.47)$$

olarak yazılır (Sheikh ve Üzümeri, 1983).

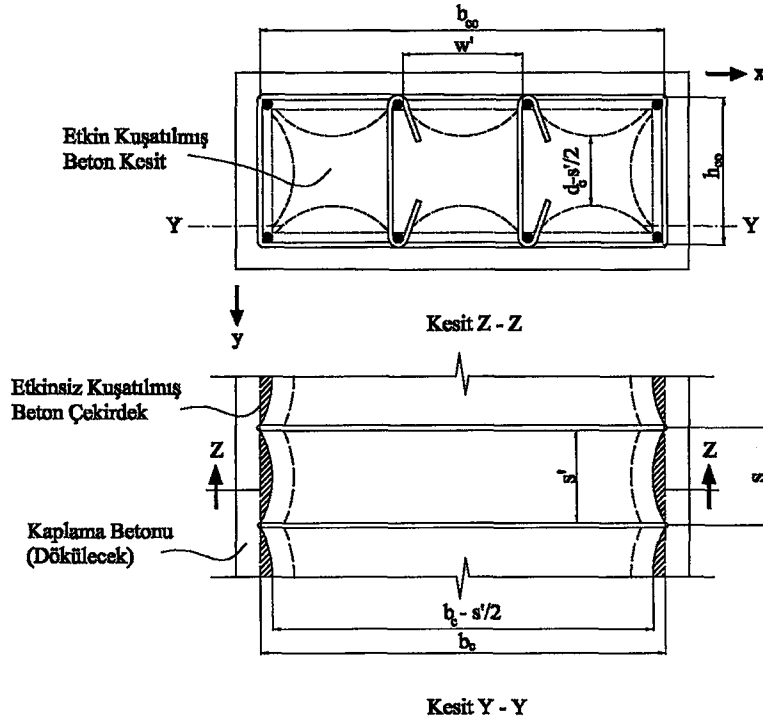
Ayrıca, kolon elemanı boyunca yanal kuşatma donatısı aralığının artması ile birlikte bu doğrultuda etkin kuşatma gerilmesinde azalma meydana gelir. Şekil 2.21'deki taralı alanlar düşey kolon kesiti boyunca etkin olarak kuşatılmamış beton alanlarını temsil etmektedir. Kolon eleman boyunca hem düşey hem de yatay doğrultuda etkin olarak kuşatılmış ve kuşatılmamış beton alanlarının ikinci derece eğri ile birbirlerinden ayrıldığı kabul edilmiştir. Bu kabul için, seçilen eğrinin şeklinin pek bir önemi yoktur. Bir kolonun taşıma gücünü iki kuşatma donatısı arasında kalan en küçük beton kesit alanı belirlemektedir. Kolon yüksekliği boyunca yerleştirilen yanal donatılar arası mesafenin artması daha küçük etkin beton kesit alanı anlamına gelir. Ancak, etkin olarak kuşatılmış beton kesit alanını kesin olarak hesaplamamanın çok zor olduğu açıktır. Buna rağmen bu alan aşağıdaki basit alan bağıntısı ile dikkate alınabilir.

$$A_{co} = b_{co} h_{co} \quad (2.48)$$

$$A_{et} = \lambda A_{co} \quad (2.49)$$



Şekil 2.21 Fretli donatılı kesitlerde etkin kuşatılmış çekirdek alanı (Mander vd., 1988)



Şekil 2.22 Etriyeli kuşatma donatılı kesitlerde etkin kuşatılmış beton çekirdek alanı (Mander vd., 1988)

Şekil 2.22’de b_{co} ve h_{co} değerlerinin, dikdörtgen kesitli kolonlarda birbirine dik iki doğrultudaki en dış kuşatma donatısı merkezleri arasında kalan mesafeler olarak dikkate alınacağı gösterilmiştir. Kuşatma donatısı seviyesindeki çekirdek alanı A_{co} ’da yapılacak azaltma ihmal edilerek iki kuşatma donatısı arasındaki etkin olarak kuşatılmış alan

$$(b_{co} - 2y_m)(h_{co} - 2y_m) \quad (2.50)$$

olarak ifade edilir ise sonuç olarak etkin kuşatılmış alan

$$A_{et} = \lambda(b_{co} - 2y_m)(h_{co} - 2y_m) \quad (2.51)$$

olarak bulunur. y_m , kuşatma donatı sıraları arasındaki düşey mesafenin yarısında y ’nin en büyük değeri olarak $y_m = 0.25s \tan \theta$ ’dır (Şekil 2.21).

Böylece etkin kuşatılmış beton kesit alanı, çekirdek alanına bağlı olarak

$$A_{et} = \lambda(b_{co} - 0.5s \tan \theta)(h_{co} - 0.5s \tan \theta) \quad (2.52)$$

elde edilir. Bağntı (2.47), Bağntı (2.52)’de yerine yazılır ise;

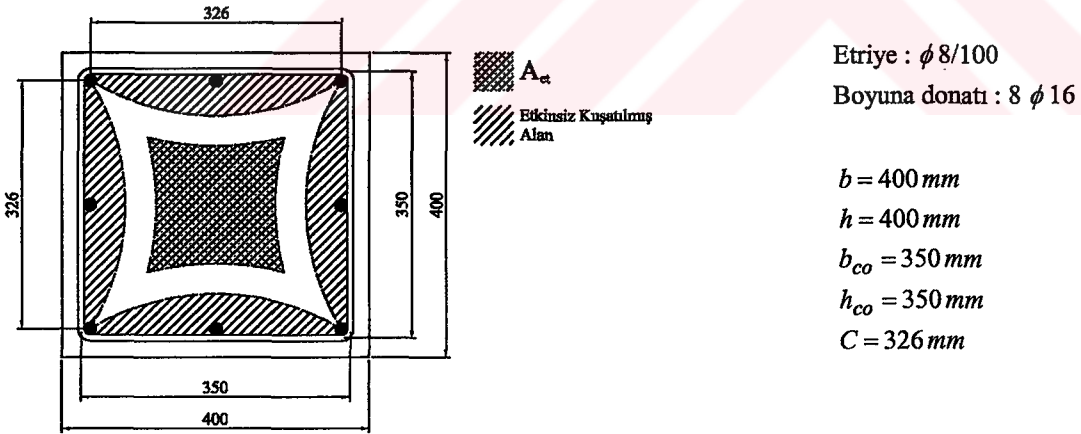
$$A_{et} = \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\alpha_3 A_{co}} \right) (b_{co} - 0.5 s \tan \theta)(h_{co} - 0.5 s \tan \theta) \quad (2.53)$$

olarak bulunur (Sheikh ve Üzümeri, 1983). Boyuna donatı yerleşiminin her iki yönde de eşit olarak dağıtıldığı, yanal kuşatma gerilmelerinin birbirine eşit olduğu bir kesitte Bağıntı (2.53)

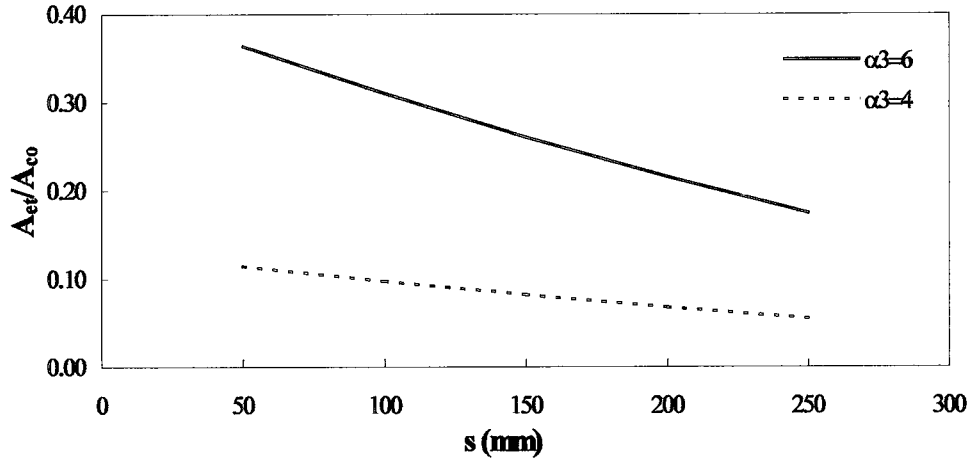
$$A_{et} = \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\alpha_3 A_{co}} \right) (b_{co} - 0.5 s \tan \theta)^2 \quad (2.54)$$

haline gelir.

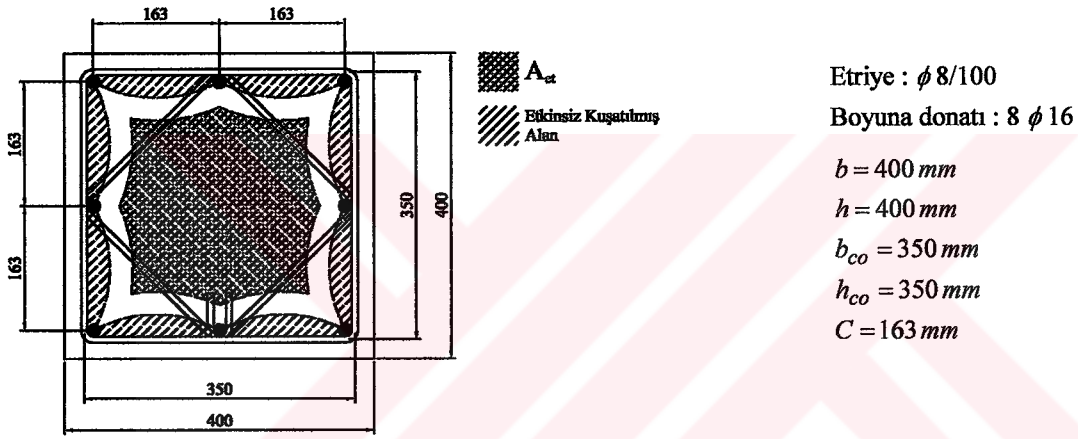
Örneğin; Şekil 2.23 ve Şekil 2.25'te verilen kesit geometrisine ve kuşatma düzenine sahip kolon kesitlerinin çeşitli yanal donatı aralıklarına göre A_{et}/A_{co} oranının, etkinsiz kuşatılmış alanların ikinci derece eğri veya üçgen kabulüne bağlı olarak değişimi incelenir ise kuşatma donatısı yerleşim düzeninin ve aralığının etkisi sırası ile Şekil 2.24 ve Şekil 2.26'dan görülebilir.



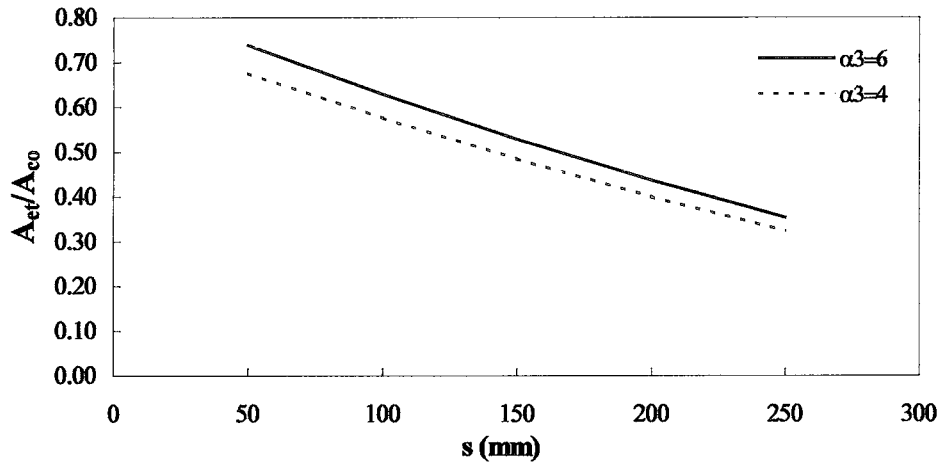
Şekil 2.23 Kolon kesit bilgileri



Şekil 2.24 A_{et}/A_{co} oranının değişimi (Şekil 2.23'teki kesit için)



Şekil 2.25 Kolon kesit bilgileri



Şekil 2.26 A_{et}/A_{co} oranının değişimi (Şekil 2.25'teki kesit için)

Şekil 2.23'te tek etriye kullanılan ve aralarda çiroz bulunmayan bir kolondaki etkili alanın, çekirdek kesit alanının kullanılan etriye sıklığına bağlı olarak yaklaşık olarak %20 ila %40'ına kadar azaldığı görülmektedir. Üçgen alan kabulünde ise etkili alan çekirdek kesit alanının yaklaşık olarak %5 ila %10'una kadar düşmektedir. Şekil 2.25'te ise çiroz kullanılarak tüm düşey donatılar bağlandığında ise etkin olarak kuşatılmamış alan için parabol ya da üçgen kabulü yapılması arasında fazla bir fark olmadığı ve etkili alanın çekirdek kesit alanının kullanılan etriye sıklığına bağlı olarak yaklaşık %40 ila %80'i olarak alınabileceği belirlenmiştir.

2.6.1 Etin Kuşatma Gerilmesi ve Kuşatma Etkinlik Katsayısı

Mander vd., (1988) etkin kuşatma gerilmesi σ'_3 'nü hesaplamak için Sheikh ve Üzümeri (1983)'ün kullandıkları yaklaşıma benzer bir yol izlemişlerdir. Kuşatma donatısından beton kesite etki edecek en büyük yanal basınç gerilmesi, yanal tutma etkisinin tam anlamı ile oluşacağı beton çekirdek alanında meydana geleceği vurgulanmış ve Şekil 2.20'de görüleceği gibi bu amaç için izlenen yol ve yapılan kabuller gösterilmiştir.

İki kuşatma donatısının orta kısımlarına gidildikçe etkinsiz kuşatılmış beton alanları gittikçe artacak ve böylece orta seviyedeki etkin kuşatılmış beton alanı, A_{et} giderek küçülecektir. Bu gerçeğin yansıtılabilmesi için etkin kuşatma yanal gerilmesi

$$\sigma'_3 = \sigma_3 k_e \quad (2.55)$$

olarak dikkate alınmıştır. Burada σ_3 kuşatılmış beton çekirdeğe etkiyen düzgün doğrusal olarak yayılı kuşatma gerilmesi, k_e

$$k_e = \frac{A_{et}}{A'_{co}} \quad (2.56)$$

olarak kuşatma etkinlik katsayısı, A_{et} etkin kuşatılmış beton kesit alanı, A'_{co}

$$A'_{co} = A_{co} (1 - \rho_{co}) \quad (2.57)$$

olarak net çekirdek beton alanı ve ρ_{co} boyuna donatı toplam alanının beton çekirdek alanına oranıdır.

2.6.2 Fretli ve Spiralli Kuşatma Donatılı Kesitler için Kuşatma Etkinlik Katsayısı

Mander vd., (1988) modellerinde kuşatma donatısının tutma etkisinin gelişimi Şekil 2.21’de görüleceği gibi başlangıç eğimi 45° olan ikinci derece bir eğri olarak kabul etmişler ve iki kuşatma donatısının orta seviyesindeki etkin kuşatılmış beton kesitin alanı A_{et} ’yi aşağıdaki gibi ifade etmişlerdir.

$$A_{et} = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (2.58)$$

Burada s' kuşatma donatıları arasındaki temiz mesafe ve d_s kuşatma donatısının merkezine göre beton çekirdeğinin çapıdır. Ayrıca, net beton çekirdek alanı

$$A'_{co} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{co}) \quad (2.59)$$

ile elde edilebilir. Böylece Bağntı (2.56)’da Bağntı (2.58) ve Bağntı (2.59)’da belirtilen değişkenler yerine yazılır ise fretli donatılı kesitler için kuşatma etkinlik katsayısı k_e

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{co}} \quad (2.60)$$

olarak bulunur. Benzer olarak spiral donatılı kesitler için ise

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{co}} \quad (2.61)$$

bağntısı ile elde edilebilir.

Yanal kuşatma gerilmesi Bağntı (2.45) ile daha önce ifade edilmişti. Eğer ρ_s kuşatma donatısı hacminin kuşatılmış beton çekirdek hacmine oranı olarak tanımlanır ise

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} \quad (2.62)$$

ve Bağntı (2.62), Bağntı (2.45)’te yerine yazılır ise, yanal kuşatma gerilmesi

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (2.63)$$

olarak elde edilir. Böylece kuşatılmış betona etkiyecek etkin kuşatma gerilmesi

$$\sigma'_3 = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2.64)$$

olarak elde edilir. Bu bağıntıda k_e değişkeni Bağıntı (2.60) veya Bağıntı (2.61)'den alınmalıdır.

2.6.3 Dikdörtgen Kuşatma Donatılı Kesitler için Kuşatma Etkinlik Katsayısı

Şekil 2.22'den görüleceği üzere kuşatma donatısı tutma etkisinin beton yüzey üzerindeki dağılımı, başlangıç eğimi 45° olan ikinci derece bir eğri ile ifade edilmiştir. Kuşatma donatısının tutma etkisi düşeyde yanal donatılar arasında ve yatayda da boyuna donatılar arasında oluşmaktadır. Yanal kuşatma donatı seviyesindeki etkin olarak kuşatılmış kesit alanı, ikinci derece eğriler ile ifade edilmiş olan etkinsiz kuşatılmış kesit alanlarının çıkartılması ile bulunur.

Etkinsiz kuşatılmış beton kesit alanlarının toplam değeri, betonarme kesitte buluna n adet boyuna donatı sayısına göre

$$A'_{et} = \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \quad (2.65)$$

olarak hesaplanır. Daha önceden de Bağıntı (2.53)'te ifade edilmiş olan iki kuşatma donatısının orta seviyesindeki etkin kuşatılmış beton kesit alanı, $\alpha_3 = 6$ (Etkinsiz kuşatılmış kesit alanının ikinci derece eğri olması durumu için) ve $\theta = 45^\circ$ (Eğrinin başlangıç eğimi) olarak kabul edilmesi ile

$$A_{et} = \left(b_{co} h_{co} - \frac{\sum_{i=1}^n w_i^2}{6} \right) (b_{co} - 0.5 s') (h_{co} - 0.5 s') \quad (2.66)$$

olarak bulunur. Böylece Bağıntı (2.56) ile ifade edilmiş olan k_e kuşatma etkinlik katsayısı, dikdörtgensel yanal kuşatma donatılı kesitler için

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_{co} h_{co}}\right) (b_{co} - 0.5 s') (h_{co} - 0.5 s')}{(1 - \rho_{co})} \quad (2.67)$$

olarak elde edilir. Dikdörtgen betonarme kesitlerde her iki yönde farklı miktarda kuşatma donatısı olabilir. Bu durumda her iki yöndeki etkin kuşatma gerilmesini ifade etmek için

$$\rho_{sx} = \frac{A_{shx}}{s h_{co}} \quad (2.68)$$

ve

$$\rho_{sy} = \frac{A_{shy}}{s b_{co}} \quad (2.69)$$

olarak x ve y yönlerindeki kuşatma donatı miktarları tanımlanarak bu yönlerdeki beton yüzeylerine etkiyecek kuşatma gerilmeleri sırasıyla x yönünde

$$\sigma_{3x} = \frac{A_{shx}}{s h_{co}} f_{yh} = \rho_{sx} f_{yh} \quad (2.70)$$

ve y yönünde

$$\sigma_{3y} = \frac{A_{shy}}{s b_{co}} f_{yh} = \rho_{sy} f_{yh} \quad (2.71)$$

bağıntıları ile bulunur. Böylece Bağntı (2.55)'ten her iki yöndeki etkin kuşatma gerilmeleri sırası ile

$$\sigma'_{3x} = k_e \rho_{sx} f_{yh} \quad (2.72)$$

ve

$$\sigma'_{3y} = k_e \rho_{sy} f_{yh} \quad (2.73)$$

olarak elde edilmiş olur (Mander vd., 1988).

2.6.4 Kuşatılmış Beton Taşıma Gücü

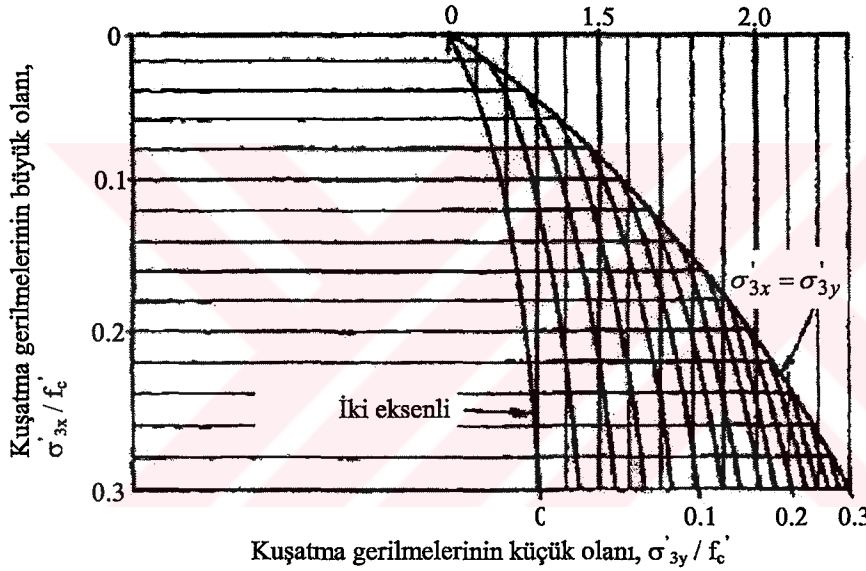
Mander vd., (1988) kuşatılmış beton basınç dayanımı f_{cc} 'yi hesaplayabilmek için, üç eksenli deney verileri ile iyi uyum sağlaması nedeni ile, William ve Warnke (1975) tarafından

tanımlanmış beş değişkenli, çoklu eksenli kırılma yüzeyi modeli kullanmışlardır.

Şekil 2.27’de iki yöndeki yanal kuşatma gerilmelerine bağlı çok eksenli kırılma kriterinin genel çözümü görülmektedir. Fretli veya spiral yanal donatılı kuşatılmış çekirdek beton bir kesitin eşit kuşatma gerilmeleri ile üç eksenli gerilmeye maruz kalması halinde kuşatılmış betonun dayanımı

$$f_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \sigma'_3}{f'_c}} - 2 \frac{\sigma'_3}{f'_c} \right) \quad (2.74)$$

olarak verilmiştir. Burada f'_c kuşatılmamış beton basınç dayanımı ve σ'_3 ise Bağntı (2.64) ile verilen etkin kuşatma gerilmesidir.



Şekil 2.27 Dikdörtgen kesitler için yanal kuşatma gerilmeleri ile kuşatılmış beton dayanım hesabı (Mander vd., 1988)

2.6.5 Betondaki En Büyük Birim Kısılma

Eğilmeye çalışan betonarme elemanlarda meydana gelecek plastik mafsalların en büyük dönme kapasitelerini hesaplayabilmek için, betonun en büyük birim kısalması ε_{ccu} değerini tahmin etmek gerekir (Mander vd., 1988). Betondaki en büyük birim şekil değiştirme değeri ε_{ccu} enine donatıda oluşan ilk kopma anındaki değere karşılık gelir. Mander vd., (1988) ε_{ccu} değerini basınç altındaki beton ve boyuna donatıların yaptıkları işleri, kırılma anındaki enine donatıda meydana gelen şekil değiştirme enerjisine eşitleyerek bulmuşlardır. Bu yaklaşımda, betonarme elemanlardaki kuşatma etkisi nedeni ile meydana gelecek süneklik artışı yanal kuşatma donatısında depolanacak enerji sayesinde oluşabilmektedir (Mander vd., 1988).

Şekil 2.15'teki kuşatılmış ve kuşatılmamış betonlar için verilen gerilme–birim şekil değiştirme eğrileri altında kalan her bir alan, o betonun kırılması için gerekli olan toplam birim hacimdeki şekil değiştirme enerjisini verir. Kuşatma etkisi ile sağlanan birim şekil değiştirme enerjisindeki artış yanal kuşatma donatısındaki akma anına kadar olan birim şekil değiştirme enerji kapasitesi sayesinde sağlanır. Kuşatma donatısının en büyük birim şekil değiştirme kapasitesi U_{sh} , kuşatılmış beton ile kuşatılmamış beton eğrileri altında kalan alanların farkına ek olarak basınç altındaki boyuna donatıyı akma durumunda tutacak enerjiye eşitlenir ise ilk kuşatma donatısının kopma anındaki birim şekil değiştirme değeri hesap edilebilir. Böylece

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad (2.75)$$

yazılabilir. Bu bağıntı açık bir ifade ile yazılır ise

$$\rho_s A'_{co} \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_{sh} d\varepsilon_s = A'_{co} \int_0^{\varepsilon_{ccu}} f_{cc} d\varepsilon_c + \rho_{co} A'_{co} \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_c - A'_{co} \int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c \quad (2.76)$$

bağıntısı elde edilir.

Bağıntı (2.76)'nın sol tarafındaki ifade

$$\int_0^{\varepsilon_{sf}} f_{sh} d\varepsilon_s = U_{sf} \quad (2.77)$$

kuşatma donatısının kopma birim şekil değiştirmesi ε_{sf} değerine kadar olan gerilme–birim şekil değiştirme eğrisi altında kalan alanı ifade etmektedir. Mander vd., (1988) tarafından yapılan deneylerin sonucu olarak U_{sf} ($\pm 10\%$)

$$U_{sf} = 110 \frac{MJ}{m^3} \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad (2.78)$$

olarak alınabilir. Ayrıca bu değer, kullanılan donatı çapından ve akma dayanımında bağımsız olduğu ifade edilmektedir. Bunun nedeni ise gerilme-birim şekil değiştirme eğrilerinin altında kalan alanların yaklaşık olarak birbirlerine eşit olmasıdır (Mander vd., 1988).

Bağıntı (2.76)'nın sağ tarafındaki son terim kuşatılmamış beton gerilme–birim şekil değiştirme eğrisi altına kalan alanı ifade etmektedir. Yapılan deney sonuçlarına göre belirtilen bu alan için yaklaşık olarak

$$\int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c = 0.017 \sqrt{f'_c} \frac{MJ}{m^3} \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad (2.79)$$

verilmiştir. Bu verilenler ışığında Bağntı (2.76) yeniden yazılır ise

$$110 \rho_s = \int_0^{\varepsilon_{ccu}} f_{cc} d\varepsilon_c + \rho_{co} \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_c - 0.017 \sqrt{f'_{co}} \frac{MJ}{m^3} \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad (2.80)$$

bağıntısı elde edilir. Bu eşitliğin çözümü ile yanal kuşatma donatısının ilk kopma anındaki ε_{ccu} değeri tahmin edilebilir.

3. YANAL KUŞATMA ETKİSİNDEKİ BETON için ANALİTİK MODEL

3.1 Giriş

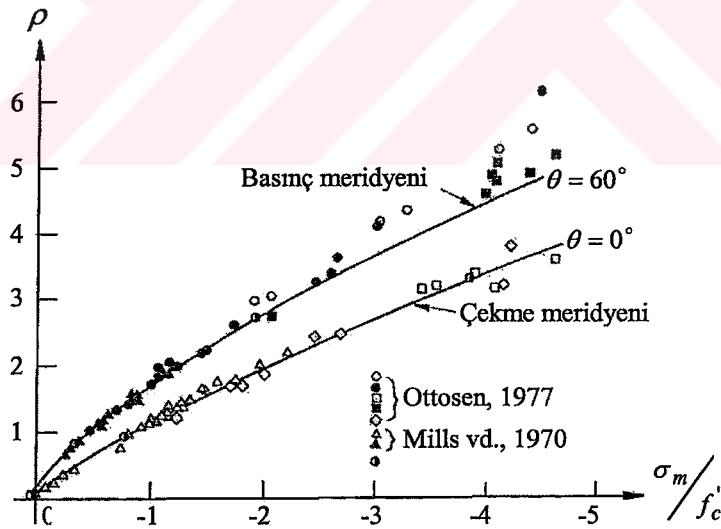
Mander vd., (1988) çalışmalarında çok eksenli betonun taşıma gücü değerini hesaplamak için beş parametrelili William ve Warnke (1975) kırılma yüzeyi tanımını kullanmışlardır. Beton için geliştirilen en karmaşık ve en fazla sayıda parametreye ihtiyaç duyan modelde betonun çekme ve basınç meridyenleri ikinci dereceden bir bağıntı ile ifade edilmektedir. Parabollerin bağıntıları ise

$$\sigma_m = a_0 + a_1 \rho_t + a_2 \rho_t^2 \quad (3.1)$$

$$\sigma_m = b_0 + b_1 \rho_t + b_2 \rho_c^2 \quad (3.2)$$

şeklindedir. Bu bağıntılarda $\sigma_m = \frac{I_1}{3}$ ortalama gerilme değerini, ρ_t ve ρ_c ise $\theta = 0^\circ$ ile

$\theta = 60^\circ$ 'de hidrostatik eksene dik olarak bulunan deviatorik gerilmeleri göstermektedir. a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 ve b_2 malzeme sabitleridir. Şekil 3.1'den de görüleceği gibi iki meridyen hidrostatik eksen üzerinde aynı noktada kesiştikleri için $a_0 = b_0$ alınabilir.



Şekil 3.1 Çekme ve basınç meridyenleri (Chen ve Han, 1988)

Diğer beş parametre, Çizelge 3.1'de açıklandığı üzere, tek eksenli çekme, tek eksenli basınç, iki eksenli basınç, kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) ve kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) deneyleri ile bulunabilir. Bu ise modelin uygulanabilirliğini güçleştirmektedir.

Çizelge 3.1 Malzeme parametrelerinin tespiti için gereken deneyler (Chen ve Han, 1988)

Deneyler	Göçme noktası		
	σ_m	ρ	θ
Tek eksenli çekme	$\frac{1}{3} f'_t$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} f'_t$	0°
Tek eksenli basınç	$-\frac{1}{3} f'_c$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} f'_c$	60°
İki eksenli basınç	$-\frac{2}{3} f'_{bc}$	$\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}} f'_{bc}$	0°
Kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$)	σ_{mt}	ρ_t	0°
Kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$)	σ_{mc}	ρ_c	60°

Bağıntı 3.1 ve 3.2 William ve Warnke (1975) beş parametrelili kırılma kriterinin tanımlamaktadır. Bu bağıntılardaki beş parametre Kupfer vd., (1969)'un deneysel verilerine dayanılarak aşağıda verileceği üzere beş göçme durumundan elde edilmiştir.

1. Tek eksenli basınç dayanımı f'_c .
2. Tek eksenli çekme dayanımı $f'_t = 0.1 f'_c$.
3. İki eksenli basınç dayanımı $f'_{bc} = 1.15 f'_c$.
4. Kuşatılmış iki eksenli basınç dayanımı ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$): $(\sigma_{mt}, \rho_t) = (-1.95 f'_c, 2.77 f'_c)$
5. Kuşatılmış iki eksenli basınç dayanımı ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$): $(\sigma_{mc}, \rho_c) = (-3.9 f'_c, 3.461 f'_c)$

Şekil 3.1'de $(\sigma_m/f'_c, \rho/f'_c, \theta)$ koordinat sisteminde ifade edilmiş olan beş göçme noktası için beş malzeme parametresi yukarıda ifade edilen Kupfer vd., (1969)'un deneysel verilerine göre Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2 Malzeme parametrelerinin değerleri (Chen ve Han, 1988)

Göçme noktası			Malzeme sabitleri	
σ_m	ρ	θ		
-0.3333	0.81650	60°	$a_0 = b_0$	0.10250
-1.9333	2.77600	60°	a_1	-0.84030
0.03333	0.081650	0°	a_2	-0.09100
-0.76700	0.93900	0°	b_1	-0.45070
-3.90000	3.46100	0°	b_2	-0.10180

William ve Warnke (1975) kırılma kriterinin içerdiği beş parametrenin tespit edilmesinde kullanılan deneyler dikkate alındığında, içlerinde deneysel olarak güvenilir bir şekilde elde edilebilecek sadece betonun tek eksenli basınç mukavemeti f'_c 'dür. Betonun tek eksenli çekme mukavemeti f'_t 'nün deneysel olarak elde edilmesi çok güçtür. Bu çeşit bir deneyin uygulanması çok zordur. Ayrıca, mevcut yönetmeliklerde betonun tek eksenli çekme mukavemeti için çeşitli değerler önerilmektedir. Örneğin; CEB'de

$$f'_t = 1.0 \alpha f'_c{}^{2/3} \quad (3.3)$$

($\alpha = 0.21 \sim 0.225$) (Ersoy ve Özcebe, 2001), TS 500'de

$$f'_t = 0.35 \sqrt{f'_c} \quad (3.4)$$

olarak alınması istenmektedir. Bu değerın yönetmeliklerde tanımlandığı şekliyle alınması halinde de bütün kriterin malzeme sabitleri ve dolayısıyla kırılma yüzeyi tamamen değişecektir. Buna ek olarak, tanımlanan diğer üç parametre (İki eksenli basınç mukavemeti f'_{bc} , kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) mukavemeti σ_{mt} ve kuşatılmış iki eksenli basınç ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) mukavemeti σ_{mc} için ise mevcut yönetmeliklerde tanımlanmış hiçbir veri yoktur. Ayrıca, belirtilen üç parametre için çeşitli araştırmacılar tarafından yapılmış az sayıda deneysel çalışma mevcuttur. Söz konusu kriterin içerdiği parametrelerin bu belirsizliği nedeniyle, William ve Warnke (1975) kırılma kriterinin güvenilirli tartışmalı bir hal almaktadır.

Sadece beton için önerilen diğer kırılma yüzeyleri:

- Dört parametrelili Ottosen modeli

- Dört parametrelili Hsieh–Ting–Chen

modelleridir. Tüm bu modeller sayısal olarak karmaşık ve ihtiyaç duydukları malzeme parametreleri açısından gerçekçi değildir. Metallere ve granüler malzemelere uygulanabilecek en genel kriter hidrostatik basınç ile deviatorik gerilme etkilerini dikkate alan Drucker–Prager kriteridir. 1952 yılında önerilen bu kriterde, Von Mises kriteri değiştirilerek hidrostatik gerilmelerin kırılma üzerindeki etkisi de dikkate alınmış ve aşağıdaki bağıntı önerilmiştir.

$$f(I_1, J_2) = \alpha_2 I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3.5)$$

Bağıntı (3.5)'te

$$J_2 = \frac{1}{3}(I_1^2 - 3I_2) \quad (3.6)$$

ile tanımlanan deviatorik gerilme tansörünün ikinci invaryantı,

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.7)$$

ile verilen gerilme tansörünün birinci invaryantı ve

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 \quad (3.8)$$

ile verilen gerilme tansörünün ikinci invaryantıdır. Bağıntı (3.5)'teki α_2 ve k malzeme sabitleridir. α_2 sıfıra eşitlenir ise yukarıdaki bağıntı

$$f(I_1, J_2) = J_2 - k^2 = 0 \quad (3.9)$$

şeklini alarak Von Mises kriterine indirgenir.

Bağıntı (3.5) ile tanımlanmış Drucker–Prager kriteri, malzeme sabitleri α_2 ve k 'nın σ_1 , σ_2 , σ_3 gerilmelerine bağlı birer eşitlik ile dikkate alınarak

$$f = \alpha_2(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)I_1 + \sqrt{J_2} - k(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (3.10)$$

Bağıntı (3.10)'daki gibi yeniden tanımlanmıştır. Bağıntı (3.10)'da α_2 , ξ 'ya bağlı plastik genleşme çarpanını temsil etmektedir.

Kırılma kriteri sonuç olarak

$$f = \sqrt{6} \alpha_2(\xi) \xi + \rho - \sqrt{2} k(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (3.11)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntıda

$$\rho = \sqrt{2 J_2} \quad (3.12)$$

ve

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad (3.13)$$

dür. Önerilen kriterde, Drucker-Prager konisinin yüzey sınırları α_2 ve k malzeme sabitleri aşağıda verilen bağıntılardaki şekli ile yeniden tanımlanmıştır.

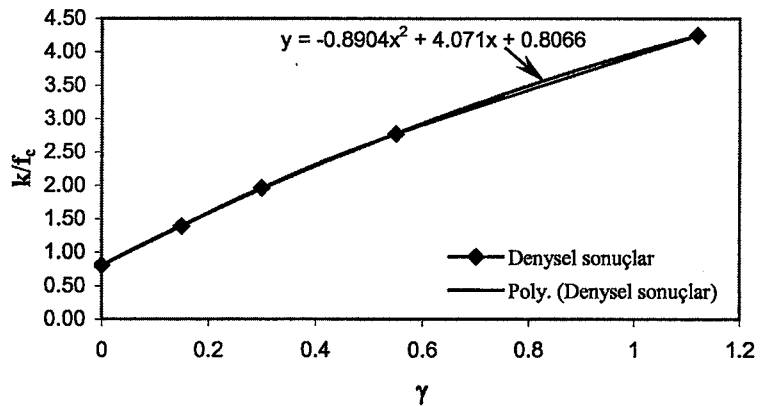
$$\alpha_2 = 0.462 \xi^{-0.2355} \quad (3.14)$$

k için ise Şekil 2.14'te Richart vd., (1928)'in gözlemlenen deney sonuçlarındaki çok eksenli basınç gerilmeleri altındaki betonun eksenel kuvvet taşıma gücü değerlerine göre yapılan kalibrasyonlar neticesinde

$$k = k(\sigma_l, f'_c) = \left[4.07 \frac{\sigma_l}{f'_c} - 0.89 \left(\frac{\sigma_l}{f'_c} \right)^2 + 0.807 \right] K f'_c \quad (3.15)$$

olarak belirlenmiştir (Şekil 3.2). σ_l değeri kuşatma gerilmelerinin ortalamasıdır. K sabiti ise dairesel kolonlarda 1.0, dikdörtgen ve kare kolonlarda ise 0.85 olarak alınacaktır (Yöntem 1).

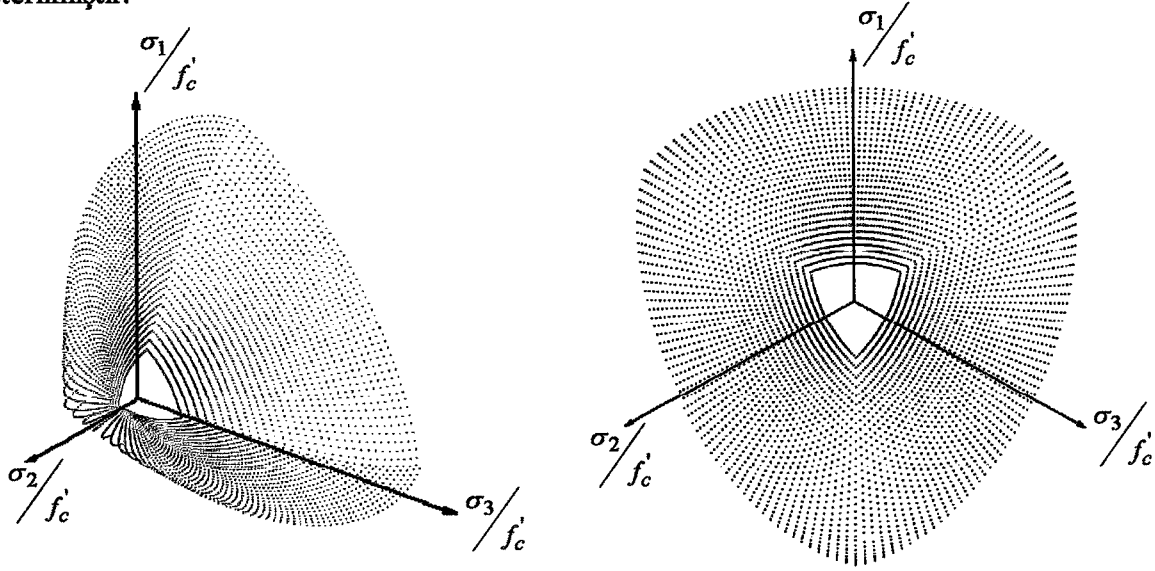
$\gamma = \frac{\sigma_l}{f'_c}$	$\frac{k}{f'_c}$
0	0.807
0.15	1.39
0.3	1.96
0.55	2.77
1.12	4.25



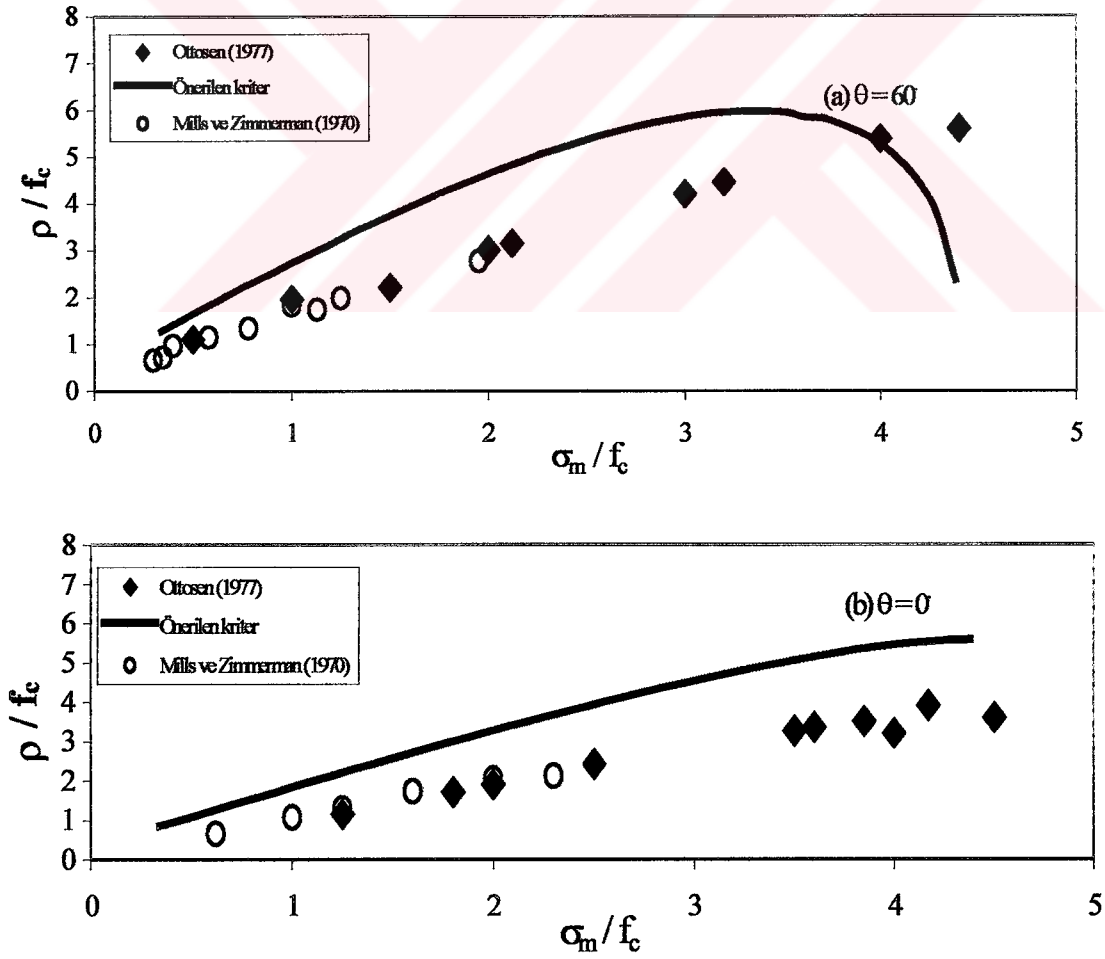
Şekil 3.2 k parametresinin kalibrasyon eğrisi

Şekil 3.3'te önerilen kırılma kriterinin gerilme uzayındaki yüzeyi ve Şekil 3.4'te Ottosen

(1977)'den alınan Mills ve Zimmerman (1970)'in deneysel veriler ile karşılaştırılması gösterilmiştir.



Şekil 3.3 Beton kırılma kriterinin gerilme uzayındaki geometrik temsili



Şekil 3.4 Beton kırılma kriterinin $\theta = 60^\circ$ ve $\theta = 0^\circ$ için gerilme uzayında temsili

3.2 Kuşatılmış Beton İçin Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi

Kuşatılmış betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Saenz (1964) tarafından tanımlanan bağıntı temel alınarak tanımlanmıştır.

$$\sigma_1 = \frac{\varepsilon_{cm} E_c}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{sec}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_1} + \left(\frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_1} \right)^2} \quad (3.14)$$

Bağıntı (3.14)'te E_c ; kuşatılmış betonun başlangıç elastiklik modülü, E_{sec} ; kuşatılmış betonun sekant elastiklik modülü, ε_1 kuşatılmış beton en büyük gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirmedir. Kuşatılmış beton dayanımı f_{cc} 'ye karşılık gelen birim şekil değiştirme ε_1 için Bağıntı (2.38) kullanılmıştır. Kuşatılmış betonarme kesite etkiyen kuşatma gerilmeleri ve daha önceden Sheikh ve Üzümeri, (1983) ve Mander vd., (1988) tarafından önerilen hesap yöntemi kullanılmıştır. Betonarme kesite etkiyen etkin yanal kuşatma gerilmesi

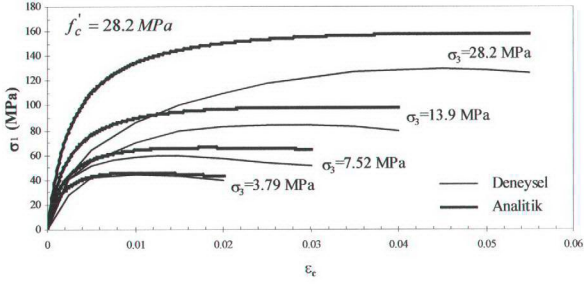
$$\sigma_3' = k_e \rho_s f_{yh} \quad (3.15)$$

olarak dikkate alınmıştır. Bağıntı (3.15)'te k_e kuşatma etkinlik katsayısı Sheikh ve Üzümeri, 1983 ve Mander vd., 1988 tarafından önerilen spiral ve fretli kesitler için sırasıyla Bağıntı (2.60) ve (2.61) eşitlikleri, dikdörtgen kesitler için ise Bağıntı (2.67) ile verilen eşitlikler kullanılmıştır (Yöntem 2). Betondaki en büyük birim şekil değiştirmesi ε_{ccu} için Priestley (2000) tarafından önerilen ve Mander vd., (1988) tarafından yapılan deneysel verilerden okunan ε_{ccu} değerleri ile de iyi uygunluk gösteren

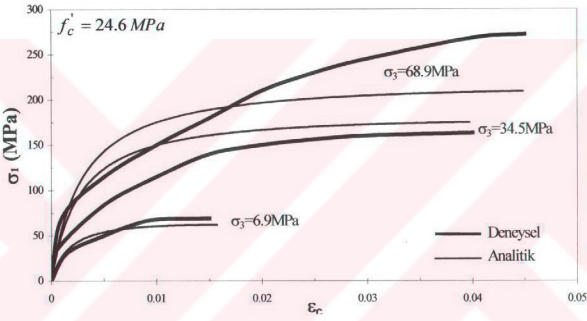
$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.16)$$

bağıntısı dikkate alınmıştır.

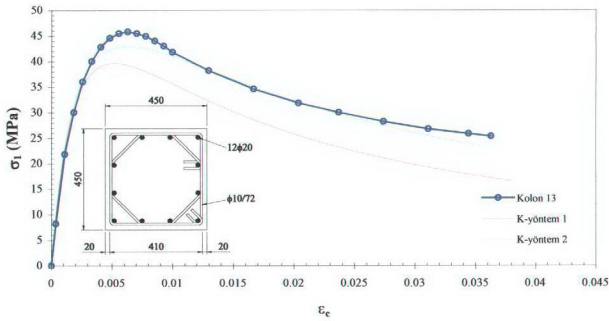
Şekil 3.5'ten Şekil 3.10'a kadar verilen şekillerden de görüleceği gibi önerilen kuşatılmış beton modelinin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Richard vd. (1928), Balmer (1949) ve Mander vd. (1988)'in deneysel verileri ile karşılaştırılmıştır.



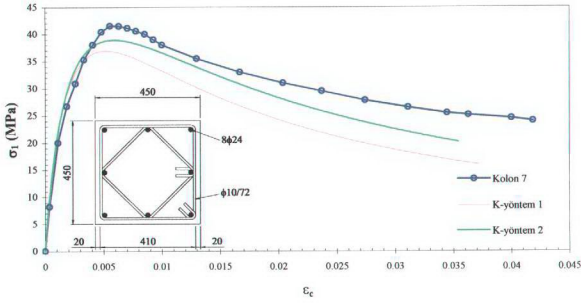
Şekil 3.5 Önerilen beton modelinin Richard vd (1928) deneyleri ile karşılaştırılması



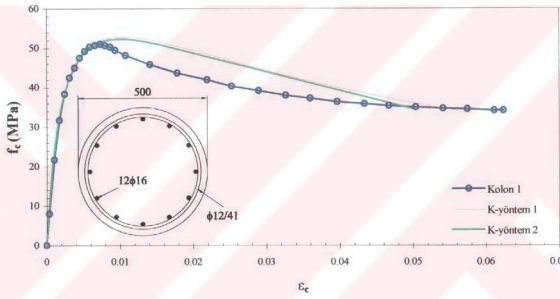
Şekil 3.6 Önerilen beton modelinin Balmer (1949) deneyleri ile karşılaştırılması



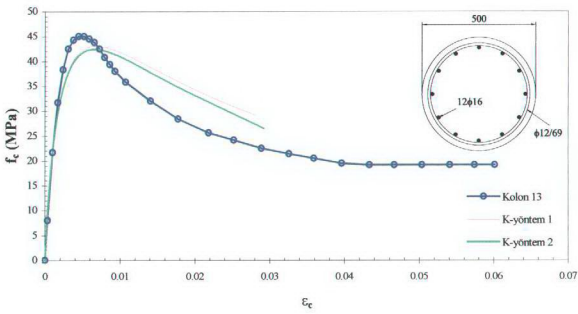
Şekil 3.7 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 13 deneyi ile karşılaştırılması



Şekil 3.8 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 7 deneyi ile karşılaştırılması



Şekil 3.9 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 1 deneyi ile karşılaştırılması



Şekil 3.10 Önerilen beton modelinin Mander (1988) kolon 2 deneyi ile karşılaştırılması

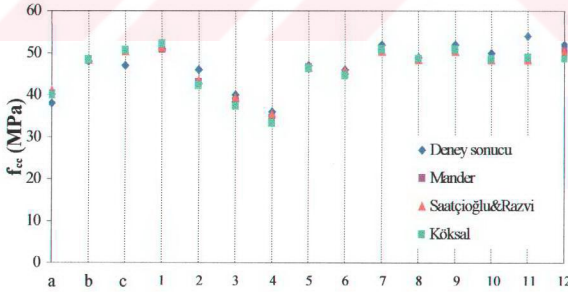
3.3 Kuşatılmış Beton Modelinin Kuşatılmış Betonarme Kolonlara Uygulanması

Spiral ve dikkörtgen kuşatma donatılı kolon elemanların davranışları hakkında bir çalışma yapılmış ve bu çalışmada Sheikh ve Üzümeri (1982) ve Mander vd. (1988)'in çekirdek betona gelecek etkin kuşatma basıncının (Şekil 2.21 ve 2.22) hesabı için önerdikleri bağıntılar (Bağıntı 2.64, 2.72 ve 2.73) kullanılmıştır.

Kuşatılmış betonun eksenel yük dayanımı, önerilen kırılma kriterine göre Bağıntı (3.9)'dan hesaplanarak Mander vd. (1988) ve Saatçioğlu ve Razvi (1992) tarafından verilen deneysel sonuçlarla Çizelge 3.3, 3.4 ve 3.5'ten de görüleceği gibi karşılaştırılmıştır.

Çizelge 3.3 Dairesel kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması

Kolon Adı	σ_3 (MPa)	k_e	f'_c (MPa)	f_{cc} (MPa) Deneysel ^(a)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(b)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(c)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(d)
a	3.10	0.970	24	38	40.3	41	40.1
b	3.40	0.970	30	48	48.3	48.4	48.4
c	3.40	0.970	32	47	50.5	50.4	50.7
1	4.25	0.983	29	51	51	51.4	52.3
2	2.55	0.950	29	46	43	43.5	42.4
3	1.70	0.911	29	40	38.5	39.4	37.4
4	0.96	0.890	29	36	34.5	35.5	33.5
5	3.20	0.986	29	47	46.5	46.5	46.4
6	3.07	0.923	29	46	45.1	45.9	44.7
7	3.40	0.987	32	52	50.8	50.4	50.9
8	3.40	0.987	30	49	48.6	48.4	48.7
9	3.40	0.987	32	52	50.8	50.4	50.9
10	3.40	0.986	30	50	48.6	48.4	48.7
11	3.40	1.000	30	54	48.6	48.4	49.0
12	3.40	0.986	32	52	50.8	50.4	48.7



Şekil 3.11 Dairesel kesitli kolonlar için sonuçların karşılaştırılması

^a Mander vd., (1988) tarafından yapılan deney sonuçları, ^b Mander vd., (1988)'in analitik sonuçları, ^c Saatçioğlu ve Razvi (1992)'in analitik sonuçları, ^d Köksal beton modeli için analitik sonuçlar (Yöntem 2).

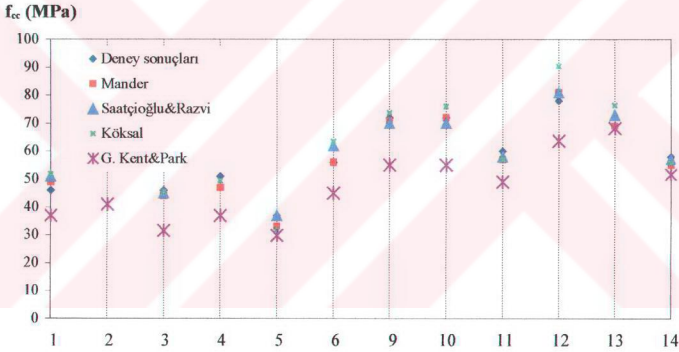
Çizelge 3.4 Kare kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması

Kolon Adı	σ_3 (MPa)	k_e	f'_c (MPa)	f_{cc} (MPa) Deneysetel ^(a)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(b)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(c)
3(a)	4.99	0.56	32	40	40.2	47.8
3(b)	4.99	0.56	32	38.4	40.2	47.8
4(a)	2.50	0.42	32	33.3	36.6	37.9
6(a)	5.17	0.50	39	51.9	47.1	54.3
6(b)	5.17	0.50	39	51.1	47.1	54.3
7(a)	2.59	0.37	39	43.3	39.4	44.9
7(b)	2.59	0.37	39	44.8	39.4	44.9
15(a)	2.50	0.42	29	35.1	33.6	34.6
15(b)	2.50	0.42	29	31.6	33.6	34.6
16(a)	4.99	0.56	29	38	37.2	44.5
16(b)	4.99	0.56	29	38	37.2	44.5
2	2.88	0.76	23.1	33	34.4	34.6
6	2.88	0.69	23.1	32.4	34.4	33.5
12	2.11	0.71	30.3	40.4	39	38.5
13	2.88	0.76	30.3	43	39	42.5
14	3.25	0.73	30.3	43.5	41.2	43.6
15	4.46	0.78	30.3	48.5	44.5	50.7
17	2.11	0.65	30.3	38.5	37.7	37.8
18	2.88	0.69	30.3	41.7	39.8	41.4
19	3.25	0.67	30.3	42.2	39.5	42.4
20	4.46	0.72	30.3	45.6	42.3	48.1
22	2.11	0.71	29.5	35.8	38.3	37.7
23	2.88	0.76	29.5	37.9	40.8	41.6
24	3.39	0.73	29.5	39.9	40.6	43.3
25	4.66	0.78	29.5	45.5	44	49.8
1	1.81	0.66	31.9	37.6	39.2	38.6
2	1.02	0.66	31.4	39.6	37.2	35.1
3	1.54	0.80	30.9	37.4	40.5	37.7
4	0.89	0.80	31.2	37.4	37.3	35.1
5	4.74	0.85	29.8	49.1	46.9	52.4
6	2.42	0.85	29.1	44.6	42.1	40.4
7	3.95	0.66	34.8	44.5	43.9	49.9
8	3.33	0.79	34.7	47.5	47.4	49.8
9	4.12	0.67	34.4	42.3	43.7	50.3
10	5.25	0.77	34.6	45.3	48.7	57.9
11	2.42	0.67	34.6	43.9	43.5	44.0
12	2.95	0.89	34.7	50.6	51.1	49.8
13	1.90	0.70	26.6	34.6	34.2	33.6
14	5.1	0.63	26.8	36.9	36.9	44.5
15	4.78	0.73	26.9	39.6	40.4	45.9
16	1.86	0.78	27.6	37.6	37.9	35.3
17	3.44	0.65	28	38	38	40.1
18	5.23	0.83	28.1	47.8	46	52.0
19	2.92	0.65	28.4	40.6	36.8	38.7
20	3.81	0.83	29.5	44.8	43.5	47.0
21	4.88	0.80	30.2	46.5	44.4	52.1
22	2.96	0.70	30.2	43.5	39.4	41.7
23	4.39	0.86	30.5	47.0	47.3	51.6
24	5.06	0.83	30.5	49.7	46.3	54.1

^a 3(a)-16(b) Razvi ve Saatçioğlu (1989), 2-25 Scott vd., (1982) ve 12-25 Sheikh ve Üzümeri (1980) deney sonuçları, ^b Saatçioğlu ve Razvi (1992)'in analitik sonuçları, ^c Köksal beton modeli için analitik sonuçlar (Yöntem 2).

Çizelge 3.5 Dikdörtgen kolonlarda taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması

Kolon Adı	σ_3 "büyük" (MPa)	σ_3 "küçük" (MPa)	k_c	f'_c (MPa)	f_{cc} (MPa) Deneyssel ^(a)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(b)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(c)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(d)	f_{cc} (MPa) Analitik ^(e)
1	8.37	6.08	0.650	26	46	49	51	37	51.7
2	9.18	6.664	0.650	29	56	55	56	41.07	57.6
3	8.37	4.867	0.541	26	46	44	45	31.52	45.5
4	8.37	4.867	0.650	26	51	47	57	37	49.5
5	2.914	2.108	0.454	26	37	33	37	29.81	31.9
6	13.53	9.636	0.587	26	56	56	62	44.98	63.5
9	9.18	6.664	0.65	43	72	71	70	55.07	73.7
10	9.18	6.664	0.700	43	72	72	70	55.07	76.0
11	4.59	3.332	0.586	43	60	57	58	49.05	57.2
12	14.976	10.512	0.634	43	78	81	81	63.70	90.4
13	20.952	7.38	0.399	43	69	69	73	68.20	76.4
14	7.65	2.788	0.397	43	58	55	57	51.67	55.8



Şekil 3.12 Dikdörtgen kesitli kolonlar için sonuçların karşılaştırılması

^a Mander vd., (1988) tarafından yapılan deney sonuçları, ^b Mander vd., (1988)'in analitik sonuçları, ^c Saatçioğlu ve Razvi (1992)'in analitik sonuçları, ^d Geliştirilmiş Kent ve Park beton modelinin analitik sonuçları, ^e Köksal beton modeli için analitik sonuçlar (Yöntem 2).

Yukarıda verilen dairesel, kare ve dikdörtgen kesitli betonarme kesitlere ait deneysel sonuçlarının karşılaştırmalardan görüleceği gibi ikinci yöntemin kullanıldığı durumda, dairesel kesitlerde kuşatılmış beton dayanımı tahminleri oldukça iyi bir şekilde deneysel verilerle uyum göstermektedir. Ayrıca, kare ve dikdörtgen kesitlerdeki kuşatılmış beton dayanımı değerleri de iyi bir şekilde tahmin edilmiştir. Şekil 3.7'den 3.10'a kadar verilen deneysel karşılaştırmalarda kullanılan iki yöntemle de yapılan tahminler deneysel veriler ile uyum göstermektedir. Tez kapsamında birinci yöntem dikkate alınarak hesaplamalar yapılacaktır. Bunun nedeni ise; bu yöntemin ikinci yönteme nazaran daha basit oluşu ve yapacağı kuşatılmış beton dayanımı tahminleri yönünden daha güvenli tarafta kalmasıdır.



4. MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİLERİ

4.1 Giriş

Depreme maruz kalma ihtimali yüksek bölgelerdeki yapıların, deprem yükleri altında kalması durumunda sünek davranış gösterecek şekilde tasarlanması, dikkate alınması gereken çok önemli bir unsurdur. Yapı elemanlarında gevrek göçmeler oluşmamalı ve taşıyıcı elemanlar yük taşıma kapasitelerine ulaşana kadar büyük şekil değiştirmeler yapabilmelidirler. Günümüzde geçerli olan depreme dayanıklı yapı tasarım felsefesi yapı elemanlarının, büyük şiddetteki depremleri göçmeden atlatabilmesi için elastik ötesi davranış yaparak yapıya giren enerjinin sönmülenmesi ilkesi üzerine kuruludur. Bu nedenle, yapı elemanlarının kritik kesitlerindeki eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvetin, elemanın sünekliğine bağlı olarak yeniden dağılımına izin verecek şekilde tasarlanması gereklidir. Örneğin, bir yapı yük taşıma kapasitesine yaklaşıldığında bazı kesitler moment taşıma kapasitelerine diğer elemanlardan daha önce ulaşabilir. Fakat, bu kesitlerde plastik dönmeler oluşur ise moment yeniden dağılımı gerçekleşir ve bu elemanlardaki moment değeri sabit kalırken diğer elemanlar da moment taşıma kapasitelerine ulaşana kadar daha fazla yükler taşınabilir.

Ayrıca yapı elemanlarının kesme ve burulmaya bağlı ilişkileri de yapının daha fazla yük taşımasını sağlamaktadır. Ancak, bu bölümde yapı elemanlarının sadece moment-eğrilik ilişkileri açıklanacak, kesme ve burulmadan dolayı oluşabilecek göçmelere karşı kesitlerin güvenli olduğu kabul edilecektir.

4.2 Kesitin Eğriliği

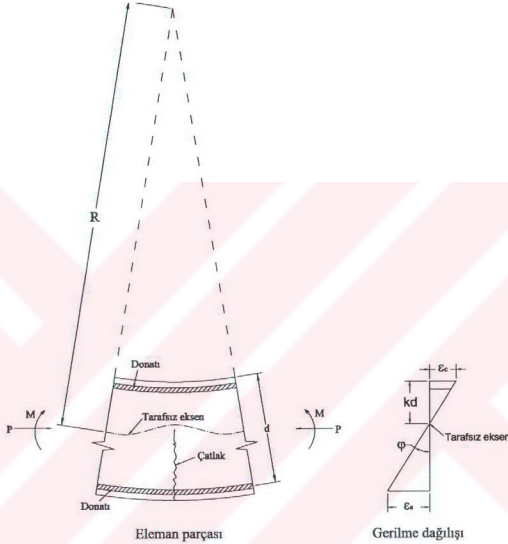
Şekil 4.1'de betonarme bir elemanın başlangıçta düz olan bir kesitinin iki ucunda da eşit moment ve eksenel yük altındaki davranışı gösterilmiştir. Eğrilik yarıçapı R , tarafsız eksenenden olan mesafe olarak tanımlanır. Eğrilik yarıçapı R , tarafsız eksen derinliği kd , en üst beton basınç lifi birim şekil değiştirmesi ε_{cm} ve çekmeye çalışan donatıdaki birim şekil değiştirme ε_s , oluşan çatlakların arasındaki betonun da çekme yükü taşıması nedeniyle eleman boyunca değişecektir (Park ve Paulay, 1975). Şekil 4.1'de verilen değişkenlere bağlı olarak elemanın dx gibi küçük bir uzunluğu dikkate alınırsa, bu elemanın iki ucu arasındaki dönme

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_{cm} dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \quad \therefore \quad \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad (4.1)$$

bağıntısı ile bulunabilir.

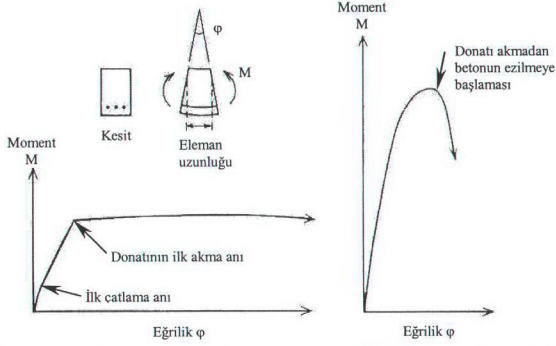
Böylece $1/R$, elemanın eğriliğini (elemanın birim uzunluğundaki dönme) olarak tanımlanır ve φ ile gösterilir.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_s}{d} \quad (4.2)$$



Şekil 4.1 Eğilmeye çalışan bir elmanda şekil değiştirme (Park ve Paulay, 1975)

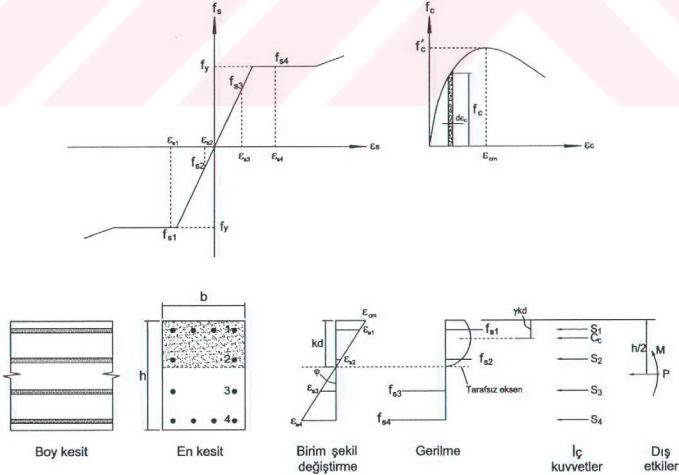
Gerçekte eğrilik, tarafsız eksen derinliğinin ve oluşan çatlaklar arasındaki birim şekil değiştirmelerin eleman boyunca sürekli farklılaşması nedeni ile değişmektedir. Eğer çatlak üzerindeki eleman uzunluğu küçük ise ε_c ve ε_s çatlamaş kesitteki birim şekil değiştirme değerleri olmak üzere eğrilik Bağıntı (4.2) ile hesaplanır (Park ve Paulay, 1975). Eğer bir elemanın kritik kesitindeki birim şekil değiştirmeler, eleman eğilme momenti taşıma kapasitesine kadar yüklenirken ölçülebilir ise Bağıntı (4.2) ile her moment değerine karşılık gelen eğrilikler hesaplanıp söz konusu elemanın $M - \varphi$ ilişkisi elde edilmiş olur. Şekil 4.2'de tek donatı sırasına sahip basit bir kiriş elemanın çekme ve basınç göçmesi durumu için $M - \varphi$ ilişkileri gösterilmiştir.



Şekil 4.2 Çekme ve basınç geçme durumu için $M - \phi$ ilişkileri (Park ve Paulay, 1975)

4.3 Moment-Eğrilik İlişkisinin Teorik Olarak Hesaplanması

Eğilme ve eksenel yük altındaki betonarme kesitlerin teorik $M - \phi$ ilişkileri, eğilmeden önce düzlem olan kesitin eğilmeden sonra da düzlem kaldığı ve donatı çeliği ile betona ait gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinin bilindiği kabullerine dayanılarak hesaplanabilir. Belirli bir eğilmeye ve eksenel yüke karşılık gelen eğrilik değeri, beton ve donatıdaki birim şekil değiştirmelerin üçgen benzerliğinden yararlanılarak bulunması ile iç kuvvetlerin dengesinden hesaplanır.



Şekil 4.3 $M - \phi$ ilişkisinin teorik olarak elde edilmesi (Park ve Paulay, 1975)

Şekil 4.3'te donatı çeliği ve beton için bilinen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri ve belirli bir eğilme ve eksenel yüke sahip bir betonarme kesit gösterilmiştir. Şekil 4.3'te f_y boyuna donatı akma dayanımı, f'_c beton dayanımıdır. Verilen bir en üst beton basınç lifindeki birim şekil değiştirme ε_{cm} ve kd tarafsız eksen derinliği için her donatı sırasındaki ε_{s1} , ε_{s2} , ε_{s3} , ε_{s4} , ..., ε_{si} birim şekil değiştirmeler, benzer üçgenlerden i . donatı sırasının d_i derinliğine bağlı olarak

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd} \quad (4.3)$$

hesaplanabilir. Böylece donatı çeliğinin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisine bağlı olarak ε_{s1} , ε_{s2} , ε_{s3} , ε_{s4} , ..., ε_{si} birim şekil değiştirmelerine karşılık gelen f_{s1} , f_{s2} , f_{s3} , f_{s4} , ..., f_{si} gerilmeleri bulunmuş olur. Sonra da donatılarda oluşacak S_1 , S_2 , S_3 , S_4 , ..., S_i kuvvetleri her bir donatı sırası toplam donatı alanı A_{si} 'ye bağlı olarak

$$S_i = f_{si} A_{si} \quad (4.4)$$

şeklinde hesaplanabilir.

Şekil 4.3'teki beton basınç bloğu üzerinde oluşacak gerilme dağılışı da, birim şekil değiştirme dağılım eğrisine bağlı olarak, betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi yardımı ile bulunabilir. Verilen bir ε_{cm} değeri için C_c beton basınç kuvveti ve bu kuvveti yeri, dikdörtgen kesitler için α ve γ belirleyici değişkenlerine bağlı olarak

$$C_c = \alpha f'_c b kd \quad (4.5)$$

şeklinde en büyük beton basınç lifinden γkd kadar uzaktan etki ettiği hesaplanabilir. En büyük beton basınç lifindeki herhangi bir ε_{cm} değeri için toplam gerilme çarpanı α

$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c = \alpha f'_c \varepsilon_{cm} \quad \therefore \quad \alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f'_c \varepsilon_{cm}} \quad (4.6)$$

ve ağırlık merkezi çarpanı γ

$$\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c \varepsilon_c d\varepsilon_c = (1-\gamma) \varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c \quad \therefore \quad \gamma = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c \varepsilon_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c} \quad (4.7)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir.

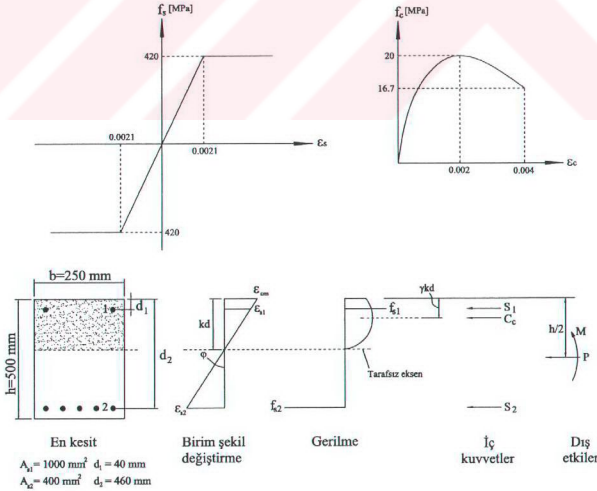
Böylece kuvvet denge eşitlikleri

$$P = \alpha f_c' b k d + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (4.8)$$

$$M = \alpha f_c' b k d \left(\frac{h}{2} - \gamma k d \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (4.9)$$

olarak yazılabilir. Sonuç olarak verilen bir eksenel yük altında, her bir ε_{cm} değerine bağlı olarak tarafsız eksen derinliği kd 'yi kuvvet dengesini sağlayacak şekilde ayarlayarak eğrilikler Bağıntı (4.2) ile hesaplanabilir.

Örnek olarak, geometrik ve malzeme özellikleri Şekil 4.4'te verilen betonarme kesit için eksenel yük $P = 0 \text{ kN}$ için $M - \varphi$ ilişkisi belirlenecektir.



Şekil 4.4 Betonarme kesit özellikleri, birim şekil değiştirme ve iç kuvvetlerin dağılımı

Şekil 4.4'teki betonarme kesit için $M - \varphi$ ilişkisini gösteren eğri önceden özetlenen işlemler sırası takip edilerek, yeterli sayıda betondaki birim kısalma ε_{cmi} değerlerine karşılık gelecek moment M_i ve eğrilik φ_i 'lerin oluşturacakları noktaların birleştirilmesi ile elde edilecektir.

- $\varepsilon_{cm} = 0.001$ seçilir.
- Tarafsız eksen derinliği seçilir. ($kd = 153\text{ mm}$ varsayılacaktır.)
- Bağıntı (4.3)'ten her donatı sırasındaki birim şekil değiştirmeler hesaplanır.

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cm} \frac{kd - d_1}{kd} = 0.001 \frac{153 - 40}{200} = 0.000739$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cm} \frac{kd - d_2}{kd} = 0.001 \frac{153 - 460}{200} = -0.00201$$

- Bağıntı (4.4)'ten her donatı sırasındaki toplam kuvvetler hesaplanır.

$$S_1 = f_{s1} A_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s A_{s1} = 0.000739 \times 200000 \times 400 \times 10^{-3} = 59\text{ kN}$$

$$S_2 = f_{s2} A_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s A_{s2} = -0.00201 \times 200000 \times 1000 \times 10^{-3} = -401\text{ kN}$$

- Bağıntı (4.6)'dan toplam gerilme çarpanı α hesaplanarak Bağıntı (4.5) ile betonda meydana gelecek kuvvet hesaplanır.

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f_c' \varepsilon_{cm}} = \frac{\int_0^{0.001} f_c d\varepsilon_c}{20 \times 0.001} = 0.448$$

$$C_c = \alpha f_c' b kd = 0.448 \times 20 \times 250 \times 200 \times 10^{-3} = 342\text{ kN}$$

- Bağıntı (4.8) ile kuvvet dengesi kontrol edilir (Toplam kuvvet $P = 0\text{ kN}$ 'u sağlamalı).

$$P = \alpha f_c' b kd + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} = C_c + S_{s1} + S_{s2} = 342 + 59 - 401 = 0 \quad (P = 0\text{ kN} \text{ sağlandı.})$$

- Bağıntı (4.7) kullanılarak ağırlık merkezi çarpanı γ hesaplanır.

$$\gamma = 1 - \left(\frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c \varepsilon_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c} \right) = 1 - \left(\frac{\int_0^{0.001} f_c \varepsilon_c d\varepsilon_c}{0.001 \times \int_0^{0.001} f_c d\varepsilon_c} \right) = 0.348$$

- Bağıntı (4.9) ve Bağıntı (4.2) kullanılarak seçilen $\varepsilon_{cm} = 0.001$ 'e karşılık gelen M ve φ değerleri hesaplanır.

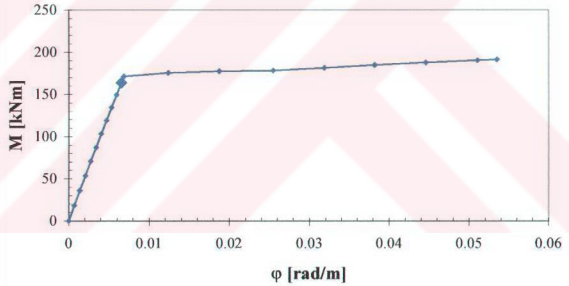
$$M = \alpha f_c' b k d \left(\frac{h}{2} - \gamma k d \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

$$M = 342 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.348 \times 0.153 \right) + 59 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.04 \right) - 401 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.46 \right) = 163.75 \text{ kN.m}$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{k d} = \frac{0.001}{0.153} = 0.00654 \text{ rad/m}$$

Yukarıda ifade edildiği şekilde ε_{cm} 'in, Şekil 4.4'te verilen sınırlar içinde istenilen her değeri için $M - \varphi$ ilişkisi Şekil 4.5'te görüleceği gibi elde edilebilir.

ε_{cm}	M [kN.m]	φ [rad/m]
0	0	0
0.0001	18.27	0.00070
0.0002	36.13	0.00139
0.0003	53.58	0.00206
0.0004	70.62	0.00273
0.0005	87.23	0.00339
0.0006	103.41	0.00404
0.0007	119.16	0.00468
0.0008	134.49	0.00531
0.0009	149.34	0.00592
0.0010	163.75	0.00654
0.0011	171.34	0.00686
0.0015	175.51	0.01238
0.0019	177.41	0.01875
0.0023	178.15	0.02550
0.0027	181.48	0.03187
0.0031	184.90	0.03818
0.0035	187.86	0.04457
0.0039	190.48	0.05105
0.0040	191.30	0.05348



Şekil 4.5 $M - \varphi$ ilişkisi

4.4 Bilgisayar Kullanılarak Moment-Eğrilik İlişkilerinin Hesaplanması

Kesit ve malzeme özellikleri belirli bir kesitin $M - \varphi$ ilişkisinin el ile hesap edilmesi mümkündür. Ancak, bu ilişkinin çekme donatısının akma anına ve en büyük beton basınç birim şekil değiştirmesine karşılık gelecek şekilde kabaca ifade edilmesi bile, kuvvet

dengesinin kurulması için gereken tarafsız eksen yerinin tespitinde yapılacak birçok deneme-yanılma nedeni ile çok vakit alıcı ve hata yapmaya elverişli bir yol olmaktadır.

$M-\varphi$ ilişkisi hesaplanırken, belirlenen sınırlar içerisinde, herhangi bir ε_{cm} birim deformasyonunda betonda oluşacak basınç kuvveti beton için kabul edilen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini tanımlayan eğrinin altında kalan alana eşittir. Bu alanın, toplam gerilme çarpanı α ve ağırlık merkezi çarpanı γ 'nın hesabı beton modelini ifade eden bağıntının integralini gerektirir. Kuşatılmamış betonarme kesitler için belirtilen bu işlem mümkündür. Fakat kuşatılmış kesitlerin hesaplarında kuşatılmış betona ait modeli ifade eden bağıntıların üstsel ifadeler içermesi nedeniyle bu integrallerin alınması çok zordur. Bu nedenle, betonarme kesit yeterli sayıda dilimlere bölünerek beton davranış eğrisinin altında kalan alan yaklaşık olarak hesap edilecektir.

Bu nedenle, önceden bahsedilen $M-\varphi$ ilişkisinin, bilgisayar programı yardımı ile çıkartılışı hatasız ve istenildiği kadar hassas bir şekilde elde edilmesi mümkündür. Bu amaçla, önceki bölümde anlatılan Hognestad (1951), Kent ve Park (1971), Geliştirilmiş Kent ve Park (1982), Mander vd., (1988) ve Saatçioğlu ve Razvi (1992) beton modelleri için $M-\varphi$ ilişkisini verebilen, FORTRAN programlama dilinde programlar yazılmıştır. Bu programlar bahsedilen araştırmacılara ait beton modelleri için, önerdikleri sınırlar içerisindeki her bir ε_{cm} değeri için çekmeye çalışan donatının ilk akma anına karşılık gelen $M-\varphi$ değerlerini verebilecek şekilde geliştirilmiştir. Belirtilen programlar sadece dikdörtgen kesitler için hesap yapabilmektedir.

4.5 Donatı Çeliği için Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi

$M-\varphi$ ilişkilerinin doğru olarak hesap edilebilmesi için donatı çeliğinin pekleşmesini de içeren gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılmalıdır (Samra, 1990). Bu nedenle, $M-\varphi$ ilişkilerinin hesabında aşağıdaki bağıntılarla ifade edilecek çelik davranış modeli kullanılmıştır.

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \Rightarrow f_s = \varepsilon_s E_s \quad (5.1)$$

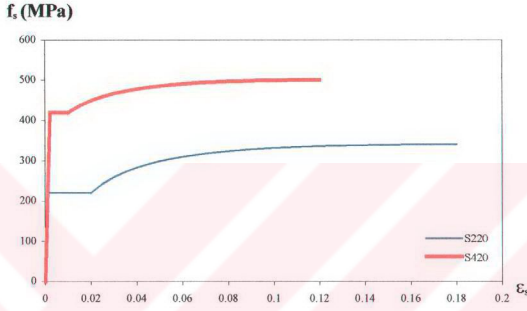
$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \Rightarrow f_s = f_y \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \Rightarrow f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_1 + 1)^2} \right] \quad (5.3)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y} \right) (30r_1 + 1)^2 - 60r_1 - 1}{15r_1^2} \quad (5.4)$$

$$r_1 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (5.5)$$

olarak tanımlanmıştır (Park ve Paulay, 1975). Şekil 4.6'da S220 ve S420 çelikleri için gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri görülmektedir.



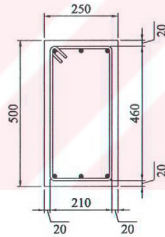
Şekil 4.6 Çelik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri

5. BETON MODELLERİNİN MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİLERİ KULLANILARAK KARŞILAŞTIRILMASI

Bölüm 2’den de anlaşılacağı gibi araştırmacıların kuşatılmış kesitler için önerdikleri modellere göre betonarme kesitlerin çizilen gerilme-birim şekil değiştirme eğrilerinin gerek beton en büyük gerilmesi f_{cc} , gerekse de kuşatılmış beton en büyük birim şekil değiştirmesi ε_{ccu} , değerleri için farklı büyüklüklere ulaştıkları anlaşılmaktadır.

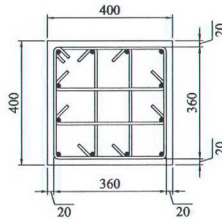
Bu bölümde betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini tanımlayan farklı modeller kullanılarak elde edilen $M - \phi$ ilişkileri verilmiştir. İlk olarak Şekil 5.1’de verilen kiriş kesiti sonra ise Şekil 5.2’de verilen kolon kesiti incelenmiş, sırasıyla geliştirilmiş Kent ve Park (GKP), Mander (M) ve Saatçioğlu ve Razvi (SR) tarafından önerilen beton modelleri esas alınarak $M - \phi$ ilişkileri elde edilmiştir. Burada amaç beton modelleri arasındaki, eğer varsa, meydana gelebilecek farkları gözlemlemektir.

Kesitlerin $M - \phi$ ilişkileri hesaplanırken kaplama betonunun döküldüğü birim şekil değiştirme $\varepsilon_{sp} = 0.005$ olarak kabul edilmiştir.



Boyuna donatılar:
Üst donatı: 3φ14
Alt donatı: 3φ14
Enine donatı: φ8/100

Şekil 5.1 Kiriş kesiti



Boyuna donatı: 12φ14
Enine donatı: φ8/80

Şekil 5.2 Kolon kesiti

5.1 Kiriş Kesitlerinin İncelenmesi

Şekil 5.1’de görülen kiriş kesitine ait $M - \varphi$ ilişkileri C20/S220, C30/S220, C40/S220, C20/S420, C30/S420, C40/S420 malzeme sınıfları için çizilmiştir. Bunun amacı, malzeme sınıfı değişiminin beton modelleri arasındaki farkların üzerinde ne şekilde etkisinin olduğunu gözlemlemektir.

Sırası ile C20/S220, C30/S220, C40/S220, C20/S420, C30/S420, C40/S420 malzeme sınıfları için Şekil 5.1’deki kiriş kesitinin GKP, M ve SR beton modellerine göre gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri ve $M - \varphi$ ilişkileri Bölüm 8.1.1’de gösterilmiştir.

Çizilen $M - \varphi$ ilişkilerine göre kiriş kesitinin, her beton modeline göre, $M_y - \varphi_y$ karşılaştırmaları aşağıdaki çizelgelerde ifade edilmektedir.

Çizelge 5.1 $M_y - \varphi_y$ ’lerin karşılaştırılması, C20/S220

	C20-S220			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	43.65	43.81	43.56	43.74
Momentlerin oranı	1.00	1.01	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0031	0.003	0.003	0.0031
Eğriliklerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
ε_{cy}	0.000325	0.000303	0.000308	0.000311
ε_{cy} ’lerin oranı	1.07	1.00	1.02	1.03

Çizelge 5.2 $M_y - \varphi_y$ ’lerin karşılaştırılması, C30/S220

	C30-S220			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	44.09	44.05	44.04	44.03
Momentlerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0029	0.003	0.0029	0.00296
Eğriliklerin oranı	1.00	1.03	1.00	1.02
ε_{cy}	0.000266	0.000273	0.000257	0.000277
ε_{cy} ’lerin oranı	1.04	1.06	1.00	1.08

Çizelge 5.3 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C40/S220

	C40-S220			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	44.41	44.25	44.36	44.21
Momentlerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0029	0.0029	0.0029	0.0029
Eğriliklerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
ε_{cy}	0.000231	0.000254	0.000225	0.000256
ε_{cy} lerin oranı	1.03	1.13	1.00	1.14

Çizelge 5.4 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C20/S420

	C20-S420			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	83.09	83.42	82.89	82.56
Momentlerin oranı	1.01	1.01	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0059	0.0058	0.0059	0.0058
Eğriliklerin oranı	1.02	1.00	1.02	1.00
ε_{cy}	0.000635	0.00059	0.000619	0.0006
ε_{cy} lerin oranı	1.08	1.00	1.05	1.02

Çizelge 5.5 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C30/S420

	C30-S420			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	84.06	84.02	83.88	84.01
Momentlerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0056	0.0056	0.0056	0.0057
Eğriliklerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.02
ε_{cy}	0.000519	0.000522	0.000511	0.00053
ε_{cy} lerin oranı	1.02	1.02	1.00	1.04

Çizelge 5.6 $M_y - \varphi_y$ 'lerin karşılaştırılması, C40/S420

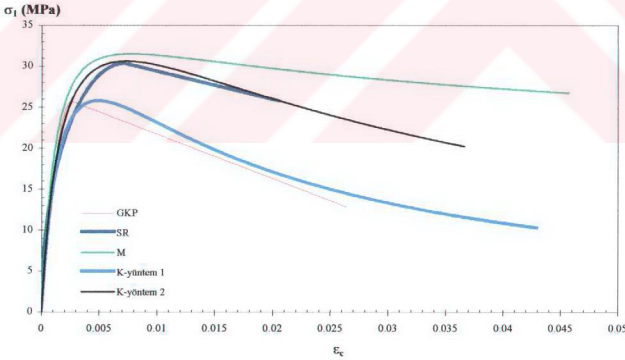
	C40-S420			
	GKP	M	SR	K
M_y [kN.m]	84.62	84.45	84.58	84.45
Momentlerin oranı	1.00	1.00	1.00	1.00
φ_y [rad/m]	0.0055	0.0056	0.0055	0.0056
Eğriliklerin oranı	1.00	1.02	1.00	1.02
ε_{cy}	0.000449	0.000484	0.000443	0.000484
ε_{cy} lerin oranı	1.01	1.09	1.00	1.09

Bölüm 8.1.1’de verilen $M-\phi$ ilişkilerinden ve yukarıdaki çizelgelerde verilen karşılaştırmalardan da görüldüğü gibi her üç model de akma bölgesi yakınında hemen hemen aynı moment ve eğrilik değerlerine yaklaşık olarak aynı beton birim kısalma değerlerinde ulaşmaktadırlar. Ancak, kesitin taşıma gücünü kaybettiği noktada elde edilen sonuçlar birbirlerinden oldukça farklılık göstermektedirler. En büyük şekil değiştirme ε_{ccu} için Saatçioğlu ve Razvi tarafından önerilen model en küçük moment ve eğrilik değerlerini vermektedir. Mander ve geliştirilmiş Kent ve Park modellerinden, Saatçioğlu ve Razvi modeline nazaran oldukça büyük şekil değiştirme değerleri elde edilmiştir.

5.2 Kolon Kesitlerinin İncelenmesi

Şekil 5.2’de görülen kolon kesitine ait $M-\phi$ ilişkileri, C20/S420 malzeme sınıfı için, kesitin $0, 0.1P_d, 0.2P_d, \dots, 1.0P_d$ eksenel yük seviyelerine karşılık gelen normal kuvvet değerlerine göre çizilmiştir.

Şekil 5.3’te C20/S420 malzeme sınıfı için Şekil 5.2’deki kolon kesitinin geliştirilmiş Kent ve Park, Mander ve Saatçioğlu ve Razvi beton modelleri için gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri çizilmiştir.



Şekil 5.3 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S420

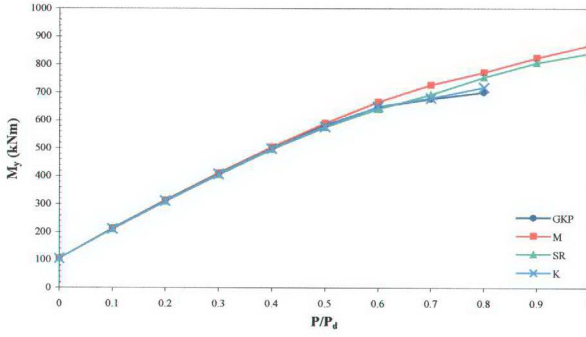
Şekil 5.3’ten de anlaşılabileceği gibi küçük birim şekil değiştirme değerleri için (Eksenel yükün küçük değerleri için), üç beton modeli de yaklaşık olarak aynı gerilme değerlerini vermektedir. Ancak, birim şekil değiştirmenin büyük değerlerine gidildikçe (Eksenel yükün

büyük değerleri için), geliştirilmiş Kent ve Park, Mander ve Saatçioğlu ve Park beton modelleri birbirlerinden oldukça farklı gerilme değerleri vermektedirler. Bu nedenle, kolon kesiti incelenirken önceden de belirtildiği üzere eksenel yükün kesit dayanımına kadar artan değerleri için $M - \phi$ ilişkileri çizilerek kesitin en alt çekme donatısının akma anına ait veriler değerlendirilecektir. Çizilen $M - \phi$ ilişkileri Bölüm 8.1.2’de verilmiştir.

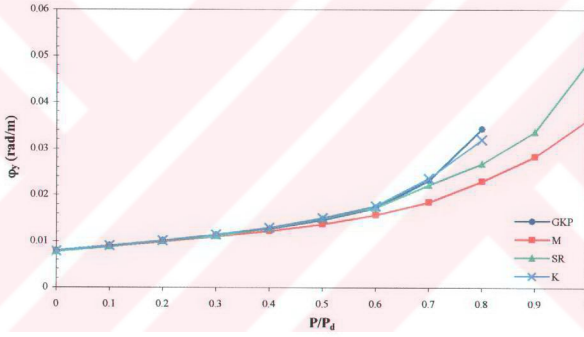
Şekil 5.4, Şekil 5.5 ve Çizelge 5.7’den de anlaşılabacağı gibi eksenel yükün betonarme kesitin eksenel basınç dayanımına yaklaşan seviyelerinde, kesitin M_y akma momenti ve ϕ_y akma eğriliği, söz konusu beton modelleri için dikkate değer bir şekilde farklılık göstermektedir. Ayrıca, Şekil 5.1’deki kolon kesitin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinde betonun en büyük birim şekil değiştirmesi ϵ_{ccu} değerleri birbirlerinden oldukça farklıdır. Buna bağlı olarak ta kolon kesitinin beton modellerine göre ulaştığı en büyük eğrilik ϕ_u değerleri de birbirlerine göre dikkate değer bir şekilde farklılık göstermektedir. Kolon kesite ait $M - \phi$ ilişkilerinden de görüleceği gibi Mander beton modeli diğer beton modellerine göre en büyük eğrilik değerlerini, Saatçioğlu ve Razvi beton modeli ise en küçük eğrilik değerlerini vermektedir.

Çizelge 5.7 Kolon $M_y - \phi_y$ ’lerinin karşılaştırılması

	C20/S420							
	GKP		M		SR		K	
P/P _d	ϕ_y [rad/m]	My [kN.m]	ϕ_y [rad/m]	My [kN.m]	ϕ_y [rad/m]	My [kN.m]	ϕ_y [rad/m]	My [kN.m]
0	0.00798	104.18	0.0078	105.26	0.0077	104.4	0.0079	104.82
0.1	0.00912	210.87	0.0088	212.35	0.0088	209.58	0.0091	211.18
0.2	0.0102	313.11	0.0099	314.28	0.01	309.77	0.0102	312.09
0.3	0.0114	411.01	0.011	411.3	0.0111	405.09	0.0115	407.95
0.4	0.0127	503	0.0122	504.04	0.0128	495.14	0.0130	498.35
0.5	0.0146	581.93	0.0137	589.41	0.0149	574.56	0.0151	577.09
0.6	0.0172	647.69	0.0157	666.23	0.0173	640.19	0.0176	649.64
0.7	0.0232	676.5	0.0185	726.93	0.0221	692.35	0.0236	680.01
0.8	0.0343	700.18	0.023	771.97	0.0267	753.85	0.0320	718.34
0.9	-	-	0.0283	824.23	0.0336	805.64	-	-
1	-	-	0.0363	868.73	0.0486	840.21	-	-



Şekil 5.4 Beton modellerine göre kolon M_y 'lerinin karşılaştırılması

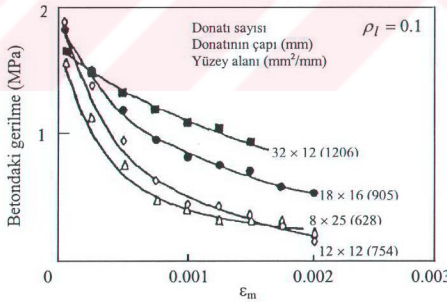


Şekil 5.5 Beton modellerine göre kolon ϕ_y 'lerinin karşılaştırılması

6. EĞİLMEYE ÇALIŞAN BETONARME KESİTLERDE ÇEKME RİJİTLEŞMESİ ETKİSİ

6.1 Giriş

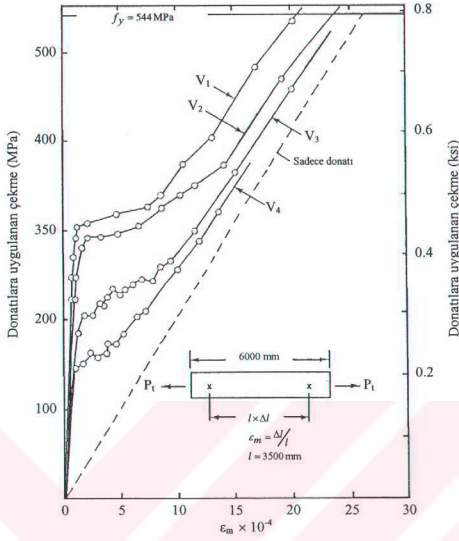
Betonarme davranışa dayalı tasarımda, çekme etkisindeki betonun gerilme-birim uzama ilişkisi genel olarak çekme dayanımına kadar devam eden bir doğru ile ifade edilmektedir. En büyük çekme gerilmesi değerine ulaşıldıktan sonra eleman çekme altındaki tüm taşıma gücünü aniden kaybederek gerilme değeri sıfıra inmektedir. Bu duruma karşılık gelen birim uzama değeri ise çekme altındaki taşıma gücü kaybına karşılık gelmekte ve söz konusu betonarme eleman kesiti çatlamış olarak tanımlanmakta ve yük taşımadığı kabul edilmektedir. Ancak, çatlak oluşuktan sonra bile iki komşu çatlak arasında kalan beton bloğu donatı ile beraber çekme kuvveti taşımaya devam etmekte ve betonarme elemanın sadece çelik donatılar ile sahip olacağı rijitlik değerini artırıcı yönde katkıda bulunmaktadır. Betonarme eğilme elemanlarında özellikle vurgulanan bu katkı çekme rijitleşmesi olarak adlandırılmaktadır. Sadece taşıma gücüne dayanmayan ve yapının veya elemanın yük-şekil değiştirme ilişkisinin incelendiği itme analizi gibi doğrusal olmayan çözümlemelerde çekme rijitleşmesi önem kazanmaktadır. Çekme rijitleşmesi etkisi gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinde çatlama ve çatlak gelişimi sırasındaki yük kaybını dikkate alan ve kademeli olarak azalan bir eğri ile tanımlanabilir.



Şekil 6.1 Betonarme kesitte betonun çekme gerilmeleri altında yumuşaması (Prakhy ve Morley, 1991)

Betonda gerçekleşen ve yumuşama olarak adlandıran bu kademeli taşıma gücü kaybının sadece çelik donatı tarafından taşınan yüke ilave edilmesiyle de betonarme eleman için tipik bir yük-birim şekil değiştirme eğrisi elde edilebilir. Betonarme bir elemanda çekme rijitleşmesi etkisi donatı oranına, donatı çubuklarının çaplarına, aderans gerilmelerine, beton

mukavemetine ve donatının yerleştirilme biçimine bağlıdır.



Şekil 6.1 Deney numuneleri çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrileri, çekme rijitleşmesi (Carreira ve Chu, 1986)

Çekme gerilmesi altındaki betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin şekli önemli ölçüde bu ilişkiyi tespit etmek için kullanılan deneysel yöntemden etkilenmektedir. Eğer, beton numune doğrudan çekme deneyine tabi tutuluyor ve bu deneyde kullanılan deney aletinde birim şekil değiştirmeler denetlenemiyor ise elde edilen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi genellikle doğrusal ve gevrek göçme ile sonuçlanmaktadır (Carreira ve Chu, 1986).

Birim şekil değiştirme seviyeleri denetlendiği deformasyon kontrollü bir deneyde ortaya çıkan betonun çekme gerilmesi altındaki davranışı doğrusal olmayan, artan ve azalan kısımlara sahip bir eğri olduğunu göstermiştir.

Bu çalışmada Carreira ve Chu (1986) tarafından önerilen betonarme kesitlerde betonun çekme gerilmeleri altındaki davranışı için basınç gerilmeleri altındaki davranışına benzer bir ilişki kullanılmıştır. Bu ilişkiyi temsil eden bağıntı

$$\sigma_1 = f_t' \frac{\beta \left(\epsilon / \epsilon_t' \right)}{\beta - 1 + \left(\epsilon / \epsilon_t' \right)^\beta} \quad (6.1)$$

olarak dikkate alınmıştır. Bu bağtımda, σ_1 birim şekil değıştirme değgerine karşılık gelecek olan çekme gerilmesi, f_t' betonun çekme dayanımı, ε_t' betonun çekme dayanımına karşılık gelen birim şekil değıştirme ve β betonun gerilme-birim şekil değıştirme eğrisinin şekline göre değışen bir katsayıdır. Bağntı (4.10)'daki değışkenlerin uygun olarak seçimi ile çatlak, donatının kayması ve beton ile donatı arandaki aderans etkileri dikkate alınabilmektedir (Carreira ve Chu, 1986).

6.2 Çekme Rijitleşmesi Etkisi

Betonarme kesitte bulunan donatının çekme gerilmelerine maruz kalması halinde elde edilen gerilme-birim uzama ilişkisini ifade eden eğriler beton kesitte büyük çatlakların oluşmasından sonra bile, donatının çekme gerilmelerini taşımasına katkıda bulunduğunu göstermektedir (Carreira ve Chu, 1986). Betonarme kesitin sergilediğı bu davranış çekme rijitleşmesi olarak isimlendirilebilir.

Şekil 6.2'de betonarme kesitteki donatıya uygulanan çekme gerilmesine karşılık ölçülen ortalama birim şekil değıştirme ilişkileri gösterilmiştir. Betonarme kesitteki çekme rijitleşmesi, donatının akma anına kadar, ortalama birim şekil değıştirmesi ε_m 'e bağılı olarak ifade edilebilir. Kuvvetlerin dengesi

$$\varepsilon_s E_s A_s + A_c f_t = P_t \quad (6.2)$$

ve birim şekil değıştirmelerin uygunluk şartı

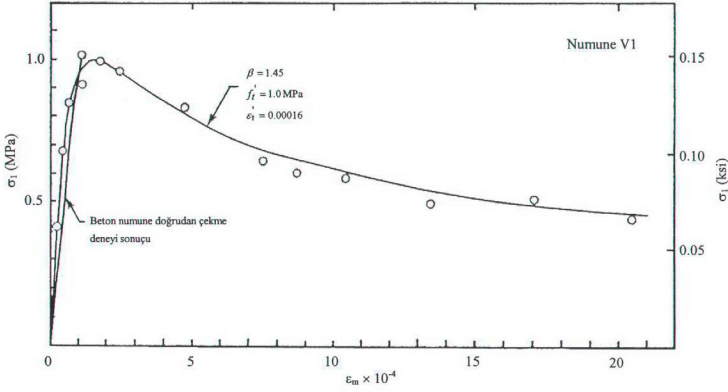
$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \varepsilon_m \quad (6.3)$$

yazılacak olursa

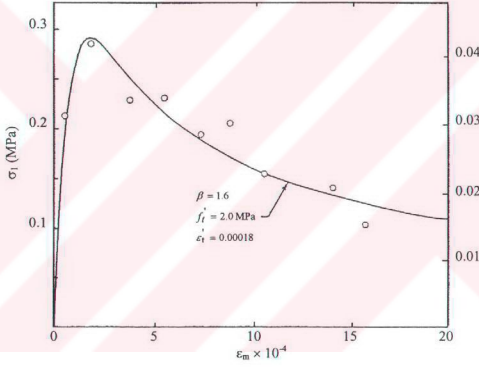
$$f_t = \rho_l (f_s - \varepsilon_m E_s) \quad (6.4)$$

bağıntısı elde edilir. Bağntı (6.4) doğrudan çekme altındaki deney numunelerinin durumunu dikkate almakta ve belirli bir ε_m değeri için betonun çekme dayanımına olan katkısı f_t 'yi kesitteki donatılara etkililen çekme gerilmesi ile beton kesit içinde kalan donatıdaki oluşan çekme gerilmeleri arasındaki fark olarak tanımlamaktadır.

Şekil 6.3 ve 6.4'te deneysel veriler ile elde edilen çekme rijitleşmesi ve bu rijitleşmeyi temsil etmek için kullanılan eğri ile bu eğriyi tanımlayan çarpan ve değışkenler gösterilmiştir.



Şekil 6.3 Çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrisi (Carreira ve Chu, 1986)



Şekil 6.4 Çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrisi (Carreira ve Chu, 1986)

Bu çalışmada betonarme bir kesitteki çekme rijitleşmesi aşağıda verilen kabuller doğrultusunda dikkate alınmıştır. Betonun tek eksenli çekme dayanımı

$$f'_t = 0.4\sqrt{f'_c} \quad (6.5)$$

betonun tek eksenli çekme dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirme

$$\varepsilon'_t = -0.0002 \quad (6.6)$$

betonun çekme altındaki gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini etkileyen çarpan

$$\beta = 1.8 \quad (6.7)$$

ve betonun tecrübe edeceği en büyük uzama birim şekil değiştirmesi

$$\varepsilon_{tu} = -0.0025 \quad (6.8)$$

olarak kabul edilmiştir.

Yapılan bu kabuller doğrultusunda çekme rijitleşmesini etkileyen, çekme ve basınç donatısının miktarı, beton dayanımı, boyuna donatının akma dayanımı, kuşatma donatısının akma dayanımı ve kolon kesitler için eksenel yük seviyesi gibi etkenler sırası ile incelenecektir. Bu incelemeler, çekme ve basınç donatısının miktarının etkisinde hariç, Şekil 5.1 ve 5.2’de kesit bilgileri verilen kiriş ve kolon kesitleri dikkate alınarak çizilen $M - \varphi$ ’ler kullanılarak yapılmıştır. Beton modeli olarak ta Köksal beton modeli kullanılmıştır.

6.2.1 Çekme ve Basınç Donatısı Miktarının Etkisi

Çekme ve basınç donatısının çekme rijitleşmesine olan etkisini incelemek amacı ile C30/S220 ve C30/S420 malzeme sınıfları için geçerli olmak üzere, Çizelge 6.1, 6.2, 6.3 ve 6.4’ten de görüleceği gibi, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$ ve $\rho_l / \rho_l' = 0.5$ donatı yüzdeleri için kiriş kesitleri oluşturulmuş sonra da $M - \varphi$ ’leri çizilmiştir. Çizilen $M - \varphi$ ’ler Bölüm 8.2’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.3$

Kiriş No	ρ_l	$\rho_l' = 0.3\rho_l$	Alt Donatı	Üst Donatı	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	f_c (MPa)	f_{cc} (MPa)	f_y (MPa)
1A	0.0025	0.00075	4 ϕ 10	2 ϕ 8	314	100.48	30	30	220
2A	0.005	0.0015	4 ϕ 14	2 ϕ 12	615.44	226.08	30	30	220
3A	0.01	0.003	4 ϕ 20	2 ϕ 16	1256	401.92	30	30	220
4A	0.015	0.0045	4 ϕ 24	2 ϕ 18	1808.64	508.68	30	30	220
5A	0.02	0.006	4 ϕ 28	2 ϕ 22	2461.76	759.88	30	30	220

Çizelge 6.2 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S220, $\rho_l / \rho_l' = 0.5$

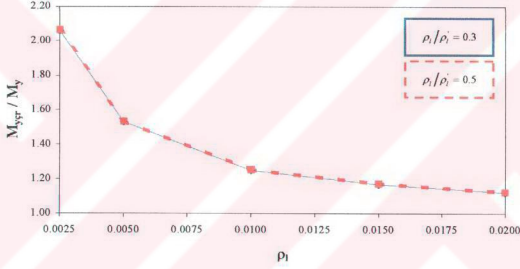
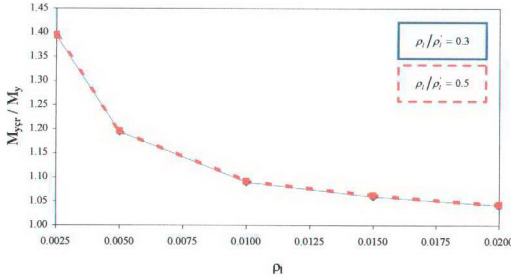
Kiriş No	ρ_l	$\rho_l' = 0.5\rho_l$	Alt Donatı	Üst Donatı	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	f_c (MPa)	f_{cc} (MPa)	f_y (MPa)
1B	0.0025	0.00125	4 ϕ 10	3 ϕ 8	314	150.72	30	30	220
2B	0.005	0.0025	4 ϕ 14	2 ϕ 14	615.44	307.72	30	30	220
3B	0.01	0.005	4 ϕ 20	3 ϕ 16	1256	602.88	30	30	220
4B	0.015	0.0075	4 ϕ 24	3 ϕ 20	1808.64	942	30	30	220
5B	0.02	0.01	4 ϕ 28	3 ϕ 22	2461.76	1139.82	30	30	220

Çizelge 6.3 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S420, $\rho_l/\rho_l' = 0.3$

Kiriş No	ρ_l	$\rho_l' = 0.3\rho_l$	Alt Donatı	Üst Donatı	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	f_c' (MPa)	f_{cc} (MPa)	f_y (MPa)
1A	0.0025	0.00075	4 ϕ 10	2 ϕ 8	314	100.48	30	30	420
2A	0.005	0.0015	4 ϕ 14	2 ϕ 12	615.44	226.08	30	30	420
3A	0.01	0.003	4 ϕ 20	2 ϕ 16	1256	401.92	30	30	420
4A	0.015	0.0045	4 ϕ 24	2 ϕ 18	1808.64	508.68	30	30	420
5A	0.02	0.006	4 ϕ 28	2 ϕ 22	2461.76	759.88	30	30	420

Çizelge 6.4 Kiriş kesiti donatı özellikleri, C30/S420, $\rho_l/\rho_l' = 0.5$

Kiriş No	ρ_l	$\rho_l' = 0.5\rho_l$	Alt Donatı	Üst Donatı	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	f_c' (MPa)	f_{cc} (MPa)	f_y (MPa)
1B	0.0025	0.00125	4 ϕ 10	3 ϕ 8	314	150.72	30	30	420
2B	0.005	0.0025	4 ϕ 14	2 ϕ 14	615.44	307.72	30	30	420
3B	0.01	0.005	4 ϕ 20	3 ϕ 16	1256	602.88	30	30	420
4B	0.015	0.0075	4 ϕ 24	3 ϕ 20	1808.64	942	30	30	420
5B	0.02	0.01	4 ϕ 28	3 ϕ 22	2461.76	1139.82	30	30	420

Şekil 6.4 ρ_l/ρ_l' Değişiminin betonun çekme dayanımına katkısının değişimi, C30/S220Şekil 6.5 ρ_l/ρ_l' Değişiminin betonun çekme dayanımına katkısının değişimi, C30/S420

Şekil 6.4 ve 6.5'ten de anlaşılabacağı üzere betonarme kesitte bulunan basınç donatısının çekme rijitleşmesi üzerinde herhangi bir etkisi görülmektedir. Buna karşın, kesitteki çekme donatısının oranı arttıkça çekme rijitleşmesi etkisinin azaldığı gözlemlenmiştir. Şekil 6.4 ve 6.5'te verilen sonuçlar aşağıda verilen çizelgelerden de görülebilir.

Çizelge 6.5 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho'_l = 0.3$

Kiriş No	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer} / M_y	$\varphi_{yer} / \varphi_y$
1A	30.33	62.52	0.00287	0.00331	2.061	1.153
2A	58.02	88.89	0.00310	0.00346	1.532	1.116
3A	114.62	143.35	0.00349	0.00376	1.251	1.079
4A	161.70	188.90	0.00378	0.00402	1.168	1.064
5A	216.32	242.37	0.00405	0.00426	1.120	1.053

Çizelge 6.6 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho'_l = 0.5$

Kiriş No	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer} / M_y	$\varphi_{yer} / \varphi_y$
1B	30.35	62.65	0.00287	0.00330	2.064	1.150
2B	58.06	89.09	0.00309	0.00345	1.534	1.116
3B	115.05	144.15	0.00346	0.00372	1.253	1.077
4B	162.96	191.08	0.00368	0.00392	1.173	1.066
5B	218.06	244.93	0.00395	0.00417	1.123	1.053

Çizelge 6.7 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S420, $\rho_l / \rho'_l = 0.3$

Kiriş No	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer} / M_y	$\varphi_{yer} / \varphi_y$
1A	57.88	80.65	0.00548	0.00589	1.393	1.075
2A	110.67	132.17	0.00596	0.00627	1.194	1.053
3A	217.59	237.07	0.00675	0.00701	1.090	1.038
4A	305.42	323.56	0.00739	0.00764	1.059	1.033
5A	406.94	423.90	0.00804	0.00827	1.042	1.029

Çizelge 6.8 Kiriş akma $M - \varphi$ 'leri, C30/S220, $\rho_l / \rho'_l = 0.5$

Kiriş No	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer} / M_y	$\varphi_{yer} / \varphi_y$
1B	57.90	80.74	0.00547	0.00588	1.394	1.074
2B	110.69	132.39	0.00592	0.00624	1.196	1.054
3B	218.56	238.54	0.00667	0.00692	1.091	1.037
4B	307.50	326.62	0.00721	0.00743	1.062	1.031
5B	412.03	429.73	0.00780	0.00800	1.043	1.026

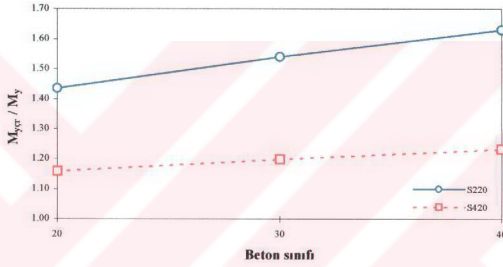
6.2.2 Beton Basınç Dayanımının Etkisi

Beton basınç dayanımı değişiminin çekme rijitleşmesine olan etkisini incelemek için

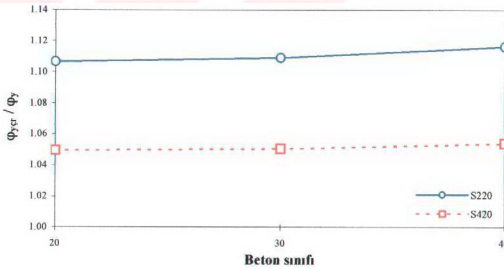
C20/S220, C30/S220, C40/S220 ve C20/S420, C30/S420, C40/S420 malzeme sınıfları için Şekil 5.1'deki kiriş kesitine ait $M-\varphi$ ilişkileri çizilmiştir Çizilen $M-\varphi$ 'ler Bölüm 8.3'ten görülebilir. Elde edilen sonuçlar bir çizelge halinde ve grafik olarak aşağıda verilmiştir.

Çizelge 6.9 Kiriş akma $M-\varphi$ 'leri ve karşılaştırmaları

BS	BDS	KDS	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer}/M_y	φ_{yer}/φ_y
C20	S220	S220	57.92	83.16	0.00313	0.00347	1.436	1.107
C30	S220	S220	58.34	89.87	0.00306	0.00339	1.541	1.109
C40	S220	S220	58.87	95.51	0.00300	0.00335	1.631	1.116
C20	S420	S420	110.30	127.83	0.00603	0.00632	1.159	1.050
C30	S420	S420	111.29	133.44	0.00583	0.00612	1.199	1.050
C40	S420	S420	111.84	137.87	0.00571	0.00602	1.233	1.054



Şekil 6.6 $M_y / M_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi



Şekil 6.7 $\varphi_y / \varphi_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi

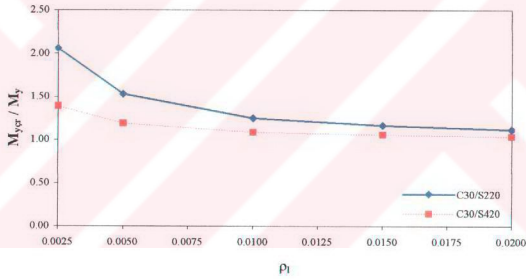
Çizelge 6.9, Şekil 6.6 ve 6.7'den de görüleceği gibi beton dayanımının artması durumunda

çekme rijitleşmesinin etkisi de artmaktadır. Ayrıca, donatı akma dayanımının artması durumunda etkinin azaldığı görülmüş, S420 donatı sınıfının kullanılması durumunda beton dayanımının artması ile kesitin kazandığı çekme rijitleşmesinin artışı daha belirgin olmamaktadır.

6.2.3 Boyuna Donatı Akma Dayanımının Etkisi

Boyuna donatı sınıfının çekme rijitleşmesine olan etkisini incelemek için daha önceden yapılan, kesitteki donatı miktarının ve beton dayanımının etkisinin araştırılmasında sonuç olarak verilmiş şekil ve çizelgelerden faydalanılabilir.

Çekme ve basınç donatısının miktarının etkisinin incelendiği kısımdan elde edilen verilere göre, Şekil 6.4 ve 6.5'ten de anlaşılabacağı gibi betonarme kesitte kullanılan boyuna donatının akma dayanımının artması durumunda, betonarme kesitte çekme rijitleşmesi etkisinin azaldığı görülmektedir. Bu durum, incelenen kiriş kesitleri için çizilen $M - \phi$ ilişkilerinden okunan kesit akma momentlerinin karşılaştırılması olarak Şekil 6.8'de gösterilmiştir.



Şekil 6.8 M_y / M_{yd} oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi

Ayrıca, beton dayanımının çekme rijitleşmesine olan etkisinin incelendiği kısımdan elde edilen veriler ışığında, Şekil 6.6 ve 6.7'den de görüleceği üzere betonarme kesitte kullanılacak donatının akma dayanımının artması durumunda betonun kesit çekme dayanımına olan katkısının azaldığı görülmektedir.

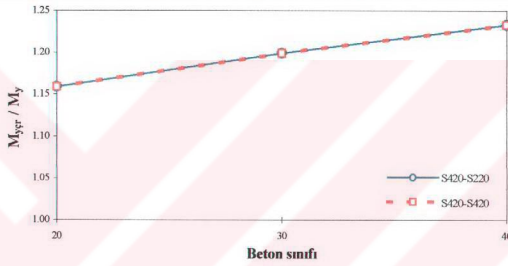
6.2.4 Kuşatma Donatısı Akma Dayanımının Etkisi

Kuşatma donatısı akma dayanımının betonarme kesitteki çekme rijitleşmesine olan etkisini incelemek için Şekil 5.1'de verilmiş olan kiriş kesitine ait $M - \phi$ ilişkileri kullanılmıştır.

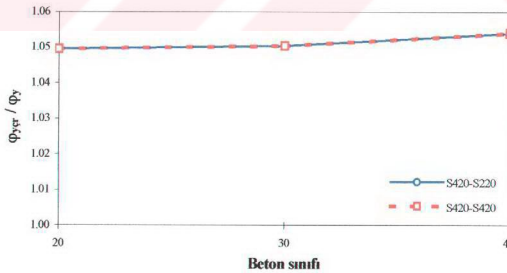
Çizilen $M-\varphi$ 'ler Bölüm 8.4'te görülebilir. Çizelge 6.10'da malzeme sınıfları ve $M-\varphi$ ilişkilerinden okunan kesit akma moment ve eğrilikleri verilmiştir. Ayrıca, elde edilen sonuçlar Şekil 6.9 ve 6.10'da verilmiştir.

Çizelge 6.10 Kiriş akma $M-\varphi$ 'leri ve karşılaştırmaları

BS	BDS	KDS	M_y [kNm]	M_{yer} [kNm]	φ_y [rad/m]	φ_{yer} [rad/m]	M_{yer} / M_y	$\varphi_{yer} / \varphi_y$
C20	S220	S220	110.30	127.83	0.00603	0.00632	1.159	1.050
C30	S220	S220	111.29	133.44	0.00583	0.00612	1.199	1.050
C40	S220	S220	111.84	137.87	0.00571	0.00602	1.233	1.054
C20	S420	S420	110.30	127.83	0.00603	0.00632	1.159	1.050
C30	S420	S420	111.29	133.44	0.00583	0.00612	1.199	1.050
C40	S420	S420	111.84	137.87	0.00571	0.00602	1.233	1.054



Şekil 6.9 $M_y / M_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi



Şekil 6.10 $\varphi_y / \varphi_{yçd}$ oranına göre çekme rijitleşmesinin değişimi

Şekil 6.9 ve 6.10'da verilen sonuçlara göre betonarme kesitteki kayma donatısı akma dayanımının betonarme kesitteki çekme rijitleşmesini etkilemediği görülmektedir.

6.2.5 Kolon Elemanlarda Eksenel Yük Seviyesinin Etkisi

Kolon elemanlarda betonarme kesitteki çekme rijitleşmesini etkileyen etkenler, giriş kesitlerden farklı olarak, boyuna donatının dağılımı ve eksenel yük seviyesi olarak düşünülmektedir. Bu çalışmada bu iki etkenden sadece eksenel yük seviyesi incelenmiştir.

Bu amaçla Şekil 5.2’de verilen kolon kesitinin, kesit eksenel yük dayanımı P_d ’nin $0, 0.1P_d, 0.2P_d, \dots, 1.0P_d$ değerlerine karşılık gelen eksenel yük seviyelerine göre $M-\varphi$ ilişkileri çizilmiştir. Çizilen $M-\varphi$ ’ler Bölüm 8.5’te görülebilir. Çizelge 6.11’den Çizelge 6.16’ya kadar kolon kesitine ilişkin elde edilen $M-\varphi$ ’lerden okunan akma moment ve eğrilik değerleri verilmiştir.

Çizelge 6.11 Kolon akma $M-\varphi$ ’lerinin karşılaştırılması, C20/S220

C20/S220						
P/P _d	M _y	M _{ygr}	φ_y	φ_{ygr}	M _{ygr} / M _y	$\varphi_{ygr} / \varphi_y$
0	55.32	79.08	0.0041	0.0045	1.43	1.10
0.1	159.68	180.33	0.0050	0.0054	1.13	1.06
0.2	258.44	276.39	0.0060	0.0062	1.07	1.05
0.3	351.41	365.91	0.0069	0.0073	1.04	1.05
0.4	435.98	447.99	0.0082	0.0085	1.03	1.04
0.5	513.84	523.59	0.0097	0.0100	1.02	1.04
0.6	583.20	590.04	0.0118	0.0122	1.01	1.04
0.7	642.58	611.15	0.0148	0.0175	0.95	1.19
0.8	-	-	-	-	-	-
0.9	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

Çizelge 6.12 Kolon akma $M-\varphi$ ’lerinin karşılaştırılması, C20/S420

C20/S420						
P/P _d	M _y	M _{ygr}	φ_y	φ_{ygr}	M _{ygr} / M _y	$\varphi_{ygr} / \varphi_y$
0	104.97	121.14	0.0079	0.0082	1.15	1.05
0.1	220.94	235.44	0.0091	0.0094	1.07	1.04
0.2	330.84	343.59	0.0103	0.0106	1.04	1.03
0.3	435.01	446.31	0.0117	0.0120	1.03	1.03
0.4	532.31	540.72	0.0133	0.0137	1.02	1.03
0.5	618.11	624.92	0.0155	0.0158	1.01	1.02
0.6	690.73	687.50	0.0184	0.0192	1.00	1.05
0.7	739.82	743.14	0.0237	0.0242	1.00	1.02
0.8	796.34	798.26	0.0301	0.0308	1.00	1.02
0.9	838.30	838.31	0.0422	0.0435	1.00	1.03
1	-	-	-	-	-	-

Çizelge 6.13 Kolon akma $M - \phi$ 'lerinin karşılaştırılması, C30/S220

P/P _d	C30/S220					
	M _y	M _{yer}	ϕ_y	ϕ_{yer}	M _{yer} / M _y	ϕ_{yer} / ϕ_y
0	56.19	86.33	0.0040	0.0044	1.54	1.11
0.1	207.85	233.72	0.0050	0.0053	1.12	1.06
0.2	351.11	373.28	0.0060	0.0063	1.06	1.04
0.3	485.69	504.05	0.0070	0.0073	1.04	1.04
0.4	609.41	624.48	0.0082	0.0085	1.02	1.03
0.5	722.30	734.08	0.0098	0.0101	1.02	1.03
0.6	819.08	826.55	0.0119	0.0124	1.01	1.03
0.7	-	-	-	-	-	-
0.8	-	-	-	-	-	-
0.9	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

Çizelge 6.14 Kolon akma $M - \phi$ 'lerinin karşılaştırılması, C30/S420

P/P _d	C30/S420					
	M _y	M _{yer}	ϕ_y	ϕ_{yer}	M _{yer} / M _y	ϕ_{yer} / ϕ_y
0	107.05	127.67	0.0076	0.0080	1.19	1.05
0.1	271.34	289.61	0.0090	0.0092	1.07	1.03
0.2	426.20	442.23	0.0103	0.0106	1.04	1.03
0.3	571.77	585.66	0.0117	0.0120	1.02	1.02
0.4	706.25	716.57	0.0135	0.0138	1.01	1.02
0.5	825.33	833.51	0.0158	0.0161	1.01	1.02
0.6	901.00	903.14	0.0200	0.0206	1.00	1.03
0.7	979.77	982.35	0.0256	0.0262	1.00	1.02
0.8	1026.59	1025.05	0.0369	0.0381	1.00	1.03
0.9	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

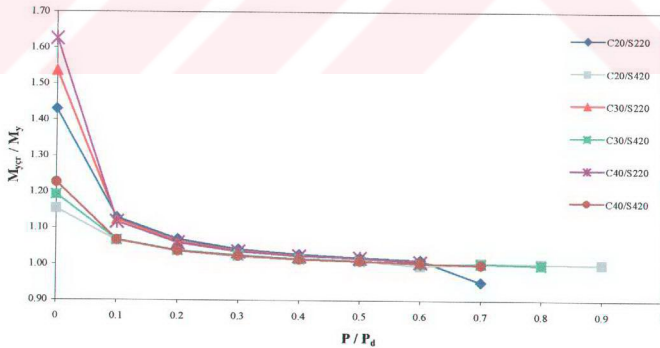
Çizelge 6.15 Kolon akma $M - \phi$ 'lerinin karşılaştırılması, C40/S220

P/P _d	C40/S220					
	M _y	M _{yer}	ϕ_y	ϕ_{yer}	M _{yer} / M _y	ϕ_{yer} / ϕ_y
0	56.79	92.31	0.0039	0.0043	1.63	1.11
0.1	256.03	286.04	0.0051	0.0053	1.12	1.05
0.2	443.72	469.89	0.0060	0.0063	1.06	1.04
0.3	620.67	642.44	0.0071	0.0073	1.04	1.03
0.4	784.04	801.97	0.0083	0.0085	1.02	1.03
0.5	928.97	945.19	0.0094	0.0100	1.02	1.06
0.6	1052.29	1058.95	0.0121	0.0125	1.01	1.03
0.7	-	-	-	-	-	-
0.8	-	-	-	-	-	-
0.9	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

Çizelge 6.16 Kolon akma $M - \phi$ 'lerinin karşılaştırılması, C40/S420

P/P _d	C40/S420					
	M _y	M _{yer}	ϕ_y	ϕ_{yer}	M _{yer} / M _y	ϕ_{yer} / ϕ_y
0	108.42	133.01	0.0074	0.0078	1.23	1.05
0.1	321.29	342.82	0.0089	0.0092	1.07	1.03
0.2	521.71	540.46	0.0103	0.0105	1.04	1.03
0.3	709.42	725.33	0.0118	0.0120	1.02	1.02
0.4	881.56	893.60	0.0136	0.0139	1.01	1.02
0.5	1033.34	1042.28	0.0159	0.0162	1.01	1.02
0.6	1117.76	1121.92	0.0208	0.0212	1.00	1.02
0.7	1191.67	1189.56	0.0287	0.0297	1.00	1.03
0.8	-	-	-	-	-	-
0.9	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-

Yukarıda verilen çizelgelerden de anlaşılaçağı gibi her malzeme sınıfında geçerli olmak üzere kolon kesit üzerindeki eksenel yükün artması durumunda, betonarme kesitteki çekme rijitleşmesi etkisi azalmaktadır. Bunun nedeni ise; eksenel yükün artması ile birlikte tarafsız eksen derinliğinin değeri artmasıdır. Yani, kesitin büyük bölümü giderek basınç gerilmeleri altında kalması ve çekmeye çalışan kısım ise giderek azalmasıdır. Sonuç olarak, betonarme kesitteki çekme rijitleşmesi azalmış olacaktır. Çizelge 6.11'den Çizelge 6.16'ya kadar verilen sonuçlar aşağıda verilen Şekil 6.11'de şekilsel bazda ifade edilmiştir.

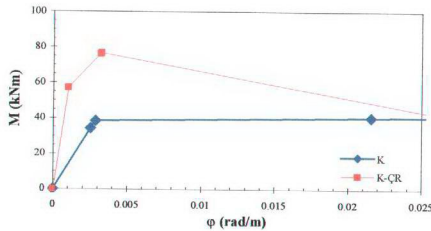
Şekil 6.11 P/P_d Oranına göre M_{yer}/M_y oranının değişimi

7. ÇEKME RİJİTLEŞMESİNİN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ

7.1 Giriş

Betonun çekme davranışı, betonarme yapının veya elemanın taşıma gücüne önemli bir katkıda bulunmadığı göz önüne alınarak tasarım aşamasında genellikle ihmal edilmektedir. Ancak, betonarme bir elemanın yük-şekil değiştirme ilişkisi incelenmek istendiğinde, eleman sadece çekme kuvvetleri ya da çekme ve basınç kuvvetlerinin beraber etkisine maruz kaldığı eğilme problemleri gibi durumlarda betondaki çekme gerilmelerinin etkisinin göz önüne alınması gereklidir. Betonarme kesitte bulunan donatının çekme gerilmelerine maruz kalması halinde elde edilen gerilme-birim uzama ilişkisini ifade eden eğriler, betonun çatlama öncesi ve sonrasında donatının çekme gerilmelerini taşımasına önemli oranda katkıda bulunması dikkate alınarak yeniden ifade edilmek zorundadırlar. Betonarme kesitin sergilediği bu davranış çekme rijitleşmesi olarak isimlendirilmiştir. Çekme rijitleşmesi, Bölüm 6'da açıklandığı üzere eğilmeye çalışan betonarme kesitteki çekme donatısı miktarına, beton basınç ve boyuna donatı akma dayanımları ile eksenel yük seviyesine bağlı olarak değişmekte ve eleman davranışını etkilemektedir. Ayrıca, betonarme kesitteki boyuna donatı yerleşiminin de çekme rijitleşmesi üzerinde etkisi olduğu kanıtlanmıştır; ancak bu tez kapsamına alınmamıştır (Prakhya ve Morley, 1991).

Betonarme kiriş veya kolon elemanların çekme rijitleşmesi etkisinde elde edilen $M-\phi$ ilişkileri dikkate alındığında, belirtilen etki olmadan elde edilen $M-\phi$ ilişkilerine göre kesitlerin akma bölgesine kadar olan kısımda farklı eğilme rijitliklerine sahip olacakları görülmektedir. Şekil 7.1'de betonarme bir elemanın çekme rijitleşmesi etkisindeki ve bu etki dikkate alınmadan çizilen $M-\phi$ ilişkilerinin başlangıç rijitliklerinin farklı olduğu gösterilmiştir.



Şekil 7.1 Betonarme elemanın $M-\phi$ ilişkisi

Bu nedenle, betonarme yapı elemanlarının eğilme rijitliklerinin çekme rijitleşmesi etkisiyle farklılaşmasının tüm taşıyıcı sistemin davranışını etkilemesi kaçınılmazdır. Yapısal davranıştaki bu değişiklik yapıda oluşacak deprem talebini ve yapının bu talebe cevabını da değiştirecektir. Yapısal davranıştaki bu değişiklikleri görmek amacıyla üç katlı, tek açıklıklı bir çerçeve statik itme analizine tabi tutulmuş ve iki farklı deprem için yapıda oluşan talepler incelenmiştir.

7.2 Üç Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve İtme Analizi ve Çekme Rijitleşmesi Etkisi

Statik itme analizinin amacı, yapısal sistemden beklenen performansın doğrusal olmayan davranışı dikkate alarak tasarım depreminin yapıdan talep edeceği dayanım ve şekil değiştirmesini tahmin ederek değerlendirmektir. Yapılan bu değerlendirme, yapının genel yer değiştirmesi, katlar arası yer değiştirme, doğrusal olmayan eleman şekil değiştirmeleri ve eleman birleşimlerdeki kuvvetler gibi önemli performans parametrelerini kapsayan hesaplamalar üzerine dayanmaktadır.

Doğrusal analiz, yapının elastik kapasitesini ve akmanın hangi yük aşamasında oluşacağını tahmin edebilir. Ancak bu aşamadan sonra oluşacak hasarı ve dolayısıyla doğrusal olmayan şekil değiştirmeleri belirlemede yetersiz kalacaktır. Doğrusal olmayan statik itme analizi; yapıya elastik bölgede kalarak karşılayamayacağı atalet kuvvetlerinin etkimesi durumunda içsel kuvvetlerin yeniden dağılımını gerçeğe daha yakın olarak elde etmemizi sağlayan bir hesap yöntemi olarak tanımlanabilir.

İtme analizi doğrusal statik ve doğrusal dinamik hesaplardan bulunamayacak, yapının mukabele karakteristiğini tanımlayan birçok bilgiyi edinmemize yardımcı olur. Krawinkler ve Seneviratna (1998) böyle bir analiz sonucunda elde edilebilecek bilgileri aşağıdaki şekilde sınıflandırmaktadır:

- Kolayca hasar görmesi muhtemel olan kolon, kiriş-kolon birleşimleri, yüksek kırışlar gibi yapı elemanlarında ortaya çıkacak iç kuvvetler,
- Yer hareketi nedeniyle yapıya giren enerjiyi doğrusal olmayan şekil değiştirmeler yaparak sönmüleyecek yapı elemanlarındaki şekil değiştirmeleri,
- Yapıya ait bir elemanda meydana gelecek dayanım azalmasının yapı davranışına olan etkisi,
- Şekil değiştirme taleplerinin yüksek olduğu ve dikkatlice çözümlenmesi gereken kritik

bölgelerin tanımlanması,

- Elastik ötesi bölgede, yapının dinamik karakteristiğini etkileyecek dayanım süreksizliklerinin tanımlanması,
- Dayanım veya yanal rijitlik azalmasına neden olabilecek katlar arası yanal ötelenmeler ve bu ötelenmeler nedeniyle oluşacak ikinci mertbe etkisinin tahmin edilmesi.

Sonuç olarak, yukarıda belirtilen oldukça önemli bilgiler, yapısal elemanların doğrusal olmayan yük-şekil değiştirme ilişkilerinin tanımlanmasıyla yapılacak analizler sonucunda elde edilebilir. Böylece, çekme rijitleşmesi etkisinin yapı davranışına olan etkisinin araştırılması için de doğrusal olmayan statik itme analizinden faydalanılabilir.

Performansa dayalı tasarımın, talep ve kapasite olmak üzere, iki temel kavramı bulunmaktadır. Talep, yer hareketi etkisinde yapıda oluşması beklenen kuvvet ve şekil değiştirmeleri ifade eder. Kapasite ise, yapının bu talebe karşılık verebilme yeteneğidir. Performans, yapı kapasitesinin talebe karşılık verilebilmesinin ölçüsüdür. Böyle bir tasarımda esas, yapının depremin talebine karşılık verebilecek kapasiteye sahip olmasının sağlanmasıdır. Performansa dayalı tasarım yapabilmek için aşağıda açıklanan üç bileşene ihtiyaç duyulur.

- **Kapasite:** Yapının kapasitesi gücüne ve yapı bileşenlerinin şekil değiştirme yapabilmek yeteneklerine bağlıdır. Elastik ötesi şekil değiştirme yapabilmek yeteneğini belirleyebilmek için itme analizi gibi doğrusal olmayan hesap yöntemi kullanmak gerekir. İtme analizinde yapıya yatay yük dağılımı, sistem labil hale geçene veya önceden belirlenen bir sınıra ulaşıncaya kadar uygulanır. Sonuç olarak bir kapasite eğrisi elde edilir.
- **Talep:** Deprem anında oluşan yer hareketi, mevcut yapıda zamana bağlı olarak çok karmaşık yatay ötelenme şekilleri ortaya çıkarır. Talep, belirli bir yapı ve yer hareketi için, yer hareketi süresince yapıdan beklenen en büyük yatay ötelenme, şekil değiştirme veya kuvvet değeridir.
- **Performans:** Yer hareketi ile ortaya çıkan talebin, mevcut kapasite ile karşılanabilirliğinin ölçüsüdür.

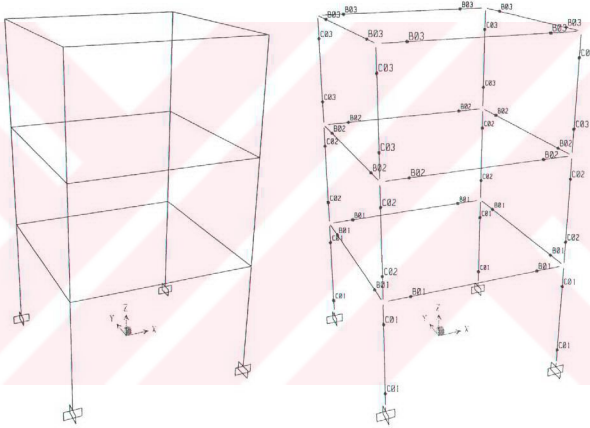
7.2.1 İtme Analizinin Uygulanması

Yapısal sistemlerin incelenmesinde doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinin kullanılmasından dolayı bu amaca yönelik uygulamalar için FEMA 356 ve ATC 40 gibi

yayınlar hazırlanmıştır. Bu yayınlarda yapı elemanlarının, kesit özelliklerine bağlı olarak genel anlamda yük-şekil değiştirme ilişkilerinin modellenmesi için geniş kapsamlı öneriler mevcuttur.

Bu çalışma kapsamında yapı elemanlarının yük-şekil değiştirme ilişkileri beton modellerini öneren araştırmacıların tanımladıkları sınırlamalar içerisinde dikkate alınacaktır. Yapılacak olan itme analizi yapının performans seviyelerini tespit etme amaçlı olmadığı için bahsi geçen yayınlardaki sınırlama ve öneriler dikkate alınmamıştır.

Çekme rijitleşmesinin yapının deprem altındaki davranışına olan etkisini araştırmak için üç katlı, iki yönde 5 m tek açıklıklı, ve kat yükseklikleri 3 m olan Şekil 7.2’de görülen basit bir betonarme çerçeve dikkate alınmıştır.

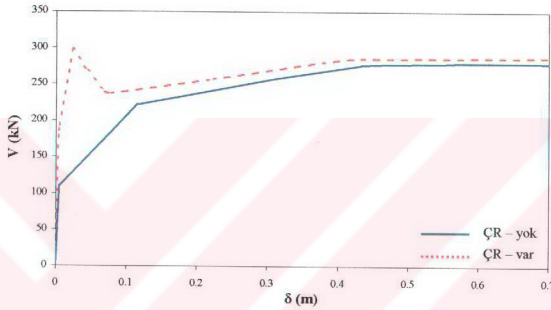


Şekil 7.2 Betonarme çerçeve ve plastik mafsalları

Şekil 7.2’de gösterildiği gibi, plastik mafsalların doğrusal davranış gösteren kiriş ve kolon elemanlarının uç bölgelerinde oluşacağı kabul edilmiştir. Yapının sergileyeceği doğrusal olmayan davranış kolon ve kiriş elemanların plastik mafsalları bölgelerinin $M-\varphi$ ilişkileri tanımlanarak temsil edilmiştir. Betonarme çerçevenin kiriş ve kolon elemanlarına ait $M-\varphi$ ilişkileri Bölüm 8.6’da verilmiştir. Beton basınç dayanımı 40 MPa ve donatı çeliği akma dayanımı 220 MPa olarak seçilmiştir.

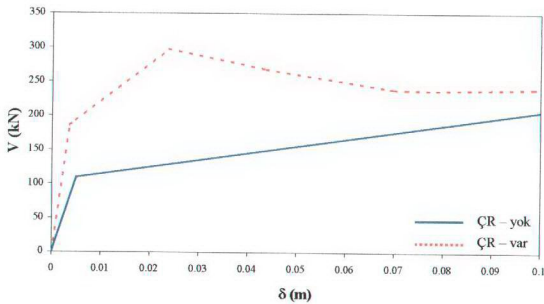
Betonarme çerçeve, yapının birinci mod titreşim şekli ile orantılı bir yanal yük modeli ile

yüklenmiştir. Betonarme çerçevenin oluşturulan iki ayrı modelinin itme analizi için Sap2000 programı kullanılmıştır. Oluşturulan ilk modelde çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alınmamış, ikinci model ise çekme rijitleşmesi etkisi Şekil 7.1’de verilen örnek $M - \phi$ ilişkisindeki gibi meydana gelecek rijitlik farkları da dikkate alınarak oluşturulmuştur. Yapılan itme analizleri ile çekme rijitleşmesinin ihmal edildiği ve dikkate alındığı iki farklı çözümlemeye ait kapasite eğrileri elde edilmiştir. Şekil 7.3’ten de görüldüğü gibi çekme rijitleşmesi yapının tepe noktası yer değiştirme değerini değiştirmemektedir. Ancak, iki ayrı modele ait akma kapasitelerinin birbirlerinde oldukça farklı oldukları görülmektedir.



Şekil 7.3 Kapasite eğrileri

Ayrıca çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alındığında başlangıç rijitliğinin arttığı da Şekil 7.4’ten daha iyi bir şekilde görülebilir.



Şekil 7.4 Kapasite eğrileri akma bölgeleri

Söz konusu depremler etkisinde yapıda oluşacak yer ve şekil değiştirme taleplerinin hesaplanması için, ATC 40 ve FEMA 356'da tanımlanmış olan kapasite spektrum ve katsayılar yöntemlerinden faydalanılmıştır. Bahsedilen bu iki hesap yöntemi genellikle farklı sonuçlar vermektedirler. Bu fark nedeniyle iki yöntem için de deprem talepleri hesaplanmıştır.

7.2.2 Kapasite Spektrum Yöntemi (ATC 40)

ATC 40'da yapıların elastik olmayan yer değiştirmelerinin hesabı için Kapasite Spektrum Yöntemi önerilmektedir. Yapının kapasite eğrisi bulunduğundan sonra tasarımda esas alınacak yer hareketinden kaynaklanan yer değiştirme talebi belirlenmelidir. Bir başka deyişle yapının öngörülen performansı gerçekleştirmesi için tasarım yer hareketi altında oluşacak en büyük yer değiştirme tahmin edilir. Bunun için kapasite ve talep spektrumu, daha sonra da bu spektrumlar yardımıyla performans noktası belirlenir.

Yöntem, özet olarak, kapasite eğrisinden türetilen kapasite spektrumu ile indirgenmiş (Doğrusal olmayan davranış dikkate alınmak üzere düzeltilmiş) talep spektrumunun kesiştiği noktanın bulunmasıdır. Bu nokta performans noktası olarak tanımlanır ki, yapının yer değiştirme kapasitesi ile talep yer değiştirmesinin eşit olduğu noktayı temsil eder.

Talep spektrumu, doğrusal olmayan davranış dikkate alınarak indirgenir. İndirgeme işlemi için etkili sönüm oranı cinsinden verilen spektral azaltma katsayıları kullanılır. Etkili sönüm ise kapasite spektrumunun altındaki alandan faydalanılarak bulunur. Dolayısıyla, etkili sönüm, kapasite spektrumunun şekli ile ilgilidir.

Performans noktası, genelde iteratif olarak belirlenir. ATC 40'da performans noktasının tespiti için üç ayrı basitleştirilmiş grafiksel yöntem verilmiştir. Kapasite spektrum yönteminde, taban kesme kuvveti V ve yer değiştirme δ cinsinden belirlenmiş olan kapasite eğrisi, kapasite spektrumuna çevrilir ve spektral ivme-spektral yer değiştirme spektrumu haline gelir. Bir başka deyişle, kapasite eğrisinden kapasite spektrumuna bir dönüşüm söz konusudur. Bu dönüşüm için kullanılan bağıntılar aşağıda verilmiştir. Kapasite eğrisi oluşturulurken birinci mod dikkate alındığı için bağıntıların tamamı birinci mod için verilmiştir.

$$PF_m = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} \quad (7.1)$$

$$\alpha_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \right) \left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2 \right)} \quad (7.2)$$

Bu bağıntılarda PF_m birinci moda ait modal katılım çarpanı, α_m ise birinci moda ait modal kütle katsayısıdır. Modal katılım çarpanı ve modal kütle bulunduğundan sonra, dinamik analizden elde edilen mod şekli ve statik itme analizinden bulunan taban kesme kuvveti ile tepe noktası yer değiştirmesi kullanılarak, aşağıdaki bağıntılar yardımıyla, dönüşüm gerçekleştirilebilir.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_m} \quad (7.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tepe}}{PF_m \phi_{tepe,1}} \quad (7.4)$$

Bağıntı (7.3) ve (7.4)'te S_a spektral ivme, S_d spektral yer değiştirme, V statik itme analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti, Δ_{tepe} statik itme analiziyle bulunan tepe noktası yer değiştirmesi, $\phi_{tepe,1}$ ise dinamik çözümleme ile bulunan birinci mod tepe noktası modal yer değiştirmesidir.

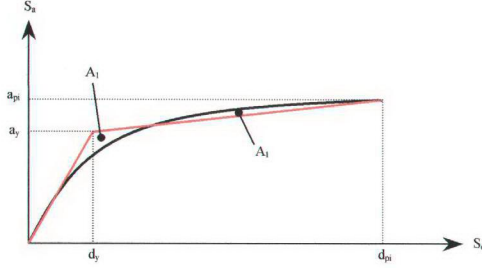
İkinci aşamada ise spektral ivme ve periyot cinsinden belirlenmiş olan ivme spektrumu, spektral ivme-spektral yer değiştirme cinsinden ifade edilir. Bunun için spektral ivme ile spektral yer değiştirme arasındaki aşağıda verilen bağıntıdan yararlanılır.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (7.5.a)$$

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (7.5.b)$$

Böylece, hem kapasite eğrisi hem de elastik talep spektrumu spektral ivme-spektral yer değiştirme cinsinden ifade edilmiş olur. Burada dönüşümü yapılan ivme spektrumu elastiktir ve yapının doğrusal olmayan davranışını dikkate almak üzere indirgenir. İndirgeme işleminde etkili sönüm yüzdesinden faydalanılır. Etkili sönüm yüzdesi de kapasite spektrumu altında kalan alan yardımıyla bulunur. Hesabı kolaylaştırmak için kapasiteye spektrumu doğrusal

olarak ifade edilir. Bunun için, eğimi yapının başlangıç rijitliğine eşit bir doğru orijinden başlayarak çizilir. Daha sonra göçme noktasından başlayan ve ilk doğru ile kesişen ikinci bir doğru çizilir. İkinci doğrunun eğiminde belirleyici olan doğrunun altında ve üstünde kalan alanların eşit olması ilkesidir.



Şekil 7.5 Tipik kapasite spektrumu

Talep spektrumunun işleminde kullanılacak sönüm oranının tahmininde kapasite spektrumu Şekil 7.5'te gösterildiği gibi doğrularla idealize edilir. Deprem hareketi sırasında yapıda ortaya çıkacak sönüm, yapının doğasında bulunan viskoz sönüm ve histeritik sönümden oluşmaktadır. Histeritik sönüm eşdeğer viskoz sönüm olarak ifade edilebilir. Toplam sönüm β_{eq} , eşdeğer viskoz sönüm β_0 ile yapının doğasında bulunan viskoz sönümün (Genellikle %5) toplamıdır ve Bağıntı (7.6) ile bulunur.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (7.6)$$

Şekil 7.5'te verilen tipik kapasite spektrumları sünekliliği yüksek yapılar için geçerlidir. Yüksek sünekliliğe sahip olmayan yapılarda bu şekilde düzgün kapasite eğrileri elde etmek mümkün değildir. Bu nedenle, kapasite eğrisi ve dolayısıyla kapasite spektrumunun şekline bağlı olarak sönüm düzeltme katsayıları kullanılmaktadır. Bu durumda bulunan sönüme de β_{eff} , etkili sönüm adı verilmektedir. Etkili sönümü veren bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (7.7)$$

Bağıntı (7.7)'deki κ sönüm düzeltme katsayısıdır ve kapasite eğrisinin şekline bağlıdır. β_{eff}

ve κ için yapısal davranış tipine bağlı olarak değerler tanımlanmıştır. Bu değerler Çizelge 7.1’de görülebilir. Çizelgede görülen davranış tiplerinden A sünekliği yüksek, B orta süneklikte, C ise çok az sünek veya sünek olmayan davranışı temsil eder.

Çizelge 7.1 Sönüm düzeltme katsayı κ için değerler (ATC 40, 1996)

Yapısal Davranış Tipi	β_0 (%)	κ
Tip A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip C	Herhangi bir değer	0.33

Bundan sonraki aşamada elastik talep spektrumunu, yapının doğrusal olmayan davranışını dikkate almak üzere indirgemek için gerekli spektral azaltma çarpanları hesaplanır ve %5 sönüm için verilmiş olan elastik spektrum indirgenmiş talep spektrumuna çevrilmiş olur. Spektral azaltma çarpanları Bağntı 7.8 ve 7.9’da verilmiştir.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (7.8)$$

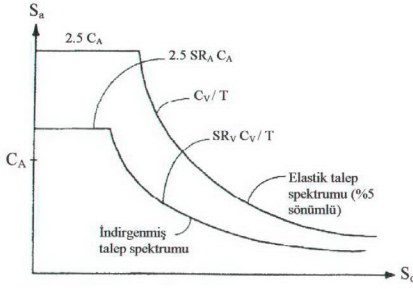
$$SR_V = \frac{2.31 - 0.411 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (7.9)$$

Bağntı (7.8) ve (7.9)’daki spektral azaltma çarpanları Çizelge 7.2’de verilmiş olan değerlerden büyük veya eşit olmalıdır.

Çizelge 7.2 En küçük SR_A ve SR_V değerleri (ATC 40, 1996)

Yapısal Davranış Tipi	SR_A	SR_V
Tip A	0.33	0.50
Tip B	0.44	0.56
Tip C	0.56	0.67

İndirgeme işlemi şematik olarak Şekil 7.6’da görülebilir.



Şekil 7.6 İndirgenmiş talep spektrumu (ATC 40, 1996)

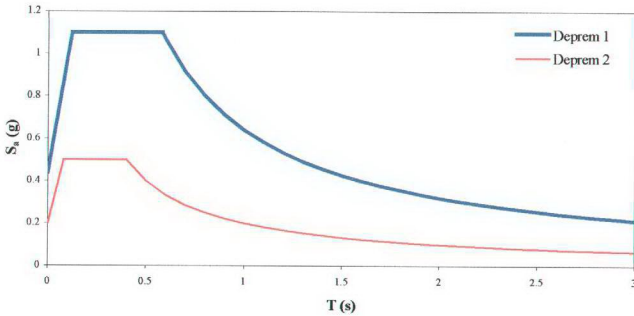
Kapasite spektrum yöntemi ile bulunan performans noktası, tasarım depremi altında beklenen en büyük yapısal yer değiştirmeyi temsil etmektedir.

7.2.2.1 Kapasite Spektrum Yönteminin Uygulanması

Orta büyüklükte ve şiddetli yer hareketleri altında çekme rijitleşmesi etkisi nedeniyle yapısal davranıştaki değişimi araştırmak için ATC 40 Bölüm 4'te verilen iki farklı yer hareketi seçilmiştir. Çizelge 7.3 ve Şekil 7.7'de depremleri tanımlayan parametreler ve ivme spektrumları verilmiştir.

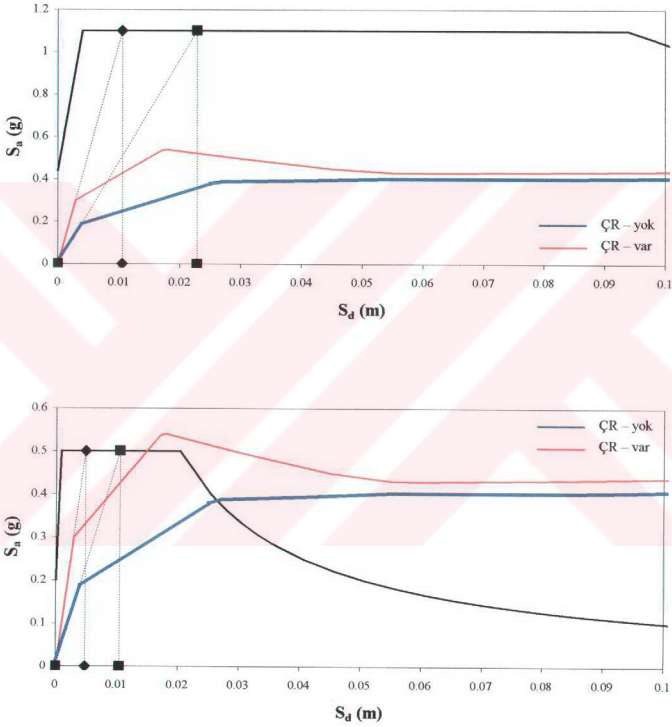
Çizelge 7.3 Deprem ve ivme spektrumlarının bileşenleri

Deprem	Sismik bölge	Etkin en büyük yer ivmesi	Zemin tipi	C_A	C_V
1	4	0.40 g	S_D	0.44	0.64
2	2	0.20 g	S_B	0.20	0.20



Şekil 7.7 Deprem ivme spektrumları

İlk olarak, eşit yer değiştirme kuralının geçerli olduğu kabul edilip iki çerçeve için de kapasite spektrum yöntemi kullanılarak depremlerin talepleri hesaplanmıştır. Bu işlem için öncelikle itme analizinden elde edilen $V-\delta$ eğrisinden kapasite eğrileri elde edilir. Sonra da ikili doğrusal eşdeğer kapasite ilişkisi kullanılarak depremin talebi bulunur. Şekil 7.8’de görüldüğü üzere betonarme çerçevelerin kapasite eğrileri üzerinde deprem 1 ve 2 için deprem yer değiştirme talepleri spektral ivme-spektral yer değiştirme bazında verilmiştir.



Şekil 7.8 Kapasite ve deprem talep eğrileri

Şekil 7.8’den görüldüğü gibi eşdeğer yer değiştirme kabulüyle, iki yapıda ortaya çıkan yer değiştirme talepleri birbirlerinden oldukça farklıdır.

Çizelge 7.4 Eşit yer değiştirme kuralı için depremin çerçevelerden talepleri

ÇR	Deprem	Deprem talebi			
		Taban kesme kuvveti (kN)	Yer değiştirme (m)	Spektral ivme (g)	Spektral yer değiştirme (m)
YOK	1	193	0.0290	0.350	0.0290
VAR	1	238	0.0105	0.425	0.0140
YOK	2	140	0.0104	0.250	0.0130
VAR	2	185	0.0048	0.330	0.0059

Çizelge 7.4'te eşit yer değiştirme kuralının geçerli olduğu kabul edilerek elde edilen depremlerin talep değerleri verilmiştir. İlk deprem için de yer değiştirme talebinde çekme rijitleşmesinin dikkate alınmaması durumunda %176'lık bir artış olmaktadır. İkinci deprem için ise bu artış %116'dır.

Bu kez eşit yer değiştirme kuralı dikkate alınmadan, Sap2000 programının yardımıyla kapasite spektrum yöntemi kullanılarak deprem talepleri davranış tipi A, B ve C için hesaplanmıştır.

Çizelge 7.5 Depremin çerçevelerden talepleri

ÇR	Deprem	Tip A davranışı için deprem talebi			
		Taban kesme kuvveti (kN)	Yer değiştirme (m)	Spektral ivme (g)	Spektral yer değiştirme (m)
YOK	1	214	0.060	0.398	0.046
VAR	1	279	0.019	0.498	0.015
YOK	2	146	0.016	0.266	0.012
VAR	2	204	0.0065	0.339	0.0051

Çizelge 7.6 Depremin çerçevelerden talepleri

ÇR	Deprem	Tip B davranışı için deprem talebi			
		Taban kesme kuvveti (kN)	Yer değiştirme (m)	Spektral ivme (g)	Spektral yer değiştirme (m)
YOK	1	221	0.104	0.403	0.079
VAR	1	286	0.032	0.519	0.024
YOK	2	150	0.017	0.275	0.013
VAR	2	206	0.0069	0.344	0.0054

Çizelge 7.7 Depremiın çerçvelerden talepleri

ÇR	Deprem	Tip C davranış ı için deprem talebi			
		Taban kesme kuvveti (kN)	Yer değiştirme (m)	Spektral ivme (g)	Spektral yer değiştirme (m)
YOK	1	227	0.145	0.410	0.111
VAR	1	245	0.136	0.439	0.104
YOK	2	161	0.021	0.298	0.016
VAR	2	212	0.0079	0.357	0.0062

Yukarıda verilen çizelgelerden de anlaşılacağı gibi depremin çerçvelerden talep ettiği değerler çekme rijitleşmesi etkisinin dikkate alınması durumunda, dikkate alınmadığı durumuna göre oldukça farklıdır. Sadece davranış tipi C ve deprem 1 için bulunan değerler birbirlerine yakın çıkmıştır.

7.2.3 Katsayı Yöntemi (FEMA 273 / FEMA 356)

Statik itme analizi ile elde edilen kapasite eğrisi ikili doğrusal hale getirildikten sonra ikili doğrusal eğrinin rijitliği kullanılarak eşdeğer periyot hesaplanır. Eşdeğer periyot aşağıda verilen bağıntı kullanılarak yapılır.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7.10)$$

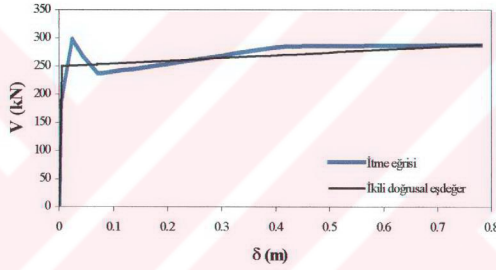
Bağıntı (7.10)'da K_i yapının elastik rijitliği, K_e ikili doğrusal eğrinin rijitliği ve T_i yapının periyodudur. Yapıda, öngörülen tasarım depremi altında oluşacak yer değiştirme talebi aşağıdaki bağıntı ile bulunur.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g \quad (7.11)$$

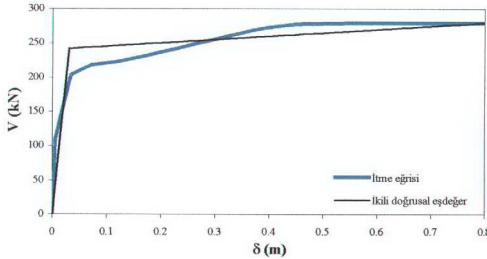
Bu bağıntıda C_0 yapının birinci titreşim moduna ait modal katılım çarpanı, C_1 doğrusal yer değiştirme ile doğrusal olmayan yer değiştirme arasındaki oran, C_2 histeritik çevrim eğrisinin şekline bağlı bir katsayı, C_3 ikinci mertbe etkilerini ifade eden bir katsayı, S_a spektral ivme, T_e eşdeğer periyottur. C_0 katsayısı doğrusal dinamik çözümleme ile elde edilebilir. C_1 , C_2 ve C_3 katsayıları için FEMA 356'da verilen uygun değerler kullanılmıştır. Spektral ivme değeri seçilen depremlere ait ivme spektrumlarından alınmıştır.

7.2.3.1 Katsayı Yönteminin Uygulanması

Son olarak, FEMA 356'da önerilen katsayı yöntemi kullanılarak deprem yer değiştirme talepleri hesaplanmıştır. Bu hesap yöntemi temel olarak itme analizinden elde edilen eğrinin ikili doğrusal eşdeğeri kullanılarak yapının eşdeğer periyodunu hesap etmeye dayalıdır. İkili doğrusal eğrinin elde edilmesinde uygulanacak iki prensip vardır. Bunlardan ilki, statik itme analizi ile bulunan eğri ile ikili doğrusal eşdeğerinin altında kalan alanların eşit olması, ikincisi ise ikili doğrusal eşdeğer eğrinin rijitliğinin akma dayanımının %60'ı esas alınarak bulunmasıdır. Sözü edilen ikinci koşul çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alınarak elde edilen $V-\delta$ eğrisi için yapılamamıştır. Bu durumda Şekil 7.10'da görüldüğü gibi ikili doğrusal eğrinin rijitliği başlangıç rijitliğine eşit alınmıştır. Böylece, deprem 1 ve 2 için sırasıyla yer değiştirme talepleri 0.0203 m ve 0.0066 m olarak hesaplanmıştır.



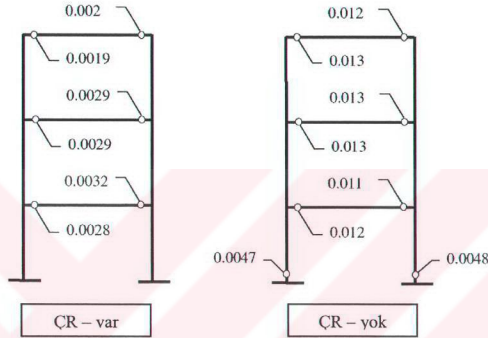
Şekil 7.10 $V-\delta$ eğrisi, ÇR var



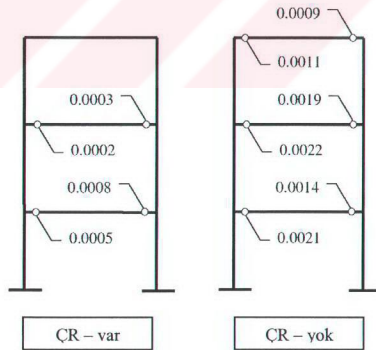
Şekil 7.11 $V-\delta$ eğrisi, ÇR yok

Şekil 7.11'de çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alınmayan çerçevenin $V-\delta$ eğrisi ve ikili

doğrusal eşdeğeri gösterilmiştir. Depremlerin yer değiştirme talepleri sırasıyla ilk deprem için $0.0821m$ ve ikinci deprem için ise $0.0166m$ 'dir. Katsayılar yöntemine göre bulunan yer değiştirme taleplerine karşılık gelen plastik dönme talepleri karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırma sonucunda çekme rijitleşmesi etkisinin dikkate alındığı durumda talep edilen plastik dönme değerlerinde dikkate değer bir azalma olduğu görülmüştür. Şekil 7.12 ve 7.13'te çekme rijitleşmesi etkisinde ve bu etkinin dikkate alınmaması durumları için iki depreme göre de yapı elemanlarında oluşan plastik dönme talepleri gösterilmiştir.



Şekil 7.12 Deprem 1 için plastik dönme talepleri



Şekil 7.13 Deprem 2 için plastik dönme talepleri

Yukarıda verilen şekillerden de anlaşılacağı gibi, ilk deprem için plastik mafsalların yapı üzerindeki dağılımları birbirlerinden farklıdır. Çekme rijitleşmesinin dikkate alınması

durumunda kolonlarda plastik mafsall oluşmamıştır. Buna karşın, çekme rijitleşmesi etkisinin ihmal edildiği modelde ilk kat kolonlarında birinci deprem etkisinde plastik mafsallaşmalar gözlenmiştir. İkinci deprem etkisinde de çekme rijitleşmesi etkisinin dikkate alındığı modelde son kat kiriş elemanında plastik mafsallaşma oluşmamış, çekme rijitleşmesinin ihmal edildiği modelde ise bütün kiriş elemanlarında mafsallaşma olmuştur. Yapılan analizler ve elde edilen sonuçlara göre, çekme rijitleşmesi etkisinin dikkate alınması durumunda depremin yapıdan talep edeceği yer değiştirmede azalma görülebileceği ve bunun da taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değiştirmelerde dikkate değer azalmalara sebep olabileceği görülmüştür.

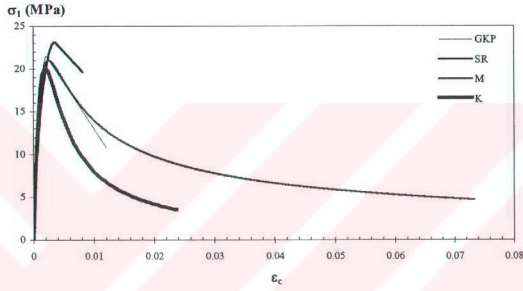


8. ÇİZİLEN $M - \varphi$ İLİŞKİLERİ

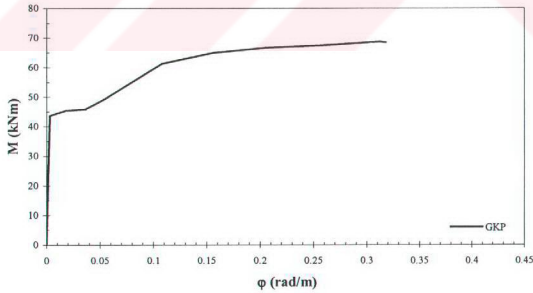
Bu bölümde, beton modellerinin karşılaştırılması, çekme rijitleşmesi ve itme analizleri konularına ilişkin olarak betonarme kesitlerin $M - \varphi$ ilişkileri ve gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri verilmiştir.

8.1 Beton Modellerinin Karşılaştırılması için Gerilme-Birim Şekil Değiştirme ve $M - \varphi$ İlişkileri

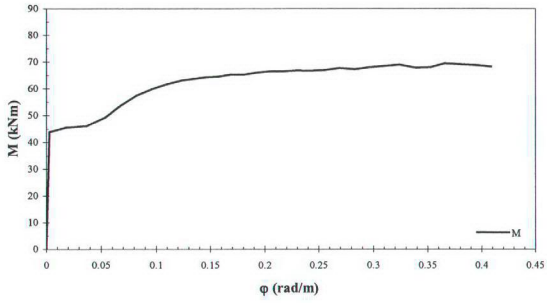
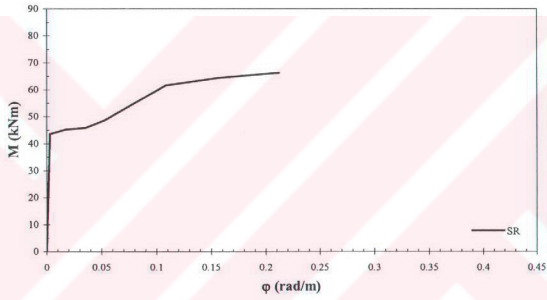
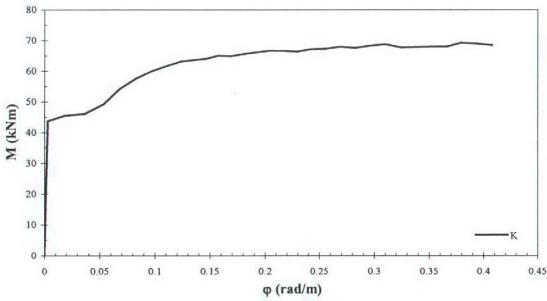
8.1.1 Kirişler için Çizilen $M - \varphi$ İlişkileri

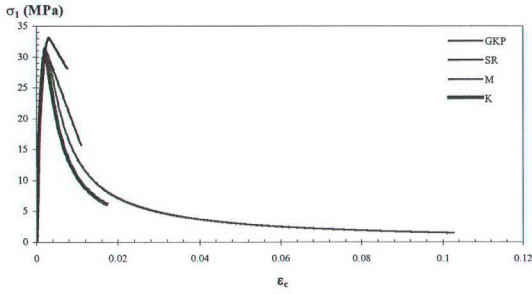


Şekil 8.1 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S220

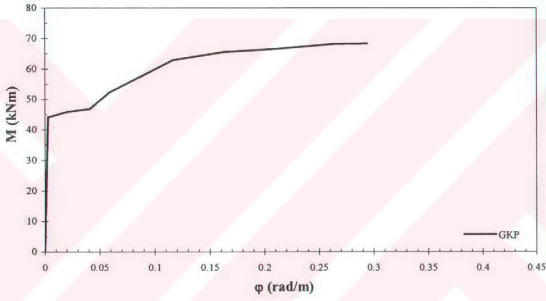


Şekil 8.2 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220

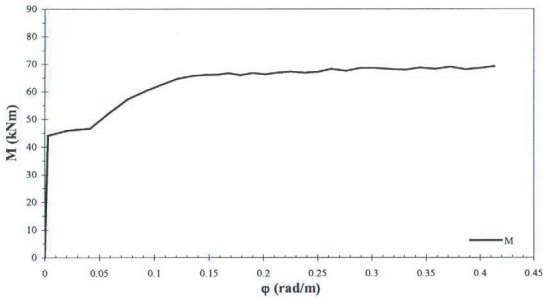
Şekil 8.3 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220Şekil 8.4 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220Şekil 8.5 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S220



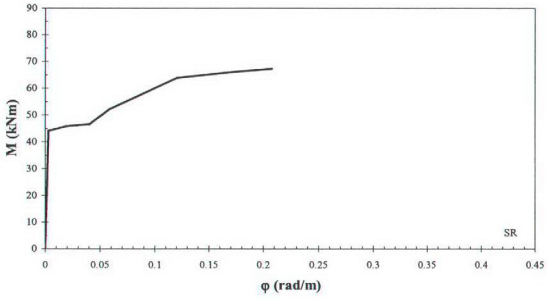
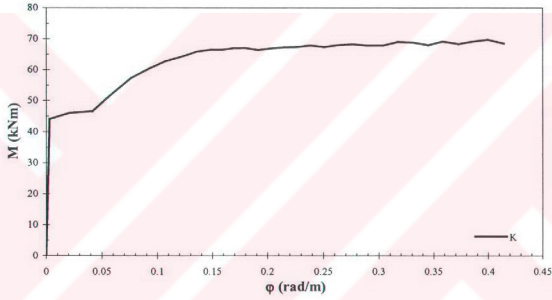
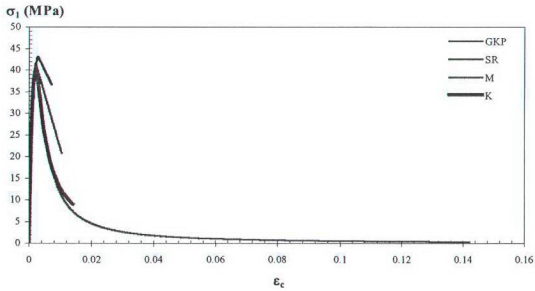
Şekil 8.6 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C30/S220



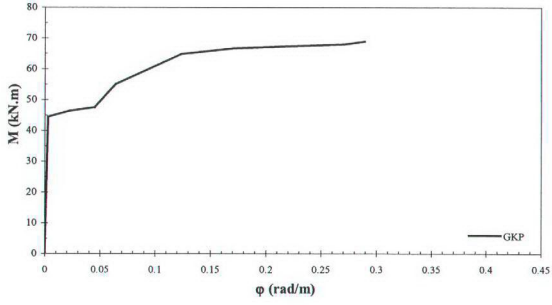
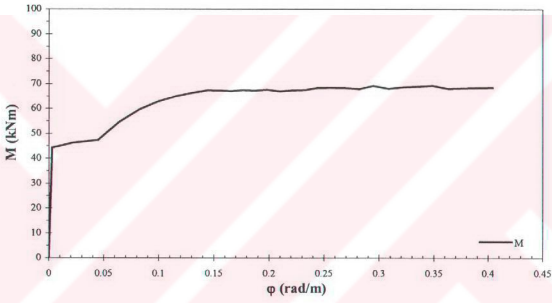
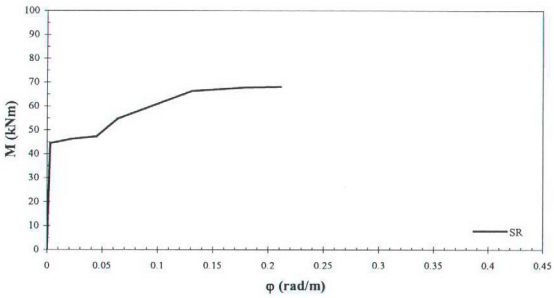
Şekil 8.7 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220

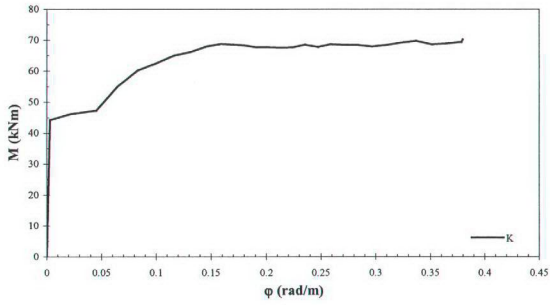


Şekil 8.8 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220

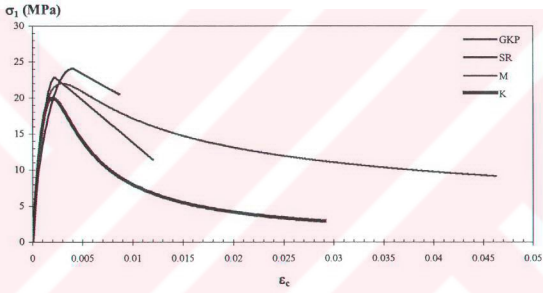
Şekil 8.9 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220Şekil 8.10 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220

Şekil 8.11 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C40/S220

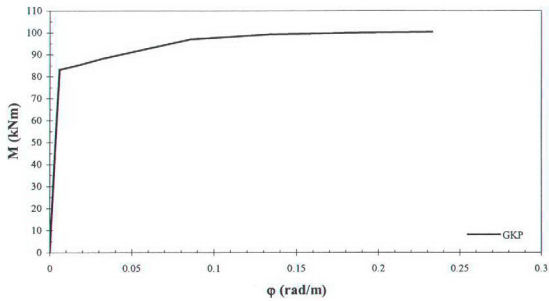
Şekil 8.12 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220Şekil 8.13 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220Şekil 8.14 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220



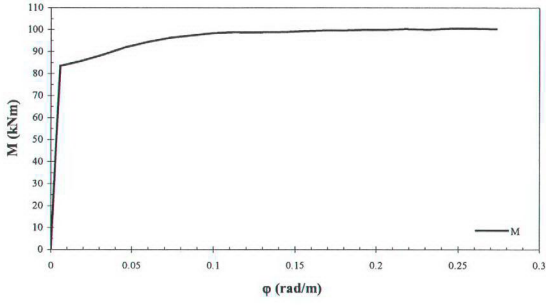
Şekil 8.15 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220



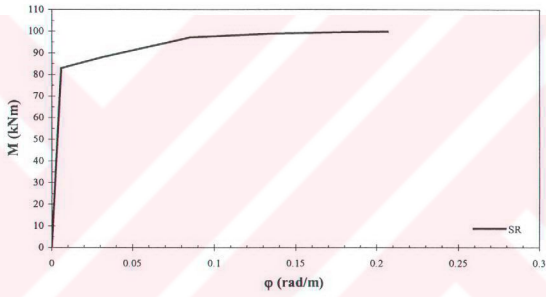
Şekil 8.16 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C20/S420



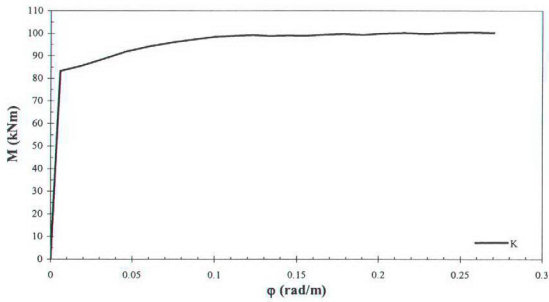
Şekil 8.17 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420



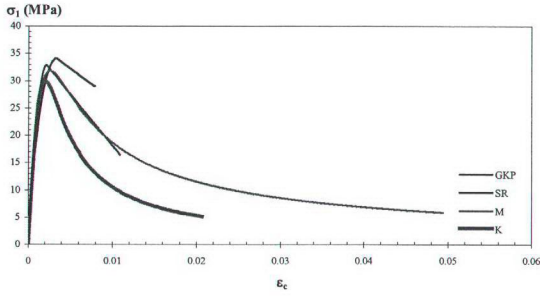
Şekil 8.18 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420



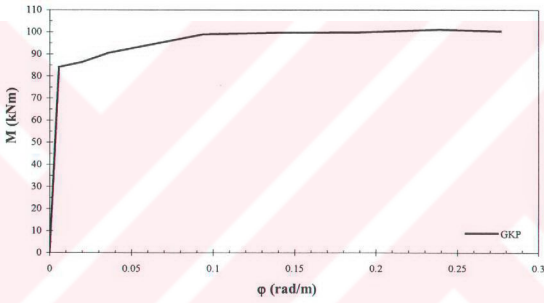
Şekil 8.19 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420



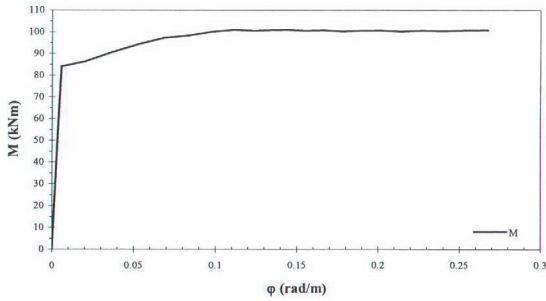
Şekil 8.20 $M - \varphi$ ilişkisi, C20/S420



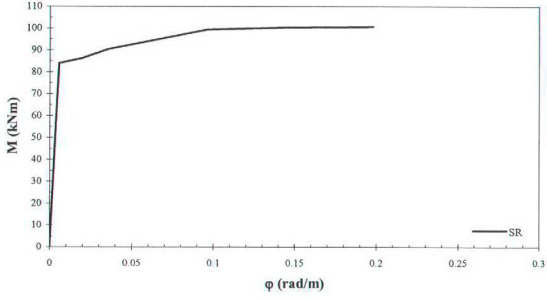
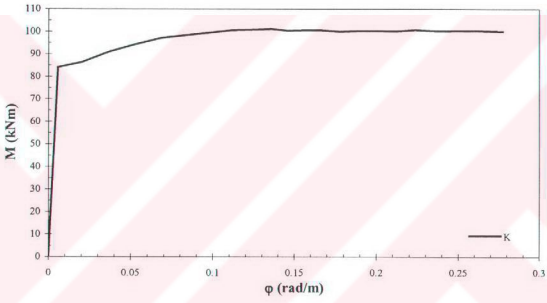
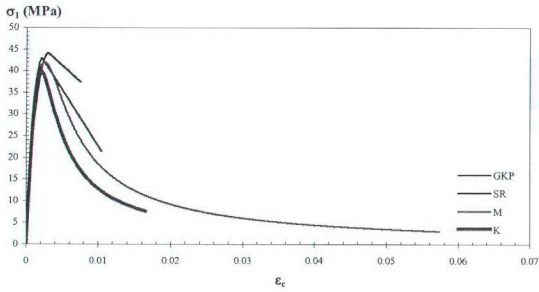
Şekil 8.21 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C30/S420



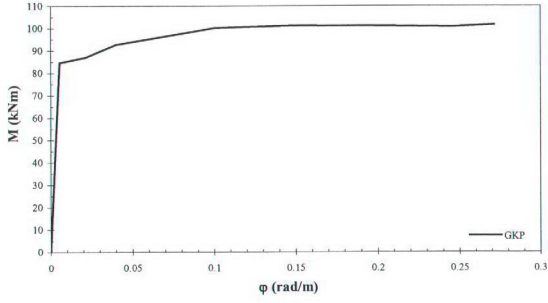
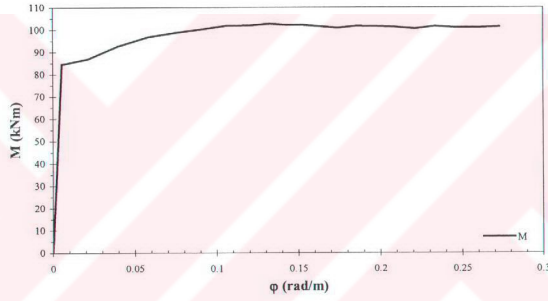
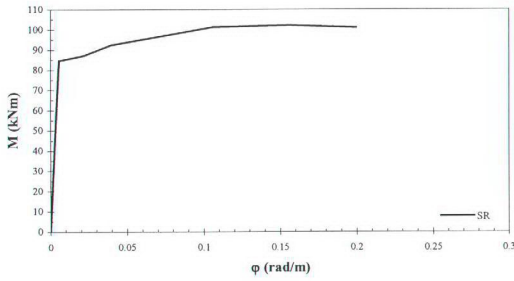
Şekil 8.22 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420

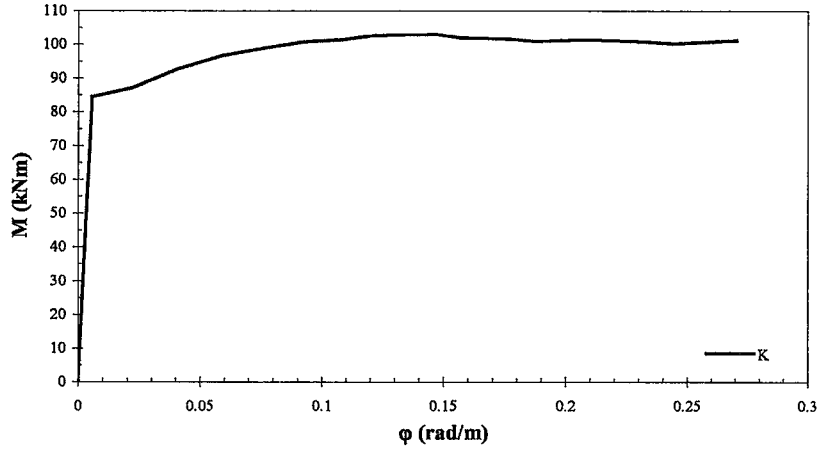


Şekil 8.23 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420

Şekil 8.24 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420Şekil 8.25 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420

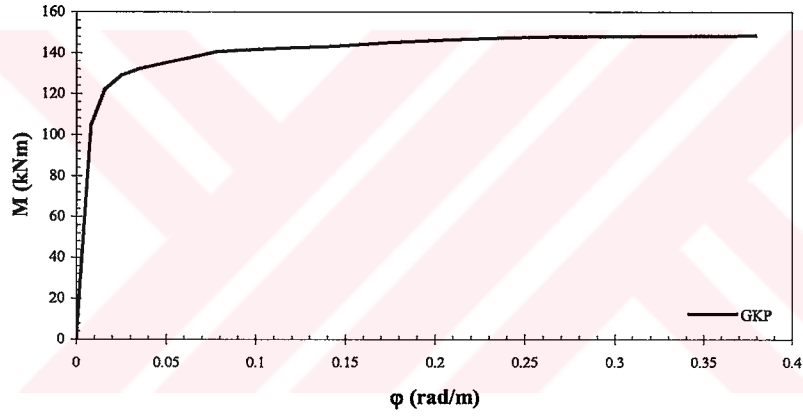
Şekil 8.26 Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkileri, C40/S420

Şekil 8.27 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420Şekil 8.28 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420Şekil 8.29 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420

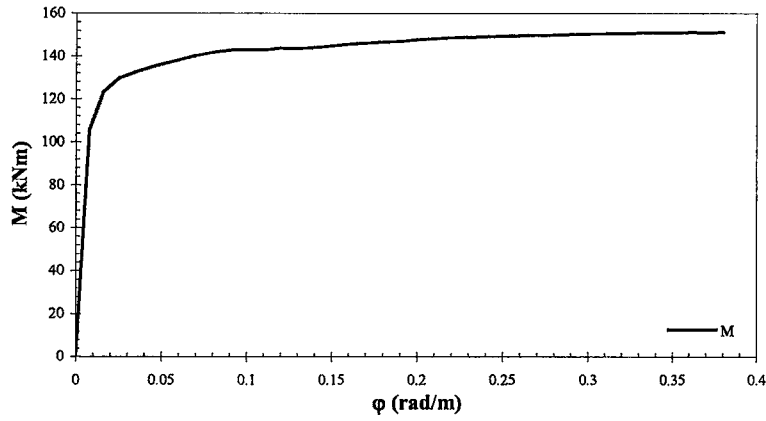


Şekil 8.30 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420

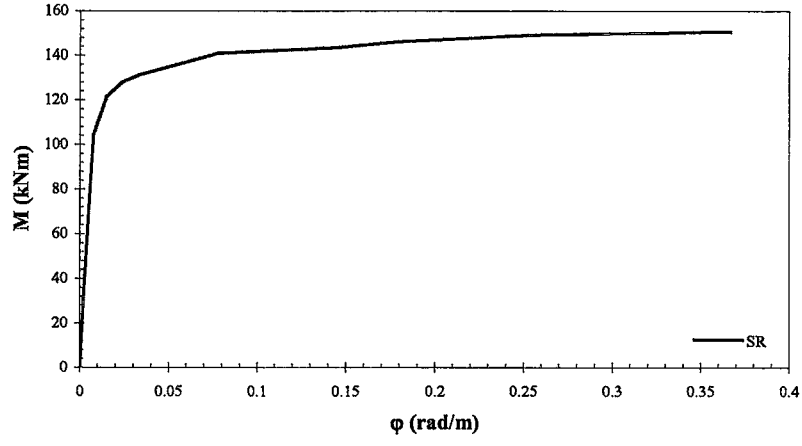
8.1.2 Kolonlar için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri



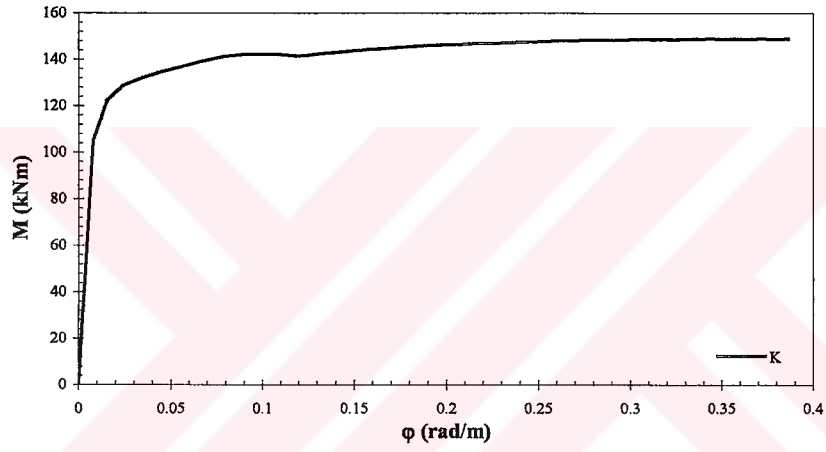
Şekil 8.31 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0$



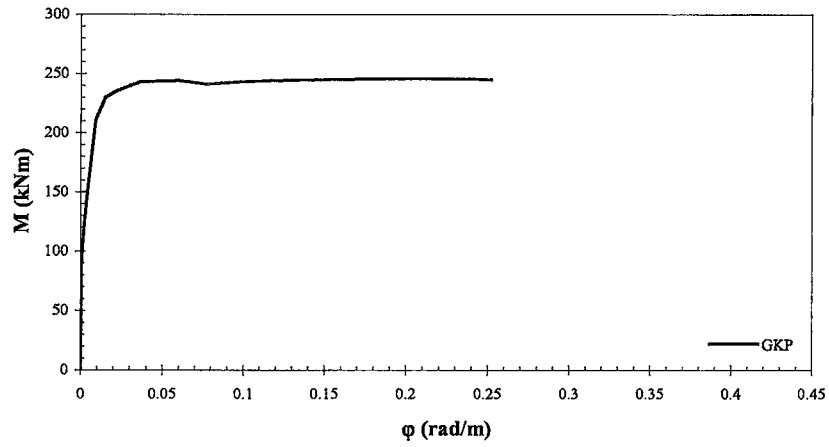
Şekil 8.32 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0$



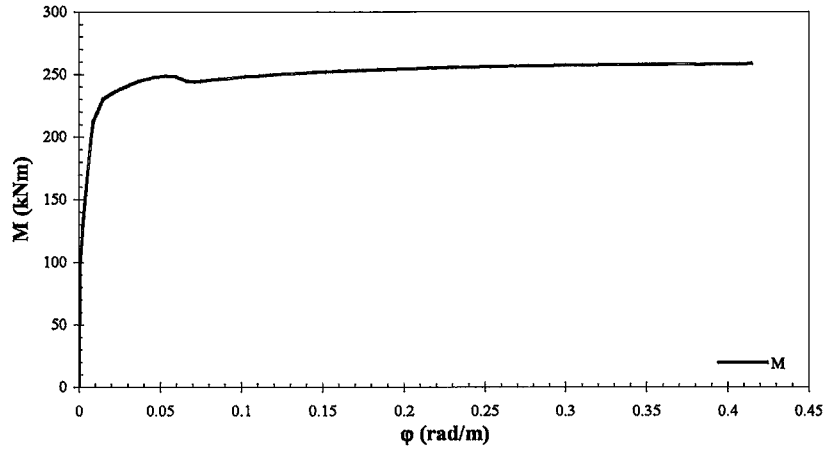
Şekil 8.33 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0$



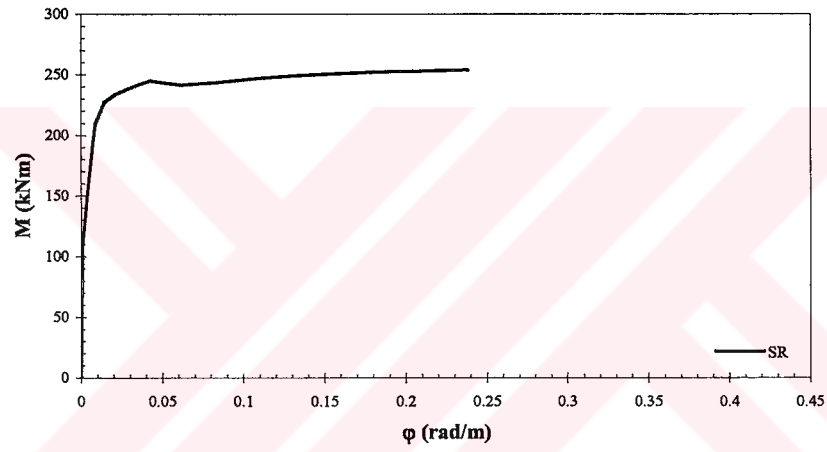
Şekil 8.34 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0$



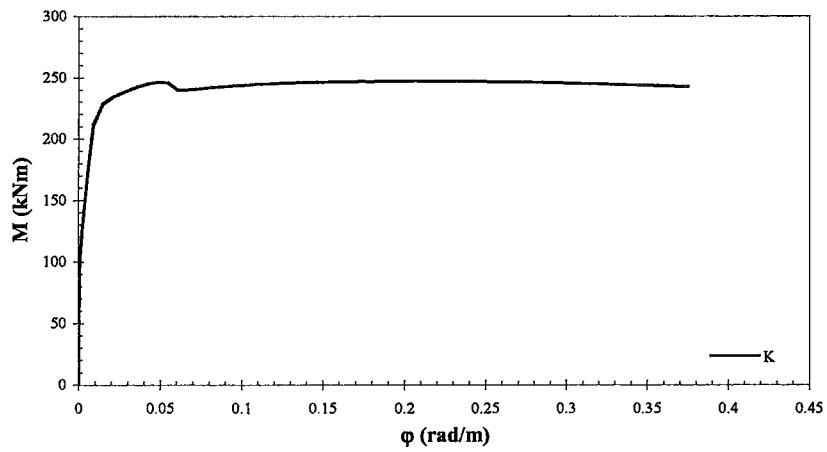
Şekil 8.35 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.1P_d$



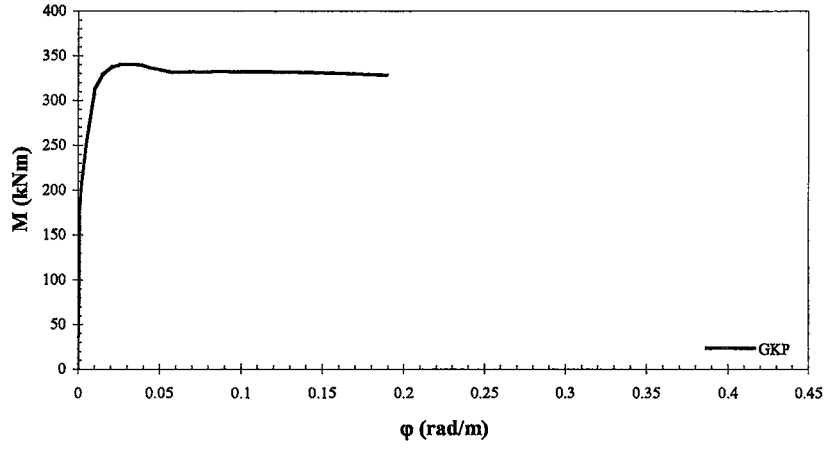
Şekil 8.36 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1P_d$



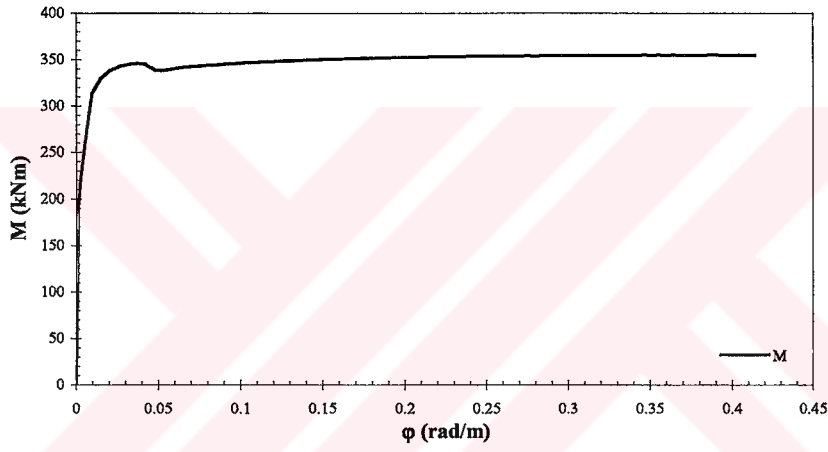
Şekil 8.37 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1P_d$



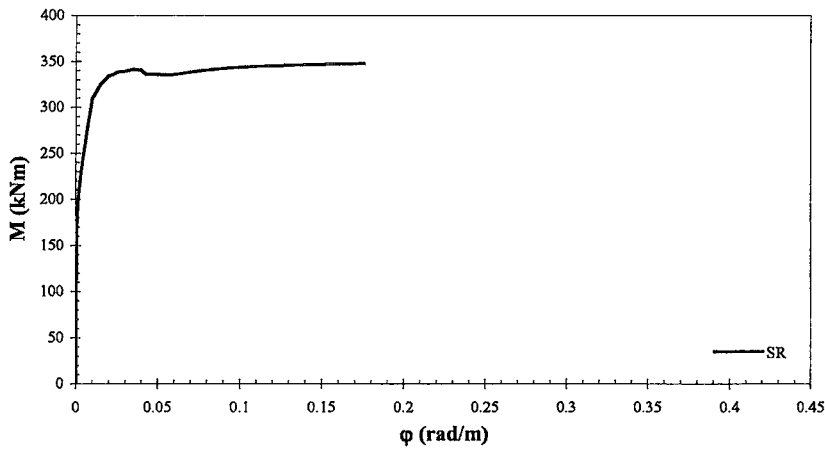
Şekil 8.38 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.1P_d$



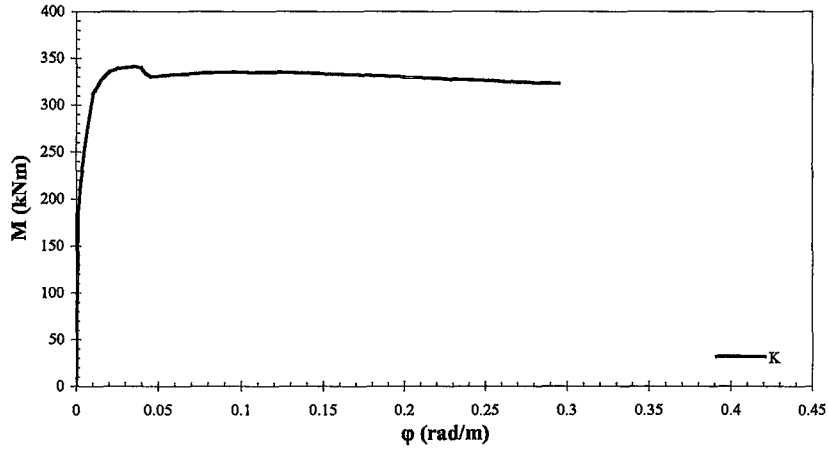
Şekil 8.39 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$



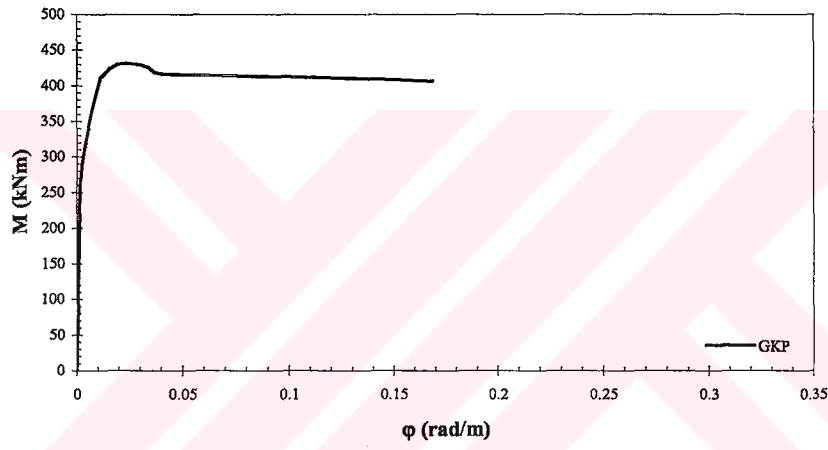
Şekil 8.40 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$



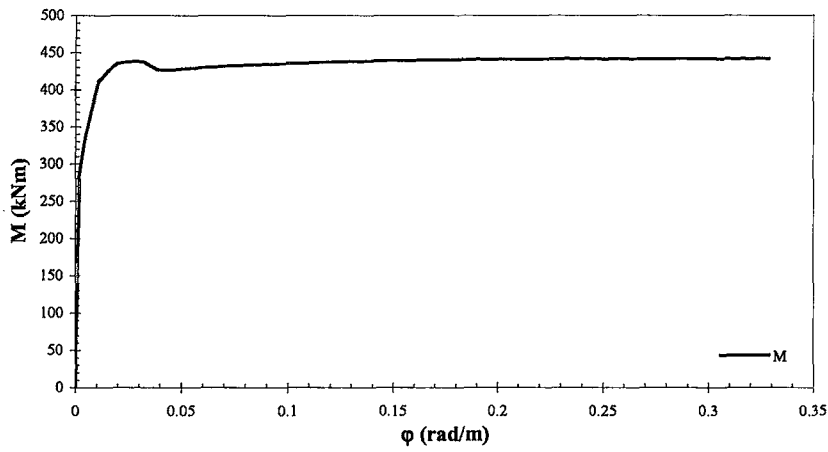
Şekil 8.41 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$



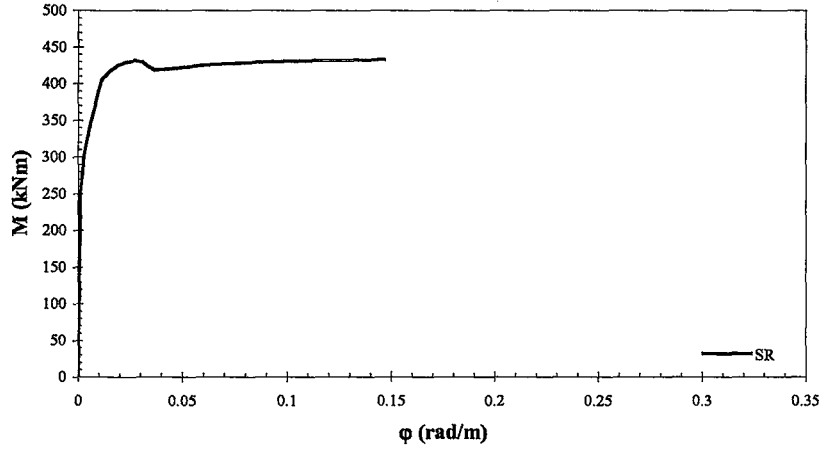
Şekil 8.42 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.2 P_d$



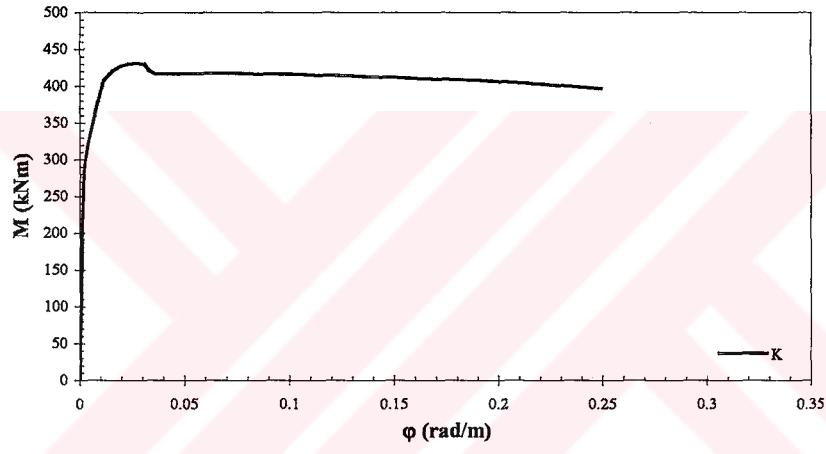
Şekil 8.43 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$



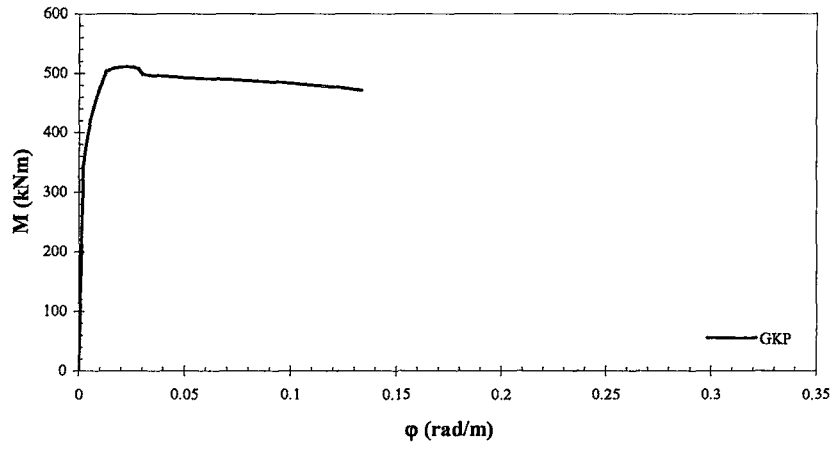
Şekil 8.44 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.3 P_d$



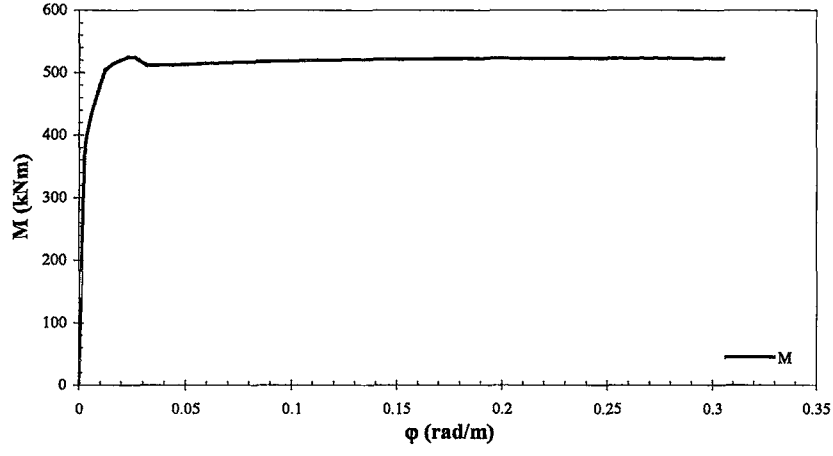
Şekil 8.45 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.3P_d$



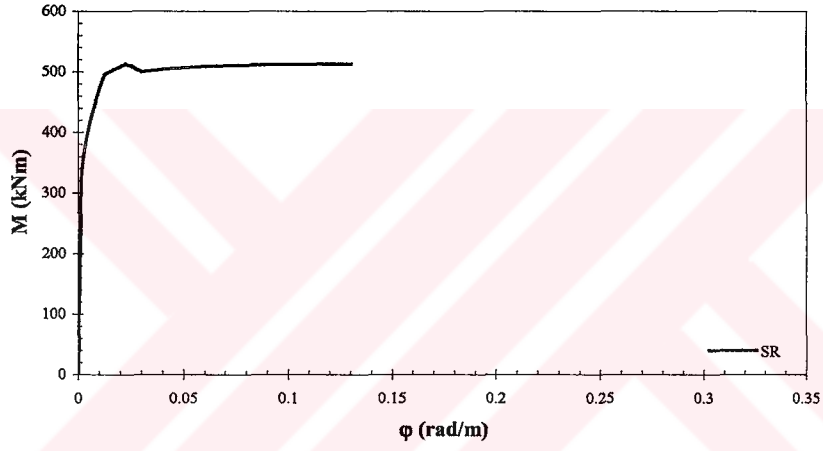
Şekil 8.46 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.3P_d$



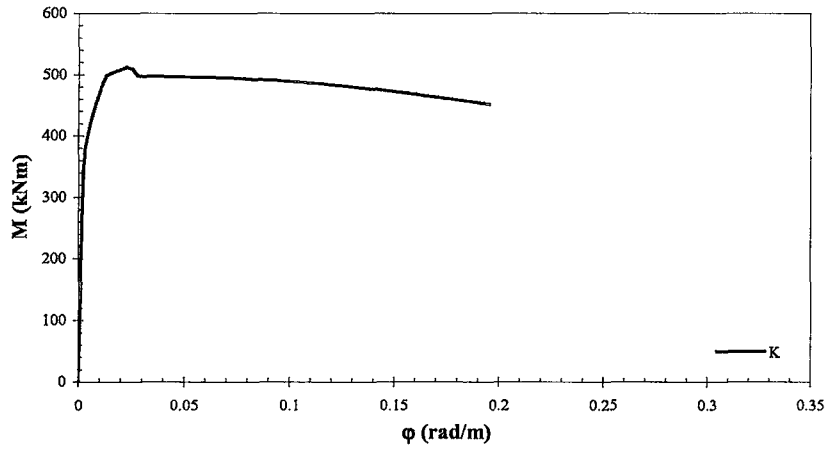
Şekil 8.47 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.4P_d$



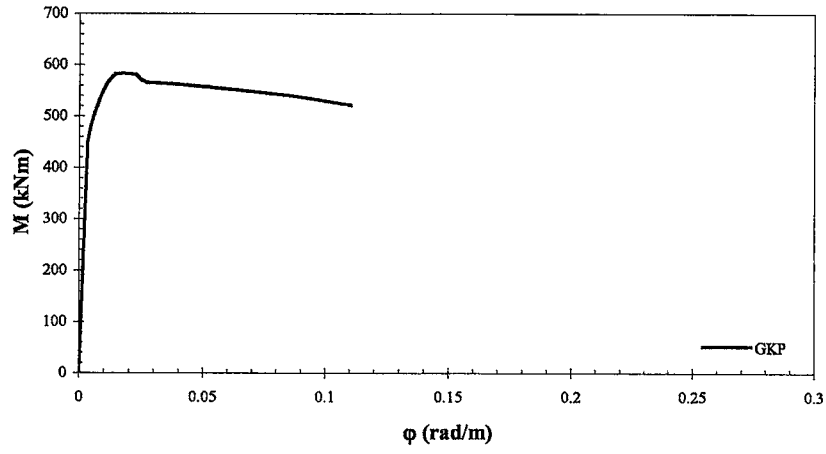
Şekil 8.48 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.4P_d$



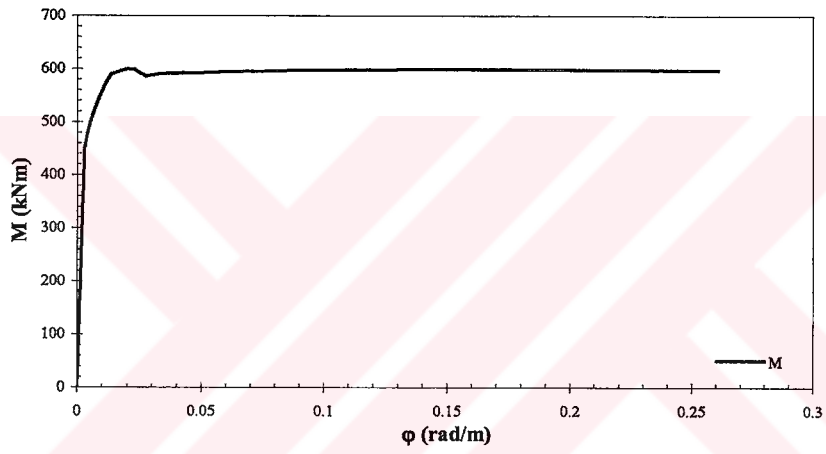
Şekil 8.49 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.4P_d$



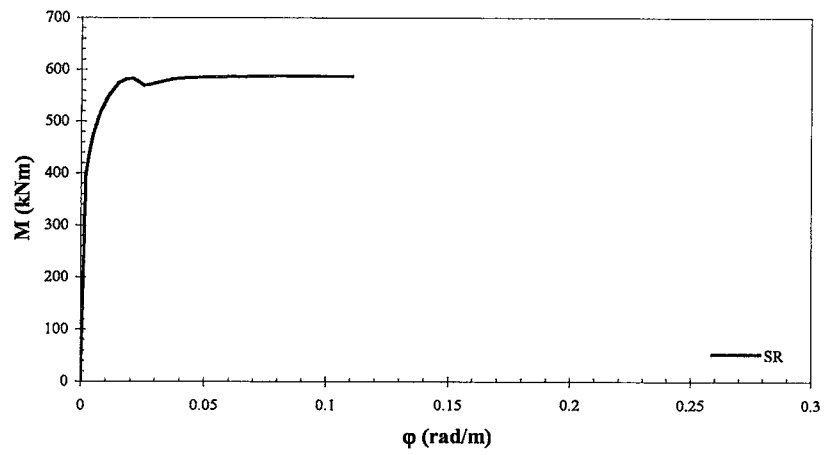
Şekil 8.50 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.4P_d$



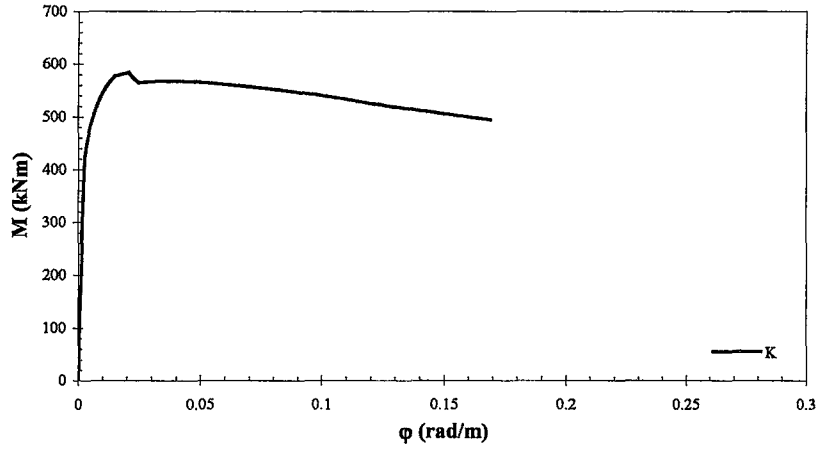
Şekil 8.51 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$



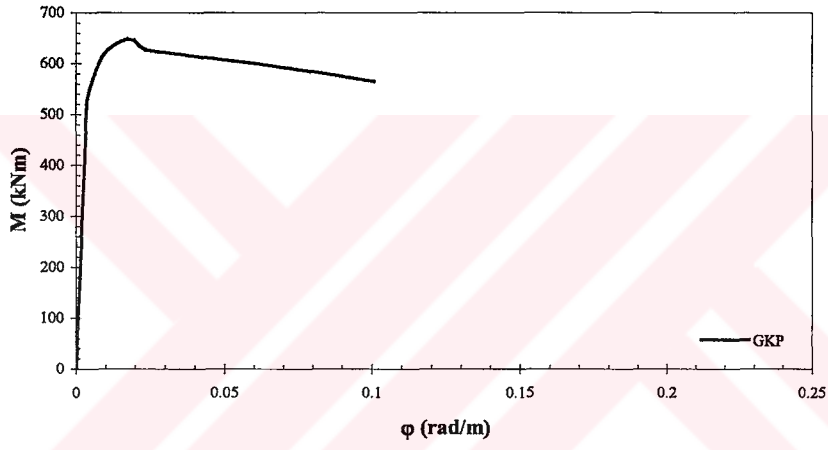
Şekil 8.52 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$



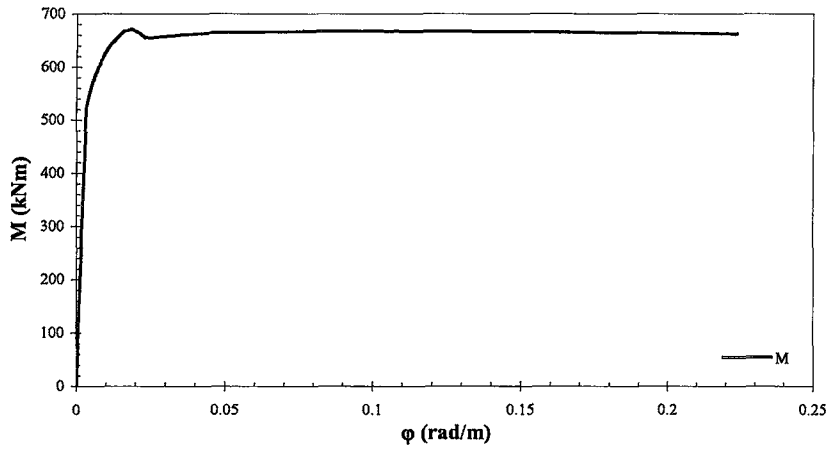
Şekil 8.53 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$



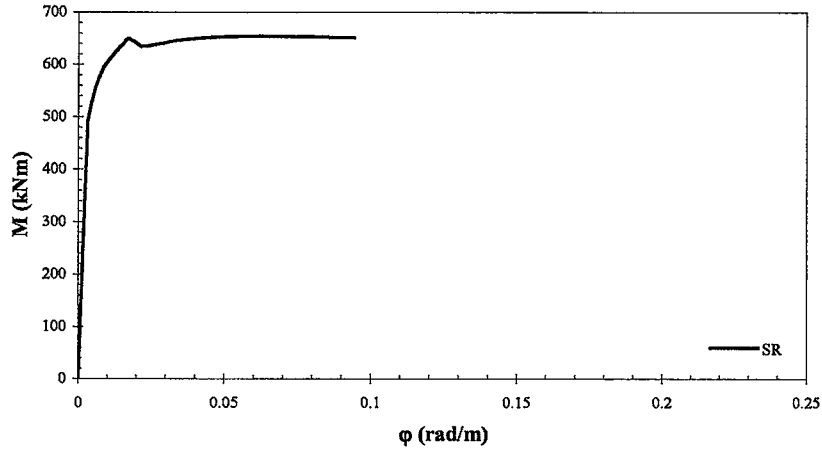
Şekil 8.54 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.5 P_d$



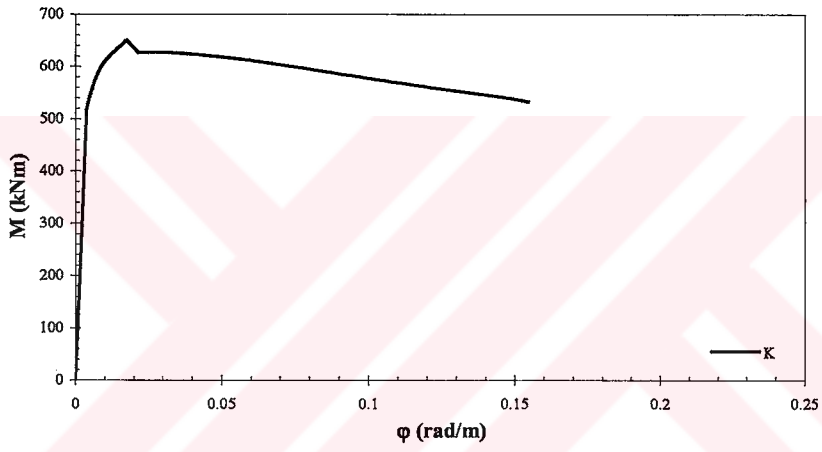
Şekil 8.55 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$



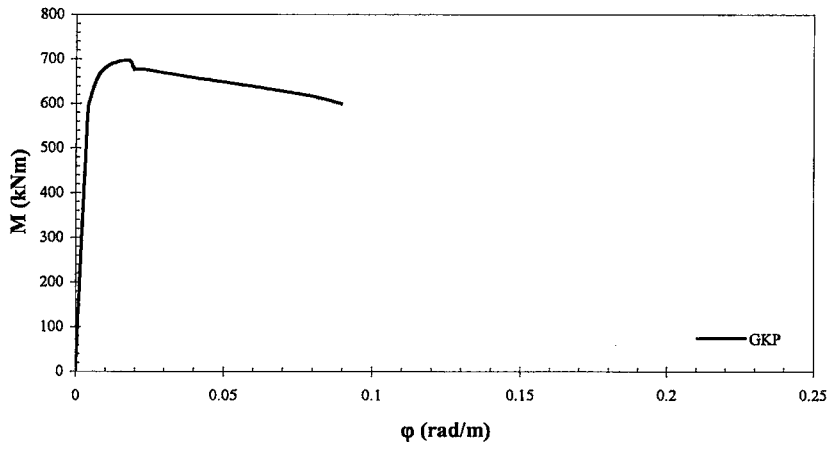
Şekil 8.56 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$



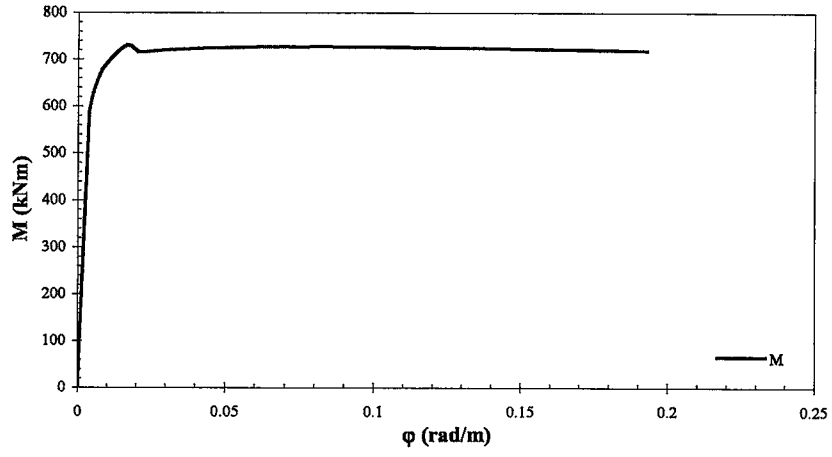
Şekil 8.57 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$



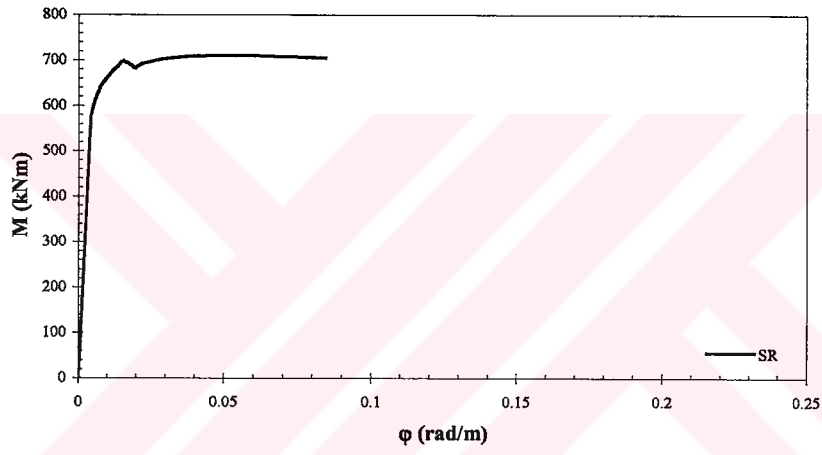
Şekil 8.58 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.6 P_d$



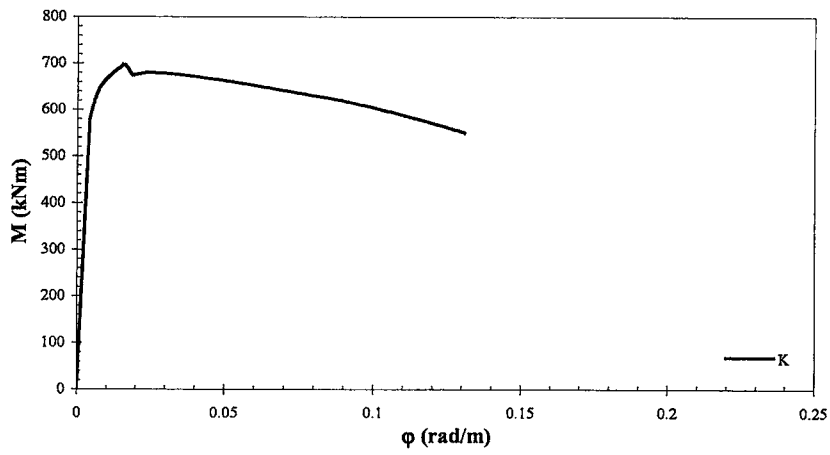
Şekil 8.59 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$



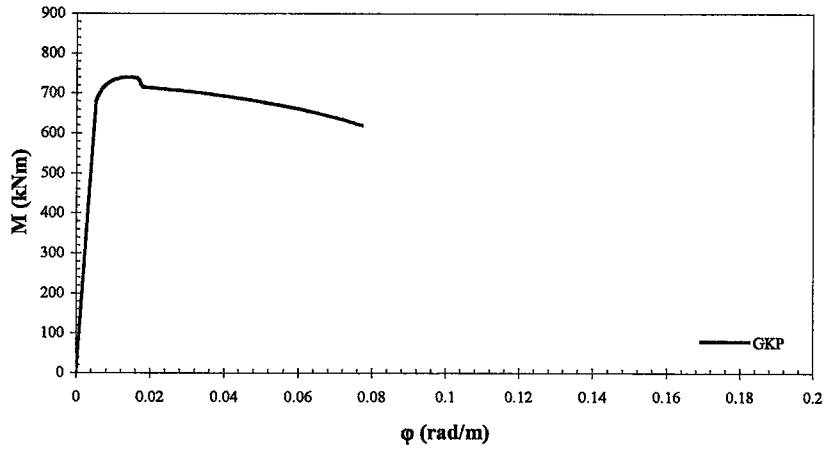
Şekil 8.60 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$



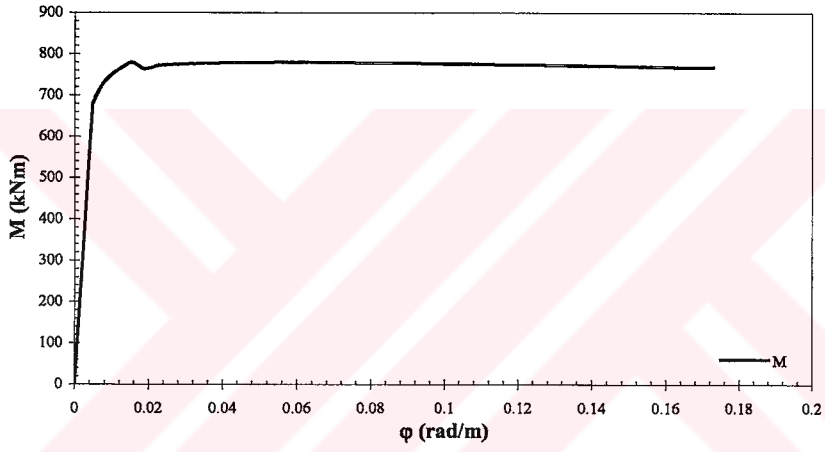
Şekil 8.61 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$



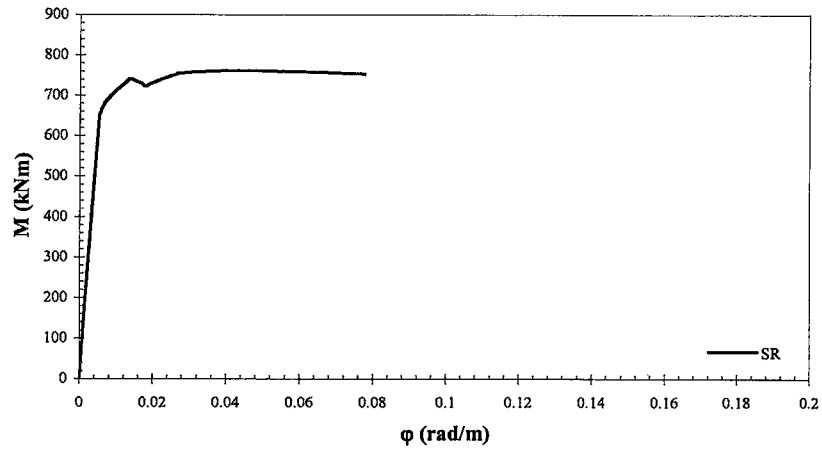
Şekil 8.62 $M - \varphi$ ilişkisi, $P = 0.7 P_d$



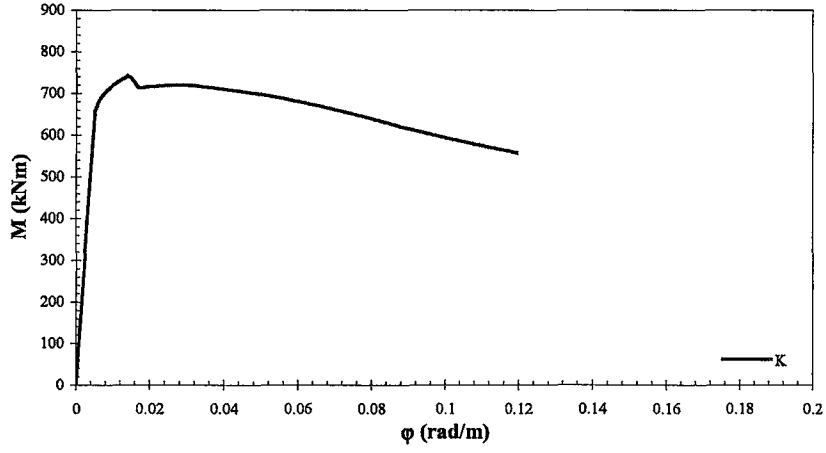
Şekil 8.63 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$



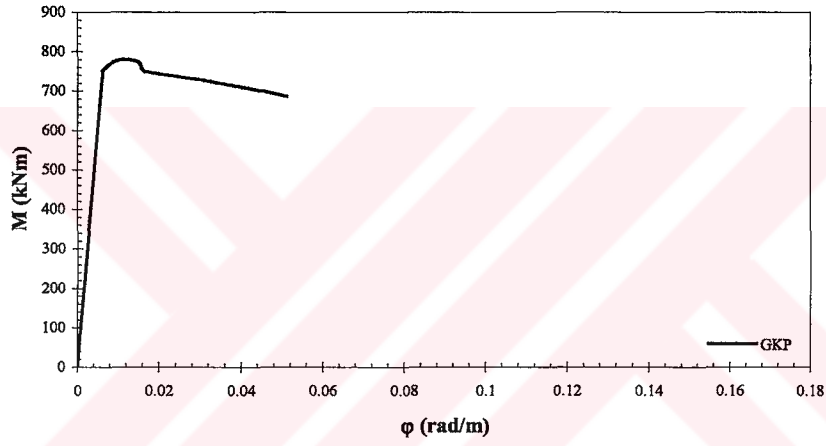
Şekil 8.64 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$



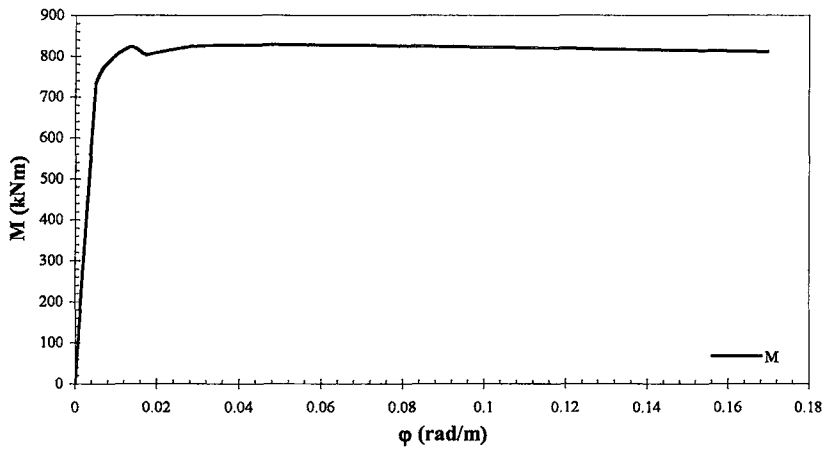
Şekil 8.65 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$



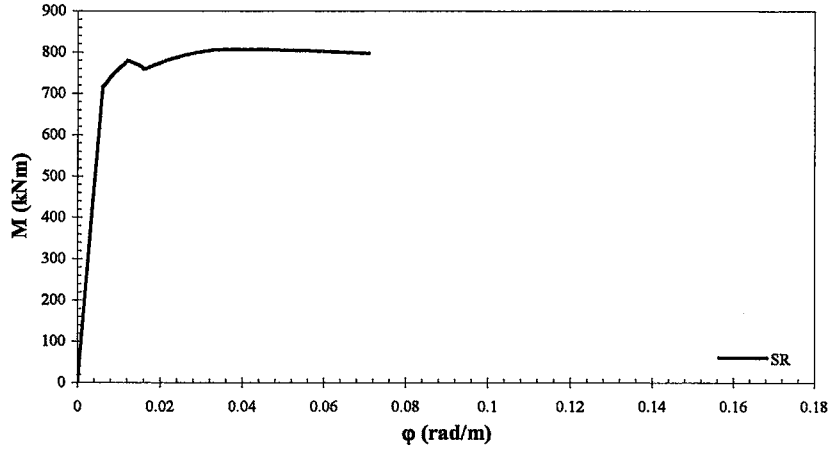
Şekil 8.66 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.8 P_d$



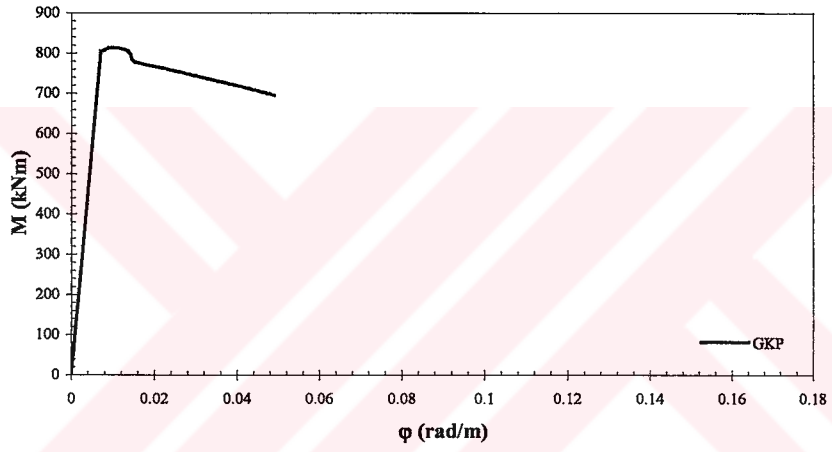
Şekil 8.67 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$



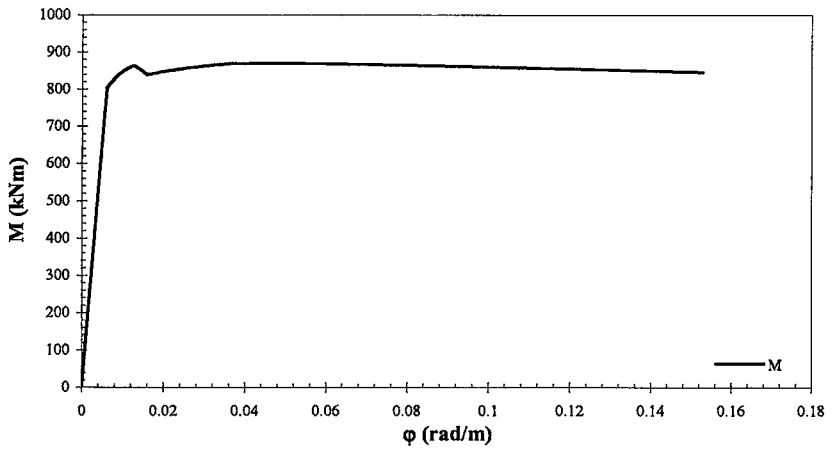
Şekil 8.68 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$



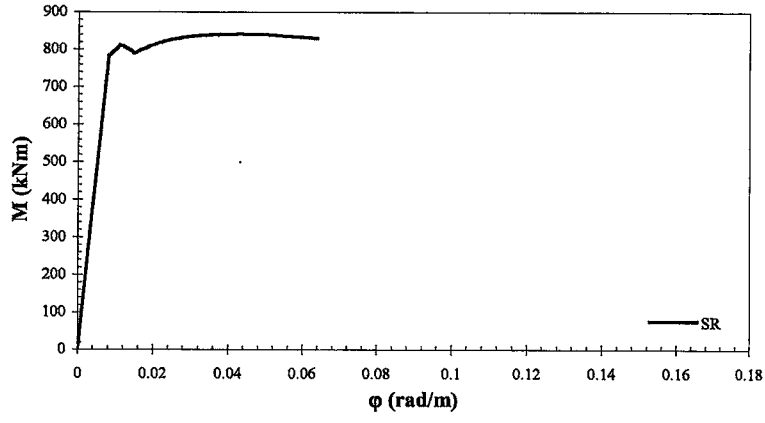
Şekil 8.69 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 0.9 P_d$



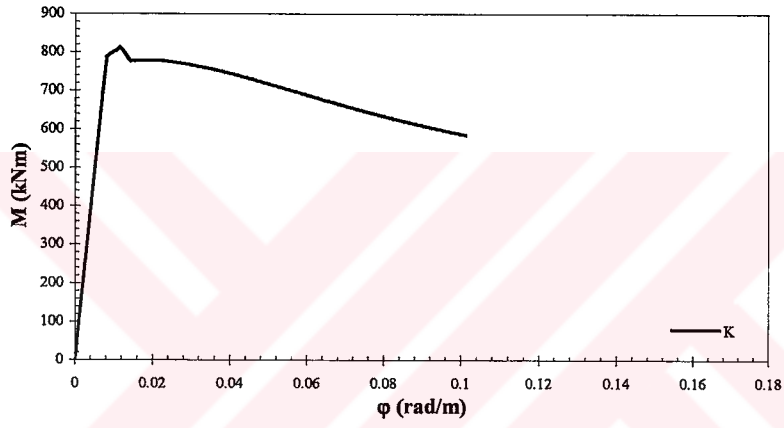
Şekil 8.71 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$



Şekil 8.72 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$

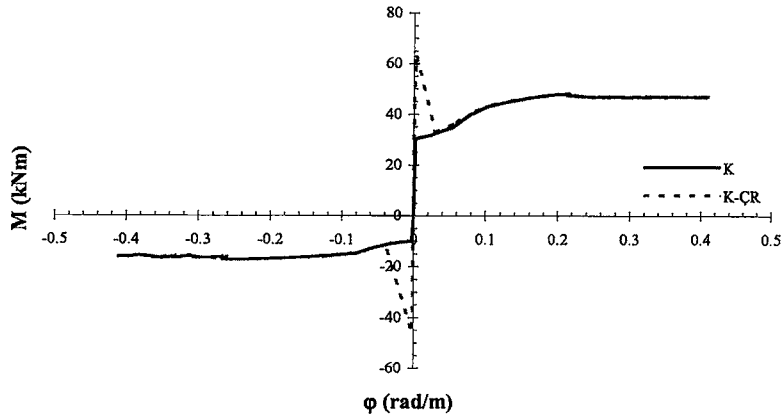


Şekil 8.73 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$

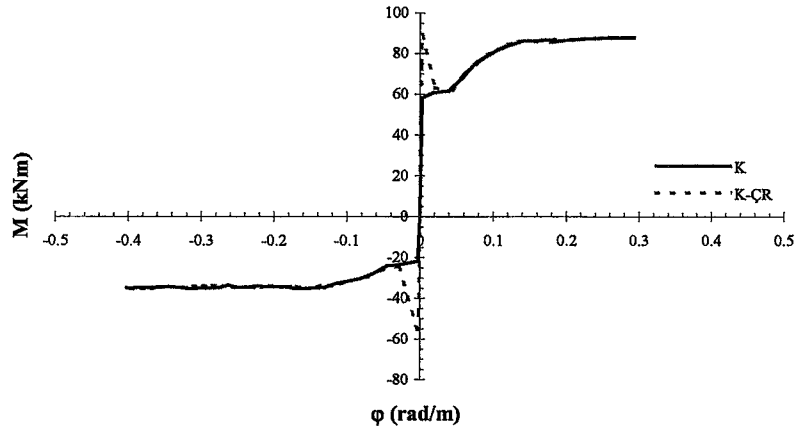


Şekil 8.74 $M - \phi$ ilişkisi, $P = 1.0 P_d$

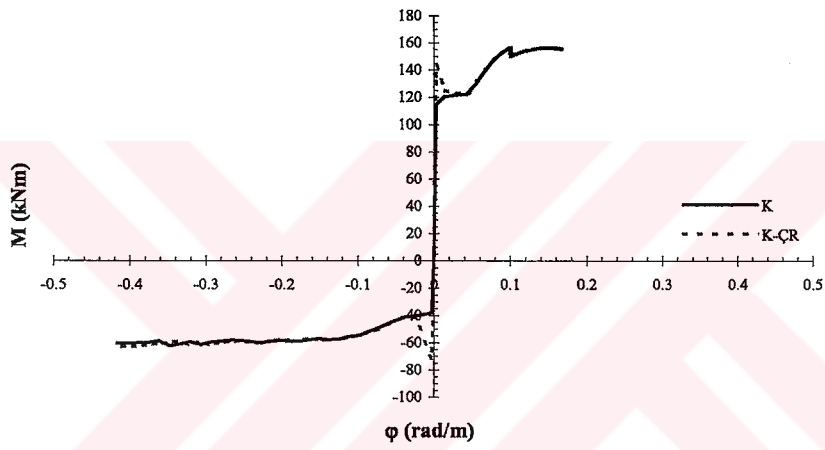
8.2 Çekme ve Basınç Donatısı Miktarının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri



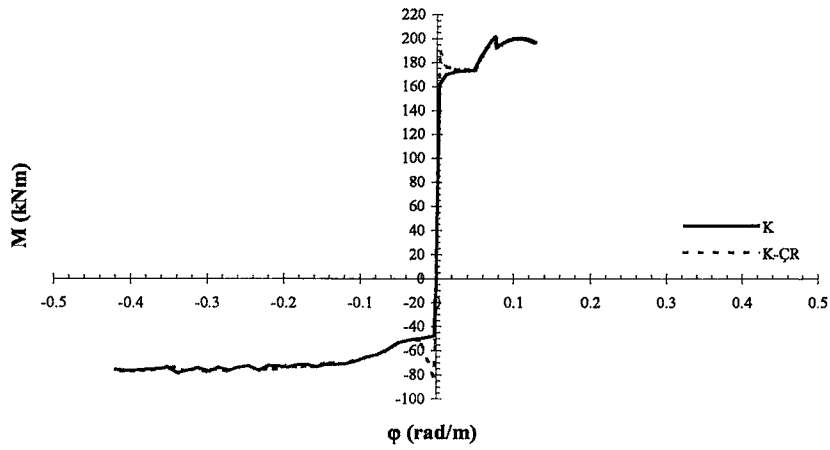
Şekil 8.75 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 1A, C30/S220



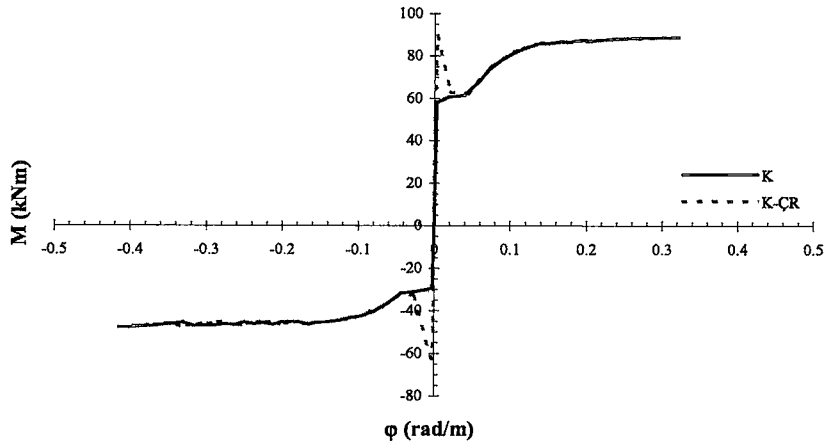
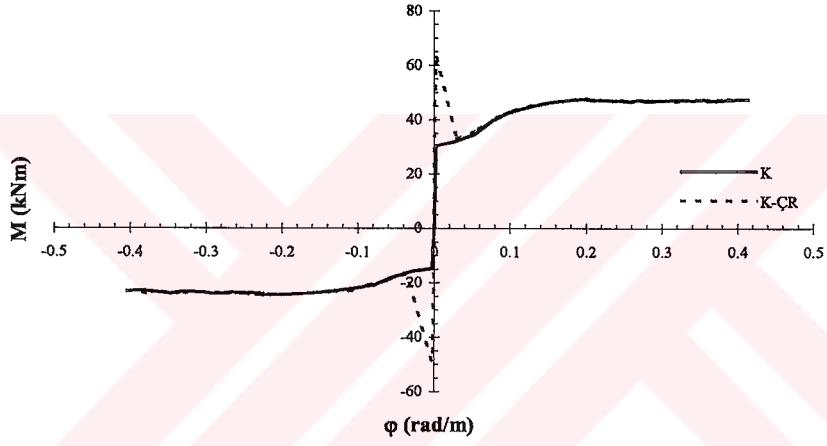
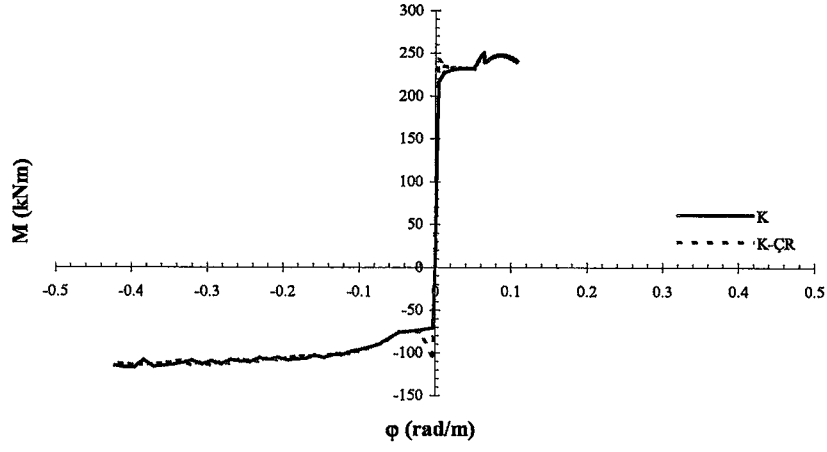
Şekil 8.76 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 2A, C30/S220

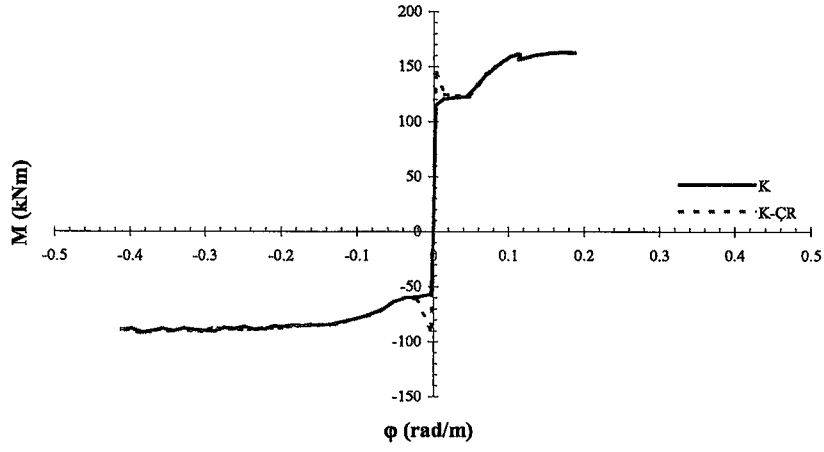


Şekil 8.77 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 3A, C30/S220

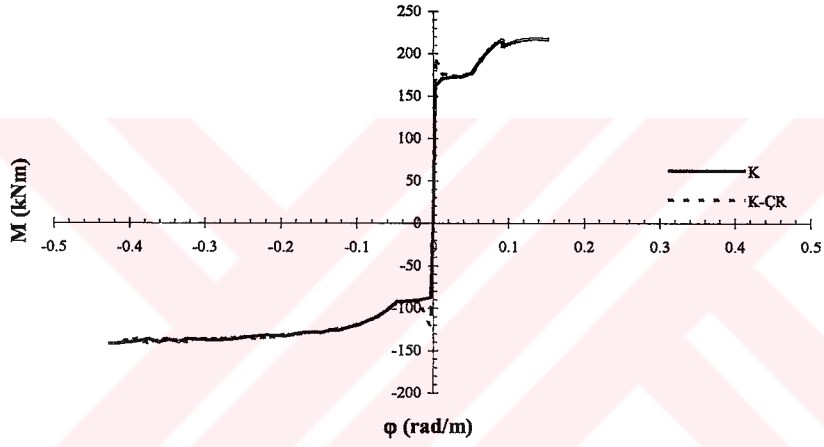


Şekil 8.78 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 4A, C30/S220

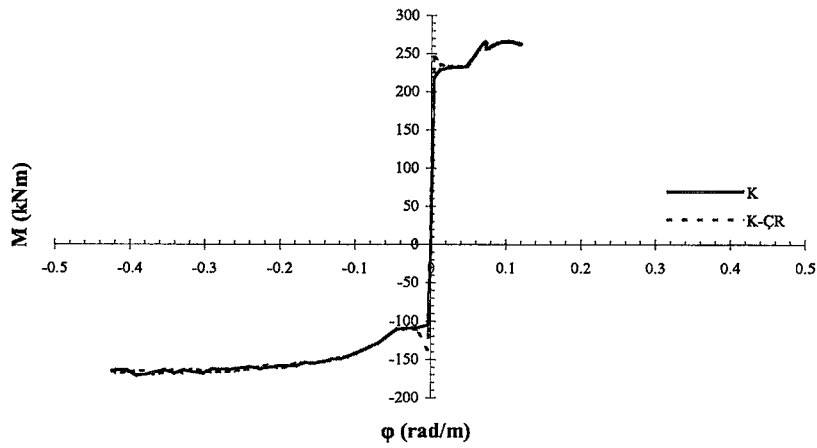




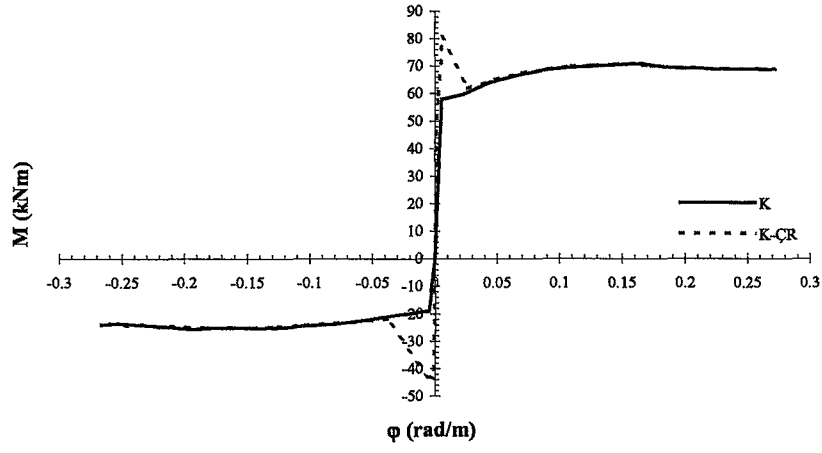
Şekil 8.82 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 3B, C30/S220



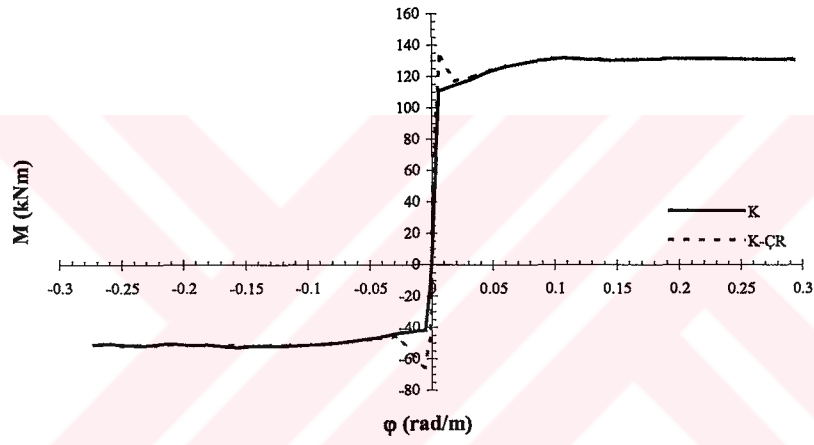
Şekil 8.83 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 4B, C30/S220



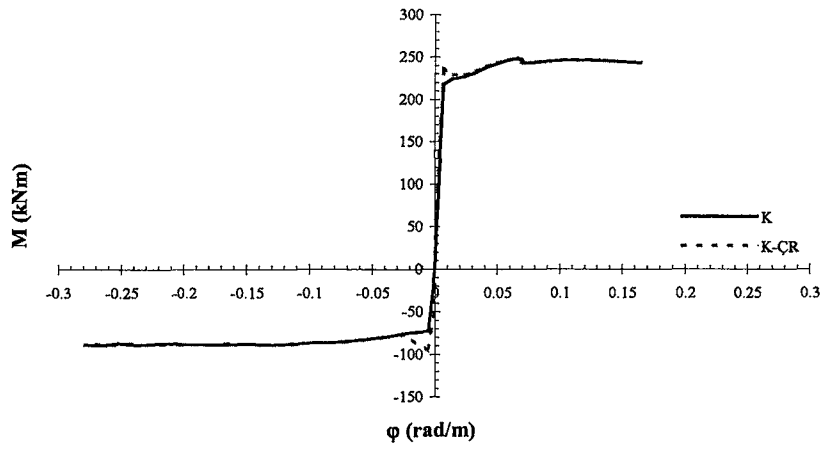
Şekil 8.84 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 5B, C30/S220



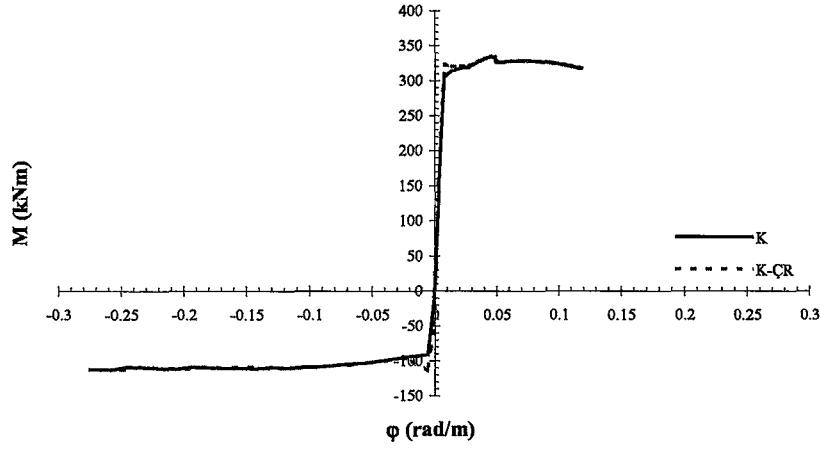
Şekil 8.85 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 1A, C30/S420



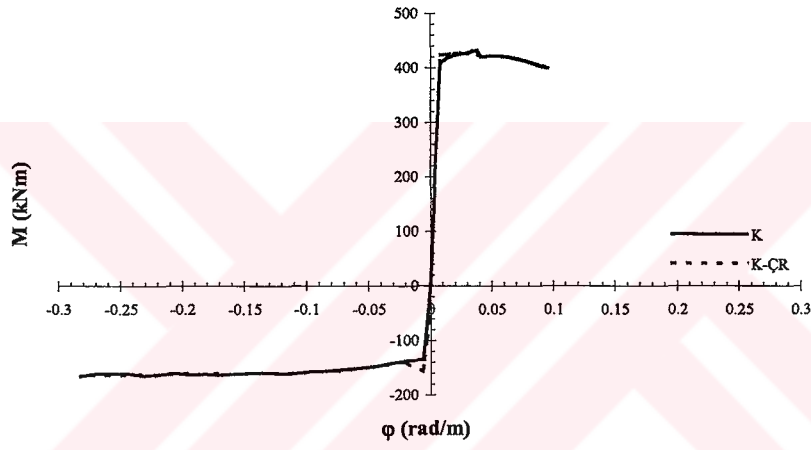
Şekil 8.86 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 2A, C30/S420



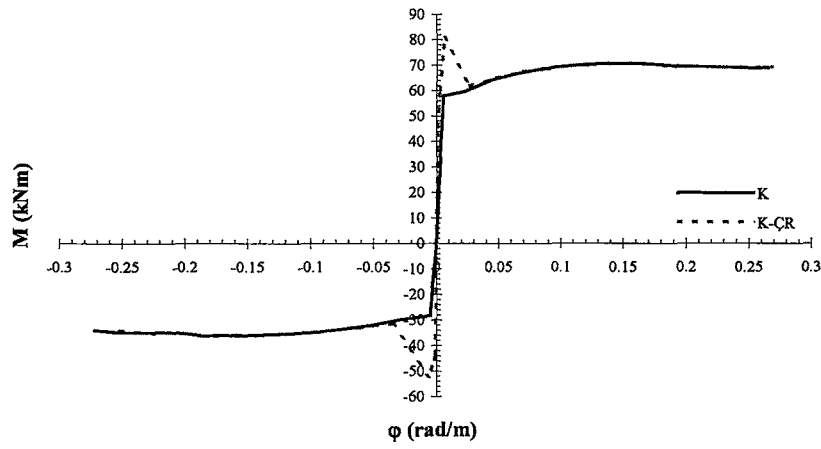
Şekil 8.87 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 3A, C30/S420



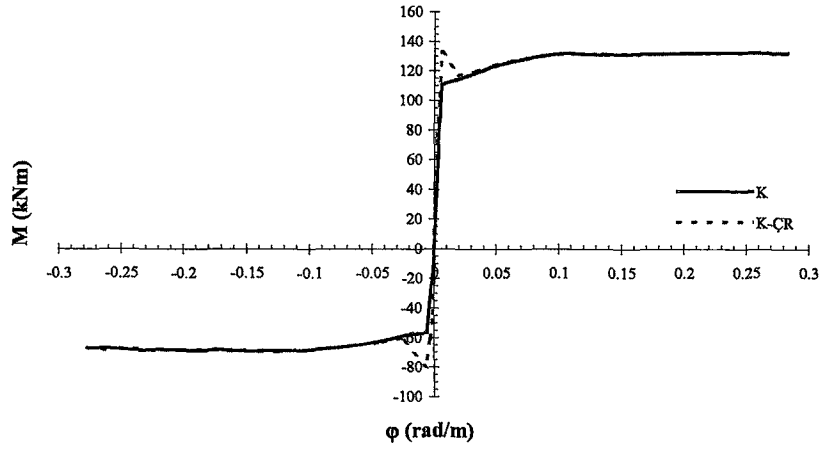
Şekil 8.88 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 4A, C30/S420



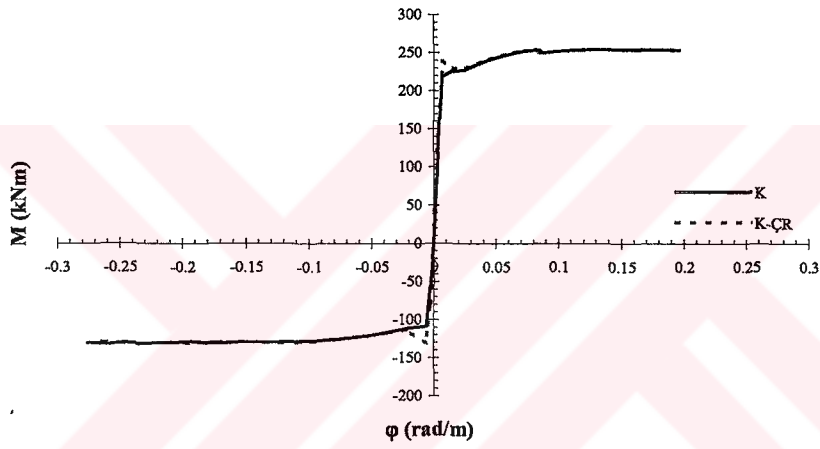
Şekil 8.89 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 5A, C30/S420



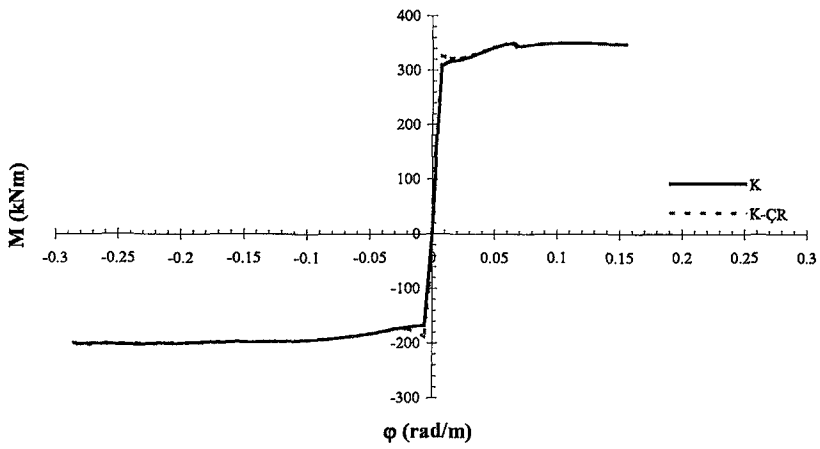
Şekil 8.90 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 1B, C30/S420



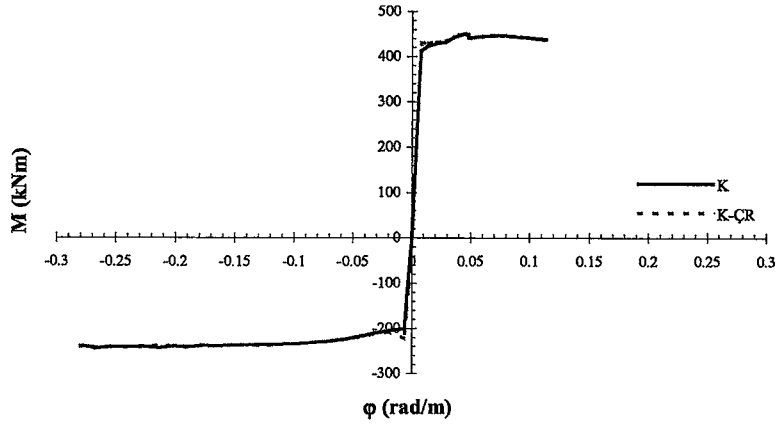
Şekil 8.91 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 2B, C30/S420



Şekil 8.92 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 3B, C30/S420

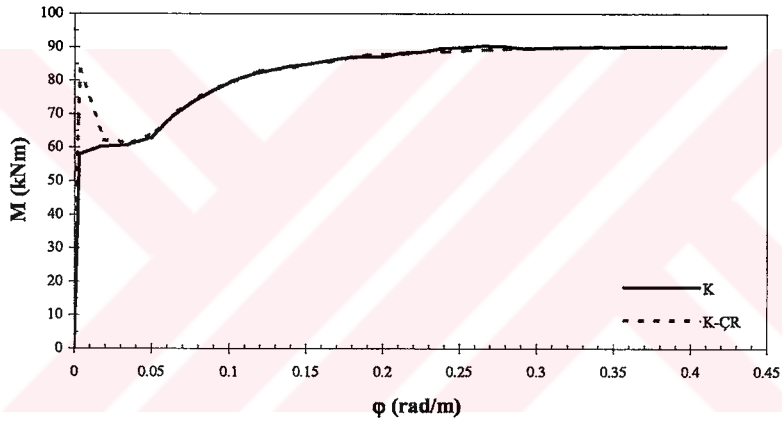


Şekil 8.93 $M - \phi$ İlişkisi, Kiriş 4B, C30/S420

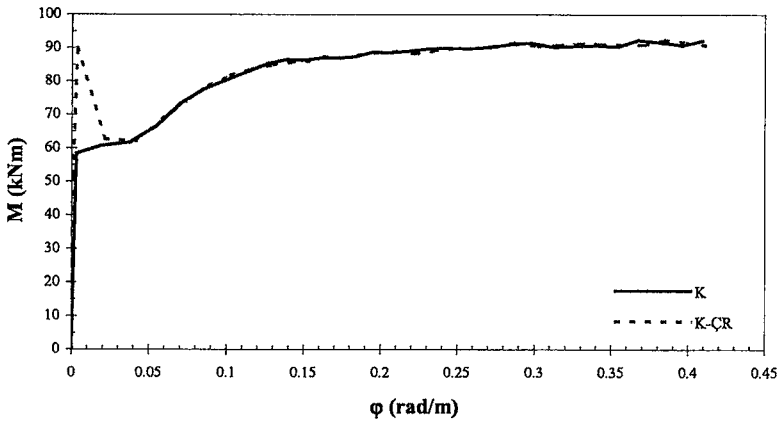


Şekil 8.94 $M - \phi$ ilişkisi, Kiriş 5B, C30/S420

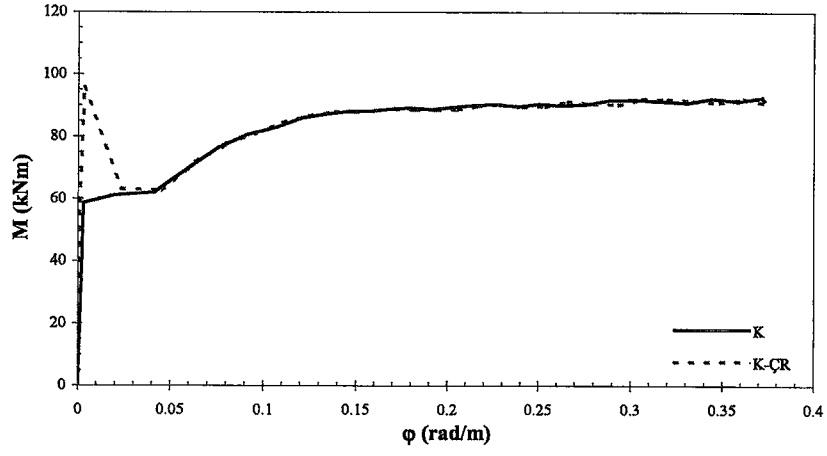
8.3 Beton Basınç Dayanımının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri



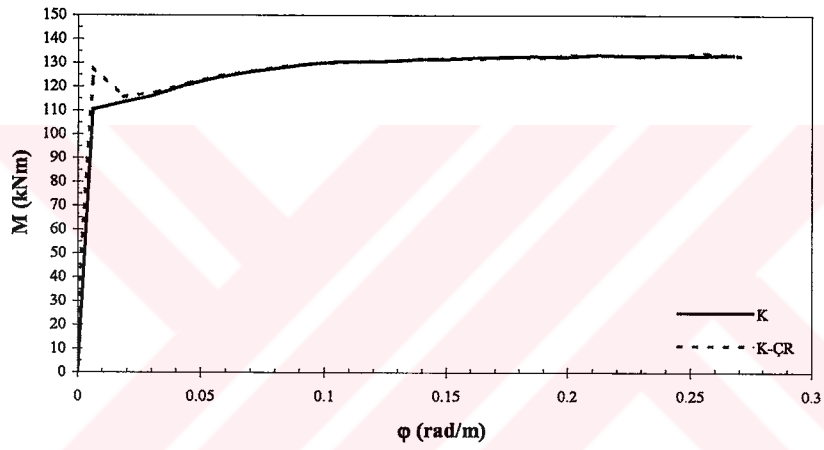
Şekil 8.95 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220-S220



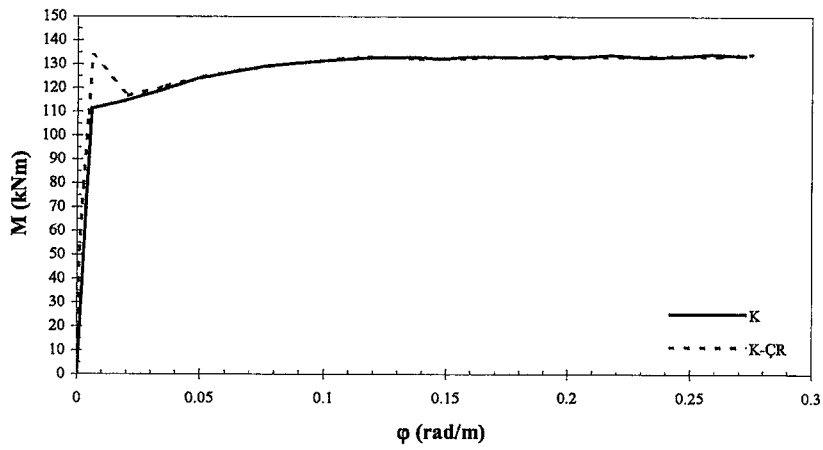
Şekil 8.96 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220-S220



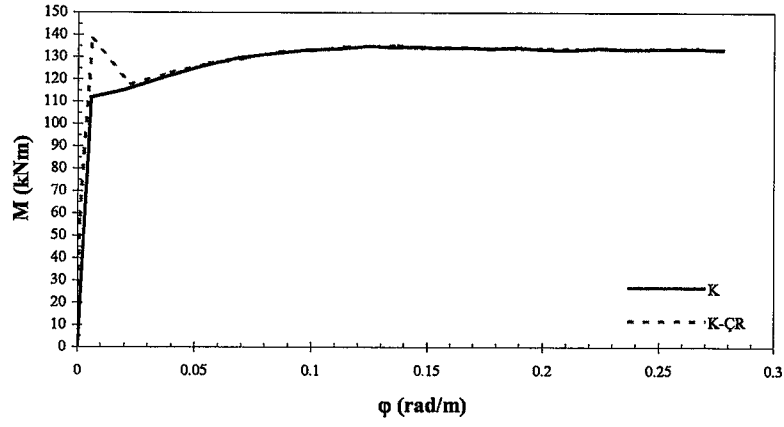
Şekil 8.97 $M - \phi$ İlişkisi, C40/S220-S220



Şekil 8.98 $M - \phi$ İlişkisi, C20/S420-S420

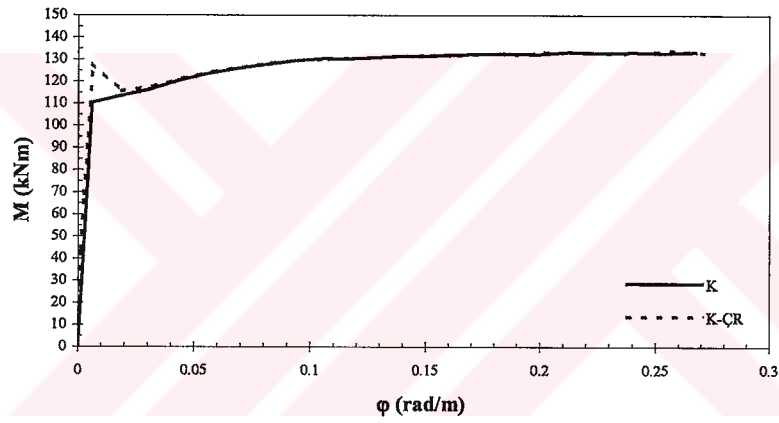


Şekil 8.99 $M - \phi$ İlişkisi, C30/S420-S420

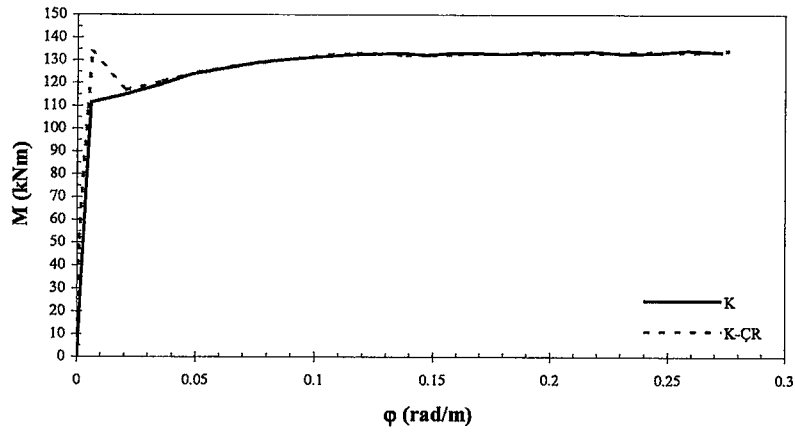


Şekil 8.100 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420-S420

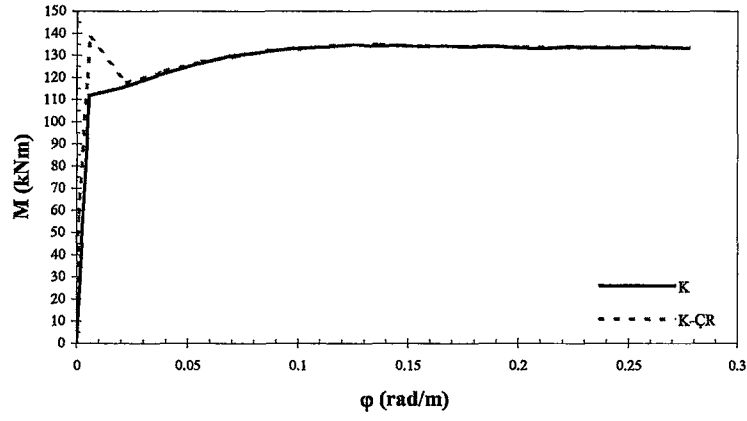
8.4 Kuşatma Donatısı Akma Dayanımının Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri



Şekil 8.101 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420-S220

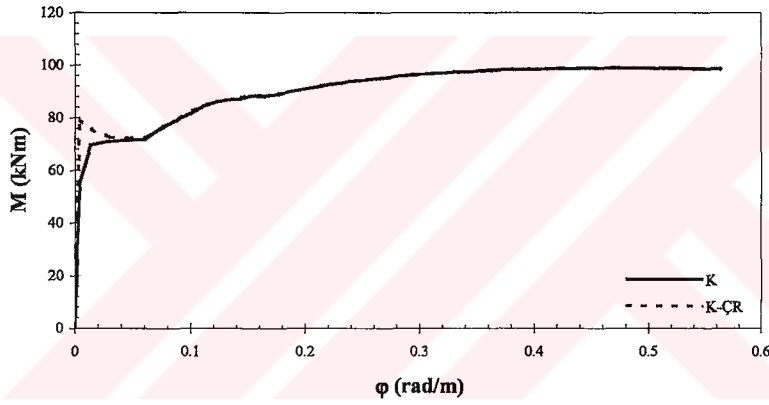


Şekil 8.102 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420-S220

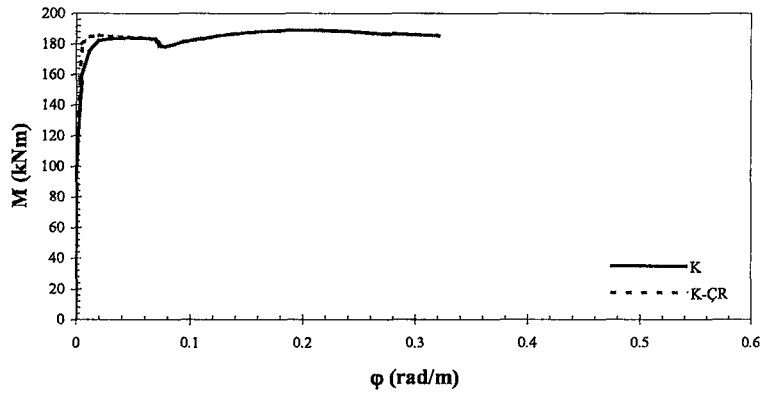


Şekil 8.103 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420-S220

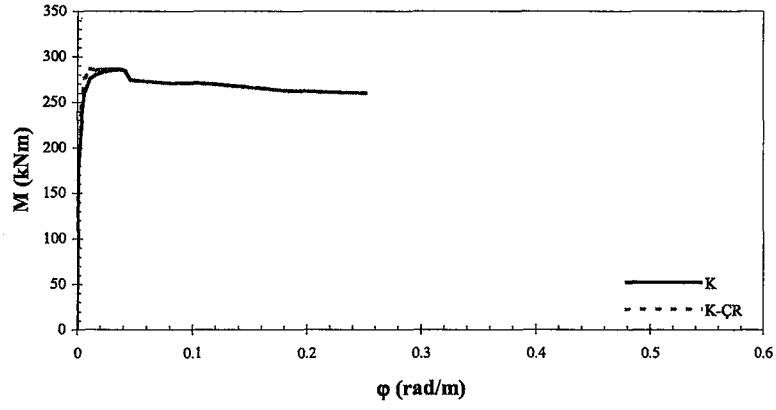
8.5 Kolonlarda Eksenel Yük Seviyesinin Etkisi için Çizilen $M - \phi$ İlişkileri



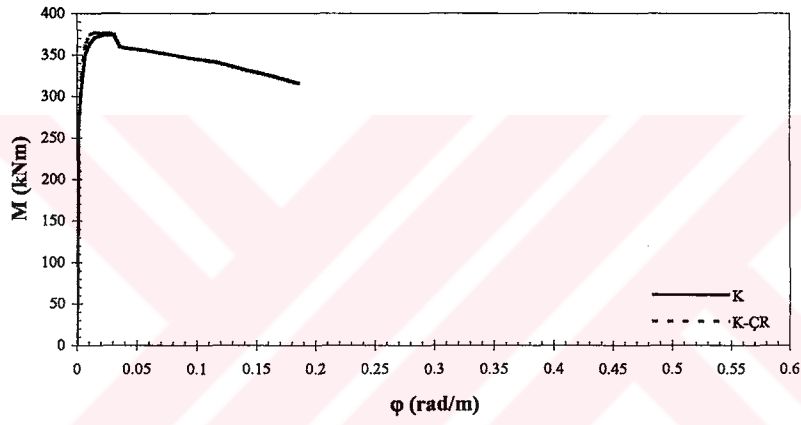
Şekil 8.104 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0$



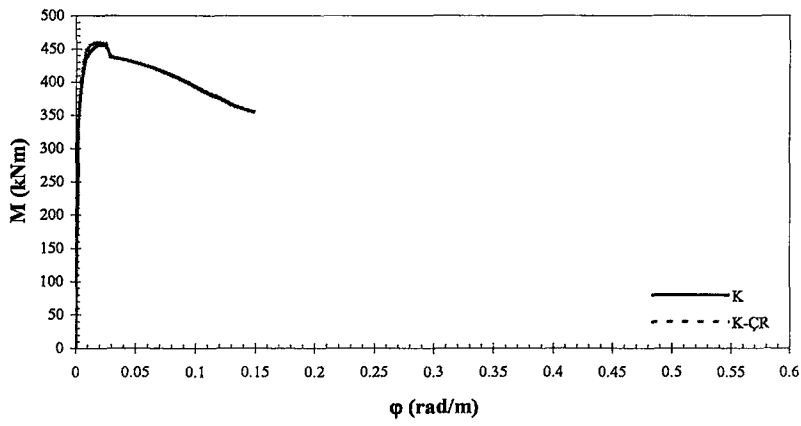
Şekil 8.105 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.1P_d$



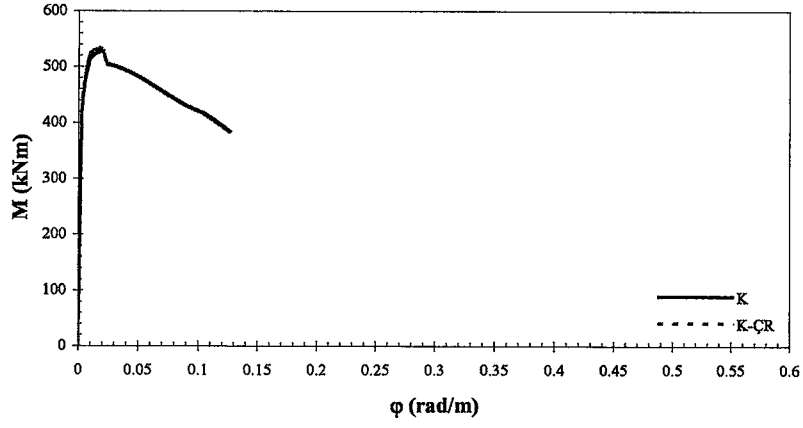
Şekil 8.106 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.2 P_d$



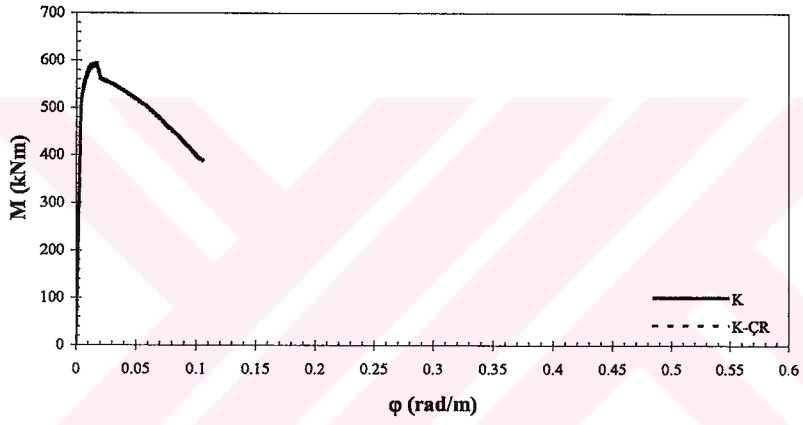
Şekil 8.107 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.3 P_d$



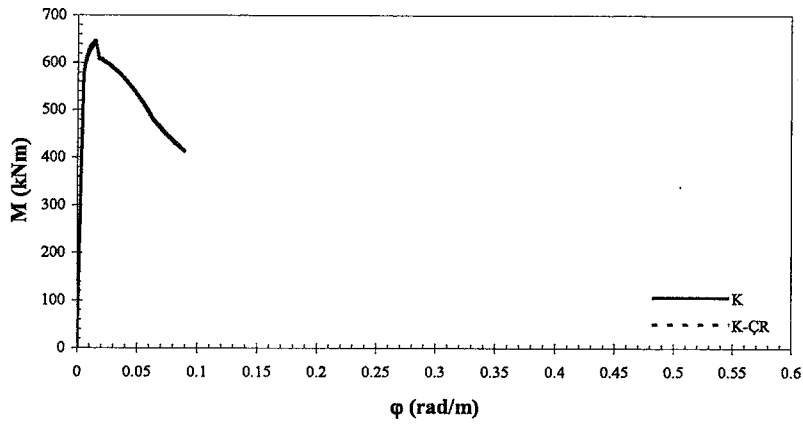
Şekil 8.108 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.4 P_d$



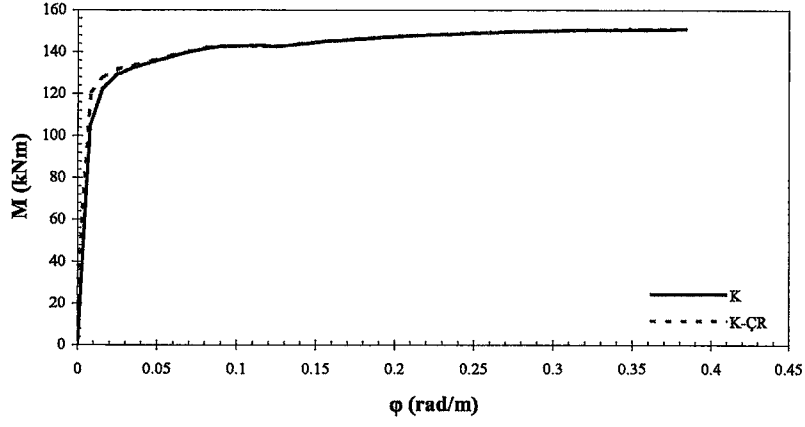
Şekil 8.109 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.5 P_d$



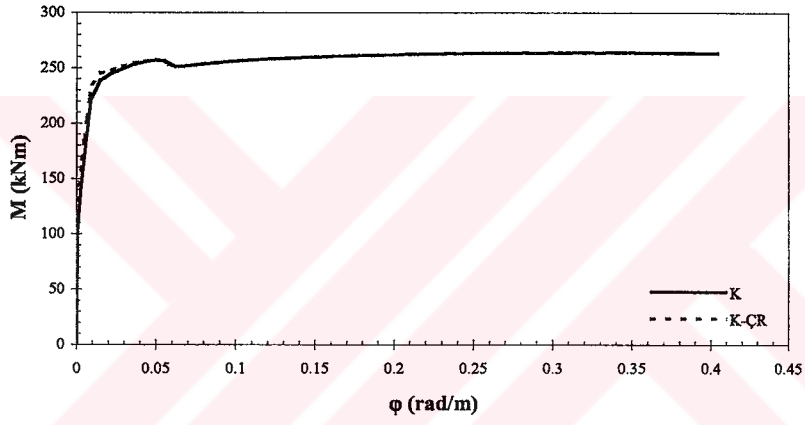
Şekil 8.110 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.6 P_d$



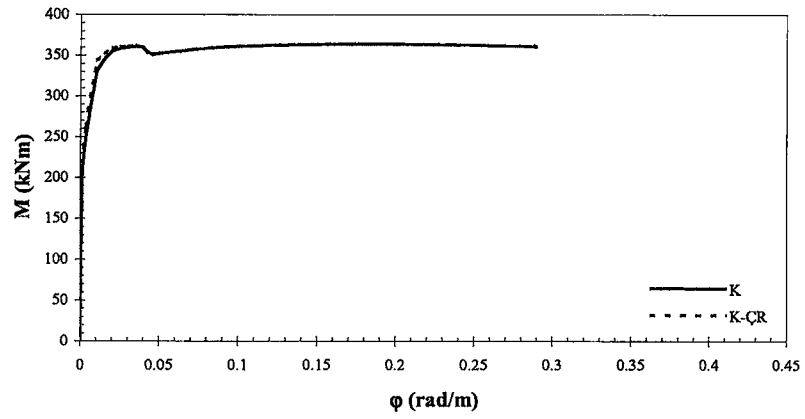
Şekil 8.111 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S220, $P = 0.7 P_d$



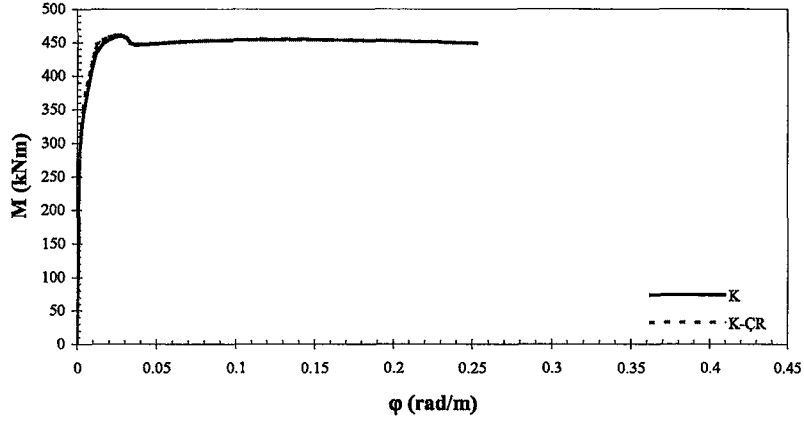
Şekil 8.112 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0$



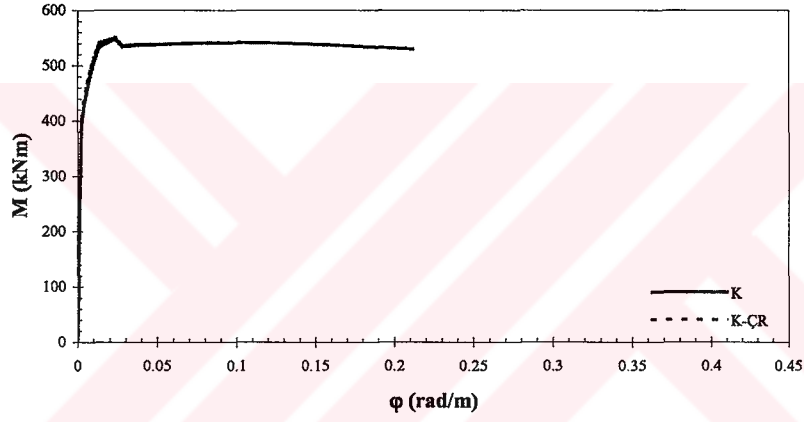
Şekil 8.113 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.1P_d$



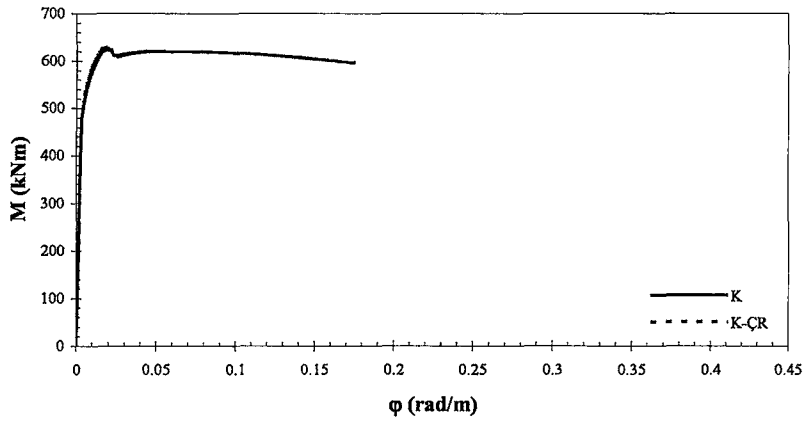
Şekil 8.114 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.2P_d$



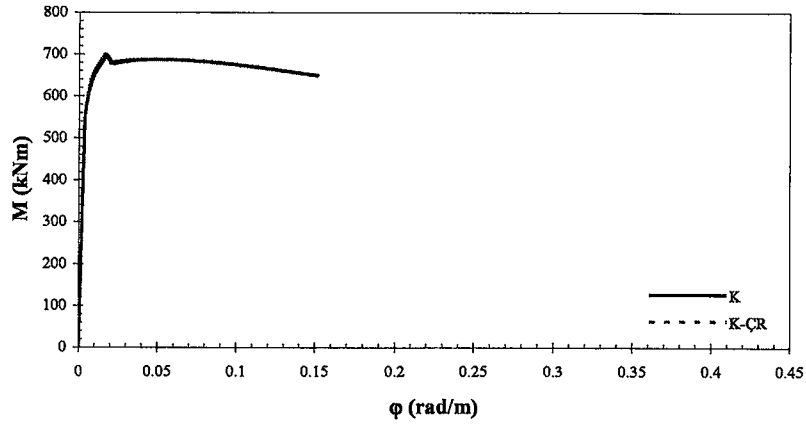
Şekil 8.115 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.3 P_d$



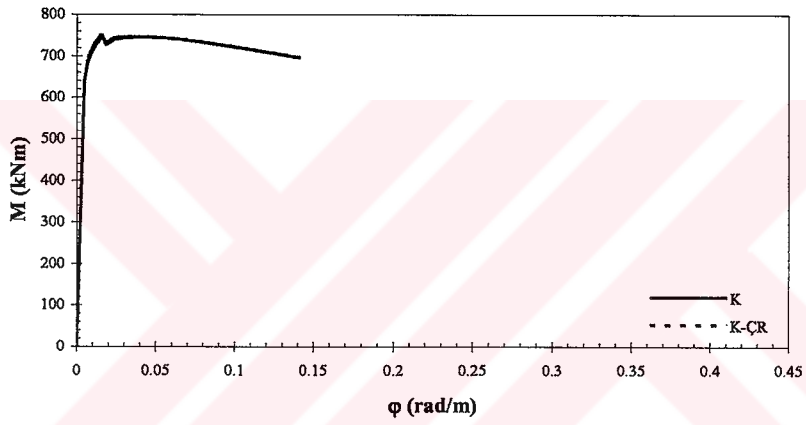
Şekil 8.116 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.4 P_d$



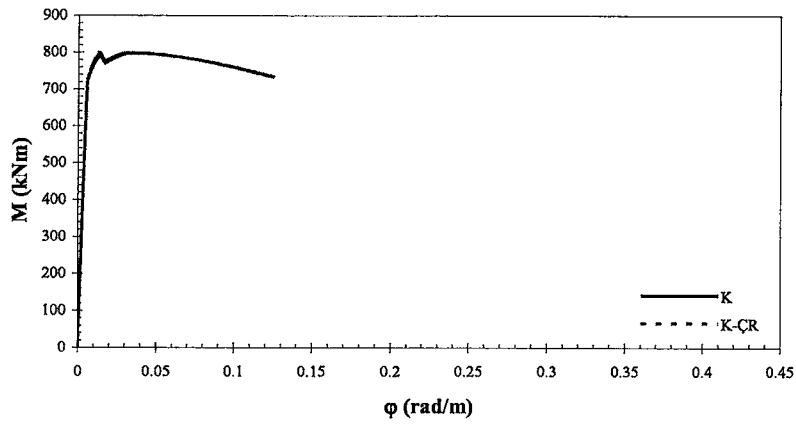
Şekil 8.117 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.5 P_d$



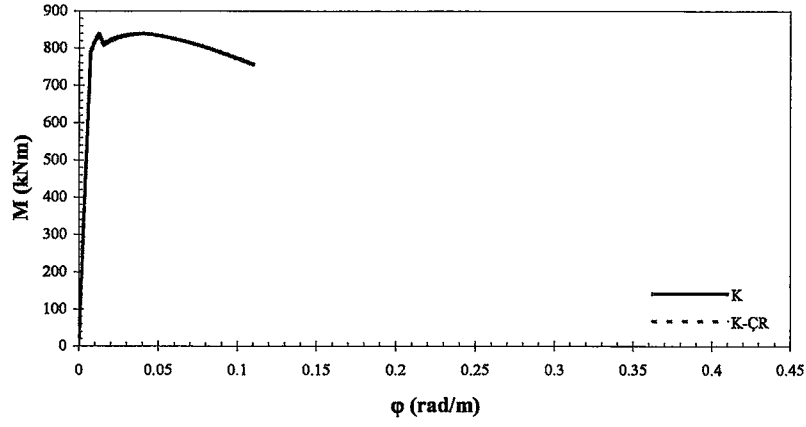
Şekil 8.118 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.6 P_d$



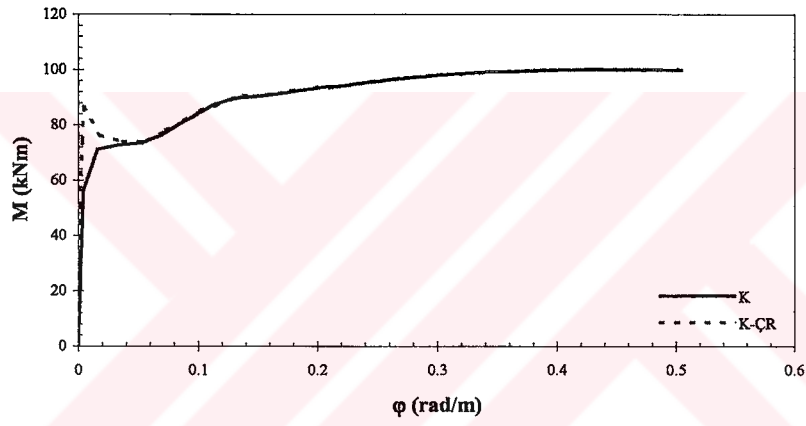
Şekil 8.119 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.7 P_d$



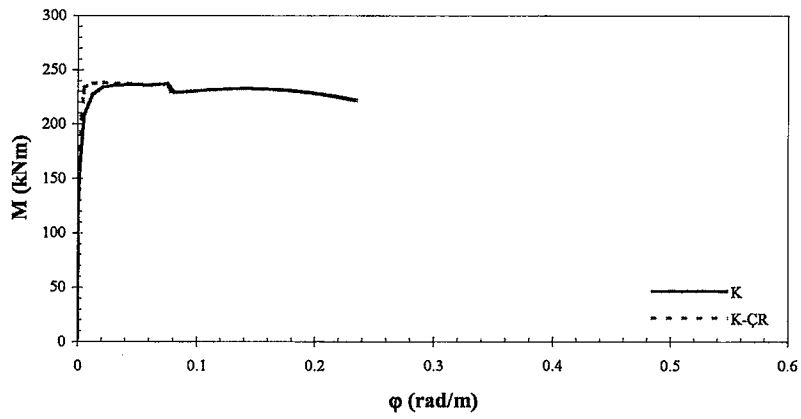
Şekil 8.120 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.8 P_d$



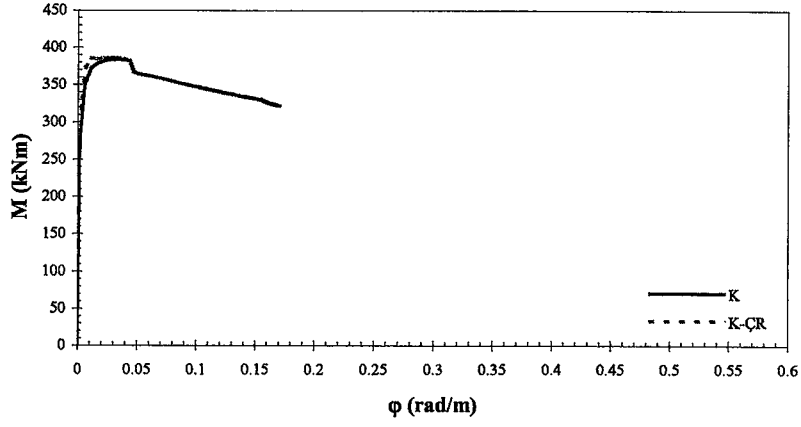
Şekil 8.121 $M - \phi$ ilişkisi, C20/S420, $P = 0.9 P_d$



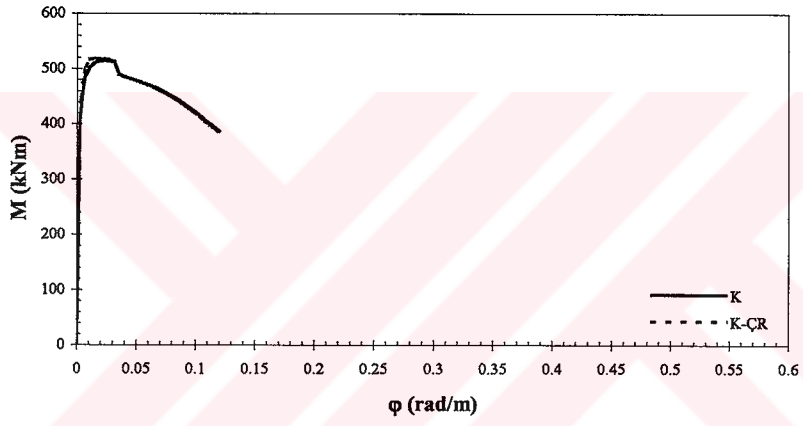
Şekil 8.122 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0$



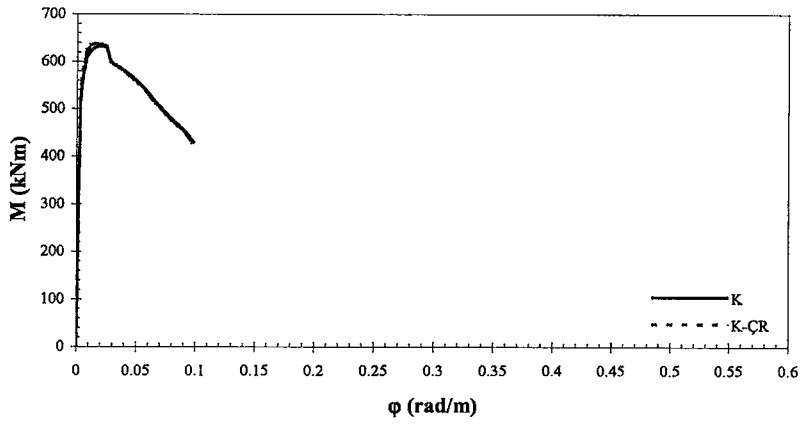
Şekil 8.123 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.1 P_d$



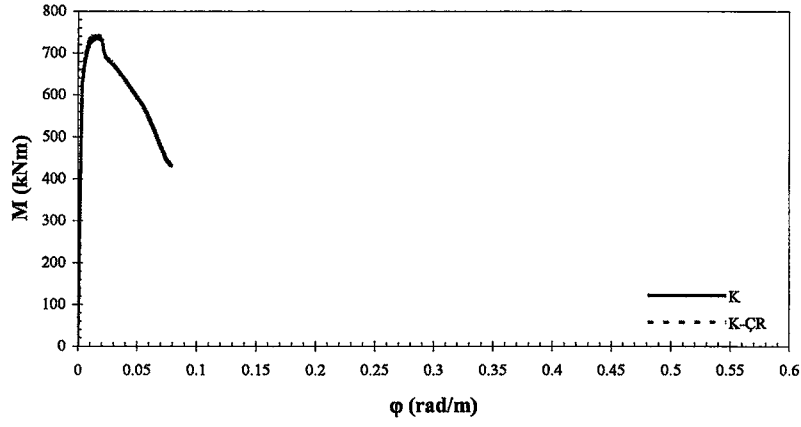
Şekil 8.124 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.2 P_d$



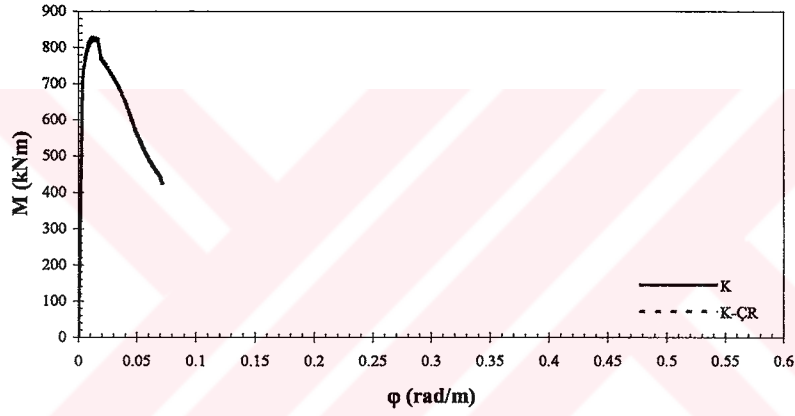
Şekil 8.125 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.3 P_d$



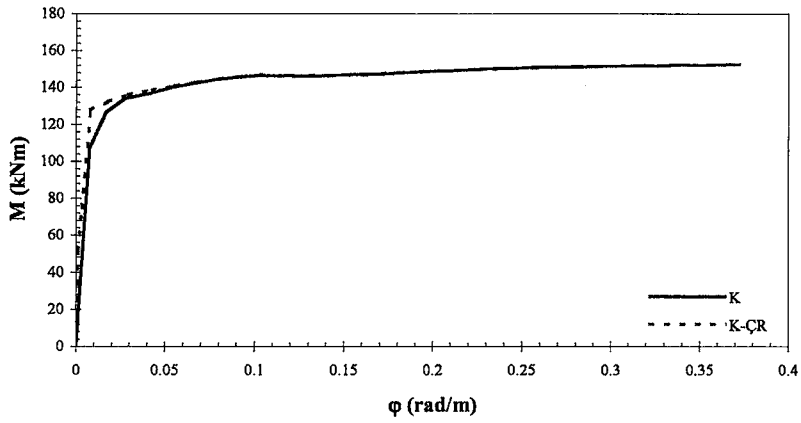
Şekil 8.126 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.4 P_d$



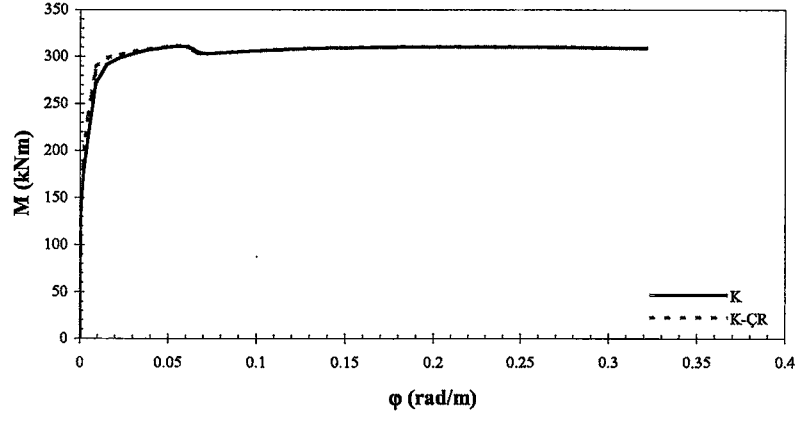
Şekil 8.127 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.5 P_d$



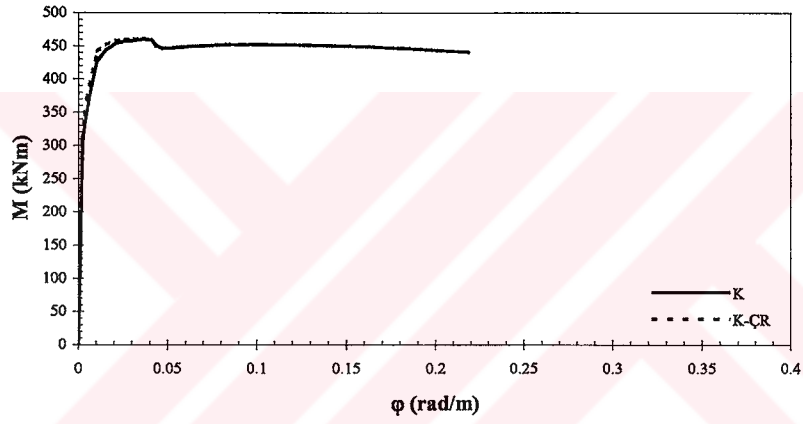
Şekil 8.128 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S220, $P = 0.6 P_d$



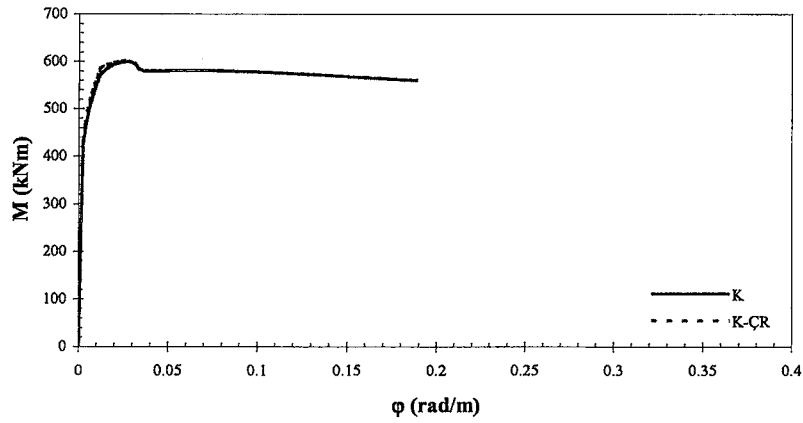
Şekil 8.129 $M - \varphi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0$



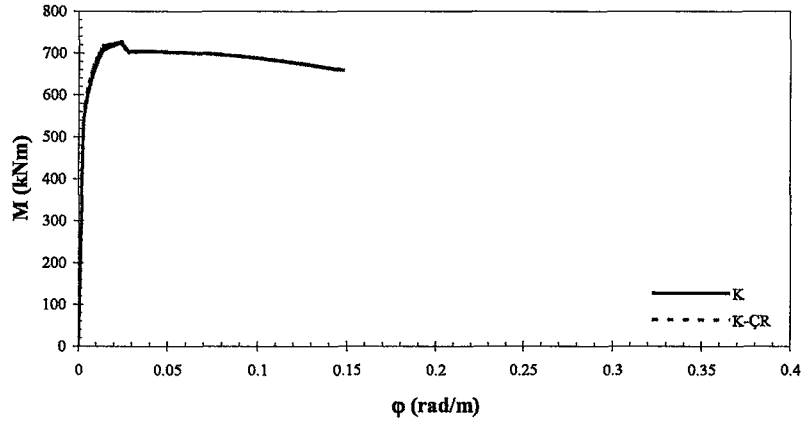
Şekil 8.130 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.1 P_d$



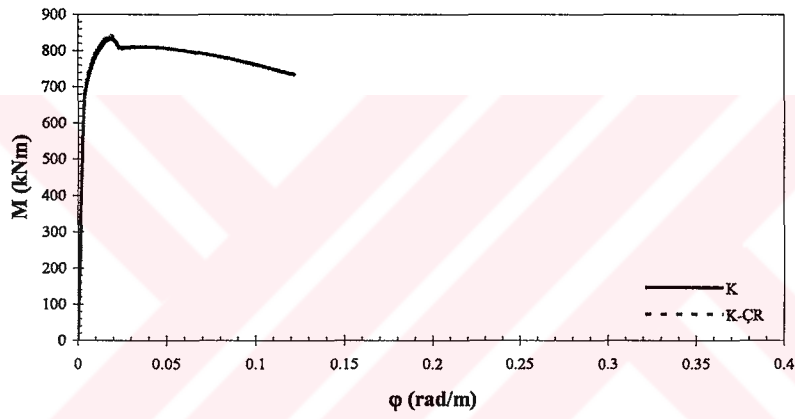
Şekil 8.131 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.2 P_d$



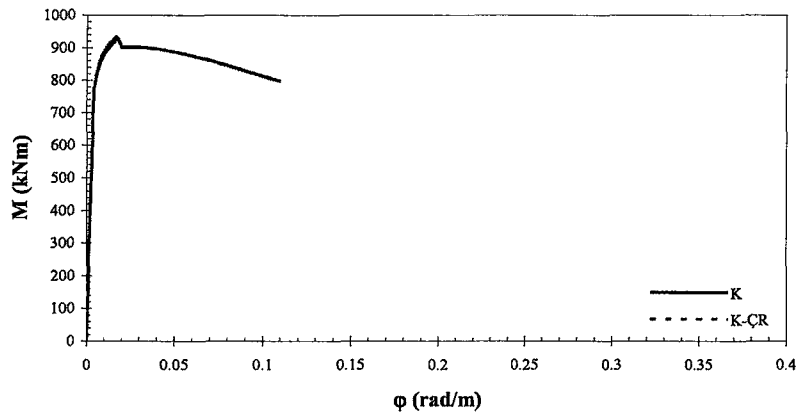
Şekil 8.132 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.3 P_d$



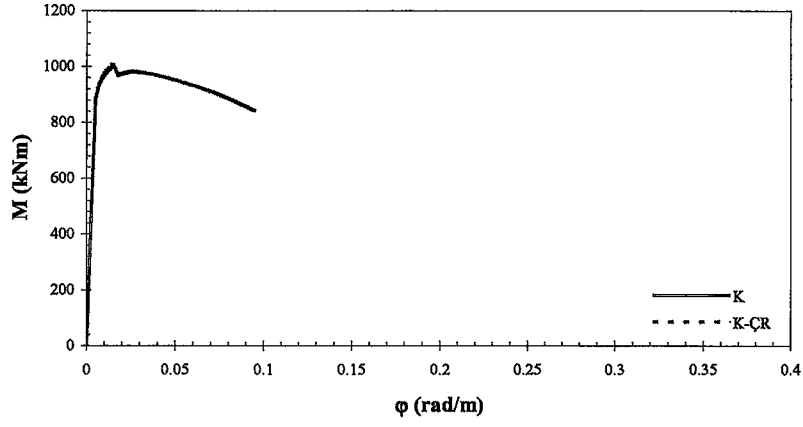
Şekil 8.133 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.4 P_d$



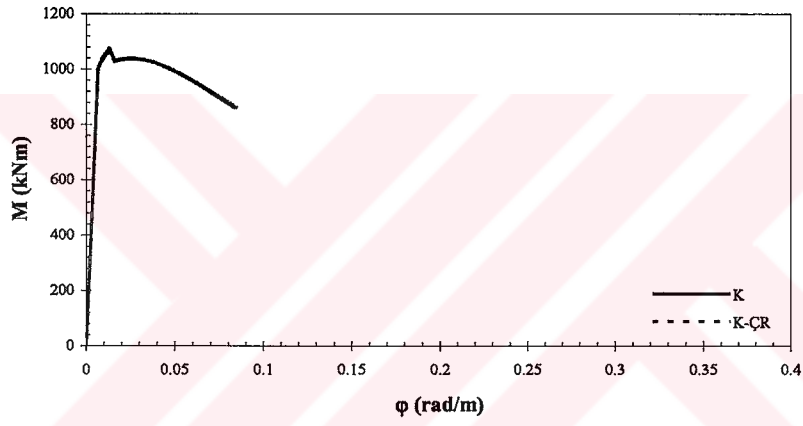
Şekil 8.134 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.5 P_d$



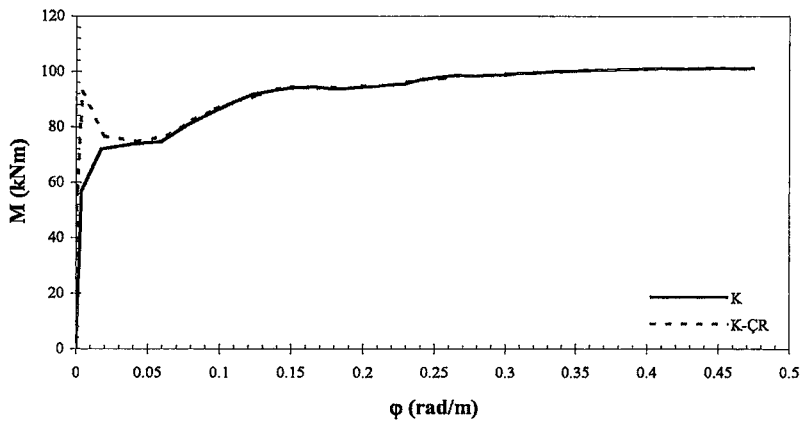
Şekil 8.135 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.6 P_d$



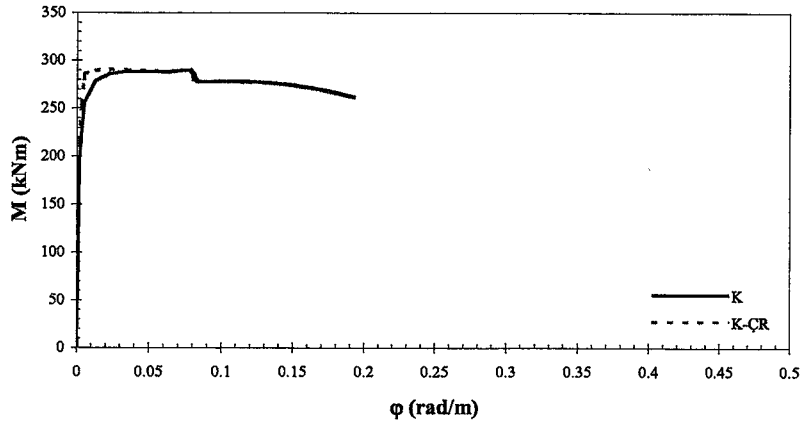
Şekil 8.136 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.7 P_d$



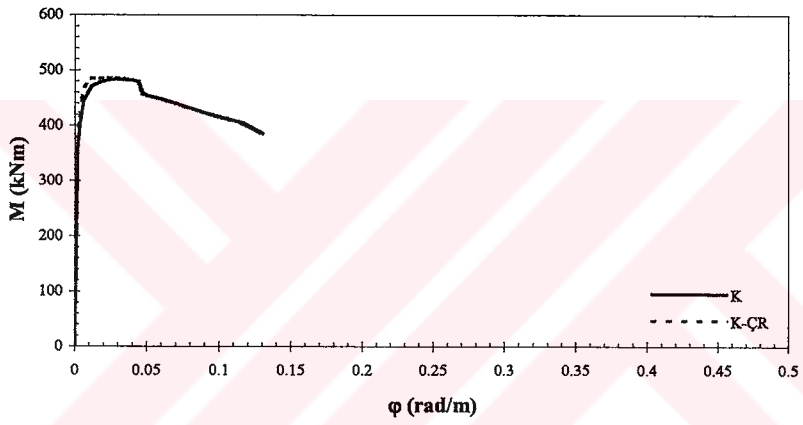
Şekil 8.137 $M - \phi$ ilişkisi, C30/S420, $P = 0.8 P_d$



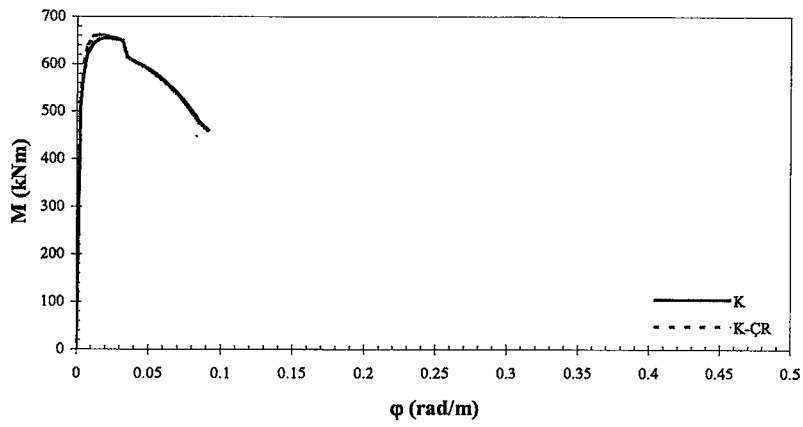
Şekil 8.138 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0$



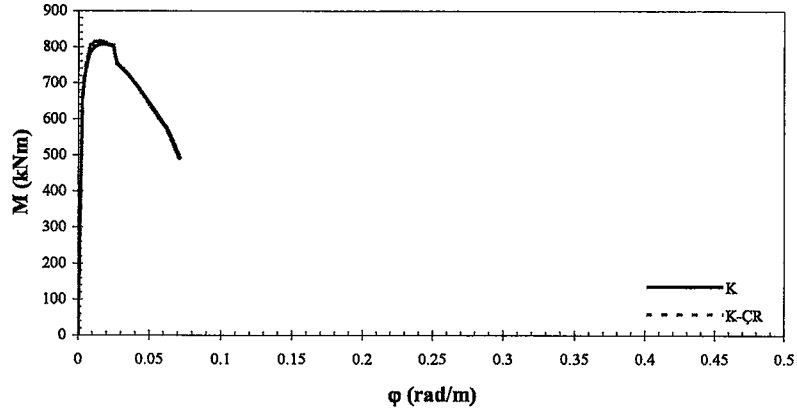
Şekil 8.139 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.1 P_d$



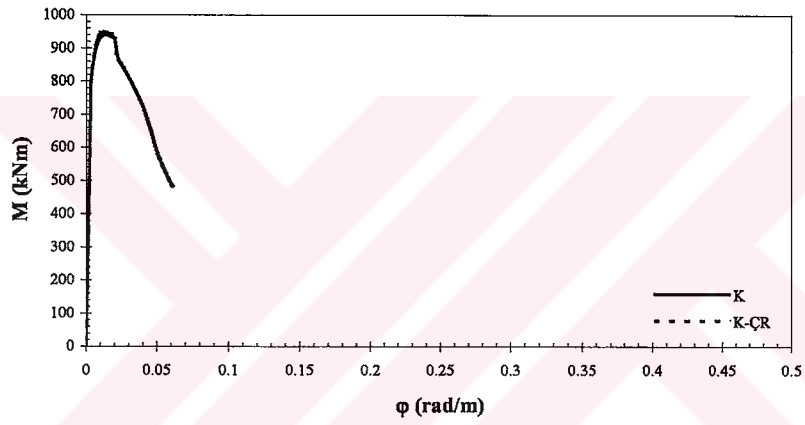
Şekil 8.140 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.2 P_d$



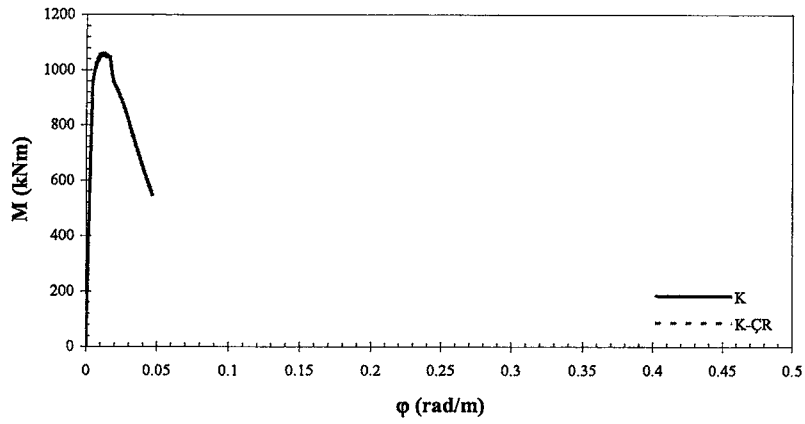
Şekil 8.141 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.3 P_d$



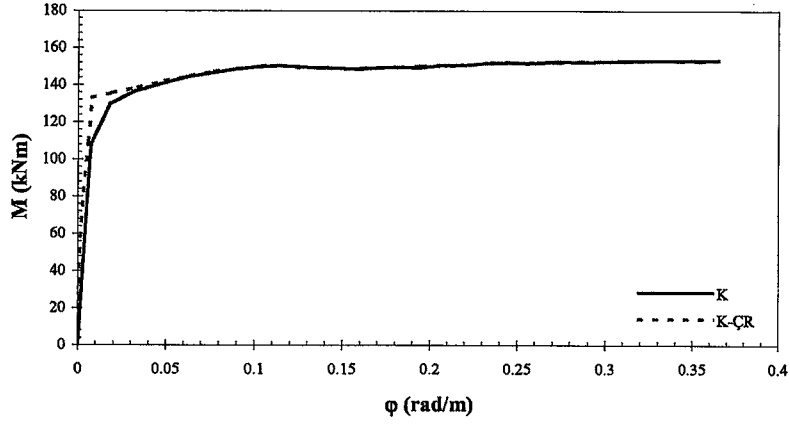
Şekil 8.142 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.4 P_d$



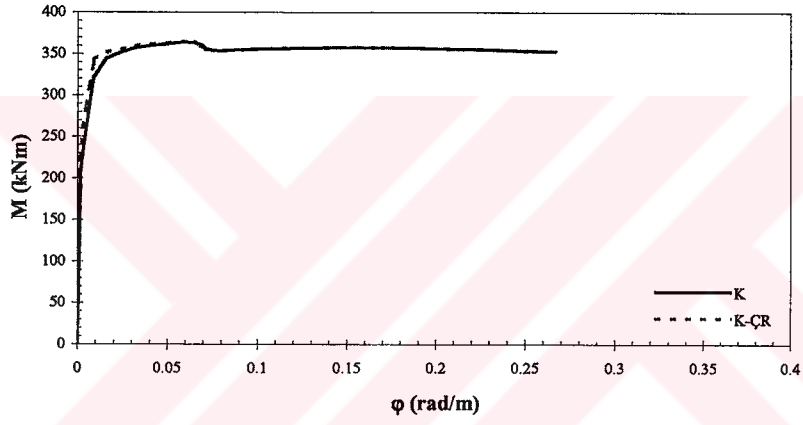
Şekil 8.143 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.5 P_d$



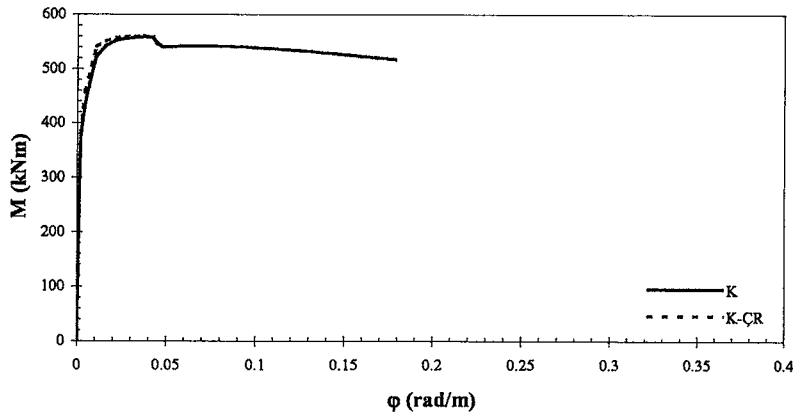
Şekil 8.144 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S220, $P = 0.6 P_d$



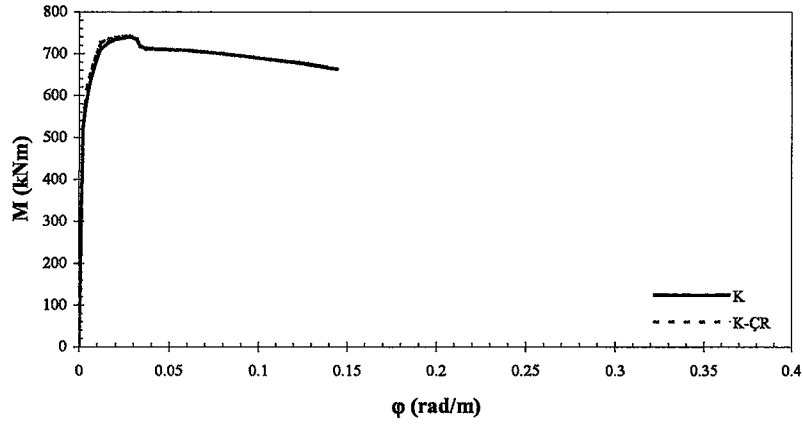
Şekil 8.145 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0$



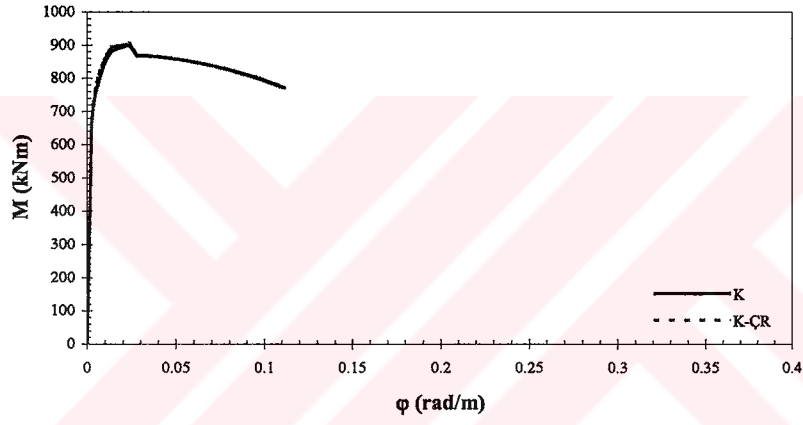
Şekil 8.146 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.1 P_d$



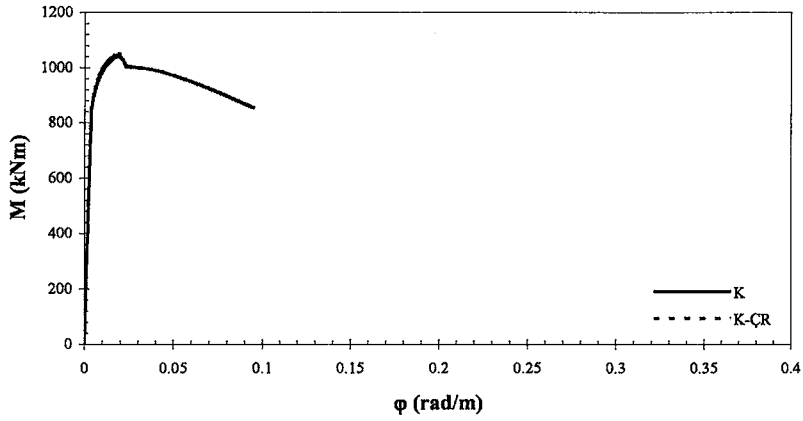
Şekil 8.147 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.2 P_d$



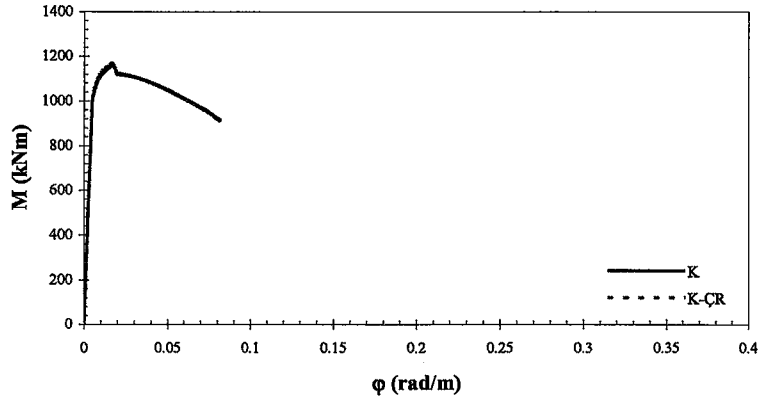
Şekil 8.148 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.3 P_d$



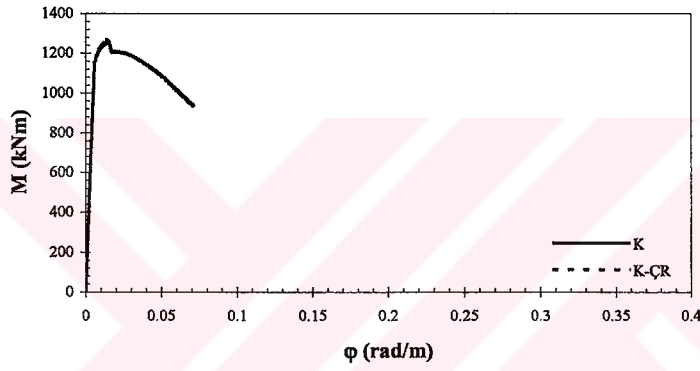
Şekil 8.149 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.4 P_d$



Şekil 8.150 $M - \phi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.5 P_d$

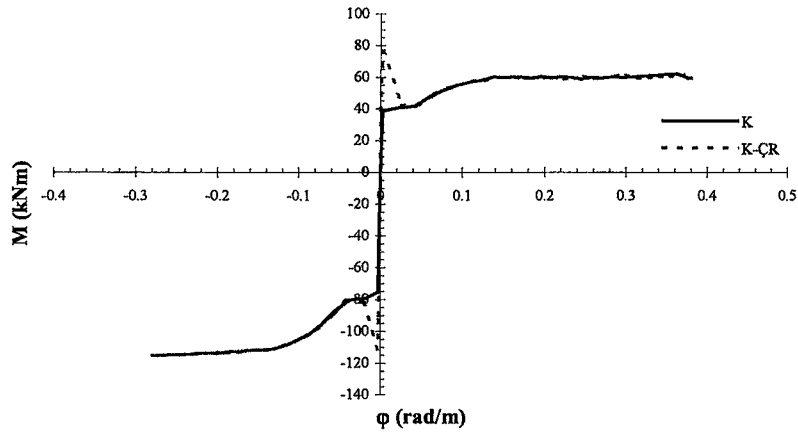


Şekil 8.151 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.6 P_d$

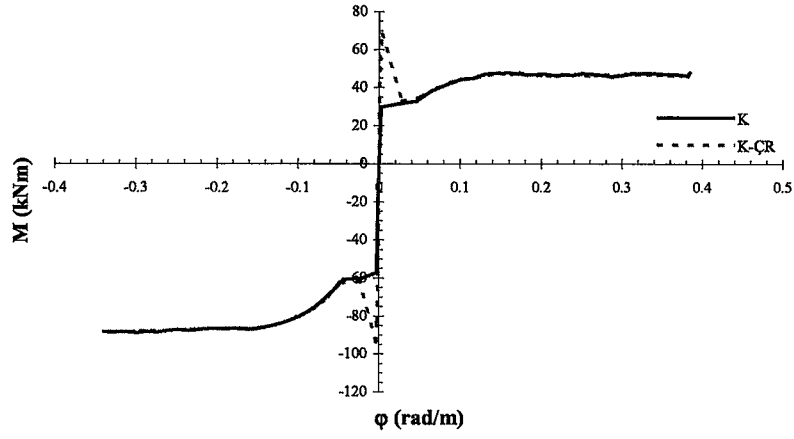


Şekil 8.152 $M - \varphi$ ilişkisi, C40/S420, $P = 0.7 P_d$

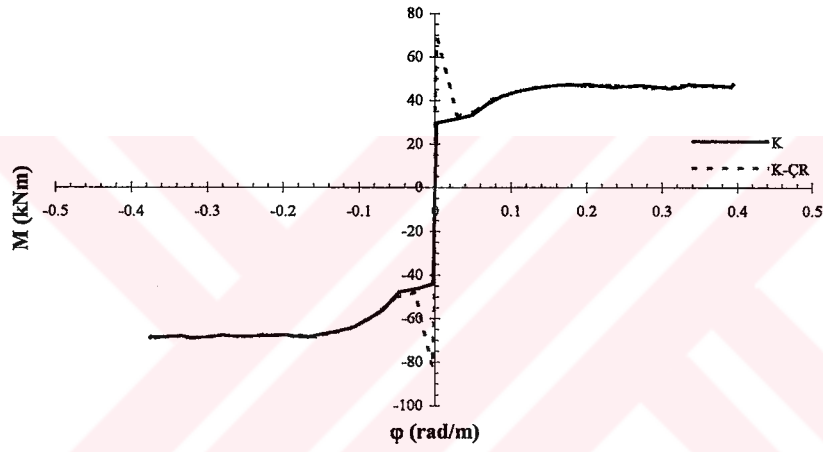
8.6 İtme Analizi için Çizilen $M - \varphi$ İlişkileri



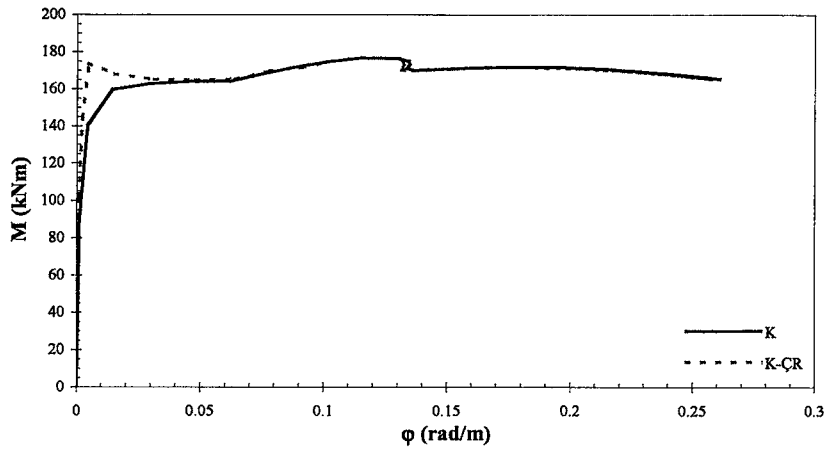
Şekil 8.153 $M - \varphi$ ilişkisi, 1. kat kirişi



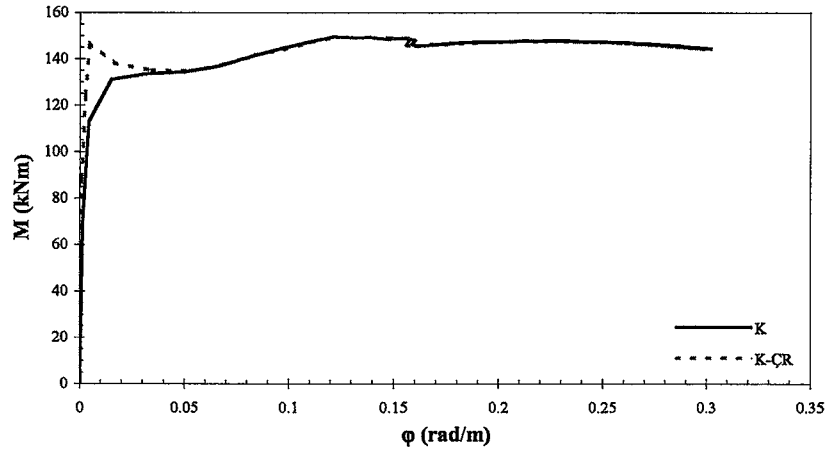
Şekil 8.154 $M - \phi$ ilişkisi, 2. kat kirişi



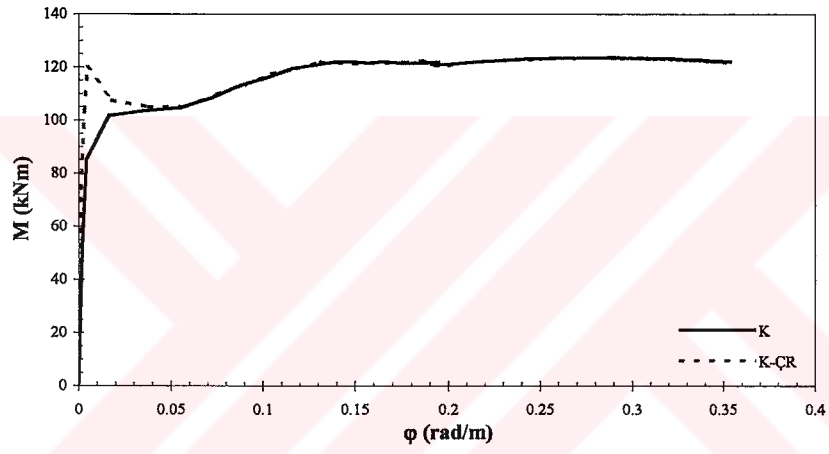
Şekil 8.155 $M - \phi$ ilişkisi, 3. kat kirişi



Şekil 8.156 $M - \phi$ ilişkisi, 1. kat kolonu



Şekil 8.157 $M - \phi$ ilişkisi, 2. kat kolonu



Şekil 8.158 $M - \phi$ ilişkisi, 3. kat kolonu

9. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında günümüze kadar çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmiş kuşatılmış ve kuşatılmamış beton davranış modelleri incelenmiştir. Beton modelleri için yazılan bilgisayar programları yardımıyla betonarme yapı elemanları için moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiş ve bu ilişkiler kullanılarak kuşatılmış beton için önerilen geliştirilmiş Kent ve Park, Saatçioğlu ve Razvi, Mander ve Köksal beton modelleri, araştırmacıların belirttikleri sınırlamalar dikkate alınarak karşılaştırılmıştır. İncelenen beton modellerinden Mander modelinde kullanılan William ve Warnke beş parametrelili kırılma yüzeyi kriterinin ihtiyaç duyduğu malzemeye bağlı değişkenlerin ölçülme ve tahmin edilmesindeki bazı belirsizlikler irdelenmiştir. Köksal tarafından Drucker-Prager akma/kırılma kriterinin kuşatılmış beton davranışını içine alacak şekilde değiştirilmesi ile önerilen yeni kırılma kriterinin literatürdeki önemli deneysel çalışmalar ile karşılaştırılması yapılmıştır. Bundan başka, herhangi bir dikdörtgen betonarme kesitin moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesinde betonun çekme rijitleşme etkisi de dikkate alınmıştır. Çalışmanın sonunda, önerilen yeni beton modeli ve çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alınarak elde edilen eleman moment-eğrilikleri, üç katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin itme analizinde kullanılmıştır. Tez çalışmasında ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

1. Kiriş kesitleri için, her dört model de akma bölgesi yakınında hemen hemen aynı moment ve eğrilik değerlerine yaklaşık olarak aynı beton birim kısalma değerlerinde ulaşmaktadırlar. Ancak, kesitin taşıma gücünü kaybettiği noktada elde edilen sonuçlar birbirlerinden oldukça farklılık göstermektedir. En büyük şekil değiştirme ε_{ccu} için Saatçioğlu ve Razvi tarafından önerilen model en küçük moment ve eğrilik değerlerini vermektedir. Köksal, Mander ve geliştirilmiş Kent ve Park modellerinden, Saatçioğlu ve Razvi modeline nazaran oldukça büyük şekil değiştirme değerleri elde edilmiştir.
2. Kolon kesitleri için, eksenel yükün betonarme kesitin eksenel basınç dayanımına yaklaşan seviyelerinde kesitin M_y akma momenti ve ϕ_y akma eğriliği, söz konusu beton modelleri için dikkate değer bir şekilde farklılık göstermiştir. Ayrıca, her dört modelde de ε_{ccu} değerleri birbirlerinden oldukça farklıdır. Buna bağlı olarak ta kolon kesitinin beton modellerine göre ulaştığı en büyük eğrilik ϕ_u değerleri de birbirlerine göre dikkate değer bir şekilde farklılık göstermektedir. Kolon kesite ait $M - \phi$ ilişkilerinden de görüleceği gibi Mander beton modeli diğer beton modellerine göre en büyük eğrilik değerlerini, Saatçioğlu ve Razvi beton modeli ise en küçük eğrilik

değerlerini vermektedir.

3. William ve Warnke kırılma kriterinin içerdiği beş parametrenin tespit edilmesinde kullanılan deneyler dikkate alındığında, betonun tek eksenli çekme mukavemeti f_t' 'nin deneysel olarak elde edilmesi çok güç olması, mevcut yönetmeliklerde betonun tek eksenli çekme mukavemeti için çeşitli değerler önerilmesi ve bu değerlerin yönetmeliklerde tanımlandığı şekliyle alınması halinde de bütün kriterin malzeme sabitleri ve dolayısıyla kırılma yüzeyi tamamen değişeceği aşikardır. Bundan daha önemlisi, tanımlanan diğer üç parametre (İki eksenli basınç mukavemeti f_{bc}' , kuşatılmış iki eksenli basınç mukavemeti $(\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3)$ σ_{mt} ve kuşatılmış iki eksenli $(\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3)$ basınç mukavemeti σ_{mc} için ise mevcut yönetmeliklerde tanımlanmış hiçbir veri yoktur ve deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen verilerde oldukça sınırlıdır.
4. Köksal tarafından önerilen yeni akma/kırılma kriteri, betonun sadece tek eksenli basınç mukavemeti f_c' gibi deneysel olarak kolayca ölçümlenebilecek bir değişkene bağlı olarak sunulmuş ve kuşatılmış beton davranışının, Saenz (1964)'ün önerdiği gerilme-birim şekil değiştirme bağıntısıyla Ottosen (1977), Mills ve Zimmerman (1970), Richard vd. (1928), Balmer (1949) ve Mander vd. (1988) deneysel sonuçlarını oldukça yaklaşık olarak tahmin edebildiği görülmüştür.
5. Betonarme kesitler için elde edilen moment-eğrilikler incelendiğinde, basınç donatısının çekme rijitleşmesi üzerinde herhangi bir etkisi görülmemiştir. Buna karşın, kesitteki çekme donatısının oranı arttıkça çekme rijitleşmesi etkisinin azaldığı gözlemlenmiştir.
6. Beton dayanımının artması durumunda çekme rijitleşmesinin etkisi de artmaktadır.
7. Betonarme kesitte kullanılan boyuna donatı akma dayanımının artması durumunda, betonarme kesitte çekme rijitleşmesi etkisinin azaldığı görülmüştür.
8. Betonarme kesitteki kayma donatısı akma dayanımının kesitteki çekme rijitleşmesini etkilemediği görülmüştür.
9. Kolon kesit üzerindeki eksenel yük seviyesinin artması durumunda, betonarme kesitteki çekme rijitleşmesi etkisi azaldığı görülmüştür.

10. Üç katlı tek açıklıklı betonarme çerçevenin itme analizi kullanılarak kapasite spektrumu ve katsayılar yöntemleri ile yapılan performans analizleri sonucunda, kapasite spektrum yöntemine göre yapı davranış tipleri A, B ve C için sırasıyla yer değiştirme taleplerinde, çekme rijitleşme etkisi dikkate alınması durumunda deprem 1 için %216, %225 ve % 7'lik bir azalma ve deprem 2 için ise %146, %146 ve %166'lık bir azalma olduğu görülmüştür. Katsayılar yöntemi kullanılarak da yer değiştirme talebinde, çekme rijitleşmesi etkisi dikkate alınmaması ile sırasıyla deprem 1 için %305 ve deprem 2 için %152'lik artma oluşacağı gibi oldukça farklı değerlere ulaşılmıştır.



KAYNAKLAR

ATC 40, (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1", Applied Technology Council, Redwood City.

Bayrak, O. ve Sheikh, S.A., (2001), "Plastic Hinge Analysis", Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(9):1092-2000.

Burdette, E.G., (1971), "Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, 97(ST2):587-602.

Carreira, D.J. ve Chu, K., (1986), "Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension", ACI Journal, 83(3):21-28.

Chen, W.F. ve Han, D.J., (1988), Plasticity for Structural Engineers, Springer-Verlag, New York.

Ehsani, M.R. ve Wight, J.K., (1989), "Confinement Steel Requirements for Connections in Ductile Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(3):751-767.

Ekwueme, C.G., (1999), "Determination of Displacement Limits for the Seismic Rehabilitation of Concrete Buildings", The Structural Design of Tall Buildings, 8:79-115.

Ersoy, U. ve Özcebe G., (2001), Betonarme, Evrim Yayınevi, İstanbul.

FEMA 356, (2000), "Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Hognestad, E., (1951), "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members", Bulletin Series No. 399, University of Illinois Engineering Experimental Station, Urbana.

Kent, D.C. ve Park, R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers, 97(ST7):1969-1990.

Kırçıl, M.S., (2002), "Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Yeni Yaklaşımlar", İstanbul Bülten, TMMOB, 62:6-10

Krawinkler, H. ve Seneviratna, G.D.P.K., (1998), "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, 20(4-6):452-464.

Mander, J.B., Priestly, M.J.N. ve Park, R., (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of the Structural Engineering, ASCE, 114(8):1804-1826.

Mander, J.B., Priestly, M.J.N. ve Park, R., (1988), "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of the Structural Engineering, ASCE, 114(8):1827-1849.

Park, R. ve Paulay, T., (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, N.Y.

- Park, R., Priestley, M.J.N. ve Gill, W.D., (1982), "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", ASCE, 108(ST4):929-950.
- Pfister, J.F., (1964), "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns", ACI Journal, 61(5):521-537.
- Prakhya, G.K.V. ve Morley, C.T., (1991), "Tension-Stiffening and Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Elements", ACI Structural Journal, 87(5):597-605.
- Priestley, M.J.N., (2000), "Performance Based Seismic Design", Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering:2831-2853.
- Razvi, S. ve Saatcioglu, M., (1999), "Confinement Model for High-Strength Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(3): 281-289.
- Russo, G., (1990), "Beam Strength Enhancement at Design Ductility Factor Demands", Journal of the Structural Engineering, ASCE, 116(12):3402-3416.
- Razvi, S.R. ve Saatcioglu, M., (1989), "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Wire Fabric", ACI Structural Journal, 85(5):615-623.
- Saatcioglu, M. ve Razvi, S.R., (1992), "Strength and Ductility of Confined Concrete", Journal of the Structural Engineering, ASCE, 118(6):1590-1607.
- Samra, R.M., (1990), "Ductility Analysis of Confined Concrete", Journal of the Structural Engineering, ASCE, 116(11):3148-3161.
- Scott, B.D., Park R. ve Priestley M.J.N., (1982), "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Structural Journal, 79(2):13-27.
- Shah, S.P. ve Rangan, B., (1970), "Effects of Reinforcements on Ductility of Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, 96(ST6):1167-1184.
- Sheikh, S.A., (1982), "A Comparative Study of Confinement Models", ACI Journal, 79(4):296-305.
- Sheikh, S.A. ve Uzumeri, S.M., (1980), "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, 106(ST5):1079-1102.
- Sheikh, S.A. ve Uzumeri, S.M., (1982), "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", Journal of the Structural Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers, 108(ST12):2703-2722.
- Soliman, M.T.M. ve Yu, C.W., (1967), "The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement", Magazine of Concrete Research, 19(61):223-238.
- Somes, N.F., (1970), "Compression Tests on Hoop-Reinforced Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, 96(ST7):1495-1509.

TS 500, (2000), “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Watson, S., Zahn, F.A. ve Park, R., (1994), “Confining Reinforcement for Concrete Columns”, Journal of the Structural Engineering, ASCE, 120(6):1798-1824.

Whittaker, A., (2000), CIE 525 Reinforced Concrete Structures Lecture Notes, University of California, Berkeley.



EKLER

- Ek 1 GKP beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program
Ek 2 SR beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program
Ek 3 M beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program
Ek 4 K beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program



Ek 1 GKP beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program

```
REAL KD,Ecm,Eco,Ecu,Fc,Fy,Np,TFs,TFc,MOMs,MOMc,TMOM,TForce,Fark
REAL B,H,Ey,Z,FI,Slice1,n1,nn1(1000),Esh,Esu,Ep,Slice2,k3,m,r
REAL Ec(1000),Es(100),hk,bk,n2,nn2(1000),Z1,EcmIT(1000),Fsu
REAL fyt,s,Dk,k1,K,Fcc3,DI(100),E50u,ITEcm(100),ITEs(100),Z2,Z3
REAL Fcc1,Fs(100),As(100),As2(100),Econ,Fcc21,Fcc22,lun2,Esp
REAL Ast,Kol,kk,ros,E50h,bt,ht,Lst,Eccu,Ecco,Rpt,Nartma
```

```
OPEN (25,FILE='kpcc',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')
```

```
OPEN (1,FILE='kpcces',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')
```

```
C*****
```

```
C*****MODIFIED KENT & PARK *****
```

```
C*****
```

```
Rpt=0
```

```
Rpt2=0
```

```
RptIT=0
```

```
ITN=0
```

```
aba=0
```

```
WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Giriniz.(mm)'
```

```
READ(*,*) B
```

```
WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliğini Giriniz.(mm)'
```

```
READ(*,*) H
```

```
WRITE(*,*)'Beton Dayanımını Giriniz.(MPa)'
```

```
READ(*,*) Fc
```

```
WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Doğrultusundaki Kaplama Beton Kalınlı
```

```
*ğını Giriniz.(mm)'
```

```
READ(*,*) hk
```

```
WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kaplama Beton Kalınlığ
```

```
*ını Giriniz.(mm)'
```

```
READ(*,*) bk
```

```
WRITE(*,*)'Kaplama Betonu Dökülme Birim Şekil Değiştirmesini Girin
```

```
*iz."Esp"'
```

```
READ(*,*) Esp
```

```
WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
```

```
READ(*,*) Fy
```

```
WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
```

```
READ(*,*) Fsu
```

```
WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Pekleşme Başlangıç Birim Deformasyonunu G
```

```
*iriniz."Esh"'
```

```
READ(*,*) Esh
```

```
WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Birim Deformasyonunu Giriniz."Esu"'
```

```
READ(*,*) Esu
```

```
WRITE(*,*)'Kaç Donatı Sırası Olduğunu Giriniz.'
```

```
READ(*,*) ND
```

```
WRITE(*,*)'Sırası ile Donatı Mesafelerini Giriniz.(mm)'
```

```
DO 490 I=1,ND
```

```
490 READ(*,*) DI(I)
```

```
WRITE(*,*)'Sırası ile Her Donatı Sırasındaki Toplam Donatı Alanını
```

```
* Giriniz.(mm^2)'
```

```
DO 500 I=1,ND
```

```

500 READ(*,*) As(I)
    WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
    READ(*,*) Fyt
    WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Çapını Giriniz.(mm)'
    READ(*,*) Dk
    WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Konma Mesafesini Giriniz.(mm)'
    READ(*,*) s
    WRITE(*,*) 'Toplam Kuşatma Donatısı Uzunluğunu Giriniz.(mm)'
    READ(*,*) Lst
    WRITE(*,*)'Normal Kuvveti Giriniz.(kN)'
    READ(*,*) Np
    WRITE(*,*) 'Beton Dayanım Azaltma Katsayısını Giriniz.'
    READ(*,*) k3
    WRITE(*,*)'Kesit Kaça Bölünsün?'
    READ(*,*) lun2
C*****
    r=Esu-Esh
    m=((Fsu/Fy)*(30.*r+1.))**2.-60.*r-1.)/(15.*r**2.)
    Eco=0.002
    Np=Np*1000.
    pi=3.141592654
    Ey=Fy/200000.
    Ast=pi*Dk**2./4.
    bt=b-2.*bk
    ht=h-2.*hk
    ros=Ast*Lst/(bt*ht*s)
    IF(Fc.LT.50) kk=1.+ros*Fyt/(k3*fc)
    IF(Fc.GE.50) kk=1.+0.75*ros*Fyt/(k3*fc)
    E50h=0.75*ros*(bt/s)**0.50
    E50u=(3.+0.290*(k3*fc))/(145.*(k3*fc)-1000.)
    WRITE(*,*) 'E50u=',E50u
    WRITE(*,*) 'E50h=',E50h
    Eccu=E50u+E50h
    Ecco=kk*Eco
    WRITE(*,*) 'Ecco=',Ecco
    WRITE(*,*) 'Eccu=',Eccu
    WRITE(*,*) 'fcc= ',k3*fc*kk
    Z=0.50/(E50u+E50h-Ecco)
    Z1=0.50/(E50u-Eco)
    Z2=0.50/(Esp-E50u)
    Z3=1./(Esp-Eco)
    IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.0
    IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
510 KD=0.0
    ITN=ITN+1
C   ARTmin=0.05
C   ART=(h-2.*hk)/(lun2*100)
C   IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
520 KD=KD+0.10
    TFc1=0.
    TFc2=0.

```

```

TFc3=0.
MOMc1=0.
MOMc2=0.
MOMc3=0.
DO 530 I=1,ND
521 Es(I)=Ecm*(KD-DI(I))/KD
  IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
    KD=KD+0.05
    GO TO 521
  ENDIF
  IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
  IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
  IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
  IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
    Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I)
    *))-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
  ENDIF
  IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
    Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m)
    *)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)
  ENDIF
  IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
530 TFs=0.0
  DO 540 I=1,ND
540 TFs=TFs+Fs(I)
C*****
  Slice1=hk/(hk*10.)
  loop1=hk*10.
  n1=0.50*Slice1
  DO 550 I=1,loop1
    nn1(I)=n1
    n1=n1+Slice1
    Ec(I)=Ecm*(KD-nn1(I))/KD
    IF(Ec(I).LT.0) THEN
      Fcc1=0.0
      TFc1=TFc1+Fcc1
      MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
      Fcc1=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
      TFc1=TFc1+Fcc1
      MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
    ENDIF
  C
    IF(Esp.GT.E50u) THEN
      IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
        Fcc1=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
        TFc1=TFc1+Fcc1
        MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
      ENDIF
      IF(Ec(I).GT.E50u.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN

```

```

Fcc1=(0.5*(k3*fc)*(1.-Z2*(Ec(I)-E50u)))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.LT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=((k3*fc)*(1.-Z3*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
ENDIF

```

550 CONTINUE

C*****

```

lun1=0.
5 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)
n2=0.5*Slice2
DO 570 I=1,100
nn2(I)=n2
n2=n2+Slice2
Ec(I)=Ecm*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc21=0.0
TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.E50u) THEN
Fcc21=0.0
TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc21=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
Fcc21=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))

```

ENDIF

C

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eccu) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecco) THEN
Fcc22=((k3*fc)*kk*(2.*(Ec(I)/Ecco)-(Ec(I)/Ecco)**2.))*Slice2*(b-2.
**bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecco.AND.Ec(I).LE.Eccu) THEN
Fcc22=((k3*fc)*kk*(1.-Z*(Ec(I)-Ecco)))*Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
570 CONTINUE
IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 5
ENDIF

```

C*****

```

DO 590 I=1,loop1
Ec(I)=Ecm*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.GT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.E50u.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=(0.5*(k3*fc)*(1.-Z2*(Ec(I)-E50u)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3

```

```

MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.LT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(1.-Z3*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
ENDIF

```

590 CONTINUE

C*****

```

TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
Fark=Np-TForce
IF(KD.GT.H) THEN
Ecm=Ecm+0.0002
ITN=0
GO TO 510
ENDIF
IF(Fark.GT.0.) GO TO 520
IF(ABS(Es(ND)).GT.Esu) THEN
Rpt=Rpt+1
GO TO 1
ENDIF

```

C*****

```

IF(RptIT.GT.0) GO TO 591
ITEcm(ITN)=Ecm
ITEs(ITN)=ABS(Es(ND))
WRITE(*,*) ITEcm(ITN),ITEs(ITN),ITN
IF(ABS(Es(ND)).GT.Ey) THEN
RptIT=RptIT+1
GO TO 670
ENDIF

```

591 MOMs=0.

DO 610 I=1,ND

610 MOMs=MOMs+Fs(I)*(h-DI(I))

TMOM=(MOMs+MOMc1+MOMc2+MOMc3)/10**6

FI=(Ecm/KD)*10**3

C*****

IF(Rpt.GT.0.) THEN

```

FI=1.*FI
TMOM=-1.*TMOM
ENDIF
WRITE(25,*) Ecm,FI,TMOM,Es(ND),Ey
NDI=1
DO 15 I=1,ND
WRITE(1,*) Ecm,Es(NDI)
15 NDI=NDI+1
WRITE(1,*) '-----'
WRITE(*,*) 'Ecm=      ',Ecm
WRITE(*,*) 'Eşrilik[rad/m]=',FI
WRITE(*,*) 'Moment[kN.m]=',TMOM
WRITE(*,*) '-----'
IF(Ecm.LT.Eccu) THEN
IF(ABS(Es(Nd)).GT.Ey) THEN
Ecm=Ecm+0.0005
ELSE
Ecm=Ecm+0.0002
ENDIF
IF(ABS(Es(Nd)).GT.Esh) THEN
Ecm=Ecm+0.0015
ENDIF
IF(Rpt2.GT.0.) GO TO 2
IF(Ecm.GT.Eccu) THEN
Ecm=Eccu
Rpt2=Rpt2+1
GO TO 510
2 ENDIF
GO TO 510
ENDIF
IF(Rpt.GT.0.) GO TO 998
Rpt=Rpt+1.
1 WRITE(*,*) 'Diğer yön için de yapılınsın mı?'
WRITE(*,*) 'EVET = [ 1 ]'
WRITE(*,*) 'HAYIR = [ 0 ]'
READ(*,*) ANSWER
IF(ANSWER.EQ.1) GO TO 908
IF(ANSWER.EQ.0) THEN
GO TO 998
ELSE
GO TO 1
ENDIF
908 Rpt2=0.
RptIT=0.
ITN=0
Nartma=0
IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.0
IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
J=ND
DO 650 I=1,ND
As2(I)=As(J)

```

```

650 J=J-1
    J=1
    DO 660 I=1,ND
        As(I)=As2(J)
660 J=J+1
    GO TO 510
670 ITN2=1
    EcmIT(ITN2)=((ITEcm(ITN)-ITEcm(ITN-1))*(Ey-ITEs(ITN-1)))/(ITEs(ITN
    *)-ITEs(ITN-1))+ITEcm(ITN-1)
    WRITE(*,*) EcmIT(ITN2)
680 KD=0.0
C   ARTmin=0.05
C   ART=(h-2.*hk)/(lun2*100)
C   IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
690 KD=KD+0.10
    TFc1=0.
    TFc2=0.
    TFc3=0.
    DO 700 I=1,ND
710 Es(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-DI(I))/KD
    IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
        KD=KD+0.05
        GO TO 710
    ENDIF
    IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
    IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
    IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
    IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
        Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I
        *)-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
    ENDIF
    IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
        Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m
        *)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)
    ENDIF
    IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
700 TFs=0.0
    DO 720 I=1,ND
720 TFs=TFs+Fs(I)
C*****
    Slice1=hk/(hk*10.)
    loop1=hk*10.
    n1=0.50*Slice1
    DO 730 I=1,loop1
        nn1(I)=n1
        n1=n1+Slice1
        Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-nn1(I))/KD
        IF(Ec(I).LT.0) THEN
            Fcc1=0.0
            TFc1=TFc1+Fcc1
        ENDIF

```

```

IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc1=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.GT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
Fcc1=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.E50u.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(0.5*(k3*fc)*(1.-Z2*(Ec(I)-E50u)))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.LT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=((k3*fc)*(1.-Z3*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
ENDIF

```

```

730 CONTINUE

```

```

C*****

```

```

    lun1=0.

```

```

731 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)

```

```

    n2=0.5*Slice2

```

```

    DO 740 I=1,100

```

```

      nn2(I)=n2

```

```

      n2=n2+Slice2

```

```

      Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD

```

```

      IF(Ec(I).LT.0) THEN

```

```

        Fcc21=0.0

```

```

        TFc2=TFc2+Fcc21

```

```

      ENDIF

```

```

      IF(Ec(I).GT.E50u) THEN

```

```

        Fcc21=0.0

```

```

        TFc2=TFc2+Fcc21

```

```

      ENDIF

```

```

      IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN

```

```

        Fcc21=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice2*bk*2.

```

```

        TFc2=TFc2+Fcc21

```

```

      ENDIF

```

```

IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
Fcc21=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eccu) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecco) THEN
Fcc22=((k3*fc)*kk*(2.*(Ec(I)/Ecco)-(Ec(I)/Ecco)**2.))*Slice2*(b-2.
**bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecco.AND.Ec(I).LE.Eccu) THEN
Fcc22=((k3*fc)*kk*(1.-Z*(Ec(I)-Ecco)))*Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF

```

```

740 CONTINUE

```

```

IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 731
ENDIF

```

C*****

```

DO 750 I=1,loop1
Ec(I)=EcmlT(ITN2)*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF

```

C

```

IF(Esp.GT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.E50u) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(1.-Z1*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.E50u.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=(0.5*(k3*fc)*(1.-Z2*(Ec(I)-E50u)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3

```

ENDIF
ENDIF

C

IF(Esp.LT.E50u) THEN
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=((k3*fc)*(1.-Z3*(Ec(I)-Eco)))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
ENDIF

750 CONTINUE

C*****

TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
Fark=Np-TForce
IF(Fark.GT.0.) GO TO 690
FarkIT=Es(ND)+Ey
WRITE(*,*) Es(ND),Ey
IF(aba.GT.0) GO TO 23
IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(Es(ND)).GT.Ey) THEN
IF(ITN2.EQ.1.AND.FarkIT.LT.0.000005) THEN
GO TO 23
ENDIF
aba=aba+1
EcmIT(ITN2)=ITEcm(ITN-1)
GO TO 680
ENDIF

23 IF(FarkIT.GT.0) THEN
IF(Nartma.EQ.1) THEN
Artma=0.0000001
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2+1
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2-1)+Artma
GO TO 680
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.GT.(-1.*0.000005)) THEN
Ecm=EcmIT(ITN2)
GO TO 510
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.LT.(-1.*0.000005)) THEN
Nartma=1
IF(Nartma.EQ.1) THEN
Artma=0.0000001
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2-1

```
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2)+Artma  
GO TO 680  
ENDIF  
998 CLOSE(25)  
CLOSE(1)  
END
```




```

WRITE(*,*)'Sırası ile Her Donatı Sırasındaki Toplam Donatı Alanını
* Giriniz.(mm^2)'
DO 260 I=1,Nbd
260 READ(*,*) As(I)
C .....
WRITE(*,*)' Kuşatma Donatısı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
READ(*,*) fyt
WRITE(*,*)' Kuşatma Donatısı Çapını Giriniz.(mm)'
READ(*,*) Dk
WRITE(*,*)' Kuşatma Donatısı Konma Mesafesini Giriniz.(mm)'
READ(*,*) s
WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol Sa
*yısını Giriniz.'
READ(*,*) Kh
WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Dona
*tısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açığı Giriniz.(derece)'
DO 270 I=1,Kh
270 READ(*,*) Betah(I)
WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol S
*ayısını Giriniz.'
READ(*,*) Kb
WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Don
*atısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açığı Giriniz.(derece)'
DO 280 I=1,Kb
280 READ(*,*) Betab(I)
WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmemiş En B
*üyük Boyuna Donatı Mesafesini Giriniz.(mm)'
READ(*,*) Slh
WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmemiş En
*Büyük Boyuna Donatı Mesafesini Giriniz.(mm)'
READ(*,*) Slb
C .....
WRITE(*,*)'Normal Kuvveti Giriniz.(kN)'
READ(*,*) Np
WRITE(*,*)'Beton Dayanım Azalma Katsayısını Giriniz.'
READ(*,*) k3
WRITE(*,*)'Kesit Kaça Bölünsün?'
READ(*,*) lun2
C .....
r=Esu-Esh
m=((Fsu/Fy)*(30.*r+1.))**2.-60.*r-1.)/(15.*r**2.)
pi=3.141592654
Eco=0.002
Ecu=0.0038
db=bk+Dk/2.
dh=hk+Dk/2.
C .....
Flb=0.0
DO 290 I=1,Kb
Flb=Flb+(pi*Dk**2.*fy*Sin((90-Betab(I))*pi/180.))/(4.*s*(b-2.*db
*)

```

290 $k2b=0.26*((b-2.*db)*(b-2.*db)/(s*Slb*Flb))^{**}(0.5)$

IF(k2b.GE.1.) k2b=1.

Flbe=k2b*Flb

C

Flh=0.0

DO 300 I=1,Kh

Flh=Flh+(pi*Dk**2.*fy*Sin((90-Betah(I))*pi/180.))/(4.*s*(h-2.*dh)*)

300 $k2h=0.26*((h-2.*dh)*(h-2.*dh)/(s*Slh*Flh))^{**}(0.5)$

IF(k2h.GE.1.) k2h=1.

Flhe=k2h*Flh

C

Fle=(Flbe*(b-2.*db)+Flhe*(h-2.*dh))/((b-2.*db)+(h-2.*dh))

k1=6.7/(Fle**0.17)

fcc=k3*fc+k1*Fle

WRITE(*,*)'Flb=',Flb

WRITE(*,*)'Flh=',Flh

WRITE(*,*)'Fle=',Fle

C

I=0

K=k1*Fle/(k3*fc)

E1=Eco*(1.+5.*K)

rob=0.0

310 I=I+1

rob=rob+(pi*Dk**2.*Cos(Betah(I))*pi/180.)/(4.*s*((b-2.*db)+(h-2.*d*h)))

IF(I.LE.Kb) GO TO 310

I=0

roh=0.0

320 I=I+1

roh=roh+(pi*Dk**2.*Cos(Betah(I))*pi/180.)/(4.*s*((b-2.*db)+(h-2.*d*h)))

IF(I.LE.Kh) GO TO 320

ro=rob+roh

E85=260.*ro*E1+Ecu

WRITE(*,*) 'K=',K

WRITE(*,*) 'ro=',ro

WRITE(*,*) 'Ecco=',E1

WRITE(*,*) 'Eccu=',E85

WRITE(*,*) 'fcc=',fcc

C

Np=Np*1000.

Ey=fy/200000.

Z1=(k3*Fc-0.85*k3*Fc)/(Ecu-Eco)

Z2=0.85*k3*Fc/(Esp-Ecu)

Z=(fcc-0.85*fcc)/(E85-E1)

IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.

IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002

330 KD=0.0

ITN=ITN+1

C ARTmin=0.05

```

C   ART=(h-2.*hk)/(lun2*1000)
C   IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
340 KD=KD+0.10
    TFc1=0.
    TFc2=0.
    TFc3=0.
    MOMc1=0.
    MOMc2=0.
    MOMc3=0.
    DO 350 I=1,Nbd
341 Es(I)=Ecm*(KD-dbI(I))/KD
    IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
        KD=KD+0.01
        GO TO 341
    ENDIF
    IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
    IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
    IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
    IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
        Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I)
        *))-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
    ENDIF
    IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
        Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m)
        *))/(2*(30*r+1)**2))*As(I)
    ENDIF
    IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
350 TFs=0.0
    DO 360 I=1,Nbd
360 TFs=TFs+Fs(I)
C*****
    Slice1=hk/(hk*10.)
    loop1=hk*10.
    n1=0.50*Slice1
    DO 370 I=1,loop1
        nn1(I)=n1
        n1=n1+Slice1
        Ec(I)=Ecm*(KD-nn1(I))/KD
        IF(Ec(I).LT.0) THEN
            Fcc1=0.0
            TFc1=TFc1+Fcc1
            MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
        ENDIF
        IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
            Fcc1=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
            TFc1=TFc1+Fcc1
            MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
        ENDIF
        IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
            Fcc1=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice1*b
            TFc1=TFc1+Fcc1

```

```

MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(k3*fc-Z2*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
370 CONTINUE
C*****
  lun1=0.
5 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)
  n2=0.5*Slice2
  DO 390 I=1,100
    nn2(I)=n2
    n2=n2+Slice2
    Ec(I)=Ecm*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD
    IF(Ec(I).LT.0) THEN
      Fcc21=0.0
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GT.Ecu) THEN
      Fcc21=0.0
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
      Fcc21=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice2*bk*2.
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
      Fcc21=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice2*bk*2.
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
  C
    IF(Ec(I).LT.0) THEN
      Fcc22=0.
      TFc2=TFc2+Fcc22
      MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GT.E85) THEN
      Fcc22=0.
      TFc2=TFc2+Fcc22
      MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))

```

```

ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.EI) THEN
Fcc22=(fcc*(2.*(Ec(I)/EI)-(Ec(I)/EI)**2.))**(1./(1.+2.*K)))*Slice2*
*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.EI.AND.Ec(I).LE.E85) THEN
Fcc22=(fcc-Z*(Ec(I)-EI))*Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
390 CONTINUE
IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 5
ENDIF
C*****
DO 410 I=1,loop1
Ec(I)=Ecm*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc3=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc3=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=(k3*fc-Z2*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(h-nn1(I))
ENDIF
410 CONTINUE
C*****
TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
Fark=Np-TForce
IF(KD.GT.h) THEN
Ecm=Ecm+0.0002

```

```

ITN=0
GO TO 330
ENDIF
IF(Fark.GT.0.) GO TO 340
IF(ABS(Es(Nbd)).GE.Esu) THEN
Rpt=Rpt+1
GO TO 1
ENDIF
C*****
IF(RptIT.GT.0) GO TO 591
ITEcm(ITN)=Ecm
ITES(ITN)=ABS(Es(Nbd))
WRITE(*,*) ITEcm(ITN),ITES(ITN),ITN
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
RptIT=RptIT+1
GO TO 490
ENDIF
591 MOMs=0.
DO 430 I=1,Nbd
430 MOMs=MOMs+Fs(I)*(h-dbI(I))
TMOM=(MOMs+MOMc1+MOMc2+MOMc3)/10**6
FI=(Ecm/KD)*10**3
C*****
C*****
IF(Rpt.GT.0.) THEN
FI=-1.*FI
TMOM=-1.*TMOM
ENDIF
WRITE(28,*) Ecm,FI,TMOM,Es(Nbd),Ey
NDI=1
DO 15 I=1,Nbd
WRITE(2,*) Ecm,Es(NDI)
15 NDI=NDI+1
WRITE(2,*) '-----'
WRITE(*,*) 'Ecm= ',Ecm
WRITE(*,*) 'Eğrilik[rad/m]=',FI
WRITE(*,*) 'Moment[kN.m]=',TMOM
WRITE(*,*) '-----'
IF(Ecm.LT.E85) THEN
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
Ecm=Ecm+0.0005
ELSE
Ecm=Ecm+0.0002
ENDIF
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Esh) THEN
Ecm=Ecm+0.0015
ENDIF
IF(Rpt2.GT.0.) GO TO 2
IF(Ecm.GT.E85) THEN
Ecm=E85
Rpt2=Rpt2+1

```

```

ENDIF
GO TO 330
2 ENDIF
C
IF(Rpt.GT.0.) GO TO 998
Rpt=Rpt+1.
1 WRITE(*,*) 'Diğer yön için de yapılsın mı?'
WRITE(*,*) 'EVET = [ 1 ]'
WRITE(*,*) 'HAYIR = [ 0 ]'
READ(*,*) ANSWER
IF(ANSWER.EQ.1) GO TO 906
IF(ANSWER.EQ.0) THEN
GO TO 998
ELSE
GO TO 1
ENDIF
C
906 Rpt2=0
RptIT=0
ITN=0
Nartma=0
IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.0
IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
J=Nbd
DO 470 I=1,Nbd
As2(I)=As(J)
470 J=J-1
J=1
DO 480 I=1,Nbd
As(I)=As2(J)
480 J=J+1
GO TO 330
490 ITN2=1
EcmIT(ITN2)=((ITEcm(ITN)-ITEcm(ITN-1))*(Ey-ITEs(ITN-1)))/(ITEs(ITN
* )-ITEs(ITN-1))+ITEcm(ITN-1)
WRITE(*,*) EcmIT(ITN2)
500 KD=0.0
C ARTmin=0.05
C ART=(h-2.*hk)/(lun2*1000)
C IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
510 KD=KD+0.10
TFc1=0.
TFc2=0.
TFc3=0.
DO 520 I=1,Nbd
530 Es(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-dbl(I))/KD
IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
KD=KD+0.01
GO TO 530
ENDIF
IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)

```

```

IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I)
*))-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m)
*)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
520 TFs=0.0
DO 540 I=1,Nbd
540 TFs=TFs+Fs(I)
C*****
Slice1=hk/(hk*10.)
loop1=hk*10.
n1=0.50*Slice1
DO 550 I=1,loop1
nn1(I)=n1
n1=n1+Slice1
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-nn1(I))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc1=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc1=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(k3*fc-Z2*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.0
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
550 CONTINUE
C*****
lun1=0.
560 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)
n2=0.5*Slice2
DO 570 I=1,100
nn2(I)=n2
n2=n2+Slice2
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD

```

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc21=0.0
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu) THEN
Fcc21=0.0
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc21=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc21=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GT.E85) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.EI) THEN
Fcc22=(fcc*(2.*(Ec(I)/EI)-(Ec(I)/EI)**2.))**((1./(1.+2.*K)))*Slice2*
*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GT.EI.AND.Ec(I).LE.E85) THEN
Fcc22=(fcc-Z*(Ec(I)-EI))*Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF

```

570 CONTINUE

```

IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 560
ENDIF

```

C*****

```

DO 580 I=1,loop1
Ec(I)=EcmlT(ITN2)*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Eco) THEN
Fcc3=(k3*fc*(2.*(Ec(I)/Eco)-(Ec(I)/Eco)**2.))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Eco.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN

```

```

Fcc3=(k3*fc-Z1*(Ec(I)-Eco))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc3=(k3*fc-Z2*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc3=0.0
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF

```

```
580 CONTINUE
```

```
C*****
```

```

TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
Fark=Np-TForce
IF(Fark.GT.0.) GO TO 510
FarkIT=Es(Nbd)+Ey
WRITE(*,*) Es(Nbd),Ey
IF(aba.GT.0) GO TO 23
IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
IF(ITN2.EQ.1.AND.FarkIT.LT.0.000005) THEN
GO TO 23
ENDIF
aba=aba+1
EcmIT(ITN2)=ITEcm(ITN-1)
GO TO 500
ENDIF
23 IF(FarkIT.GT.0) THEN
IF(Nartma.EQ.1) THEN
Artma=0.0000001
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2+1
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2-1)+Artma
GO TO 500
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.GT.(-1.*0.000005)) THEN
Ecm=EcmIT(ITN2)
GO TO 330
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.LT.(-1.*0.000005)) THEN
Nartma=1
IF(Nartma.EQ.1) THEN
Artma=0.0000001
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2-1
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2)+Artma
GO TO 500

```

```
ENDIF  
998 CLOSE(28)  
CLOSE(2)  
END
```



Ek 3 M beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program

```

REAL b,h,fc,bk,hk,fy,Ep,Esh,Esu,fyt,Dk,s,Np,S1,bc,hc,Eco,Ecu,Ey
REAL TAs,Asb,Ash,rob,roh,Aieb,Aieh,rocc,ke,Flb,Flh,kt,fcc,Ecco
REAL Esec,rc,Az,Bz,Cz,Z,fcc2,Esp,Ecm,KD,TFs,Slice1,n1,TFc1,Slice2
REAL n2,TFc2,TFc3,TForce,Fark,MOMs,MOMc1,MOMc2,MOMc3,TMOM,FI,rcc
REAL dbI(100),As(100),Wb(100),Wh(100),Betab(100),Betah(100)
REAL nn1(1000),Fcc1,nn2(1000),Fs(100),Fcc21,Fcc22,Fcc3,Fle
REAL Es(100),Ec(1000),Ufc,Ufs,Ufcc,As2(100),Iun2,K,k1,Ec1,E85
REAL ITEcm(100),ITEs(100),Nartma,EcmIT(1000),k3,m,r,Fsu

```

```

OPEN (29,FILE='MACC',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')

```

```

OPEN (3,FILE='maccs',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')

```

```

C*****

```

```

C***** MANDER MODEL~ *****

```

```

C*****

```

```

Rpt=0

```

```

Rpt2=0

```

```

RptIT=0

```

```

RptIT3=0

```

```

ITN=0

```

```

aba=0

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) b

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Yůkseklięini Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) h

```

```

C.....

```

```

WRITE(*,*)'Beton Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) fc

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Doğrultusundaki Kaplama Beton Kalınlı
*ęını Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) hk

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Yůkseklięi Doęrultusundaki Kaplama Beton Kalınlıę
*ını Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) bk

```

```

WRITE(*,*)'Kaplama Betonu Důkůlme Birim řekil Deęiřtirmesini Girin
*ız."Esp"'

```

```

READ(*,*) Esp

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) fy

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) Fsu

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Pekleşme Başlangıç Birim Deformasyonunu G
*iriniz."Esh"'

```

```

READ(*,*) Esh

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Birim Deformasyonunu Giriniz."Esu"'

```

```

READ(*,*) Esu

```

```

WRITE(*,*)'Kaç Donatı Sırası Olduğunu Giriniz.'

```

```

READ(*,*) Nbd

```

```

WRITE(*,*)'Sırası ile Boyuna Donatı Mesafelerini Giriniz.(mm)'

```

```

DO 10 I=1,Nbd
10 READ(*,*) dbI(I)
  WRITE(*,*)'Sırası ile Her Sırasındaki Toplam Donatı Alanını Girini
  *z.(mm^2)'
  DO 20 I=1,Nbd
20 READ(*,*) As(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmiş Boyuna
  * Donatı Sayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Nybdh
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusunda Sırası ile Yanal Destekle
  *nmiş Boyuna Donatılar Arasındaki Temiz Mesafeyi Giriniz.(mm)'
  nh=Nybdh-1
  DO 30 I=1,nh
30 READ(*,*) Wh(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmiş Boyun
  *a Donatı Sayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Nybdb
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusunda Sırası ile Yanal Destekl
  *enmiş Boyuna Donatılar Arasındaki Temiz Mesafeyi Giriniz.(mm)'
  nb=Nybdb-1
  DO 40 I=1,nb
40 READ(*,*) Wb(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
  READ(*,*) fyt
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Çapını Giriniz.(mm)'
  READ(*,*) Dk
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısının Konma Mesafesini Giriniz.(mm)'
  READ(*,*) s
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol Sa
  *yısını Giriniz.'
  READ(*,*) Kh
  WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Dona
  *tısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açığı Giriniz.(derece)'
  DO 50 I=1,Kh
50 READ(*,*) Betah(I)
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol S
  *ayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Kb
  WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Don
  *atısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açığı Giriniz.(derece)'
  DO 60 I=1,Kb
60 READ(*,*) Betab(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Normal Kuvveti Giriniz.(kN)'
  READ(*,*) Np
  WRITE(*,*)'Beton Daynım Azalma Katsayısını Giriniz.'
  READ(*,*) k3

```

```
WRITE(*,*)'Kesit Kaça Bölünsün?'
READ(*,*) lun2
WRITE(*,*)'Beton En Büyük Birim Şekil Değiştirmesini Giriniz.'
READ(*,*) E85
```

C.....

```
r=Esu-Esh
m=((Fsu/Fy)*(30.*r+1.)**2.-60.*r-1.)/(15.*r**2.)
S1=s-Dk
bc=b-2.*bk-Dk*0.5
hc=h-2.*hk-Dk*0.5
Eco=0.002
Ecu=0.004
Np=Np*1000.
pi=3.141592654
E=200000.
Ey=Fy/E
```

C.....

```
TAs=0.0
DO 70 I=1,Nbd
70 TAs=TAs+As(I)
Asb=0.
DO 80 I=1,Kb
80 Asb=Asb+pi*Dk**2.*Cos(Betab(I)*pi/180.)/4.
Ash=0.
DO 90 I=1,Kh
90 Ash=Ash+pi*Dk**2.*Cos(Betah(I)*pi/180.)/4.
rob=Asb/(s*bc)
roh=Ash/(s*hc)
WRITE(*,*)'rob=',rob
WRITE(*,*)'roh=',roh
```

C.....

```
Aieb=0.
DO 100 I=1,nb
100 Aieb=Aieb+Wb(I)**2./6.
Aieb=2.*Aieb
Aieh=0.
DO 110 I=1,nh
110 Aieh=Aieh+Wh(I)**2./6.
Aieh=2.*Aieh
```

C.....

```
rocc=TAs/(bc*hc)
ros=(Asb*hc+Ash*bc)/(s*bc*hc)
ke=((bc*hc-(Aieb+Aieh))*(1.-s1/(2.*bc))*(1.-s1/(2.*hc)))/(bc*hc*(1
*.-rocc))
WRITE(*,*) ke
Flb=rob*ke*fyt
Flh=roh*ke*fyt
WRITE(*,*)'Flb=',Flb/ke
WRITE(*,*)'Flh=',Flh/ke
WRITE(*,*)'(flb/(k3*fc))=',Flh/(k3*fc)
WRITE(*,*)'(flh/(k3*fc))=',Flb/(k3*fc)
```

```
WRITE(*,*)'Eşdeğer Yanal Kuşatma Gerilme Katsayısını Giriniz.'
```

```
READ(*,*) kt
```

```
C.....
```

```
WRITE(*,*)'fcc=',k3*fc*kt
```

```
C E85=0.004+1.40*(rob+roh)*fy*Esu/((k3*fc)*kt)
```

```
WRITE(*,*)'E85=',E85
```

```
C.....
```

```
Esec=(k3*fc)/Eco
```

```
rc=(5000.*((k3*fc)**0.5)/((5000.*((k3*fc)**0.5)-Esec)
```

```
fcc2=(k3*fc*(Ecu/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ecu/Eco)**rc)
```

```
Z=-1.*(fcc2/(Esp-Ecu))
```

```
C
```

```
fcc=k3*fc*kt
```

```
Ecco=Eco*(1.+5.*(fcc/(k3*fc)-1.))
```

```
Esec=fcc/Ecco
```

```
rcc=(5000.*(fcc)**0.5)/((5000.*(fcc)**0.5)-Esec)
```

```
WRITE(*,*) 'Ecco=',Ecco
```

```
C.....
```

```
IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.
```

```
IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
```

```
130 KD=0.0
```

```
ITN=ITN+1
```

```
C ARTmin=0.05
```

```
C ART=(h-2.*hk)/(lun2*100)
```

```
C IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
```

```
140 KD=KD+0.10
```

```
TFc1=0.
```

```
TFc2=0.
```

```
TFc3=0.
```

```
MOMc1=0.
```

```
MOMc2=0.
```

```
MOMc3=0.
```

```
DO 150 I=1,Nbd
```

```
141 Es(I)=Ecm*(KD-dbl(I))/KD
```

```
IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
```

```
KD=KD+0.01
```

```
GO TO 141
```

```
ENDIF
```

```
IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
```

```
IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
```

```
IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
```

```
IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
```

```
Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I)
```

```
))-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
```

```
ENDIF
```

```
IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
```

```
Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m)
```

```
))/2*(30*r+1)**2))*As(I)
```

```
ENDIF
```

```
IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
```

```
150 TFs=0.0
```

```

DO 160 I=1,Nbd
160 TFs=TFs+Fs(I)
C.....
  Slice1=hk/(hk*10.)
  loop1=hk*10.
  n1=0.50*Slice1
  DO 170 I=1,loop1
  nn1(I)=n1
  n1=n1+Slice1
  Ec(I)=Ecm*(KD-nn1(I))/KD
  IF(Ec(I).LT.0) THEN
  Fcc1=0.
  TFc1=TFc1+Fcc1
  MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
  ENDIF
  IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
  Fcc1=((k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice1*b
  TFc1=TFc1+Fcc1
  MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
  ENDIF
  IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
  Fcc1=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
  TFc1=TFc1+Fcc1
  MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
  ENDIF
  IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
  Fcc1=0.
  TFc1=TFc1+Fcc1
  MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
  ENDIF
170 CONTINUE
C.....(1)
  lun1=0.0
  5 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)
  n2=0.5*Slice2
  DO 190 I=1,100
  nn2(I)=n2
  n2=n2+Slice2
  Ec(I)=Ecm*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I))/KD
  IF(Ec(I).LT.0) THEN
  Fcc21=0.
  TFc2=TFc2+Fcc21
  MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
  ENDIF
  IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
  Fcc21=(k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice2*bk*2
  TFc2=TFc2+Fcc21
  MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
  ENDIF
  IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
  Fcc21=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice2*bk

```

```

TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc21=0.
TFc2=TFc2+Fcc21
MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.) THEN
Fcc22=((fcc*(Ec(I)/Ecco)*rcc)/(rcc-1.+(Ec(I)/Ecco)**rcc))*Slice2*(
*b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF

```

190 CONTINUE

```

IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 5
ENDIF

```

C*****

```

DO 210 I=1,loop1
Ec(I)=Ecm*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LT.Ecu) THEN
Fcc3=((k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Ecu.AND.Ec(I).LT.Esp) THEN
Fcc3=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Esp) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF

```

210 CONTINUE

C*****

```

TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3

```

```

Fark=Np-TForce
IF(KD.GT.h) THEN
Ecm=Ecm+0.0002
ITN=0
GO TO 130
ENDIF
IF(Fark.GT.0.) GO TO 140
IF(ABS(Es(Nbd)).GE.Esu) THEN
Rpt=Rpt+1
GO TO 1
ENDIF

```

C*****

```

ITEcm(ITN)=Ecm
ITEs(ITN)=ABS(Es(Nbd))
WRITE(*,*) ITEcm(ITN),ITEs(ITN),ITN
IF(RptIT.GT.0) GO TO 591
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
RptIT=RptIT+1
GO TO 330
ENDIF

```

```

591 MOMs=0.
DO 230 I=1,Nbd
230 MOMs=MOMs+Fs(I)*(h-dbl(I))
TMOM=(MOMs+MOMc1+MOMc2+MOMc3)/10**6
FI=(Ecm/KD)*10**3

```

C.....

```

IF(Rpt.GT.0.) THEN
FI=-1.*FI
TMOM=-1.*TMOM
ENDIF
WRITE(29,*) Ecm,FI,TMOM,Es(Nbd),Ey
NDI=1
DO 15 I=1,Nbd
WRITE(3,*) Ecm,Es(NDI)
15 NDI=NDI+1
WRITE(3,*) '-----'
WRITE(*,*) 'Ecm=      ',Ecm
WRITE(*,*) 'Eğrilik[rad/m]=',FI
WRITE(*,*) 'Moment[kN.m]=',TMOM
WRITE(*,*) '-----'

```

C.....

```

C IF((Ufcc+rocc*Ufs-Ufc).LE.Ust.AND.Ecm.LE.E85) THEN
IF(Ecm.LE.E85) THEN
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
Ecm=Ecm+0.0005
ELSE
Ecm=Ecm+0.0002
ENDIF
C IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Esh) THEN
C Ecm=Ecm+0.0020
C ENDIF

```

```

IF(Rpt2.GT.0.) GO TO 2
IF(Ecm.GT.E85) THEN
Ecm=E85
Rpt2=Rpt2+1
ENDIF
GO TO 130

```

```
2 ENDIF
```

```

IF(Rpt.GT.0.) GO TO 998
Rpt=Rpt+1.

```

```
1 WRITE(*,*) 'Diğer yön için de yapılınsın mı?'
```

```
WRITE(*,*) 'EVET = [ 1 ]'
```

```
WRITE(*,*) 'HAYIR = [ 0 ]'
```

```
READ(*,*) ANSWER
```

```
IF(ANSWER.EQ.1) GO TO 906
```

```
IF(ANSWER.EQ.0) THEN
```

```
GO TO 998
```

```
ELSE
```

```
GO TO 1
```

```
ENDIF
```

C

```
906 Rpt2=0
```

```
RptIT=0
```

```
RptIT3=0
```

```
ITN=0
```

```
Nartma=0
```

```
IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.0
```

```
IF(Np.GT.0.OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
```

```
J=Nbd
```

```
DO 310 I=1,Nbd
```

```
As2(I)=As(J)
```

```
310 J=J-1
```

```
J=1
```

```
DO 320 I=1,Nbd
```

```
As(I)=As2(J)
```

```
320 J=J+1
```

```
GO TO 130
```

```
330 ITN2=1
```

```
EcmIT(ITN2)=((ITEcm(ITN)-ITEcm(ITN-1))*(Ey-ITEs(ITN-1)))/(ITEs(ITN
```

```
*)-ITEs(ITN-1))+ITEcm(ITN-1)
```

```
WRITE(*,*) EcmIT(ITN2)
```

```
340 KD=0.0
```

```
C ARTmin=0.05
```

```
C ART=(h-2.*hk)/(lun2*100)
```

```
C IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
```

```
350 KD=KD+0.10
```

```
TFc1=0.
```

```
TFc2=0.
```

```
TFc3=0.
```

```
DO 360 I=1,Nbd
```

```
370 Es(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-dbi(I))/KD
```

```
IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
```

```

KD=KD+0.01
GO TO 370
ENDIF
IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)
IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2)/(60*(ABS(Es(I))-Esh)+2)+(ABS(Es(I)
*))-Esh)*(60.-m)/(2*(30*r+1)**2))*As(I)*(-1.)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2)/(60*(Es(I)-Esh)+2)+((Es(I)-Esh)*(60-m)
*))/2*(30*r+1)**2))*As(I)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.0
360 TFs=0.0
DO 380 I=1,Nbd
380 TFs=TFs+Fs(I)
C.....
Slice1=hk/(hk*10.)
loop1=hk*10.
n1=0.50*Slice1
DO 390 I=1,loop1
nn1(I)=n1
n1=n1+Slice1
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-nn1(I))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc1=((k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice1*b.
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
390 CONTINUE
C.....(1)
lun1=0.0
391 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100)
n2=0.5*Slice2
DO 400 I=1,100
nn2(I)=n2
n2=n2+Slice2
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD

```

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc21=0.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc21=(k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice2*bk*2
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc21=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice2*bk
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc21=0.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.) THEN
Fcc22=((fcc*(Ec(I)/Ecco)*rcc)/(rcc-1.+(Ec(I)/Ecco)**rcc))*Slice2*(
*b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
400 CONTINUE
IF(lun1.LT.(lun2-1)) THEN
lun1=lun1+1
GO TO 391
ENDIF

```

C*****

```

DO 410 I=1,loop1
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.AND.Ec(I).LT.Ecu) THEN
Fcc3=((k3*fc*(Ec(I)/Eco)*rc)/(rc-1.+(Ec(I)/Eco)**rc))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Ecu.AND.Ec(I).LT.Esp) THEN
Fcc3=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Esp) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF

```

410 CONTINUE

```

C*****
  TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
  Fark=Np-TForce
  IF(Fark.GT.0.) GO TO 350
  FarkIT=Es(Nbd)+Ey
  WRITE(*,*) Es(Nbd),Ey
  IF(aba.GT.0) GO TO 23
  IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
  IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(FarkIT).LT.0.000005) THEN
  GO TO 23
  ENDIF
  aba=aba+1
  EcmIT(ITN2)=ITEcm(ITN-1)
  GO TO 340
  ENDIF
23 IF(FarkIT.GT.0) THEN
  IF(Nartma.EQ.1) THEN
  Artma=0.0000001
  ELSE
  Artma=0.000002
  ENDIF
  ITN2=ITN2+1
  EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2-1)+Artma
  GO TO 340
  ENDIF
  IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.GT.(-1.*0.000005)) THEN
  Ecm=EcmIT(ITN2)
  GO TO 130
  ENDIF
  IF(FarkIT.LT.0.AND.FarkIT.LT.(-1.*0.000005)) THEN
  Nartma=1
  IF(Nartma.EQ.1) THEN
  Artma=0.0000001
  ELSE
  Artma=0.000002
  ENDIF
  ITN2=ITN2-1
  EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2)+Artma
  GO TO 340
  ENDIF
998 CLOSE(29)
  CLOSE(3)
  END

```

Ek 4 K beton modeli için $M - \phi$ ilişkisini veren program

```

REAL b,h,fc,bk,hk,fy,Esh,Esu,fyt,Dk,s,Np,bc,hc,Eco,Ecu,Ey
REAL TAs,Asb,Ash,rob,roh,Aieb,Aieh,Flb,Flh,fcc,Ecco,ke
REAL Esec,Z,fcc2,Esp,Ecm,KD,TFs,Slice1,n1,TFc1,Slice2
REAL n2,TFc2,TFc3,TForce,Fark,MOMs,MOMc1,MOMc2,MOMc3,TMOM,FI
REAL dbI(100),As(100),Wb(100),Wh(100),Betab(100),Betah(100)
REAL nn1(1000),Fcc1,nn2(1000),Fs(100),Fcc21,Fcc22,Fcc3
REAL Es(100),Ec(1000),As2(100),Iun2,E85,Eoc,Eocc,Esecc
REAL ITEcm(100),ITEs(100),Nartma,EcmIT(1000),k3,m,r,Fsu

```

```

OPEN (29,FILE='koksai',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')

```

```

OPEN (3,FILE='koksai',FORM='FORMATTED',STATUS='OLD')

```

```

C*****

```

```

C***** KÖKSAL MODELİ *****

```

```

C*****

```

```

Rpt=0.

```

```

Rpt2=0.

```

```

RptIT=0.

```

```

ITN=0

```

```

aba=0.

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) b

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliğini Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) h

```

```

C.....

```

```

WRITE(*,*)'Beton Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) fc

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Genişliğini Doğrultusundaki Kaplama Beton Kalınlı
*ğını Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) hk

```

```

WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kaplama Beton Kalınlı
*ğını Giriniz.(mm)'

```

```

READ(*,*) bk

```

```

WRITE(*,*)'Kaplama Beton Dökülme Birim Şekil Değiştirmesini Girin
*iz."Esp"'

```

```

READ(*,*) Esp

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) fy

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Dayanımını Giriniz.(MPa)'

```

```

READ(*,*) Fsu

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Pekleşme Başlangıç Birim Deformasyonunu G
*iriniz."Esh"'

```

```

READ(*,*) Esh

```

```

WRITE(*,*)'Boyuna Donatı Kopma Birim Deformasyonunu Giriniz."Esu"'

```

```

READ(*,*) Esu

```

```

WRITE(*,*)'Kaç Donatı Sırası Olduğunu Giriniz.'

```

```

READ(*,*) Nbd

```

```

WRITE(*,*)'Sırası ile Boyuna Donatı Mesafelerini Giriniz.(mm)'

```

```

DO 10 I=1,Nbd

```

```

10 READ(*,*) dbI(I)
  WRITE(*,*)'Sırası ile Her Sırasındaki Toplam Donatı Alanını Girini
  *z.(mm^2)'
  DO 20 I=1,Nbd
20 READ(*,*) As(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmiş Boyuna
  * Donatı Sayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Nybdh
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusunda Sırası ile Yanal Destekle
  *nmiş Boyuna Donatılar Arasındaki Temiz Mesafeyi Giriniz.(mm)'
  nh=Nybdh-1
  DO 30 I=1,nh
30 READ(*,*) Wh(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusunda Yanal Desteklenmiş Boyun
  *a Donatı Sayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Nybdb
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusunda Sırası ile Yanal Destekl
  *enmiş Boyuna Donatılar Arasındaki Temiz Mesafeyi Giriniz.(mm)'
  nb=Nybdb-1
  DO 40 I=1,nb
40 READ(*,*) Wb(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Akma Dayanımını Giriniz.(MPa)'
  READ(*,*) fyt
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısı Çapını Giriniz.(mm)'
  READ(*,*) Dk
  WRITE(*,*)'Kuşatma Donatısının Konma Mesafesini Giriniz.(mm)'
  READ(*,*) s
C.....
  WRITE(*,*)'Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol Sa
  *yısını Giriniz.'
  READ(*,*) Kh
  WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Genişliği Doğrultusundaki Kuşatma Dona
  *tısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açıyı Giriniz.(derece)'
  DO 50 I=1,Kh
50 READ(*,*) Betah(I)
  WRITE(*,*)'Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Donatısı Kol S
  *ayısını Giriniz.'
  READ(*,*) Kb
  WRITE(*,*)'Sırası ile Kesit Yüksekliği Doğrultusundaki Kuşatma Don
  *atısı Kollarının Bu Doğrultu ile Yaptığı Açıyı Giriniz.(derece)'
  DO 60 I=1,Kb
60 READ(*,*) Betab(I)
C.....
  WRITE(*,*)'Normal Kuvveti Giriniz.(kN)'
  READ(*,*) Np
  WRITE(*,*)'Beton Daynım Azalma Katsayısını Giriniz.'
  READ(*,*) k3
  WRITE(*,*)'Kesit Kaça Bölünsün?'

```

READ(*,*) lun2

C.....

```

r=Esu-Esh
m=((Fsu/Fy)*(30*r+1)**2-60*r-1)/(15*r**2)
bc=b-2*bk-Dk*0.5
hc=h-2*hk-Dk*0.5
Eco=0.002
Ecu=0.004
Np=Np*1000.
pi=3.1416
E=200000.
Ey=Fy/E
s1=s-Dk

```

C.....

```

TAs=0.
DO 70 I=1,Nbd
70 TAs=TAs+As(I)
Asb=0.
DO 80 I=1,Kb
80 Asb=Asb+pi*Dk**2*cos(Betab(I)*pi/180)/4
Ash=0.
DO 90 I=1,Kh
90 Ash=Ash+pi*Dk**2*cos(Betah(I)*pi/180)/4
rob=Asb/(s*bc)
roh=Ash/(s*hc)
WRITE(*,*)'rob=',rob
WRITE(*,*)'roh=',roh

```

C.....

```

Aieb=0.
DO 100 I=1,nb
100 Aieb=Aieb+Wb(I)**2/6
Aieb=2*Aieb
Aieh=0.
DO 110 I=1,nh
110 Aieh=Aieh+Wh(I)**2/6
Aieh=2*Aieh

```

C.....

```

rocc=TAs/(bc*hc)
ros=(Asb*hc+Ash*bc)/(s*bc*hc)
ke=((bc*hc-(Aieb+Aieh))*(1.-s1/(2.*bc))*(1.-s1/(2.*hc)))/(bc*hc*(1
*.-rocc))
WRITE(*,*) ke,rocc,ros
Flb=ke*rob*fyt
Flh=ke*roh*fyt
WRITE(*,*)'Flb=',Flb
WRITE(*,*)'Flh=',Flh
WRITE(*,*)'Kuşatılmış Beton Dayanımını Giriniz.(MPa)'
READ(*,*) fcc
E85=0.004+1.4*(rob+roh)*fy*Esu/fcc

```

C.....

```

Eoc=4750.*(k3*fc)**0.5

```

```

Eocc=4750.*fcc**0.5
Ecco=Eco*(1.+5.*(fcc/(k3*fc)-1.))
Esec=k3*fc/Eco
Esecc=fcc/Ecco
fcc2=Eco*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Eco/Eco)+(Eco/Eco)**2.)
Z=(-1.)*(fcc2/(Esp-Ecu))

```

```

C.....

```

```

IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.
IF(Np.GT.0..OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002

```

```

130 KD=0.

```

```

ITN=ITN+1

```

```

C ARTmin=0.05

```

```

C ART=(h-2.*hk)/(lun2*100.)

```

```

C IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin

```

```

140 KD=KD+0.10

```

```

TFc1=0.

```

```

TFc2=0.

```

```

TFc3=0.

```

```

MOMc1=0.

```

```

MOMc2=0.

```

```

MOMc3=0.

```

```

DO 150 I=1,Nbd

```

```

141 Es(I)=Ecm*(KD-dbI(I))/KD

```

```

IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN

```

```

KD=KD+0.01

```

```

GO TO 141

```

```

ENDIF

```

```

IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)

```

```

IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)

```

```

IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)

```

```

IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN

```

```

Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2.)/(60.*(ABS(Es(I))-Esh)+2.)+(ABS(E
*s(I))-Esh)*(60.-m)/(2.*(30.*r+1.))**2.))*As(I)*(-1.)

```

```

ENDIF

```

```

IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN

```

```

Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2.)/(60.*(Es(I)-Esh)+2.)+(Es(I)-Esh)*(60
*.-m))/(2.*(30.*r+1.))**2.))*As(I)

```

```

ENDIF

```

```

IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.

```

```

150 TFs=0.

```

```

DO 160 I=1,Nbd

```

```

160 TFs=TFs+Fs(I)

```

```

C.....

```

```

Slice1=hk/(hk*10.)

```

```

loop1=hk*10

```

```

n1=0.50*Slice1

```

```

DO 170 I=1,loop1

```

```

nn1(I)=n1

```

```

n1=n1+Slice1

```

```

Ec(I)=Ecm*(KD-nn1(I))/KD

```

```

IF(Ec(I).LT.0.) THEN

```

```

Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc1=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*S1
*ice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
MOMc1=MOMc1+Fcc1*(h-nn1(I))
ENDIF

```

170 CONTINUE

```

C.....
  lun1=0.
5 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100.)
  n2=0.5*Slice2
  DO 190 I=1,100
    nn2(I)=n2
    n2=n2+Slice2
    Ec(I)=Ecm*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))/KD
    IF(Ec(I).LT.0.) THEN
      Fcc21=0.
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
      Fcc21=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*S
      *lice2*bk*2.
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
      Fcc21=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice2*bk
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF
    IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
      Fcc21=0.
      TFc2=TFc2+Fcc21
      MOMc2=MOMc2+Fcc21*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
    ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.) THEN
Fcc22=(Ec(I)*Eocc/(1.+(Eocc/Esecc-2.)*(Ec(I)/Ecco)+(Ec(I)/Ecco)**2
*.))*Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
MOMc2=MOMc2+Fcc22*(h-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I)))
ENDIF
190 CONTINUE
IF(lun1.LT.(lun2-1.)) THEN
lun1=lun1+1.
GO TO 5
ENDIF
C*****
DO 210 I=1,loop1
Ec(I)=Ecm*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LT.Ecu) THEN
Fcc3=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*S1
*ice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Ecu.AND.Ec(I).LT.Esp) THEN
Fcc3=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Esp) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
MOMc3=MOMc3+Fcc3*(hk-nn1(I))
ENDIF
210 CONTINUE
C*****
TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3
Fark=Np-TForce
IF(KD.GT.h) THEN
Ecm=Ecm+0.0002
ITN=0
GO TO 130
ENDIF
IF(Fark.GT.0.) GO TO 140
IF(ABS(Es(Nbd)).GE.(Esu-0.001)) THEN

```

```

Rpt=Rpt+1.
GO TO 1
ENDIF
C*****
ITEcm(ITN)=Ecm
ITEs(ITN)=ABS(Es(Nbd))
WRITE(*,*) ITEcm(ITN),ITEs(ITN),ITN
IF(RptIT.GT.0.) GO TO 591
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
RptIT=RptIT+1.
GO TO 330
ENDIF
591 MOMs=0
DO 230 I=1,Nbd
230 MOMs=MOMs+Fs(I)*(h-dbI(I))
TMOM=(MOMs+MOMc1+MOMc2+MOMc3)/10.**6.
FI=(Ecm/KD)*10.**3.
C.....
IF(Rpt.GT.0.) THEN
FI=-1.*FI
TMOM=-1.*TMOM
ENDIF
WRITE(29,*) Ecm,FI,TMOM,Es(Nbd),Ey
NDI=1
DO 15 I=1,Nbd
WRITE(3,*) Ecm,Es(NDI)
15 NDI=NDI+1
WRITE(3,*) '-----'
WRITE(*,*) 'Ecm=      ',Ecm
WRITE(*,*) 'Eğrilik[rad/m]=' ,FI
WRITE(*,*) 'Moment[kN.m]=' ,TMOM
WRITE(*,*) '-----'
C.....
IF(Ecm.LE.E85) THEN
IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
Ecm=Ecm+0.0005
ELSE
Ecm=Ecm+0.0002
ENDIF
C IF(ABS(Es(Nbd)).GT.Esh) THEN
C Ecm=Ecm+0.002
C ENDIF
IF(Rpt2.GT.0.) GO TO 2
IF(Ecm.GT.E85) THEN
Ecm=E85
Rpt2=Rpt2+1.
ENDIF
GO TO 130
2 ENDIF
IF(Rpt.GT.0.) GO TO 998
Rpt=Rpt+1.

```

```

1 WRITE(*,*) 'Diğer yön için de yapılırsın mı?'
  WRITE(*,*) 'EVET = [ 1 ]'
  WRITE(*,*) 'HAYIR = [ 0 ]'
  READ(*,*) ANSWER
  IF(ANSWER.EQ.1.) THEN
    GO TO 906
  ENDIF
  IF(ANSWER.EQ.0.) THEN
    GO TO 998
  ELSE
    GO TO 1
  ENDIF

```

C

```

906 Rpt2=0.
  RptIT=0.
  ITN=0
  Nartma=0.
  IF(Np.EQ.0.) Ecm=0.
  IF(Np.GT.0..OR.Np.LT.0.) Ecm=0.0002
  J=Nbd
  DO 310 I=1,Nbd
    As2(I)=As(J)
310 J=J-1
    J=1
    DO 320 I=1,Nbd
      As(I)=As2(J)
320 J=J+1
    DO 321 I=1,Nbd
321 WRITE(*,*) As(I),dbI(I)
    GO TO 130

```

C

```

330 ITN2=1
  EcmIT(ITN2)=((ITEcm(ITN)-ITEcm(ITN-1))*(Ey-ITEs(ITN-1)))/(ITEs(ITN
  *)-ITEs(ITN-1))+ITEcm(ITN-1)
  WRITE(*,*) EcmIT(ITN2)
340 KD=0.
C  ARTmin=0.05
C  ART=(h-2.*hk)/(lun2*100.)
C  IF(ART.GT.ARTmin) ART=ARTmin
350 KD=KD+0.10
  TFc1=0.
  TFc2=0.
  TFc3=0.
  DO 360 I=1,Nbd
370 Es(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-dbl(I))/KD
  IF(ABS(Es(I)).GT.Esu) THEN
    KD=KD+0.01
    GO TO 370
  ENDIF
  IF(ABS(Es(I)).LT.Ey.AND.Es(I).LT.Ey) Fs(I)=Es(I)*200000.*As(I)
  IF(ABS(Es(I)).GE.Ey.AND.ABS(Es(I)).LT.Esh) Fs(I)=(-1.)*Fy*As(I)

```

```

IF(Es(I).GE.Ey.AND.Es(I).LT.Esh) Fs(I)=Fy*As(I)
IF(ABS(Es(I)).GE.Esh.AND.ABS(Es(I)).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(ABS(Es(I))-Esh)+2.)/(60.*(ABS(Es(I))-Esh)+2.)+(ABS(E
*s(I))-Esh)*(60.-m)/(2.*(30.*r+1.))**2.))*As(I)*(-1.)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esh.AND.Es(I).LT.Esu) THEN
Fs(I)=Fy*((m*(Es(I)-Esh)+2.)/(60.*(Es(I)-Esh)+2.)+(Es(I)-Esh)*(60
*.-m))/(2.*(30.*r+1.))**2.))*As(I)
ENDIF
IF(Es(I).GE.Esu) Fs(I)=0.
360 TFs=0.
DO 380 I=1,Nbd
380 TFs=TFs+Fs(I)
C.....
Slice1=hk/(hk*10.)
loop1=hk*10
n1=0.50*Slice1
DO 390 I=1,loop1
nn1(I)=n1
n1=n1+Slice1
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-nn1(I))/KD
IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc1=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*Sl
*ice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc1=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc1=0.
TFc1=TFc1+Fcc1
ENDIF
390 CONTINUE
C.....
lun1=0.
391 Slice2=(h-2.*hk)/(lun2*100.)
n2=0.5*Slice2
DO 400 I=1,100
nn2(I)=n2
n2=n2+Slice2
Ec(I)=EcmIT(ITN2)*(KD-(hk+lun1*(h-2.*hk)/lun2+nn2(I))/KD)
IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc21=0.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF

```

```

IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LE.Ecu) THEN
Fcc21=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*S
*lice2*bk*2.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Ecu.AND.Ec(I).LE.Esp) THEN
Fcc21=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice2*bk
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF
IF(Ec(I).GT.Esp) THEN
Fcc21=0.
TFc2=TFc2+Fcc21
ENDIF

```

C

```

IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc22=0.
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0.) THEN
Fcc22=(Ec(I)*Eocc/(1.+(Eocc/Esecc-2.)*(Ec(I)/Ecco)+(Ec(I)/Ecco)**2
*.) *Slice2*(b-2.*bk)
TFc2=TFc2+Fcc22
ENDIF
400 CONTINUE
IF(lun1.LT.(lun2-1.)) THEN
lun1=lun1+1.
GO TO 391
ENDIF

```

C*****

```

DO 410 I=1,loop1
Ec(I)=EcmlT(ITN2)*(KD-(h-hk+nn1(I)))/KD
IF(Ec(I).LT.0.) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.0..AND.Ec(I).LT.Ecu) THEN
Fcc3=(Ec(I)*Eoc/(1.+(Eoc/Esec-2.)*(Ec(I)/Eco)+(Ec(I)/Eco)**2.))*S1
*ice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Ecu.AND.Ec(I).LT.Esp) THEN
Fcc3=(fcc2+Z*(Ec(I)-Ecu))*Slice1*b
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF
IF(Ec(I).GE.Esp) THEN
Fcc3=0.
TFc3=TFc3+Fcc3
ENDIF

```

410 CONTINUE

C*****

```

TForce=TFs+TFc1+TFc2+TFc3

```

```

Fark=Np-TForce
IF(Fark.GT.0.) GO TO 350
FarkIT=Es(Nbd)+Ey
WRITE(*,*) Es(Nbd),Ey
IF(aba.GT.0.) GO TO 23
IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(Es(Nbd)).GT.Ey) THEN
IF(ITN2.EQ.1.AND.ABS(FarkIT).LT.0.000005) THEN
GO TO 23
ENDIF
aba=aba+1.
EcmIT(ITN2)=ITEcm(ITN-1)
GO TO 340
ENDIF
23 IF(FarkIT.GT.0.) THEN
IF(Nartma.EQ.1.) THEN
Artma=0.00000005
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2+1
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2-1)+Artma
GO TO 340
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0..AND.FarkIT.GT.(-1.*0.000005)) THEN
Ecm=EcmIT(ITN2)
GO TO 130
ENDIF
IF(FarkIT.LT.0..AND.FarkIT.LT.(-1.*0.000005)) THEN
Nartma=1.
IF(Nartma.EQ.1.) THEN
Artma=0.00000005
ELSE
Artma=0.000002
ENDIF
ITN2=ITN2-1
EcmIT(ITN2)=EcmIT(ITN2)+Artma
GO TO 340
ENDIF
998 CLOSE(29)
CLOSE(3)
END

```

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 15.05.1977

Doğum yeri Konya

Lise 1992-1994 Konya Gazi Lisesi

Lisans 1995-2000 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Çalıştığı kurum(lar)

2001-Devam ediyor Metal ve Yapı Sistemleri Tic. A.Ş.

