YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Kuşatış ve kuş. Bet. Dik. Kir. kes. Eğr. Dük.

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ercan Yılmaz

1999

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KUŞATILMAMIŞ VE KUŞATILMIŞ BETONARME DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ

İnşaat Mühendisi Ercan YILMAZ

F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Öğr. Gör. Dr. Mustafa ZORBOZAN

İSTANBUL, 1999

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE VE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

Yer No (DDC) : R
150
354

Kayıt No : 722
Geldiği Yer : Fen Bil.Enst.
.....
Tarih : 7.2.2000
Fiyat : 1.500.000.-TL.
Satura No : -
Seyniyat No : 2-9
:

Y.T.Ü.
KÜTÜPHANE DOK. DAİ. BAŞKANLIĞI

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
D.B. No. 59196

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Cengiz Karahoz
Prof. Dr.

28.06.1999
Prof. Zekeriya POLAT

Mustafa ZORBOZAN
Öğr. Gör. Dr.

KUŞATILMAMIŞ VE KUŞATILMIŞ BETONARME DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ

Y. T. Ü.
KÜTÜPHANE DOK. DAİ. BAŞKANLIĞI

İnşaat Mühendisi Ercan YILMAZ

F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Öğr. Gör. Dr. Mustafa ZORBOZAN

İSTANBUL, 1999

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ iv

KISALTMA LİSTESİ vii

ŞEKİL LİSTESİ viii

ABAK LİSTESİ ix

ÖNSÖZ x

ÖZET xi

ABSTRACT xii

1. GİRİŞ 1

1.1 Düktilite Kavramının Önemi 5
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalara Toplu Bakış 8
1.3 Çalışmanın Amacı 10

2. MOMENT – EĞRİLİK İLİŞKİSİ 11

2.1 Eğrilik Kavramı 11
2.2 M – ϕ Eğrilerinin Çizimi 13

3. BETONDA KUŞATMA ETKİSİ 20

4. GENEL OLARAK KULLANILAN σ–ε MODELLERİ 25

4.1 Beton İçin Önerilen σ–ε Modelleri 25
4.2 Çelik İçin Önerilen σ–ε Modelleri 31

5. KUŞATILMAMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ 35

5.1 Beton ve Çelik İçin Kullanılan σ–ε Modelleri 35
5.1.1 Kuşatılmamış (Sargısız) Beton İçin σ–ε Modeli 35
5.1.2 Çelik İçin σ–ε Modeli 38
5.1.2.1 S220 ve S420a Çelikleri σ–ε Eğrisi Hesap Değerlerinin Belirlenmesi 40
5.2 Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini 42
5.3 Çözümlemede ve Tasarımda Kullanılan Bağıntılar 44
5.3.1 Son Limit Duruma Göre Çözümleme 44
5.3.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümleme 48
5.4 Çözümlemede İzlenen Yol 51
5.4.1 Son Limit Duruma Göre Çözümlemede İzlenen Yol 51
5.4.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümlemede İzlenen Yol 52

5.5 Parametrik Çalışmada Yapılan Kabuller ve Değişkenler 53
5.5.1 Kabuller 53
5.5.2 Değişkenler 54
5.6 Kuşatılmamış Kesitte Eğrilik Düktilitesini Belirleyen Bir Bilgisayar Programı .. 56
5.7 Kuşatılmamış Kiriş Kesitlerinin Çözümlenmesine Ait Bir Örnek Çözüm 61

6. KUŞATILMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ 66

6.1 Beton ve Çelik İçin Kullanılan σ–ε Modelleri 66
6.1.1 Kuşatılmış (Sargılı) Beton İçin σ–ε Modeli 66
6.1.1.1 Dikdörtgen Halkalarla Kuşatılmış Betonun Basınç Mukavemeti 66
6.1.2 Çelik İçin σ–ε Modeli 72
6.2 Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini 73
6.3 Çözümlemede ve Tasarımda Kullanılan Bağıntılar 74
6.3.1 Son Limit Duruma Göre Çözümleme 74
6.3.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümleme 78
6.4 Çözümlemede İzlenen Yol 81
6.4.1 Son Limit Duruma Göre Çözümlemede İzlenen Yol 81
6.4.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümlemede İzlenen Yol 81
6.5 Parametrik Çalışmada Yapılan Kabuller ve Değişkenler 83
6.5.1 Kabuller 83
6.5.2 Değişkenler 83
6.6 Kuşatılmış Kesitte Eğrilik Düktilitesini Belirleyen Bir Bilgisayar Programı ... 84
6.7 Kuşatılmış Kiriş Kesitlerinin Çözümlenmesine Ait Bir Örnek Çözüm 89

7. KESİT EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİN ÇEKME DONATISI ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR 96

7.1 Kuşatılmamış Dikdörtgen Kiriş Kesitleri İçin Abaklar 96
7.2 Kuşatılmış Dikdörtgen Kiriş Kesitleri İçin Abaklar 114

8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER 132

KAYNAKLAR 134

EKLER 138

EK1 Kuşatılmamış Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinin Eğrilik Düktilitesinin Hesabı İçin Bir Bilgisayar Program Listesi 138

EK2 Kuşatılmış Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinin Eğrilik Düktilitesinin Hesabı İçin Bir Bilgisayar Program Listesi 142

EK3 Değişken Listesi 144

ÖZGEÇMİŞ 147

SİMGE LİSTESİ

A'_s	Basınç donatısı alanı
A_s	Çekme donatısı alanı
A_{sh}	Enine donatı enkesit alanı
A_{si}	Boyuna donatı enkesit alanının genel ifadesi
b_h	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği
b'_h	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği
b_o	Örtü beton kalınlığı
b_ω	Kesit gövde genişliği
C_c, C_{cc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda betondaki basınç kuvveti
C_{cy}, C_{cyc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda beton basınç kuvveti
C_s, C_{sc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda basınç donatısındaki basınç kuvveti
C_{sy}, C_{syc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda basınç donatısındaki basınç kuvveti
d	Faydalı yükseklik
d'	Pas payı
d'_c	Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe
d_c	Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe
d_h	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği
d'_h	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği
e	Eksantrisite
E_c	Beton elastisite modülü
E_p	Donatı çeliği plastik modülü
E_s	Donatı çeliği elastisite modülü
F_c	Beton basınç kuvvetinin genel ifadesi
f_{cck}	Kuşatılmış deney elemanının eksenel basınç mukavemeti
f_{cd}	Beton hesap basınç mukavemeti
f_{ck}	28 günlük betonun karakteristik basınç mukavemeti
F_{si}	Boyuna donatıdaki basınç veya çekme kuvvetinin genel ifadesi
f_{su}	Donatı çeliği maksimum kopma mukavemetinin karakteristik değeri
f_{sud}	Donatı çeliği maksimum kopma mukavemetinin hesap değeri
f_{yd}	Donatı çeliği hesap akma mukavemeti
f_{yhd}	Donatı çeliği pekleşmeli hesap mukavemeti
f_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma mukavemeti
h	Kesit yüksekliği
K	Kuşatma katsayısı
k_1, k_{1c}	Son limit durumda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
k_{1y}, k_{1yc}	Akma limit durumunda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
k_2, k_{2c}	Son limit durumda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
k_{2y}, k_{2yc}	Akma limit durumunda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı

k_3	Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran
k_c	Aktif kuşatma katsayısı
k_h	Kuşatılmamış betondaki maksimum birim kısalmanın kuşatılmış betondaki maksimum birim kısalmaya oranı
k_{xu}, k_{xuc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği katsayısı
k_{xy}, k_{xyc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu tarafsız eksen derinliği katsayısı
M_u, M_{uc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durum moment değeri
M_y, M_{yc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu moment değeri
N	Normal kuvvet
r	Eğrilik yarıçapı
S_1, S_3	Kuşatılmamış betonda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S_{1c}, S_{3c}	Kuşatılmış betonda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S_2, S_4	Kuşatılmamış betonda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
S_{2c}, S_{4c}	Kuşatılmış betonda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
s_h	Etriye aralığı
T_u, T_{uc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda çekme kuvveti
T_y, T_{yc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda çekme kuvveti
x	Tarafsız eksen derinliği
x_i	Tarafsız eksen derinliğinin genel ifadesi
x_u, x_{uc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği
x_y, x_{yc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu tarafsız eksen derinliği
α, α_c	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte kuvvet denge denkleminde kullanılan bağıntı
β, β_c	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit momentin hesabında kullanılan bağıntı
ε_{20u}, ε_{20uc}	Betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin %20' sine düştüğü zaman oluşan birim deformasyon
ε_{50h}	Kuşatma donatısıyla sağlanan birim deformasyon
ε_{50u}, ε_{50uc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim deformasyon
ε_c	Betondaki birim kısalmanın genel ifadesi
ε_{co}, ε_{coc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyon
ε_{cu}, ε_{ccu}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda etkili maksimum birim kısalma
ε_{cy}, ε_{cyc}	Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonda akma anında betondaki birim kısalma
ε'_s	Basınç donatısındaki birim deformasyon
ε_s	Çekme donatısındaki birim deformasyon
ε_{si}	Çekme veya basınç donatısındaki birim deformasyonun genel ifadesi
ε_{sh}	Donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu
ε_{su}	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun karakteristik değeri
ε_{sud}	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun hesap değeri
ε'_{sy}, ε'_{syc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda akma anında basınç donatısındaki birim deformasyon

ε_{sy}, ε_{syc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda akma anında çekme donatısındaki birim deformasyon
ε_{yd}	Donatı çeliği akma birim deformasyonu
ϕ	Birim dönme, eğrilik
ϕ_b	Boyuna donatı çapı
ϕ_e	Etriye çapı
ϕ_u, ϕ_{uc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durum eğriliği
ϕ_y, ϕ_{yc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu eğriliği
γ_{ilave}	Çelik için ilave malzeme güvenlik katsayısı
γ_{mc}	Beton için malzeme güvenlik katsayısı
γ'_{ms}	Çelik için malzeme güvenlik katsayısının artırılmış değeri
γ_{ms}	Çelik için malzeme güvenlik katsayısı
μ, μ_c	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte eğrilik düktilitesi
θ, θ_c	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda eğrinin ikinci kısmının yatayla yaptığı açı
ρ'	Basınç donatısı yüzdesi
ρ	Çekme donatısı yüzdesi
ρ_h	Enine donatı hacimsel yüzdesi
σ_{cm}	Betondaki gerilme
σ_{cy}, σ_{cyc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında betondaki gerilme
σ_l	Enine kuşatma basıncı
σ_p	Donatı çeliği pekleşme gerilmesi
σ'_s	Basınç donatısındaki gerilme
σ_s	Çekme donatısındaki gerilme
σ_{si}	Çekme veya basınç donatısındaki gerilmenin genel ifadesi
σ'_{sy}, σ'_{syc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında basınç donatısındaki gerilme
σ_{sy}, σ_{syc}	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında çekme donatısındaki gerilme
ω'	Basınç donatısı indeksi
ω	Çekme donatısı indeksi
ψ, ψ_c	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda $\sigma - \varepsilon$ eğrisinde eğrinin 2. kısmı olan doğruyu ifade eden parametre

KISALTMA LİSTESİ

ACI	American Concrete Institute (Amerikan Beton Enstitüsü)
CEB	Comite Euro - İnternational du Beton (Uluslararası Avrupa Beton Komitesi)
CP110	Code of Practice (İngiltere Uygulama Yönetmeliği)
FIP	Federation İnternationale de la Precontrainte (Uluslararası Öngerilme Federasyonu)
TS500-84	Türk Standartları Enstitüsü (Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları)

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 Yük – deplasman ilişkisi 7
Şekil 2.1 Moment – eğrilik ilişkisi 12
Şekil 2.2 Farklı donatı yüzdelerine sahip kesitlerin M - ϕ ilişkisi 15
Şekil 2.3 İdealize edilmiş M - ϕ ilişkileri 16
Şekil 2.4 Bileşik eğilme altındaki bir kesitin M - ϕ ilişkisi 16
Şekil 2.5 σ – ε eğrisi ve gerilme uyumu 19
Şekil 3.1 Dairesel fret ve dikdörtgen etriye ile kuşatma etkisi 22
Şekil 3.2 Farklı sargı donatılı kesitlerin σ – ε ilişkileri 24
Şekil 4.1 Beton için önerilen bazı σ – ε modelleri 29
Şekil 4.2 Sıcakta ve soğukta işlem görmüş çelik için σ – ε ilişkisi 31
Şekil 4.3 Donatı çeliği için elasto – plastik davranış modeli 32
Şekil 4.4 Pekleşme etkisininde dikkate alındığı davranış modeli 32
Şekil 4.5 Çeliğin tekrarlanan ve tersinir yükler altında σ – ε ilişkisi 33
Şekil 4.6 Pekleşme ve Bauschinger etkilerinide içeren yükleme – boşaltma eğrisi 33
Şekil 4.7 S220 ve S420a donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri 34
Şekil 5.1 Kuşatılmamış beton için σ – ε davranış modeli 35
Şekil 5.2 Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri 42
Şekil 5.3 Kuşatılmamış kesitte son limit duruma göre çözümleme 44
Şekil 5.4 Kuşatılmamış kesitte akma limit durumuna göre çözümleme 48
Şekil 5.5 Kuşatılmamış kesitte çözümleme için genel akış diyagramı 56
Şekil 5.6 DKS1: Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin hesabı 57
Şekil 5.7 DES1: Çekme donatısındaki birim deformasyonun hesabı 58
Şekil 5.8 DMF1: Son limit moment ve eğriliğinin hesabı 59
Şekil 5.9 DAEG1: Akma moment ve eğriliği ile kesit eğrilik düktilitesinin hesabı 60
Şekil 6.1 Kuşatılmış beton için σ – ε davranış modeli 68
Şekil 6.2 Enine donatı hacimsel yüzdesindeki değişimin beton düktilitesine etkisi 71
Şekil 6.3 Kuşatılmış kesitte son limit duruma göre çözümleme 74
Şekil 6.4 Kuşatılmış kesitte çözümleme için genel akış diyagramı 84
Şekil 6.5 DKS2: Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin hesabı 85
Şekil 6.6 DES2: Çekme donatısındaki birim deformasyonun hesabı 86
Şekil 6.7 DMF2: Son limit moment ve eğriliğinin hesabı 87
Şekil 6.8 DAEG2: Akma moment ve eğriliği ile kesit eğrilik düktilitesinin hesabı 88

ABAK LİSTESİ

Sayfa

KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİ İÇİN ABAKLAR

Abak 7.1 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.30 96
Abak 7.2 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.50 97
Abak 7.3 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.70 98
Abak 7.4 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.30 99
Abak 7.5 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.50 100
Abak 7.6 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.70 101
Abak 7.7 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.30 102
Abak 7.8 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.50 103
Abak 7.9 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.70 104
Abak 7.10 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.30 105
Abak 7.11 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.50 106
Abak 7.12 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.70 107
Abak 7.13 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.30 108
Abak 7.14 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.50 109
Abak 7.15 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.70 110
Abak 7.16 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.30 111
Abak 7.17 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.50 112
Abak 7.18 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.70 113

KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİ İÇİN ABAKLAR

Abak 7.19 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 114
Abak 7.20 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 115
Abak 7.21 S220 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 116
Abak 7.22 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 117
Abak 7.23 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 118
Abak 7.24 S220 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 119
Abak 7.25 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 120
Abak 7.26 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 121
Abak 7.27 S220 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 122
Abak 7.28 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 123
Abak 7.29 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 124
Abak 7.30 S420 , d'/d=0.12 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 125
Abak 7.31 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 126
Abak 7.32 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 127
Abak 7.33 S420 , d'/d=0.09 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 128
Abak 7.34 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.30 ρ_h=0.007 129
Abak 7.35 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.50 ρ_h=0.007 130
Abak 7.36 S420 , d'/d=0.06 , ρ'/ρ=0.70 ρ_h=0.007 131

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasının gerçekleşmesinde, bana zamanını ayıran, yol gösteren, bilgi ve tecrübesine başvurduğum hocam Öğr. Gör. Dr. Mustafa Zorbozan' a ve maddi, manevi her türlü desteği benden esirgemeyen aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ercan YILMAZ
Mayıs 1999

ÖZET

Deprem bölgelerinde; elastik ötesi enerji yutma kapasiteleri yüksek betonarme yapıların yapılması, ekonomik çözümlere ulaşılmasını sağlamak bakımından önemlidir. Betonarme yapıların enerji yutma kapasiteleri taşıyıcı elemanlarının çeşitli şekillerde tarif edilmiş düktilite oranlarının büyüklüğüne paralel olarak değişmektedir. Bunlardan kesit eğrilik düktilitesi, enerji yutma kapasitesinin en önemli göstergelerinden birini oluşturmaktadır. Betonarme kiriş kesitlerinde kesit eğrilik düktilitesinin değişimi ve buna etkiyen parametreler çalışma konusu olarak seçilmiştir.

Bu çalışmada, dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerde kesit eğrilik düktilitesini etkileyen parametrelerin değişik değerleri için çözümlemeler yapılmıştır. Kiriş kesitlerinin kuşatılmamış (sargısız) ve kuşatılmış (sargılı) durumları ayrı ayrı ele alınmış ve çözümleme için iki ayrı bilgisayar programı hazırlanmıştır. Kesit eğrilik düktilitesinin, beton ve çelik sınıfları, d'/d oranı, çekme donatısı oranı, basınç donatısının çekme donatısına oranı ve kuşatılmış kesitlerde hacimsel donatı yüzdesi ile nasıl değiştiğini inceleyebilmek için bu değişkenlerin farklı değerleri için parametrik çözümler yapılmıştır. Çözümlerde gerçekçi malzeme modelleri kullanılmış, kuşatma etkisi ile donatı çeliğinde pekleşme de dikkate alınmıştır.

Yapılan çözümlemeler sonucunda; kesit eğrilik düktilitesi, çekme donatısı oranına bağlı olarak çelik sınıfı, d'/d oranı, ρ'/ρ oranı ve kuşatılmış kesitlerde hacimsel donatı yüzdesi (ρ_h) parametrelerinin seçilen belirli değerleri ile çeşitli beton sınıfları için aynı abakta verilmiştir. Değişkenlerin seçilen belli değerleri için kesit eğrilik düktilitesinin mertebesi, abaklar yardımıyle kolaylıkla bulunabilmektedir.

Sargı donatısının düktiliteyi olumlu yönde etkilediği ve bunun için kesit eğrilik düktilitesi hesaplarında dikkate alınmayan sargı etkisinin gözönüne alınması gerektiği görülmüştür. Çalışmada, ayrıca Deprem Yönetmeliğinde (1997) süneklik düzeyi yüksek ve normal kirişlerde çelik ve beton sınıfından bağımsız olarak verilen maksimum çekme donatısı oranı "0.02" irdelenmeye çalışılmıştır. Çıkan sonuçlara göre; sargısız durumda dahi S220 çeliğinde elde edilen düktilitenin S420a için elde edilene nazaran 3 – 4 kat büyük olduğu görülmektedir. Bu nedenle S220 ve S420a çelik sınıfları için maksimum çekme donatısı yüzdesinin farklı verilmesinin daha uygun olacağı, bu çalışmanın sonucunda görülmüştür.

Anahtar kelimeler : Kuşatılmamış (sargısız), kuşatılmış (sargılı), eğrilik, düktilite (süneklik), kiriş

ABSTRACT

In seismic zones, to construct the reinforced concrete structures that having high capacity of energy absorbtion with their plastic deformation abilities is a proven procedure for providing economical solutions. The energy absorbtion capacities of reinforced concrete structural systems depend essentially on the structural ductilities which are described of different ways. The one that called "section curvature ductility" constitutes the most important one of them. The variation of the reinforced concrete beams' section curvature ductilities and the parameters that influence them have been studied.

In the present study, the numerical solutions have been realized for various values of parameters that influence section curvature ductility in reinforced concrete rectangular sections of beam. The unconfined and confined beam sections cases have been considered and two different computer analysis programs have been prepared in these cases. The qualities of concrete and steel, the tensile reinforcement ratio, the ratio of the compression reinforcement to tensile one, d'/d and confining are the main parameters which have been taken into account. The realistic models of material have been used and hardening of tensile steel has been also considered.

Using the provided numerical solutions the section curvature ductility has been drawn in the same diagram according to tensile reinforcement ratio for different concrete qualities, ρ'/ρ, d'/d and confining parameter (ρ_h). By the help of the drawn diagrams, the section curvature ductilities are easily read for the related variables.

As it is expected, the ductility is positively effected by the confining reinforcement; the provided numerical results have clearly shown that the confining should not be neglected in the ductility level estimation. In this study, the maximum tensile steel ratio of "0.02" which is given independently of the concrete and steel qualities in the Turkish Earthquake Code (1997) has been tried to examine. According to the provided results, even in the unconfined cases, the ductilities estimated with mild steel (S220) were 3-4 times bigger than that obtained with high yield steel (S420a). As a result, the steel qualities should be taken into account in the above mentioned maximum tensile reinforcement ratio.

Keywords : Unconfined, confined, curvature, ductility, beam

1. GİRİŞ

1.1 DÜKTİLİTE KAVRAMININ ÖNEMİ

Betonarme yapıların, tasarımda birinci derecede önemli yük etkisi olan deprem kuvveti altında, ekonomik olarak boyutlandırılabilmesi için yapı davranışının iyi bilinmesi gerekmektedir. Bilindiği üzere betonarme homojen olmayan bir malzemedir. Davranışı farklı ortam koşullarına, zamana, yüke ve deformasyon özelliklerine göre değişir. Betonarmeyi oluşturan beton ve çeliğin deformasyon özelliklerini belirlemek için yapılan deneysel ve nümerik çalışmalardan elde edilen sonuçlar uyum içinde olmalıdır. Betonarmenin "uyum" özelliği sebebiyle kuvvetlerin fazla zorlanan lif, kesit veya elemanlardan daha az zorlanan lif, kesit veya elemanlara aktarılması mümkün olur. Yükün paylaşılması, deformasyonların zamana ve yük geçmişine bağlı olması sebebiyle betonarmede gerilmeleri kesin olarak hesaplamak olanaksızdır. Tasarımı yapan mühendis, deformasyon sınır değerlerini iyi kavramalı ve değerlendirebilmelidir. Deformasyon özelliklerine paralel olarak betonarme elemanların çeşitli koşullar altında nasıl kırıldığı da çok iyi bilinmelidir.

Mevcut deprem kayıtları değerlendirilerek yapılan dinamik analizler, yapıların deprem kuvvetine elastik sınırlar içinde karşı koymaları halinde ekonomik bir proje oluşturmanın mümkün olamayacağını göstermektedir. Çerçeve elastik davranış gösterdiği zaman, çerçevenin karşı koyacağı eylemsizlik kuvvetleri yatay yük taşıma kapasitesine ulaşır ve yapının kritik bölgelerinde akma anından sonra plastik deformasyonlar meydana gelir. Büyük şiddetteki depremlerde yapının ayakta kalabilmesi, ancak açığa çıkan enerjinin yutulması ile mümkündür (Ersoy, 1995). Betonarme yapılarda deprem etkisinde açığa çıkan enerji aşırı zorlanan kolon kiriş birleşimlerinde absorbe edilmelidir. Bu enerjinin yutulabilmesi ise ancak bu kesitlerin plastik deformasyon yapabilme kabiliyetleriyle ilgilidir. Yapının yatay yük taşıma kapasitesinde önemli ölçüde azalma olmadan, yapının kritik bölgelerinde plastik deformasyonların oluşmasına izin verilmelidir. Çünkü deprem etkisi altında yapının göçmemesini sağlamak, tasarım ilkesinin esasını oluşturmaktadır. Kesitin fazla deformasyon yapabilmesi için düktil (sünek) davranış göstermesi gerekir. Bu ise dayanımı yüksek, emniyetli yapısal sistem ve iyi detaylandırmayla sağlanabilir.

Betonarme yapılarda enerjinin çok büyük bir bölümü donatının akması ile oluşan plastik mafsallarda tüketilir. Yeterli enerji tüketilmesi, plastik mafsallarda büyük dönmelerin oluşması ile mümkündür. Plastik dönme kapasitesi, kesitin düktil olup olmamasına bağlıdır. Düktilite ne kadar büyükse o kesitin plastik dönme kapasitesi de o kadar büyük olur. Dolasıyla kesit daha fazla plastik deformasyon yaparak enerjinin büyük miktarını yutar. Depreme dayanıklı yapıların plastik deformasyonlar yaparken hesap mukavemetini de koruyacak şekilde tasarlanması ve uygulanması gerekmektedir.

Tasarım ilkelerinin geliştirilmesinde temel adım taşıyıcı sistemlerin büyük yer hareketlerinde nasıl davranış gösterdiklerini inceleyebilmektir. Bu ise, eski depremler incelenerek yapılacak nümerik çalışmalarla ve deneysel çalışmalardan elde edilecek bilgilerin değerlendirilmesi doğrultusunda olacaktır. Yapılan parametrik çalışmalar ve deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar uyum içinde olmalıdır.

Depreme göre tasarımın ana felsefesi şöyledir. Düşük şiddetli depremlerde yapısal hasar meydana gelmeyecek, orta şiddetteki depremlerde taşıyıcı sistemde tamir edilebilir hasarlar oluşurken, şiddetli depremlerde taşıyıcı sistem elemanları göçme durumuna gelmeyecek ve insanların tahliyesi mümkün olacaktır.

Depreme göre tasarımda yapıların ayakta kalabilmesi için projelendirmenin öncesinde ve sonrasında yapılması gerekli önemli çalışmalar vardır.

Birincisi; taşıyıcı sistemin seçimidir. Taşıyıcı sisteme karar verilirken ani rijitlik ve kütle değişimlerinden kaçınmalı, mümkün olabildiğince simetrik sistem ve taşıyıcı elemanların devamlılığı sağlanmalıdır. Projelendirmenin başından itibaren mimar ile mühendis uyum içinde çalışmalıdır. Taşıyıcı perde ve çerçeveler birlikte uygun şekilde kullanılmalıdır.

İkincisi; birleşim noktalarının ve gerekli kesitlerin ayrıntılı biçimde detaylandırılmasıdır. İyi detaylandırılmamış taşıyıcı sistemlerin uygulaması da, olması gerektiği gibi yapılamaz. Dolayısıyla beklenen davranışla meydana gelen davranış aynı olmaz.

Üçüncüsü; yapısal analizin doğruluğudur. İleride olacak depremlerin karakteristiklerinin belirsizliği, yapının matematik modellenmesinin kesin olmayışı hesap kesinliğini güçleştirmektedir.

Dördüncüsü; yapının kalitesidir. Yapım kalitesi genel olarak önemsenmeyen aşamadır. Oysa iyi uygulama, kötü taşıyıcı sistem ve kötü detaylandırmadaki kusurları azaltabilir. Diğer taraftan, iyi sistem seçimi ve iyi detaylandırmanın yanında kötü uygulamadan dolayı güçlü depremlerde yapının ayakta kalma olasılığı oldukça azalmaktadır (Üzümeri, 1997).

Yapıların elastik sınırlar ötesinde performans göstermesinin temel ölçüsü düktilitedir. Genel olarak düktilite, yapının dayanım kaybetmeden ve kararsız denge olmaksızın deprem esnasında açığa çıkan enerjinin büyük bir kısmını, plastik davranışla ve tersinir dönüşümlü büyük şekil değiştirmelerle yutma yeteneğidir (Hasgür ve Gündüz, 1996). Düktilite, kırılma anındaki plastik deformasyonun akma anındaki plastik deformasyona oranı olarak da tarif edilmektedir. Akma anı, çekme donatısının akma birim deformasyon değerine (ε_{yd}) ulaştığı durumdur. Akma limit durumuna ulaşan kesitlerde plastik deformasyonlarla enerji yutulurken iç kuvvetler betonarmenin uyum özelliği sebebiyle az zorlanan kesitlere aktarılır. İstenen düktiliteyle amaç, güçlü yer hareketlerine yapının elasto-plastik davranışla cevap vermesi, histeretik sönüm karakteristik özellikleri ve enerji yutma özelliklerinin belirlenebilmesidir.

Tüm yapının veya taşıyıcı elemanların düktilitesi kullanılan malzemelerin deformasyon özelliklerinden çok elemanın deformasyon özelliklerine bağlıdır. Örneğin, beton düktil malzeme değildir. Çelik ise düktil davranış göstermektedir. Bunların birlikte ve uygun kullanımıyla elde edilen betonarme eleman fevkalade düktil davranış gösterebilir. Taşıyıcı elemanları sünek ve uygun düzenlenen sistemler de sünek davranış gösterirler.

Birçok araştırmacının tanımlamada hem fikir olamadıkları bazı fiziksel büyüklükler (akma deformasyonu, düktilite katsayısı v.b.) vardır. Bunun yanında farklı test sonuçları doğru yaklaşımlarla karşılaştırılmadıkça bu fiziksel büyüklüklerin tanımları güçleşir. Yine, düğüm noktalarının tasarlanması ve bunun sonucunda gösterecekleri performans konusunda da ayrılıklar vardır. Performans hakkında daha iyi bilgiler edinebilmek için

yükleme sıklığı ve deneysel çalışmalarda kullanılan yükün uygunluğu da çok önemlidir. Aynı zamanda iyi donatılmış laboratuar ile uygun tasarlanan deney elemanları, yükleme biçimi, yükleme seviyesi ve hızı ile bunlara bağlı olarak göçme durumunu oluşturacak tekrar sayısı ve kabul edilen göçme kriterleri çok önemlidir (Üzümeri, 1997).

Elastik ötesi davranışta performans gelişiminin iyice kavranması, en önemli aşama olan uygun tasarım yöntemleri için kullanılan formülasyonların geliştirilmesinde çok önemlidir. Elastik ötesi performans kriteri ve yükleme ilişkisi, deprem etkisinin yapı üzerindeki tesirleri ve isteklerine göre geliştirilmelidir. Aynı zamanda deneysel araştırmalardan elde edilen sonuçlarla paralellik gösteren hesaplama kolaylığı sağlayan elastik olmayan davranış modelleri geliştirilmelidir.

Literatürde, sistem, eleman ve kesit eğrilik düktilitesi olarak tanımlanan çeşitli düktilite tarifleri vardır. Sistem düktilitesi, taşıyıcı sistemdeki toplam yerdeğiştirmenin bir göstergesidir. Bu oran, uygun bir yerdeki örneğin, çatı katı seviyesindeki yatay deplasmanın ilk akma anındaki deplasmana oranı olarak tanımlanır. Kesit eğrilik düktilitesi, eğilmeye çalışan elemanlarda, son limit eğriliğin akma limit eğriliğine oranı olarak ifade edilir. Yapısal sistemlerde enerjiyi absorbe bölgelerin sayısı, hiperstatiklik derecesi yükseldikçe artar. Eğilmeye maruz elemanlarda kesit eğrilik düktilitesinin belirlenmesinde beton ve çeliğin gerilme birim deformasyon modelindeki karakteristikleri çok önemlidir. Eleman düktilitesi, mesnetlerde son limit durumda dönme değerinin akma limit durumundaki dönme değerine oranı olarak verilmektedir.

Düktilitenin büyüklüğü "düktilite katsayısı" ile tanımlanır. Düktilite katsayısı kırılma anındaki yerdeğiştirme, dönme eğriliği gibi büyüklüklerin akma anındaki değerlere oranıdır. Yapı elemanları için bu katsayı; elemanın yaptığı maksimum deplasmanın akma anında yapmış olduğu deplasmana oranı olarak tanımlanır. Yapının kendisi için düktilite katsayısı; yapının maksimum yer değiştirmesinin ilk akma anındaki yer değiştirmesine oranıdır. Yapıda plastik mafsalların oluşabilmesi için sistemin hiperstatik olması gerekir. İzostatik sistemlerde plastik deformasyonlara izin verilmez. Aksi taktirde sistem aniden göçme mekanizması durumuna ulaşacaktır. Bununla birlikte hiperstatiklik derecesi düşük sistemlerde de bir kaç plastik mafsal oluşumundan sonra sistemin mekanizma durumuna

geldiği gözardı edilmemelidir. Plastik mafsalların oluşması ile birlikte enerji tüketimi artarken hiperstatiklik derecesi de düşer. Bu sebeple göçme durumunun oluşmaması için oluşacak plastik mafsallar belli sayıyı geçemezken, buna bağlı olarak yapı düktilitesi de sınırlandırılmalıdır.

Betonarme ve çelik çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler uygun bir biçimde tasarlandıklarında, diğer sistemlere oranla çok daha fazla enerji yutabilirler; yani daha düktil (sünek) davranabilirler. Son yirmi yıldır yapılan teorik ve deneysel çalışmalar, çerçeve sistemlerde, sünek davranışın temel koşulunun "kuvvetli kolon - zayıf kiriş" düzenlemesi olduğunu kanıtlamıştır. Kolonlara oranla daha zayıf olarak boyutlandırılan kirişlerin uç bölgelerinde oluşması sağlanan plastik mafsallaşma ile büyük miktarda enerji yutulabilmektedir. Ancak bunun gerçekleşebilmesi için, bu bölgelerde oluşabilecek eğik çekme ve kesme göçmesini önleyecek önlemlerin alınması gerekmektedir. Kolon - kiriş birleşimlerinde, moment ve özellikle kesme kuvveti büyük hasar oluşturmadan aktarılabilmelidir. Birleşim bölgelerinde kesme kuvvetinin aktarılması, oluşan basınç çubuğu ve donatının oluşturduğu kafes aracılığı ile sağlanır. Birleşime saplanan kirişlerin kolon yüzünde akma konumuna ulaşması, beton basınç çubuğu ile kuvvet aktarımını olumsuz yönde etkiler. Bu aşamada, kuvvet aktarımında donatı kafesi büyük görev üstlenir. Bu nedenle, birleşim bölgelerindeki donatı detayı çok önemlidir. Öte yandan, eksenel kuvvetten dolayı fazla enerji yutulamayan kolonlarda mafsallaşmanın önlenmesi ile sistemde kat göçmesi veya toptan göçmenin önüne geçilmekte, böylece depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi olan insan hayatını koruma ilkesi gerçekleşmiş olmaktadır (Aydemir ve Aydınoğlu, 1995).

Deprem etkisiyle titreşim yapan bir yapıda oluşan elastik ötesi deformasyonların miktarı yapının enerji yutma yeteneğini gösterir. Sönümdeki bir artış her zaman yapının tepki ivmesinin azalmasına neden olur. Sönüm, yapıdaki potansiyel plastik mafsal bölgelerinin plastik dönme yapabilme kapasitesiyle ilgilidir. Şu halde, bir yapının ön görülen sünek davranışta bulunabilmesi için potansiyel plastik mafsal bölgelerinin, tasarımın gerektirdiği ölçüde plastik dönme yapabilecek şekilde tasarlanmış olması gerekmektedir. Yine bununla birlikte, betonarme yapı sistemlerinin yeniden dağılımlı doğrusal çözümlenmesinde,

eğilme momentlerinin yeniden dağılımının oluşabilmesi için yukarıda açıklanan koşul (plastik dönme kapasitesi) yeterli derecede sağlanmalıdır (Noyan, 1997).

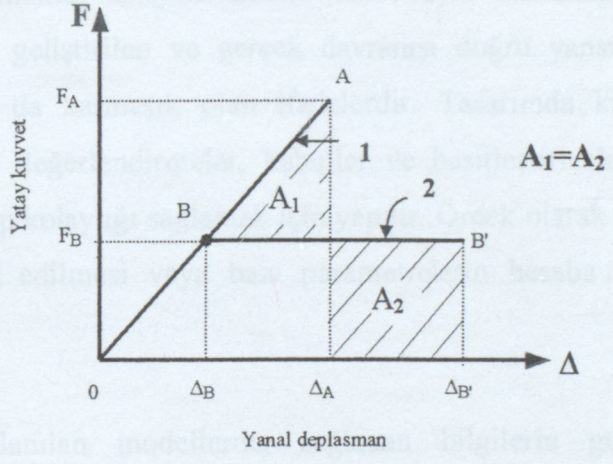
Şiddetli depremleri hasar görmeden atlatacak şekilde yapı tasarımı yapmak hiç ekonomik değildir. Bu durumda, şiddetli deprem hareketi altında tasarladığımız yapının hasar göreceğini kabul etmekten başka çare yoktur. Ancak iyi bir taşıyıcı sistem seçimi ve detaylandırma ile yapının deprem davranışını ve olabilecek hasarı kontrol etmemiz mümkündür. Depremde enerji tüketme ve süneklik özelliğine sahip yapı sistemleri elastik deprem kuvvetlerinden daha düşük yatay kuvvetler için tasarlanabilirler. Böylece, şiddetli deprem hareketi altında taşıyıcı sistem elemanları doğal olarak elastik sınır ötesinde deplasman yapacaklar ve bu deplasmanlar hasara neden olacak, ancak süneklik ve enerji tüketebilme özellikleri sayesinde kısmi veya topyekün göçme önlenecek ve can kaybı olmayacaktır (Sucuoğlu, 1996).

Ülkemizde ve pek çok deprem ülkesinde yürürlükte olan modern deprem yönetmeliklerinde (Avrupa Birliği Ülkeleri, ABD, Kanada, Yeni Zelanda vs.) elastik deprem yükleri belirli katsayılarla azaltılarak tasarım deprem yükleri hesaplanır. Bu azaltma, çerçevenin sünek davranacağı varsayımına dayanmaktadır (Sucuoğlu, 1996). Bu katsayılar taşıyıcı sistem özelliklerine göre saptanır. Deprem Yönetmeliği (1997) bölüm 6.5 ve Tablo 6.5'te verilen "taşıyıcı sistem davranış katsayısı" R bu amaçla tanımlanmıştır. R katsayısı, süneklik düzeyi yüksek betonarme ve çelik yapı sistemleri için 6-8 arasında, süneklik düzeyi normal olduğunda 4 olarak belirtilmiştir. R katsayısının seçiminde taşıyıcı sistemlerin enerji tüketme ve süneklik özellikleri ile yapı tasarımında hesaba katılmayan, taşıyıcı olmayan elemanların sistem yatay dayanımına yapacağı katkılar göz önüne alınmıştır. Yapı 50 yılda %10 olasılıkla aşılacak bir deprem şiddetine maruz kaldığında hasar görecek, ancak sahip olduğu enerji tüketme kapasitesi ve sünekliği sayesinde çökmeden veya çok ağır hasar görmeden deprem enerjisini tüketecektir.

Deprem Yönetmeliğinde (1997) depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can

kaybını önlemek amacı ile yapıların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesidir. Bu ilkeler doğrultusunda tasarlanacak yapı yeterli dayanıma ve düktiliteye sahip olmalıdır. Deformasyonlar sınır değerlerin üzerine çıkmamalıdır (Ersoy, 1987). Aksi durumda yapıyı onarmak güçleşir ve yapı kullanılamaz duruma gelir.

Yük – deplasman ilişkileri Şekil 1.1'de gösterildiği gibi olan iki benzer çerçeveden 1 nolu davranışı simgeleyen, depremi elastik sınırlar içinde kalarak karşılarken, 2 nolu davranışı simgeleyen, F_B yük seviyesinde oluşan plastik mafsal nedeniyle artan deformasyon altında enerji tüketmektedir. Yönetmelikte (1997) yapılardaki davranışın 2' deki gibi olacağı varsayımı ile, elastik deprem yükü F_A yerine F_B verilmektedir. Bu nedenle, yönetmeliklerin sünek çerçeveler için öngördüğü F_B yükünü kullanan tasarımcı bunun ön koşulu olan sünekliği sağlamak zorundadır (Ersoy, 1995).



Şekil 1.1 Yük-deplasman ilişkisi (Ersoy, 1995)

Yapılarda bu özelliklerin sağlanması için gerekli olan koşullar, ilgili tasarım ve yapım yönetmeliklerinde belirtilmiştir. Eğer kuvvetlerin bu mertebede azaltılmasına karşın azaltmaya gerekçe olan özellikler sağlanmaz ise, yapının bulunduğu bölgede beklenen şiddette bir deprem olduğunda ağır hasar görmesi veya çökmesi kaçınılmazdır.

Deprem tasarımında, tasarım kuvvetlerinin ekonomik gerekçelerle azaltıldığını ve böylece bir risk alındığını sürekli göz önünde tutmak gereklidir. Önemli olan, gerekli mühendislik bilgisini kullanarak bu hasar riskini yönetmeliğin tasarım ilkelerinde belirtilen sınırlar içinde tutmaktır (Sucuoğlu, 1996).

1.2 KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALARA TOPLU BAKIŞ

Betonarme kiriş ve kolon kesitlerinin düktilitesi ile moment – eğrilik ilişkisi konularındaki çalışmaların başlangıcı 1950 yılına kadar gitmektedir. O yıldan bugüne kadar bu konularda çok önemli aşamalar kaydedilmiştir. Bugünün deneysel çalışmaları eskiye nazaran daha güvenilir olduğundan önceki çalışmaların sonuçlarının değerlendirilmesi ve yapılan kabullerin doğruluğu rahatlıkla karşılaştırılabilmektedir. Ancak şu anda beton için yaygın olarak kullanılan gerilme – birim deformasyon modelinin Hognestad (1951) tarafından önerilen modelin benzeri olmasıda bir hayli ilginçtir. Kent ve Park (1971), Mander vd. (1988b) ile Saatçioğlu ve Razvi (1992) tarafından önerilen modellerde kuşatma (sarılma) etkisinin olmadığı varsayılırsa Hognestad (1951) tarafından önerilen model elde edilmektedir.

Bu modeller, çoğunlukla deneysel olmak üzere aynı zamanda teorik ve parametrik araştırmalar sonucu geliştirilen ve gerçek davranışı doğru yansıtmaya çalışan, duyarlı ancak bir o kadar da karmaşık olan ifadelerdir. Tasarımda kullanılabilecek duruma getirmek için genel değerlendirmeler, kabuller ve basitleştirmeler yapılır. Kabuller ve basitleştirmeler hesap kolaylığı sağlamak için yapılır. Örnek olarak parametreler arasındaki korelasyonun ihmal edilmesi veya bazı parametrelerin hesaba katılmaması verilebilir (Noyan, 1997).

Araştırmalarda kullanılan modellerde, sağlanan bilgilerin güvenilirliğine, modelin testedilebilirliğine, bilgilerin doğrulanabilirliğine ve deneylerin tekrarlanabilirlik derecesine önem verilmektedir (Noyan, 1997).

Bilindiği üzere betonun gerilme – birim deformasyon eğrisini pek çok değişken etkilemektedir. Örnek olarak beton mukavemeti, yükleme hızı, numune boyutları, laboratuar koşulları ve kuşatma etkisi verilebilir. Dolayısıyla beton için tek bir eğri vermek olanaksızdır. Ancak, kesin olmasa bile problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için, betonun σ–ε ilişkisini belirleyen modellere ihtiyaç vardır (Ersoy, 1985). Bügüne kadar yapılan çalışmalarda araştırmacılar tarafından beton için çok farklı gerilme – birim deformasyon modelleri önerilmiştir. Hognestad (1951), Chan (1955), Blume vd. (1961),

Roy ve Sözen (1964), Soliman ve Yu (1967), Sargın vd. (1971), Kent ve Park (1971), Sheikh ve Üzümeri (1982), Mander vd. (1988b) ile Saatçioğlu ve Razvi (1992) bu konuda modeller öneren araştırmacıların başında gelirler. Çalışmalar genel olarak kuşatılmış veya kuşatılmamış kesitlerden biri yada her ikisi için yapılarak gerilme – birim deformasyon eğrileri önerilmiştir.

Dikdörtgen etriyelerle kuşatılan, monotonik yüklenen ve betondaki mukavemet artışını dikkate alan modellerden bazıları Kent ve Park (1971), Soliman ve Yu (1967) ile Sheikh ve Üzümeri (1982) modelleridir. Önerilen modeller arasında tasarıma en uygun, deneysel sonuçlarla parametrik sonuçların arasında iyi bir ilişki olan model, Kent ve Park (1971) tarafından önerilen modeldir. Bu modelin güvenilirliği aynı zamanda yapılan deneysel çalışmaların yetkinliğindedir.

Kuşatılmamış beton için Hognestad (1951) tarafından önerilen eğri eksantrik yüklü kısa kolonların testlerinden elde edilmiştir. Bu deney elemanlarında maksimum gerilme $0.85f_{cd}$ olarak gözlenmiştir. Beton basınç gerilme bloğu parametreleri olan k_1, k_2, k_3 ve en uç basınç lifindeki kısalma Hognestad (1951) tarafından ortaya konmuştur. Yine maksimum dayanım silindir mukavemetinin fonksiyonu olarak Hognestad (1951) tarafından verildi ve kullanılmaya başlandı.

Kuşatılmamış kesitlerin, dikdörtgen veya dairesel etriyelerle sık aralıklarla kuşatılmaları durumunda dayanım ve düktilite önemli ölçüde artmaktadır. Yapılan çalışmalarda dairesel etriyelerle kuşatma etkisinin dikdörtgen etriyeye nazaran daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Roy ve Sözen' in yaptığı çalışmalarda dikdötgen etriyelerle kuşatma etkisinin dayanımı arttırmadığı gözlenmiştir (Roy ve Sözen, 1964).

Gündüz (1988a, 1988c), kuşatılmamış ve kuşatılmış dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerde boyuna donatıdaki pekleşmeyi de dikkate alarak çözümleme ve tasarım amaçlı bir algoritma geliştirmiştir.

1.3 ÇALIŞMANIN AMACI

Yapıların düktil davranış gösterecek şekilde tasarlanıp yapılması, çok şiddetli depremlerde hasar görmesine karşılık ayakta kalabilmesi yeni Deprem Yönetmeliğinin (1997) tasarım ilkesinin özünü oluşturmakta bu sayede bir yandan insanların can güvenliği güvence altına alınırken yapınında ekonomik olması ilkesi de gözardı edilmemektedir. Yönetmelikteki hesap ve tasarım kuralları yapı düktilitesi ile doğrudan ilişkilidir. Bu nedenle yapı sistemleri süneklik düzeyi yüksek ve normal olarak iki sınıfa ayrılmıştır. Yapının istenilen düktil davranışı gerçekleştirebilmesi için yapıyı oluşturan elemanların hangi koşulları sağlaması gerektiği konusunda yönetmelikte pek çok kural ve sınırlama getirilmiştir. Bunlardan birkaçı da kiriş boyuna donatı yüzdeleri ile ilgili donatı ve beton sınıfından bağımsız olarak verilen sınırlamalarla sargı donatısına ilişkin olanlardır.

Bu çalışmada, kiriş boyuna ve enine donatılarına ilişkin yönetmelikte verilen koşul ve sınırlamaların irdelenmesi amaçlanmıştır. Bunun için dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerin kuşatılmamış (sargısız) ve kuşatılmış (sargılı) beton durumlarındaki moment – eğrilik ilişkisi ve kesit eğrilik düktilitelerinin beton sınıfı, çelik sınıfı, çekme donatısı oranı, basınç donatısının çekme donatısına oranı, sargı donatı hacimsel yüzdesi ve d'/d oranlarına bağlı olarak değişimlerinin nasıl olacağı ve etkin parametrelerin neler olduğu saptanarak bazı önerilerde bulunmak çalışmanın amacını oluşturmaktadır.

2. MOMENT – EĞRİLİK İLİŞKİSİ

Betonarme yapıların ve yapı elemanlarının davranışı onların deformasyon özelliklerine bağlı değişir. Eğilme veya bileşik eğilme altındaki bir kesitin davranışı da temel olarak en sağlıklı biçimde, gerçek malzeme davranışı temel alınarak hesaplanmış veya deneysel verilerden elde edilmiş moment – eğrilik eğrilerinden gözlenebilir. Literatürde moment – eğrilik ilişkisinin belirlenmesine yönelik yapılmış teorik ve analitik çalışmalar mevcuttur.

Sheikh ve Yeh (1992) yaptıkları deneysel çalışmada 305mm² enkesitli ve 2.74m boyunda kolonları sabit eksenel yük etkisi altında, eğilme etkisi ile oluşacak büyük plastik deformasyonlara izin vererek test etmişlerdir. Bu çalışmada temel değişkenler, boyuna ve enine donatının dağılımı, enine donatı hacimsel yüzdesi, enine donatı aralığı ve normal kuvvet düzeyidir.

Ersoy ve Özcebe (1997), sarılmış betonarme kesitlerde moment – eğrilik ilişkisini elde eden bir algoritma geliştirmişler ve basınç donatısı, normal kuvvet , betonun sarılması, çelikteki pekleşme gibi değişkenlerin moment – eğrilik ilişkisi üzerindeki etkilerini incelemişlerdir.

2.1 Eğrilik Kavramı

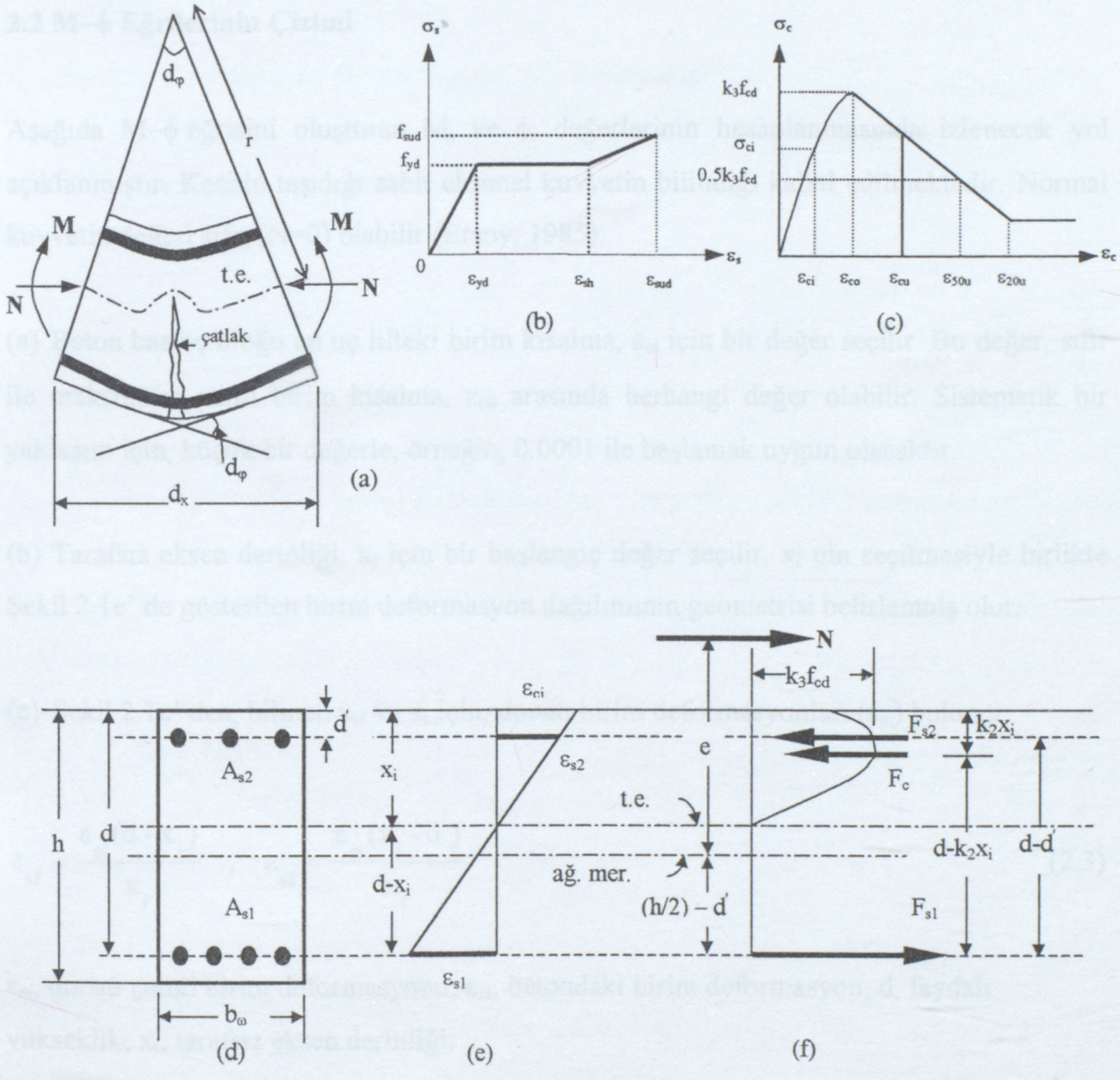
Eğrilik, birim boydaki dönme açısıdır. Eğrilik, Şekil 2.1a'da gösterildiği gibi, iki kesit arasındaki dönme açısı farkından veya doğrudan kesitteki birim deformasyon diyagramından (Şekil 2.1e) hesaplanabilir.

$$\frac{d\varphi}{dx}=\frac{dy^2}{dx^2}=\frac{1}{r}=\phi \qquad (2.1)$$

$$\phi=\frac{\varepsilon_c}{x} \qquad (2.2)$$

(2.1)'deki bağıntı, eğilmiş kirişin geometrisinden (Şekil 2.1a), (2.2)'deki bağıntı ise,

düzlem kesitlerin eğilmeden sonra da düzlem kalacağı varsayımından elde edilmiştir. r, eğrilik yarıçapı; ϕ, eğrilik; ε_c, betondaki birim kısalma; x, tarafsız eksen derinliğidir. Eğriliğin hesabında genellikle (2.2)'den yararlanılır (Şekil 2.1e) (Ersoy, 1985).



Şekil 2.1 Moment – eğrilik ilişkisi (a) Eğilmiş kirişin geometrisi (b) Çelik için σ–ε modeli (c) Beton için σ–ε modeli (d) Basınç donatılı kesit (e) Birim deformasyon dağılımı (f) İç kuvvetlerin bileşkesi (Ersoy, 1985)

Belirli bir yük altındaki betonarme kesitin moment – eğrilik eğrisini oluşturan M_i ve ϕ_i değerleri, beton ve çelik için seçilen uygun σ–ε modelleri ile yazılacak iki denge denklemi ve yeterli sayıda uygunluk denkleminden hesaplanır. Klasik mekanikte olduğu gibi, eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin, eğilmeden sonra da düzlem kaldığı varsayılır.

Çelik için, elasto – plastik bir davranış kabulu yapılabileceği gibi pekleşme etkisi de gözönüne alınabilir (Şekil 2.1b). Beton için tasarımda kullanılmaya uygun bir model örneğin, Kent ve Park (1971) modeli kullanılabilir (Şekil 2.1c).

2.2 M–ϕ Eğrilerinin Çizimi

Aşağıda M–ϕ eğrisini oluşturan M_i ve ϕ_i değerlerinin hesaplanmasında izlenecek yol açıklanmıştır. Kesitin taşıdığı sabit eksenel kuvvetin bilindiği kabul edilmektedir. Normal kuvvetin değeri sıfır (N=0) olabilir (Ersoy, 1985).

(a) Beton basınç bloğu en uç lifteki birim kısalma, ε_{ci} için bir değer seçilir. Bu değer, sıfır ile maksimum etkili birim kısalma, ε_{cu} arasında herhangi değer olabilir. Sistematik bir yaklaşım için, küçük bir değerle, örneğin, 0.0001 ile başlamak uygun olacaktır.

(b) Tarafsız eksen derinliği, x_i için bir başlangıç değer seçilir. x_i nin seçilmesiyle birlikte Şekil 2.1e' de gösterilen birim deformasyon dağılımının geometrisi belirlenmiş olur.

(c) Şekil 2.1e' den, bilinen ε_{ci} ve x_i için, donatı birim deformasyonları (ε_{si}) bulunur.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{ci}(d - x_i)}{x_i} \quad , \quad \varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{ci}(x_i - d')}{x_i} \tag{2.3}$$

ε_{si}, donatı çeliği birim deformasyonu; ε_{ci}, betondaki birim deformasyon; d, faydalı yükseklik; x_i, tarafsız eksen derinliği.

(d) Bulunan ε_{si} değerlerinden, her donatı düzeyinde gerilme hesaplanır. E_s=200000 MPa

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s \tag{2.4}$$

σ_{si}, donatı çeliğindeki gerilme; E_s, donatı çeliği elastisite modülü.

(e) Hesaplanan σ_{si} değerleri o düzeydeki donatı alanı ile çarpılarak, çekme veya basınç kuvvetleri hesaplanır.

$$F_{si} = A_{si}\sigma_{si} \tag{2.5}$$

F_{si}, donatı çeliği basınç ve çekme kuvveti; A_{si}, donatı alanı.

(f) Seçilen ε_{ci} değeri ile σ_{ci}, beton gerilmesi bulunur. σ_{ci} yardımı ile beton basınç kuvveti, F_c hesaplanır.

$$F_c = \int_0^{x_i} b_\omega \sigma_x dx \tag{2.6}$$

F_c, beton basınç kuvvetinin genel ifadesi; b_ω, kesit gövde genişliği; σ_x, betondaki gerilme.

(g) Tüm iç kuvvetler hesaplandıktan sonra kuvvet denge denkleminin sağlanıp, sağlanmadığı kontrol edilir.

$$\Sigma F = F_c + \Sigma F_{si} = N \tag{2.7}$$

ΣF, iç kuvvetlerin toplamı; N, normal kuvvet.

(h) Eğer eşitlik sağlanmıyor ise, (b)' ye gidilerek x_i için yeni bir varsayım yapılır. Eşitlik sağlanıyor ise, sonraki adıma geçilir.

(i) Çekme donatısı ağırlık merkezine göre iç kuvvetlerin momenti alınır.

$$M_i = F_c\left(d - k_2 x_i\right) + F_{s2}\left(d - d'\right) - N\left(e + \frac{h}{2} - d'\right) \tag{2.8}$$

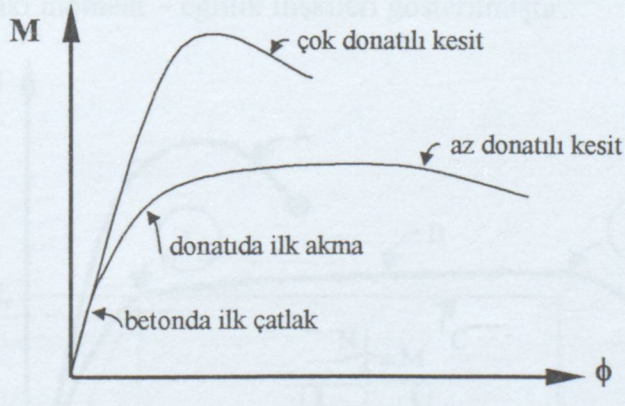
M_i, moment; k_2, betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı; d', pas payı; e, eksantrisite; h, kesit yüksekliği.

(j) (2.2) bağıntısı ile eğrilik hesaplanır. Böylece hesaplanan M_i ve ϕ_i değerleri ile, eğri üzerinde bir nokta bulunmuş olur.

(k) (a)' ya gidilerek yeni bir ε_{ci} seçilir ve işlemler tekrarlanır.

Sadece eğilme etkisi altındaki bir kesitin M–ϕ ilişkisini birçok değişken etkilemektedir. Çekme donatısı oranı, basınç donatısı oranı vb. Şekil 2.2' de eğilmeye çalışan, basınç donatısı olmayan az donatılı ve çok donatılı kesitler için M–ϕ ilişkileri verilmiştir. Az donatılı kesitte donatının aktığı noktaya kadar eğri pratik olarak lineer olmakta, donatının aktığı noktadan itibaren yaklaşık sabit kalan moment altında eğrilikte büyük artış olmaktadır. Çok donatılı kesitte ise yüksek mukavemete karşılık akma anından itibaren ani moment düşüşüyle birlikte eğrilikte fazla artış olmadan ani kırılma (gevrek kırılma) meydana gelmektedir. Bunu önlemek için kesitte kuşatma donatısı kullanılmalıdır.

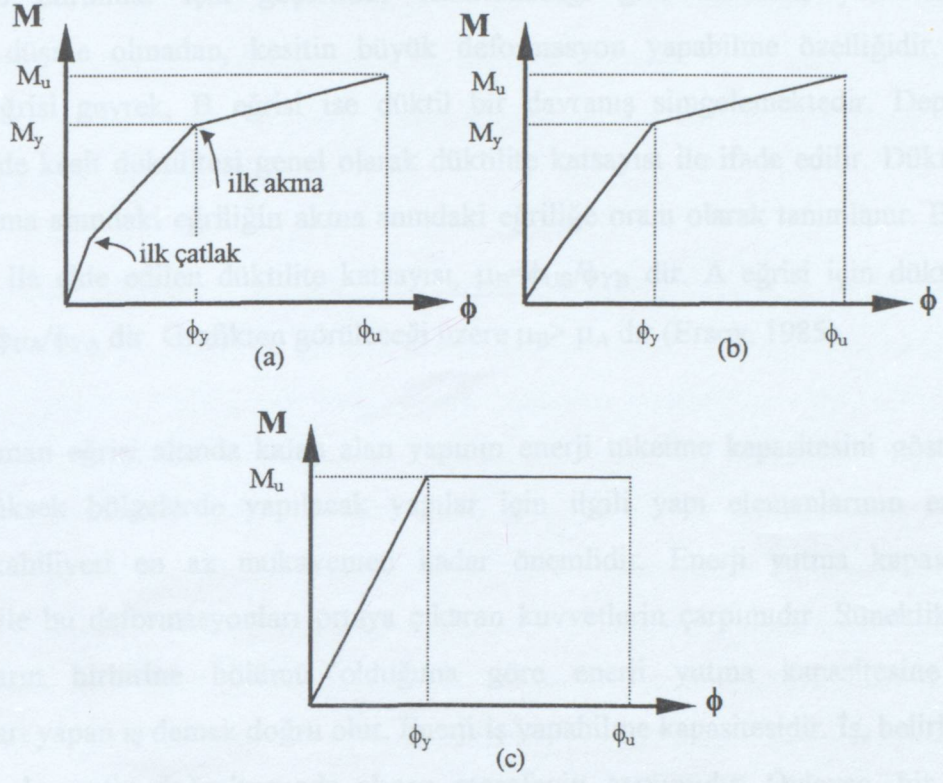
Genel olarak pratikte, kirişlerde düktil davranışı sağlamak için, çekme donatısının maksimum yüzdesi, dengeli donatı yüzdesine (ρ_b) bağlı olarak verilir. Örneğin, sehim sınırı (ρ_l), deprem sınırı ($\rho_{deprem}=0.60\rho_b$) ve düktilite sınırı ($\rho_{düktilite}=0.85\rho_b$) gibi maksimum donatı yüzdesi sınırlamaları vardır (TS 500 – 84).



Şekil 2.2 Farklı donatı yüzdelerine sahip kesitlerin M - ϕ ilişkisi

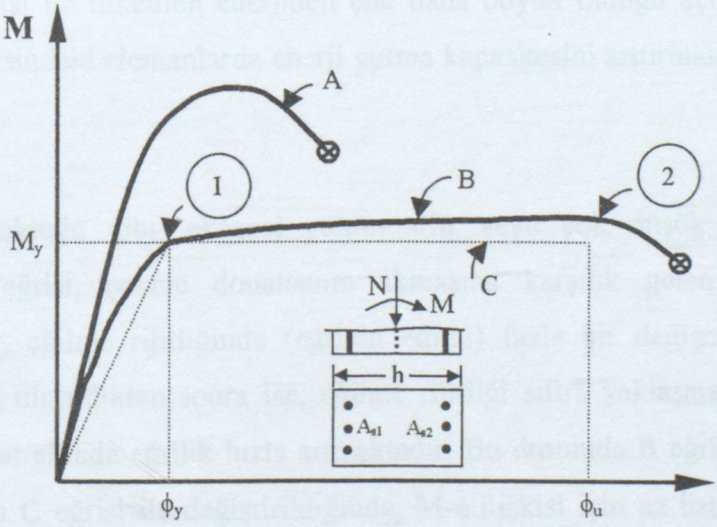
Pratik olarak kirişlerde M–ϕ ilişkisi idealize edilmiş üç doğrulu bir eğri ile verilebilir. İlk bölüm çatlamaya kadar, ikinci bölüm donatının aktığı ana kadar ve üçüncü bölüm ise son limit durumdaki deformasyona kadar olan kısımdır (Şekil 2.3a). Çoğu durumda bu ilişki

Şekil 2.3b ve Şekil 2.3c' de gösterildiği gibi alınabilir (Park ve Paulay, 1975).



Şekil 2.3 İdealize edilmiş M – ϕ ilişkileri
(a) Üç doğrulu (b) İki doğrulu (c) İki doğrulu (elasto – plastik) (Park ve Paulay, 1975)

Bileşik eğilme altındaki bir kesitin M – ϕ ilişkisi kesitteki eksenel yük düzeyine göre değişir. Şekil 2.4'de bileşik eğilme altındaki bir kesitin, yüksek ve çok düşük düzeyde eksenel yükler altındaki moment – eğrilik ilişkileri gösterilmiştir.



Şekil 2.4 Bileşik eğilme altındaki bir kesitin moment – eğrilik ilişkisi (Ersoy, 1985)

Şekildeki A eğrisi, eksenel yükün büyük, B eğrisi eksenel yükün çok düşük düzeyde (sıfıra yakın) olduğu durumlar için geçerlidir. Hatırlanacağı gibi düktilite, yük taşıma kapasitesinde düşme olmadan, kesitin büyük deformasyon yapabilme özelliğidir. Bu durumda A eğrisi gevrek, B eğrisi ise düktil bir davranış simgelemektedir. Deprem mühendisliğinde kesit düktilitesi genel olarak düktilite katsayısı ile ifade edilir. Düktilite katsayısı, kırılma anındaki eğriliğin akma anındaki eğriliğe oranı olarak tanımlanır. Buna göre B eğrisi ile elde edilen düktilite katsayısı, $\mu_B=\phi_{UB}/\phi_{YB}$ dir. A eğrisi için düktilite katsayısı, $\mu_A=\phi_{UA}/\phi_{YA}$ dir. Grafikten görüleceği üzere $\mu_B > \mu_A$ dır (Ersoy, 1985).

Yük – deplasman eğrisi altında kalan alan yapının enerji tüketme kapasitesini gösterir. Sismisitesi yüksek bölgelerde yapılacak yapılar için ilgili yapı elemanlarının enerji tüketebilme kabiliyeti en az mukavemeti kadar önemlidir. Enerji yutma kapasitesi deformasyon ile bu deformasyonları ortaya çıkaran kuvvetlerin çarpımıdır. Süneklik ise deformasyonların birbirine bölümü olduğuna göre enerji yutma kapasitesine bu deformasyonları yapan iş demek doğru olur. Enerji iş yapabilme kapasitesidir. İş, belirli bir kuvvet ile bu kuvvetin doğrultusunda alınan mesafenin çarpımıdır. Öyleyse, bir yük deplasman eğrisinin altındaki alan yapılan işe eşittir. Bu alanın büyüklüğü de enerji tüketme gücünü gösterir (Bayülke, 1989).

Çerçeve elemanları için, enerji yutmanın ölçüsü M-ϕ eğrisi altında kalan alandır. Bu durumda, düktil davranışı simgeleyen B eğrisi ile tüketilen enerjinin, gevrek davranışı simgeleyen A eğrisi ile tüketilen enerjiden çok daha büyük olduğu açıktır. Bu nedenle, bileşik eğilme etkisindeki elemanlarda enerji yutma kapasitesini arttırmak için eksenel yük düşük tutulmalıdır.

Şekil 2.4'de görüldüğü gibi, eksenel yükün sıfır veya çok düşük düzeyde olduğu durumlarda (B) eğrisi, çekme donatısının akmasına karşılık gelen M_y momentine erişilinceye kadar, eğilme rijitliğinde (eğrinin eğimi) fazla bir değişme olmamaktadır. Akma momentine ulaşıldıktan sonra ise, eğilme rijitliği sıfıra yaklaşarak, hemen hemen sabit kalan moment altında eğrilik hızla artmaktadır. Bu durumda B eğrisi, şekilde kesikli çizgiyle gösterilen C eğrisi ile değiştirildiğinde, M-ϕ ilişkisi için az hata içeren basit bir eğri elde edilmiş olur. C eğrisinde akmaya ulaşıldıktan sonra momentin sabit kaldığı kabul

edildiğinden, elasto- plastik bir malzeme davranışı elde edilmiş olmaktadır. Özetlersek, M-ϕ ilişkisi, çekme donatısının akmasına karşı gelen eğrilik ϕ_y'ye kadar doğrusal kalmakta, bu noktadan sonra artan eğrilik altında moment sabit kalmaktadır. ϕ_u'ya gelindiğinde, en dış basınç lifindeki beton ezilme birim kısalmasına ulaştığından, beton ezilmekte ve moment taşıma kapasitesi tükenmektedir.

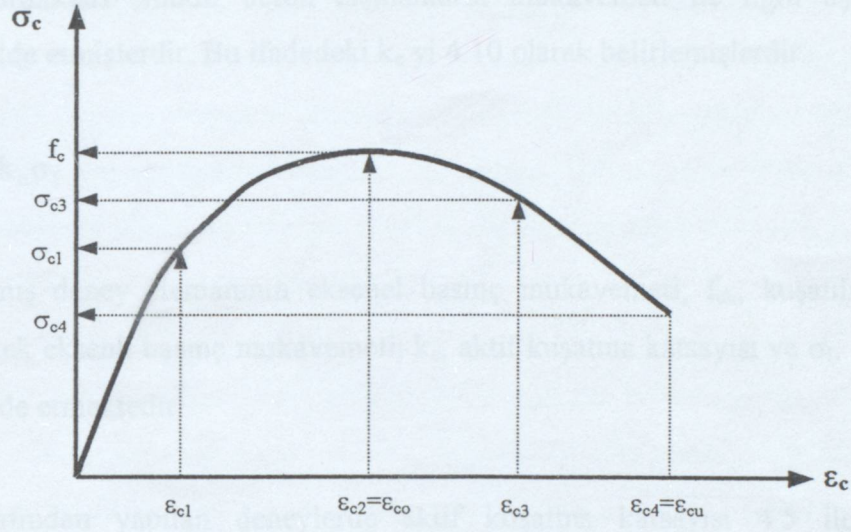
C eğrisinde 1 olarak işaretlenen noktada, sabit moment altında eğrilik veya birim dönme açısı hızla arttığından, bu davranış, mafsala benzetilebilir. Klasik mafsal ile C eğrisi ile simgelenen davranış arasındaki tek fark, klasik mafsalda momentin sıfır olması, C eğrisinin simgelediği mafsalda ise dönmenin sabit bir moment (M_y) altında olmasıdır. Bu tür bir davranışın gözlendiği kesit, yani sabit akma momenti altında eğriliğin hızla arttığı nokta, "plastik mafsal" olarak tanımlanır. Herhangi bir betonarme yapı elemanında (eksenel yükün çok düşük veya sıfır olduğu) çekme donatısı aktığında, orada plastik mafsal oluşacak ve o kesit sabit moment altında serbestçe dönebilecektir. Göçme ise ancak yapıyı veya bir elemanını mekanizmaya dönüştürecek sayıda plastik mafsal oluştuktan sonra meydana gelecektir (Ersoy, 1985).

Şekil 2.4'deki eğrilerden kolayca anlaşılacağı gibi, mühendislikte düktil kırılma tercih edilen bir davranış biçimidir. Düktil davranışa sahip elemanlardan oluşan bir sistemin çökmesi ani olmaz. Çökme oluşmadan görülecek aşırı deformasyonlar bir süre devam eder, önlem alınması veya yapıyı boşaltmak için gereken zaman bulunabilir (Ersoy, 1985).

Düktil davranış, "uyum"un oluşmasını sağlayarak, iç kuvvetlerin fazla zorlanan bir kesitten diğerine aktarılmasına olanak tanır. "Uyum", betonarmeyi diğer yapı malzemelerinden ayıran en önemli özelliklerden biridir. Uyum, fazla zorlanan bir lifin, kesitin veya elemanın, zorlamaları komşu lif, kesit veya elemana aktarabilme özelliğidir.

Liften life gerilme aktarımı olan "gerilme uyumunu" nu ele alalım. Şekil 2.5' te gösterilen beton σ–ε eğrisinden görüleceği gibi betonun ezilmesi, en büyük gerilmeye ulaşıldığında değil, en büyük birim kısalmaya (ε_{cu}) varıldığında oluşur. Beton birim kısalmasının, ε_{co}' dan ε_{cu}' ya kadar artışı sırasında gerilmede azalma olur. Bu özellik liften life gerilme aktarılması sayesinde gerçekleşir. Betonarme kesitin en dıştaki basınç lifi maksimum

gerilmeye ulaştığında, ε_{co} henüz ezilme birim kısalması ε_{cu}' ya ulaşılmamıştır. Bu durumda, en dış lifteki birim kısalma ε_{co}' dan ε_{cu}' ya doğru artarken, gerilme azalır. Gerilmedeki azalma, ancak ve ancak bu gerilmelerin başka bir life aktarılması ile mümkündür (Ersoy, 1985). Dış life göre komşu liflerdeki birim kısalmalar daha küçük olduğundan gerilme aktarımı mümkün olabilir.



Şekil 2.5 σ – ε eğrisi ve gerilme uyumu (Ersoy, 1985)

3. BETONDA KUŞATMA ETKİSİ

Betonun mukavemeti ve düktilitesi üç eksenli basınç etkisinde büyük ölçüde artış göstermektedir. Yapılan deneysel çalışmalar bu artışın enine donatı ile sağlanabileceğini göstermiştir. Eksenel basınca maruz bir silindir beton deney elemanına yanal hidrolik basınç uygulanmasına aktif kuşatma denir. Richart vd. (1929) hidrolik basınçla kuşatma etkisi oluşturdukları silindir beton elemanların mukavemeti ile ilgili aşağıdaki (3.1) bağıntısını elde etmişlerdir. Bu ifadedeki k_c yi 4.10 olarak belirlemişlerdir.

$$f_{cck} = f_{ck} + k_c \sigma_l \qquad (3.1)$$

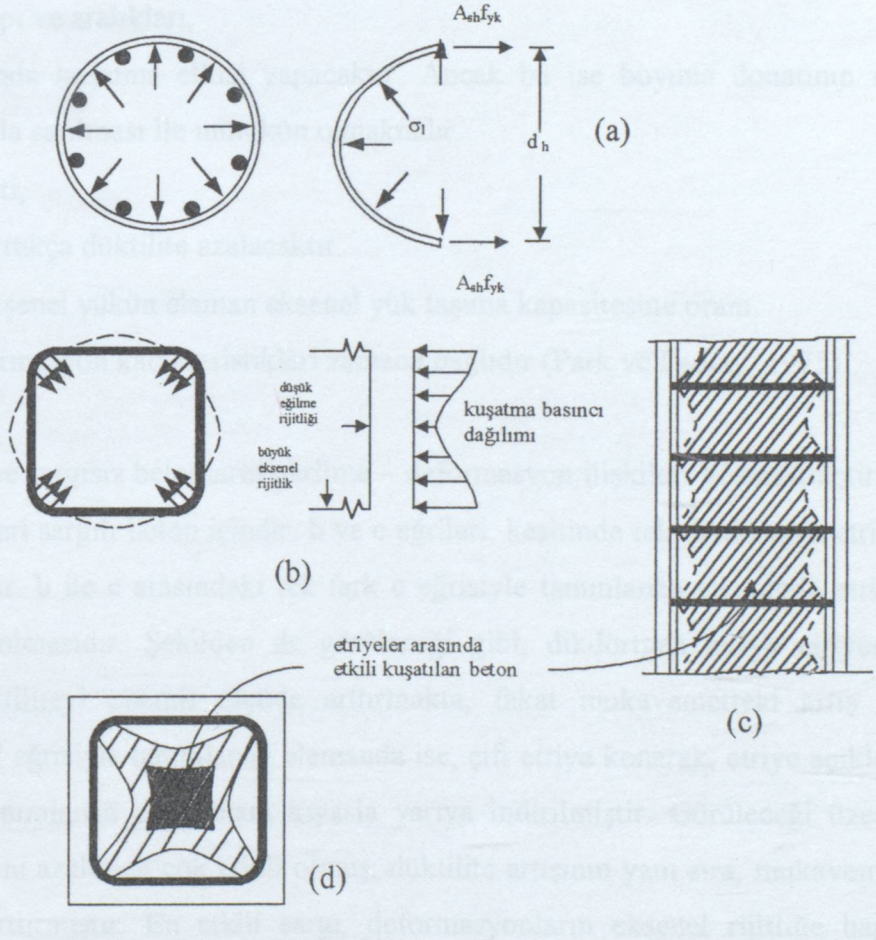
f_{cck}, kuşatılmış deney elemanının eksenel basınç mukavemeti; f_{ck}, kuşatılmamış deney elemanının tek eksenli basınç mukavemeti; k_c, aktif kuşatma katsayısı ve σ_l, aktif kuşatma basıncını ifade etmektedir.

Balmer tarafından yapılan deneylerde aktif kuşatma katsayısı 4.5 ile 7 arasında belirlenmiştir. Kuşatma katsayısının büyük değerleri, düşük yanal basınç etkisinde elde edilmektedir. Beton dayanımı arttıkça kuşatma etkisi azalmaktadır. Bu katsayının, deneysel araştırma sonuçlarına göre C50 den düşük dayanımda betonlar için 4, C50 den yüksek dayanımda betonlar için 3 alınması önerilmektedir (Gündüz, 1991).

Pratikte, betonarme elemanların birçoğunda boyuna donatıyı tüm donatı kafesi çevresi boyunca saran, enine donatı bulundurulur. Enine donatı, donatı kafesinin biçimine göre dikdörtgen şeklinde bireysel etriyelerden veya sürekli helezon şeklinde fretlerden oluşur.

Betonarme kiriş ve kolonlarda, betondaki basınç gerilmesinin düşük olduğu evrede yanal donatı hemen hemen hiç gerilme almaz. Bu evrede betonda kuşatma etkisi olmaz yani betonun davranışı aynı kalır. Gerilmeler tek eksenli basınç mukavemetine yaklaştıkça betonda kuşatma etkisi başlar. İlerleyen içsel çatlaklardan dolayı poisson etkisiyle beton genişlemeye çalışarak enine donatıya yaslanır ve enine donatıda deformasyonlar büyük değerlere ulaşır. Bu durumda, enine donatı betonun genişlemesine karşı kuşatma

etkisinde kalırlar. Bu nedenle beton kesitin önemli bir bölümünde kuşatma etkili olmaz. Şekil 3.1c' de görüleceği üzere etriye köşeleri arasında kalan taralı kısımlarda etkili kuşatma olmayacaktır. Köşelerdeki kemerlenme ile köşelerde ve göbek betonun orta bölgelerine doğru etkili kuşatma sağlanmış olur. Dikdörtgen etriyenin deformasyonu eğilme rijitliğine bağlıdır ve eğilme rijitliği de eksenel rijitlikten çok daha küçük olduğundan, bu tür etriyelerdeki deformasyonlar frete oranla çok daha büyük olacaktır. Bu olumsuz durum etriye çapı arttırılarak ve etriye aralığı küçültülerek azaltılabilir. Ayrıca, eğilme etkisinde kalan dikdörtgen etriyenin açıklığının (köşeler arasındaki uzaklık) azaltılması da sargı etkisini arttıracaktır. Bununla birlikte, dikdörtgen veya kare etriyelerle kuşatılmış betonun düktilitesinde önemli artışlar sağlanmakta ve bazı araştırmacıların gözlemlerine göre mukavemetinde de artış olabilmektedir (Gündüz, 1989).



Şekil 3.1 Dairesel fret ve dikdörtgen etriye ile kuşatma etkisi (Gündüz, 1989)

Gerilme – birim deformasyon eğrisinin şekli, büyük birim deformasyonların oluştuğu evrelerde birçok değişkenin fonksiyonudur. Kesitte büyük birim deformasyonların

oluşması kuşatmayla sağlanabildiğinden, aşağıda verilen maddeler doğrudan eğrinin şeklini etkiler ve kesitte kuşatma etkisini değiştirir.

- Enine donatı hacminin çekirdek betonunun hacmine oranı,

Enine donatı çapı büyüdükçe kuşatma basıncı artacaktır.

- Enine donatı akma mukavemeti,

Bu değer kuşatma basıncının üst limitini belirler.

- Hacimsel donatı yüzdesi,

Sık aralıklı yanal donatı kuşatma etkisini arttırır (Şekil 3.1c).

- Enine donatı çapının mesnetlenmemiş açıklığa oranı,

Enine donatıdaki yanal sehimin azalması kuşatma etkisini arttırır (Şekil 3.1d).

- Boyuna donatı çapı ve aralıkları,

Boyuna donatı betonda kuşatma etkisi yapacaktır. Ancak bu ise boyuna donatının sık aralıklı enine donatıyla sarılması ile mümkün olmaktadır.

- Beton mukavemeti,

Beton mukavemeti arttıkça düktilite azalacaktır.

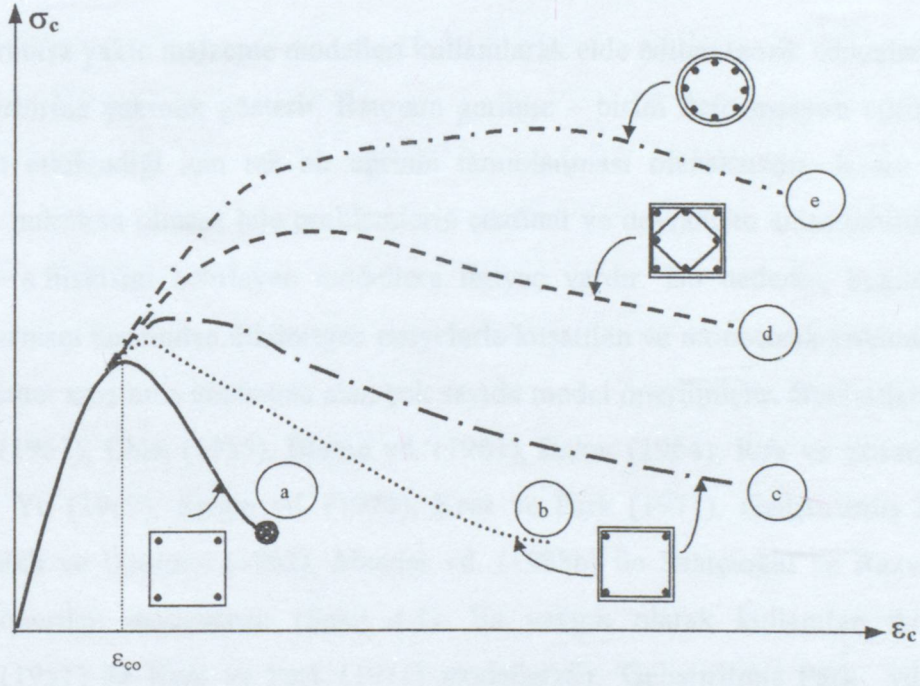
- Elemana gelen eksenel yükün eleman eksenel yük taşıma kapasitesine oranı,

Gerilme – birim deformasyon karakteristikleri zamana bağlıdır (Park ve Paulay, 1975).

Şekil 3.2' de sargılı ve sargısız betonların gerilme – deformasyon ilişkileri gösterilmiştir. a eğrisi sargısız, diğerleri sargılı beton içindir. b ve c eğrileri, kesitinde tek dikdörtgen etriye olan elemanlar içindir. b ile c arasındaki tek fark c eğrisiyle tanımlanan elemanda etriye aralığının daha sık olmasıdır. Şekilden de görüleceği gibi, dikdörtgen etriye etriyesiz duruma kıyasla düktiliteyi önemli ölçüde arttırmakta, fakat mukavemetteki artış az olmaktadır. Şekilde d eğrisiyle tanımlanan elemanda ise, çift etriye konarak, etriye açıklığı b ve c eğrileriyle tanımlanan elemanlara kıyasla yarıya indirilmiştir. Görüleceği üzere, etriye serbest açıklığını azaltmak çok etkili olmuş, düktilite artışının yanı sıra, mukavemet de önemli ölçüde arttırmıştır. En etkili sargı, deformasyonların eksenel rijitliğe bağlı olduğu dairesel frettir. Şekilde gösterilen e eğrisi bunu kanıtlamaktadır.

Şekil 3.2' de gösterilen çeşitli gerilme – birim deformasyon eğrilerinden şu sonuçlar çıkarılabilir.

- Sargı donatılı betonun gerilme – birim deformasyon ilişkisi, sargısız betonunkinden oldukça farklıdır. Kuşatma, düktilite ve mukavemeti artırdığı gibi, maksimum gerilmeye karşılık gelen ε_{co}' yu kuşatma da büyütmektedir.
- Fret en etkili sargı donatısıdır.
- Dikdörtgen etriye düktiliteyi arttırmakta, mukavemet artışı ise, ancak etriye serbest açıklığını azaltmakla (çift veya daha fazla etriye) mümkün olmaktadır.
- Etriyenin aralığı azaltıldıkça sargı etkisi, dolayısı ile düktilite artmaktadır. Etriye çapının arttırılması aynı ölçüde olmasa bile davranışı olumlu yönde etkilemektedir (Ersoy, 1985).



Şekil 3.2 Farklı sargı donatılı kesitlerin σ – ε ilişkileri (Ersoy, 1985)

4. GENEL OLARAK KULLANILAN σ – ε MODELLERİ

"Denge denklemleri" ile, "uygunluk denklemleri" arasındaki ilişki, kullanılan malzemenin gerilme – birim deformasyon diyagramlarından faydalanılarak kurulur. Çözümde hata oranı büyük çapta varsayılan malzeme davranışının, yani σ – ε ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır. Çözümü kolaylaştırmak için, deneysel çalışmalardan elde edilen σ – ε eğrileri idealize edilip, basitleştirilerek kullanılır. İdealize edilip basitleştirilen σ – ε eğrileri "matematiksel model" olarak adlandırılır.

4.1 BETON İÇİN ÖNERİLEN σ – ε MODELLERİ

Gerçek davranışa yakın malzeme modelleri kullanılarak elde edilen teorik sonuçlarla deney sonuçları birbirine yakınlık gösterir. Betonun gerilme – birim deformasyon eğrisi birçok değişkenden etkilendiği için tek bir eğrinin tanımlanması olanaksızdır. Kesin bir eğri tanımlamak mümkün olmasa bile problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için, betonun σ – ε ilişkisini belirleyen modellere ihtiyaç vardır. Bu nedenle, bugüne kadar birçok araştırmacı tarafından dikdörtgen etriyelerle kuşatılan ve monotonik yüklenen beton için mukavemet artışınıda gözönüne alan çok sayıda model önerilmiştir. Bunlardan bazıları Hognestad (1951), Chan (1955), Blume vd. (1961), Baker (1964), Roy ve Sözen (1964), Soliman ve Yu (1967), Sargın vd. (1971), Kent ve Park (1971), Geliştirilmiş Park vd. (1982), Sheikh ve Üzümeri (1982), Mander vd. (1988b) ile Saatçioğlu ve Razvi (1992) tarafından önerilen modellerdir (Şekil 4.1). En yaygın olarak kullanılan iki model, Hognestad (1951) ile Kent ve Park (1971) modelleridir. Geliştirilmiş Park vd. (1982) modeli tasarımda kullanılmaya en elverişli olan modeldir.

Hognestad (1951) tarafından önerilen modelde, σ – ε eğrisinin tepe noktasına kadar olan bölüm ikinci – derece parabol, eğimli düşen ikinci kısım ise doğrusal varsayılmıştır. Maksimum gerilme genelde beton silindir dayanımının %85 i alınmıştır ($f_c=0.85f_{ck}$). Maksimum gerilmeye karşılık olan birim kısalma, $\varepsilon_{co}=2f_c/E_c$ olarak verilmiştir. Ancak ε_{co} yaklaşık 0.002 alınabilir. Modelde beton elastisite modülü, E_c için aşağıdaki denklem verilmiştir. f_c, beton basınç mukavemeti.

$E_c=tg\alpha=126800+460f_c$ (kgf/cm^2) (4.1)

Hognestad (1951) modelinde maksimum birim kısalma 0.0038 ile sınırlandırıldığından, kuşatılmış kesitler için uygun değildir. Chan (1955) tarafından lineer artan 3 doğrulu bir model önerilmiştir. Bu eğrinin OAB bölümü kuşatılmamış beton davranışına benzemektedir. Eğrinin BC bölümünün şekli yanal kuşatma etkisine bağlıdır. Chan gibi Blume'da vd. (1961) lineer artan 3 doğrulu eğriyi kullanmıştır. Eğrinin OA bölümü kuşatılmamış beton davranışına benzemektedir ve $0.85f_{ck}$ ya kadar uzanmaktadır. ABC bölümü yanal donatının akma dayanımına ve cinsine bağlıdır ve bazen bu bölüm tek bir düz doğru ile değiştirilebilir. Baker (1964), maksimum gerilmeye kadar parabol, sonra yanal donatı sınıfı ve deformasyon özelliğine bağlı olarak devam eden yatay bir doğrudan oluşan bir model önermiştir. Roy ve Sözen (1964) iki doğrulu bir eğri önermiştir. Maksimum gerilmeye kadar artan bir doğru ve daha sonra gerilmenin, maksimum gerilmenin yarısına düştüğü andaki ε_{50} deformasyonuna kadar azalan bir doğru ile belirlenmiştir. Eğrinin ikinci kısmındaki eğim yanal donatı sınıfına bağlıdır. Soliman ve Yu (1967) tarafından önerilen modelin ilk bölümü parabol, sonra yatay devam eden doğru ve lineer azalan doğrudan ibarettir. Kritik noktalardaki gerilme ve kısalmalar yanal donatı sınıfı, donatı aralığı ve kuşatılan alana bağlıdır. Sargın, sürekli devam eden bir eğri ve buna bağlı genel bir eğri denklemi önermiştir. Bu eğrinin özellikleri, donatı sınıfına, donatı aralığına, yanal donatının akma mukavemetine ve beton mukavemetine bağlıdır.

Mevcut temel deneysel kanıtlara göre, Kent ve Park (1971), dikdörtgen etriyelerle kuşatılan beton için σ-ε eğrisi önermiştir. Bu eğri, daha önce önerilen modellerdeki önemli özelliklerin tümünü birleştirmektedir. Eğrinin AB bölümü maksimum gerilmeye kadar parabol, BC bölümü azalan lineer bir doğrudur. Eğrinin AB bölümünün şekline kuşatma donatısının etkisinin olmadığı varsayılmıştır. Yapılan deneysel çalışmaların bir kısmında dikdörtgen etriye ile kuşatmanın mukavemeti arttıracağı gözlenmiştir. Bununla birlikte, Roy ve Sözen'in (1964) yaptıkları deneylere göre mukavemet artışının olmadığı gözlenmiştir. Geliştirilmiş Park vd. (1982) modelinin farkı kuşatma etkisinden dolayı mukavemet artışı gözönüne alınmakta ve maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyon kuşatma etkisiyle artmaktadır. Sheikh ve Üzümeri (1982) tarafından önerilen model Soliman ve Yu (1967) tarafından önerilen modele benzemektedir. Mander vd.

(1988b) tarafından önerilen modelde kuşatma etkisiyle artan mukavemet ve birim deformasyonların artışı gözönüne alınmıştır. Saatçioğlu ve Razvi (1992) tarafından önerilen model iki kısımdan oluşmaktadır. Birinci kısım parabol olup yükselen bir kısım, ikinci kısım azalan bir doğrudur. Önerilen modelde kuşatma etkisi yok sayılırsa Hognestad (1951) tarafından önerilen model elde edilir.

Mander vd. tarafından 1984' ten bu yana kuşatılmış betonun gerilme - birim deformasyon davranışını belirleyebilmek için yapılan deneysel çalışmalar mevcuttur. Bu çalışmalar 1/3 ve 1/1 ölçekli dairesel, dikdörtgen ve kare kesitli, farklı donatılı, monotonik, statik ve dinamik eksenel basınç etkisinde kuşatılmış kolonlarla yapılmıştır. Uygulanan eksenel basınç birim boy değişimi oranı 0.0167 / saniye'ye kadar çıkarılmıştır. Karşılaştırma sonuçları şöyle özetlenmiştir (Mander vd., 1988a; 1988b).

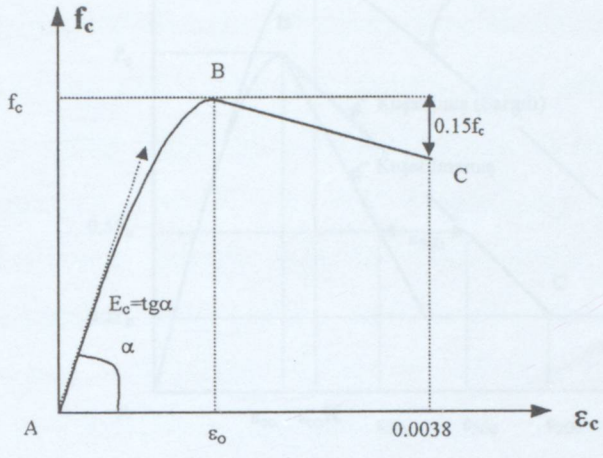
- Dikdörtgen ve dairesel kolonlar için gerilme – deformasyon eğrisini etkileyen en önemli parametre kuşatma donatısı miktarıdır. Kuşatma donatısı hacimsel oranı arttıkça dayanım artmakta ve eğrinin azalan ikinci bölümünün eğimi düşmektedir. Bu durum analitik model ile çok iyi uyuşmaktadır.
- Enine donatının konfigürasyonunun etkisi kuşatma etkisi katsayısı K_e ile belirlenebilir.K_e dikdörtgen perde duvar kesitleri için 0.40-0.70, dairesel kolonlar için 0.89-1.00 arasında değişmektedir.
- Analitik olarak da belirlendiği gibi, spiral donatı ile sarılmış dairesel kolonların performansı dikdörtgen veya kare kesitli kolonlara oranla daha iyidir. Bu olgu, sargı donatısı hacimsel oranı belli kesitler için hem mukavemet artışı yönünden hem de betonun maksimum birim kısalması yönünden oldukça açıktır.
- Aynı ekip tarafından önerilen analitik model ile çeşitli kuşatma donatısı oranlarında dairesel, kare veya dikdörtgen kolonların davranışı çok iyi tahmin edilebilmektedir.

Benzer deneysel çalışmalar Sheikh ve Üzümeri (1980) tarafından da yapılmıştır. Dikdörtgen etriyeli kolonlarda yapılan deneysel çalışma ve kuşatılmış betonun gerilme – birim deformasyon davranışını tahmin edebilmek için geliştirilen analitik bir model verilmektedir. Her iki çalışmadan elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Deneysel çalışmada 305x305 mm^2 enkesitli ve 1960 mm boyunda 24 adet betonarme kolon

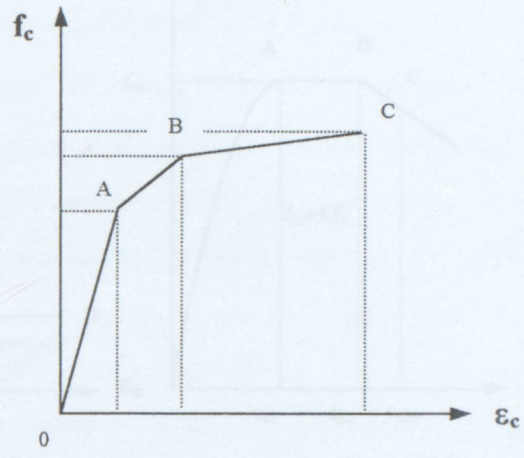
monotonik eksenel basınç altında test edilmiştir. Etriye yerleşim şekli ve etriye aralığının sonuçları nasıl değiştirdiği araştırılmıştır. Sonuçlar aşağıda özetlenmiştir (Sheikh ve Üzümeri, 1980).

- Dikdörtgen sargı donatıları elemanın mukavemetini ve düktilitesini arttırmaktadır; deneysel çalışmada %70 oranında mukavemet artışı rapor edilmektedir.
- Kolon kesitine simetrik dağıtılmış boyuna donatılar ve bunu saran yanal donatılar çekirdek betonun mukavemet ve düktilitesini arttırmaktadır.
- Enine donatıda aynı hacimsel donatı oranını korumak koşuluyla etriye aralıkları azaltıldıkça betonda mukavemet ve düktilite artar.

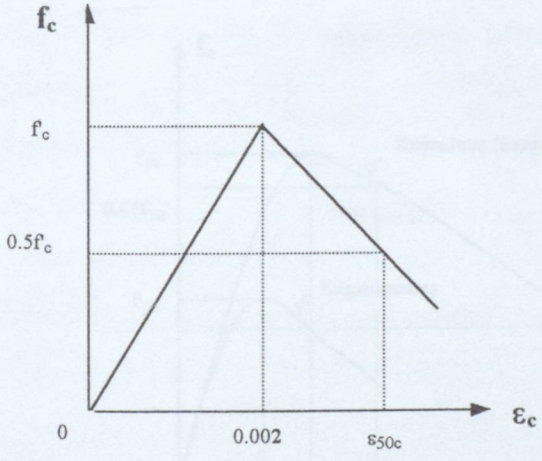
Farklı enine donatı oranlarına sahip kolonların süneklikleri üzerine yapılan deneysel çalışmalardan biri de Weng ve Bao-Min (1984) tarafından yapılmıştır. 14 adet çeşitli çift etriyeli kolon tekrarlı eksenel yüklemeye tabi tutulmuştur. Kolon düktilitesini hesaplamak için ampirik bir formül önerilmektedir. Sonuç olarak dikdörtgen kesitlerde çift etriyelerin kolon düktilitesini daha çok arttırdığı; önerilen ampirik formül ile yapılan düktilite hesabından elde edilen sonuçlar ile deneylerden elde edilen sonuçların uyum gösterdiği belirtilmektedir.



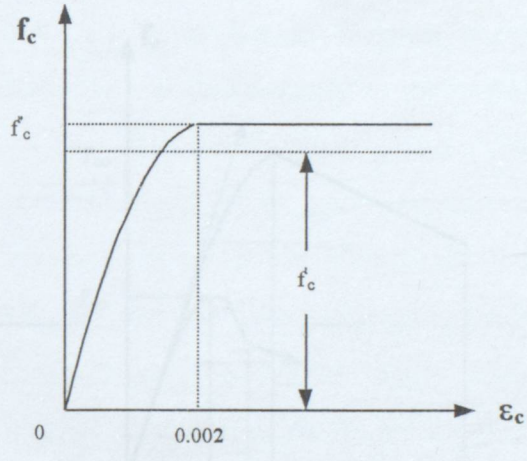
Hognestad (1951)



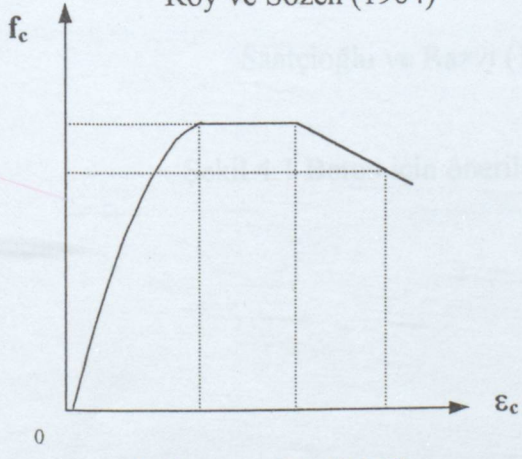
Chan (1955) ve Blume (1961)



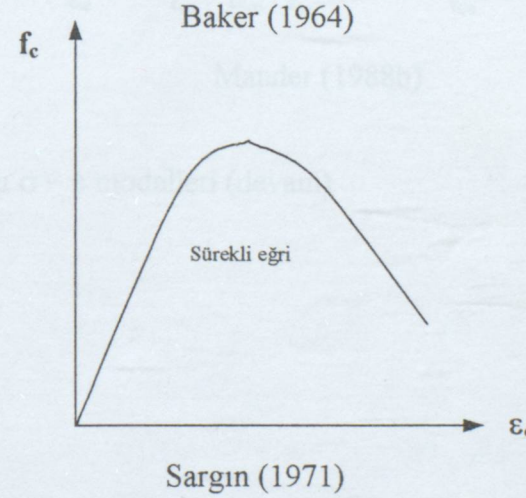
Roy ve Sözen (1964)



Baker (1964)

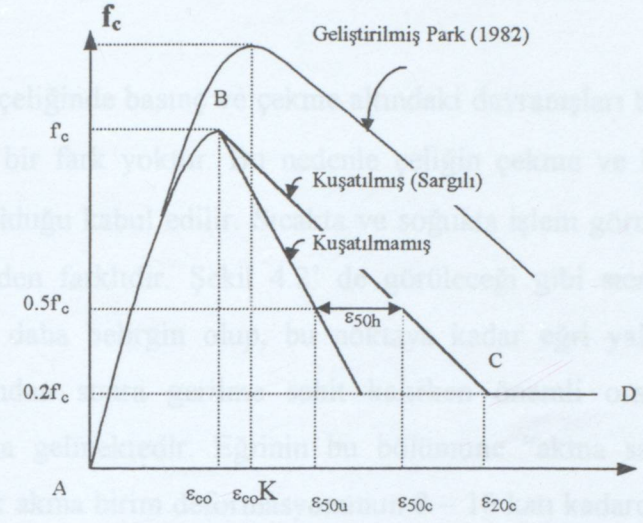


Soliman ve Yu (1967)

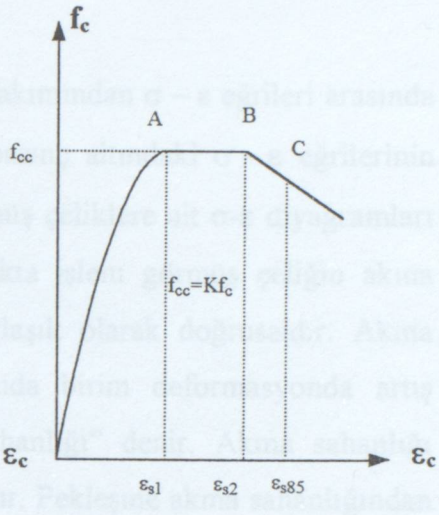


Sargın (1971)

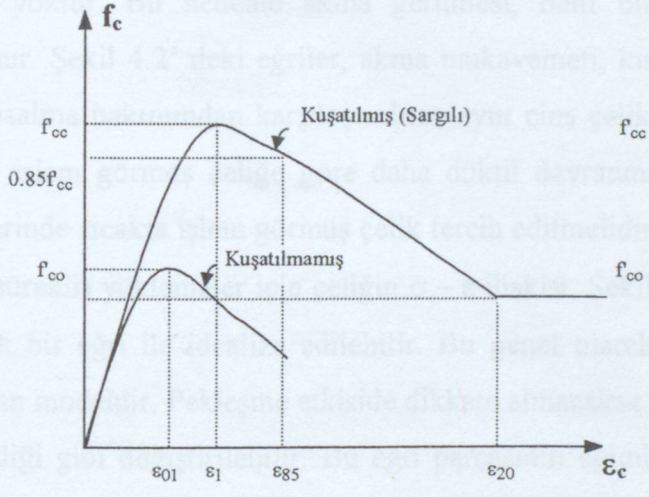
Şekil 4.1 Beton için önerilen bazı σ – ε modelleri



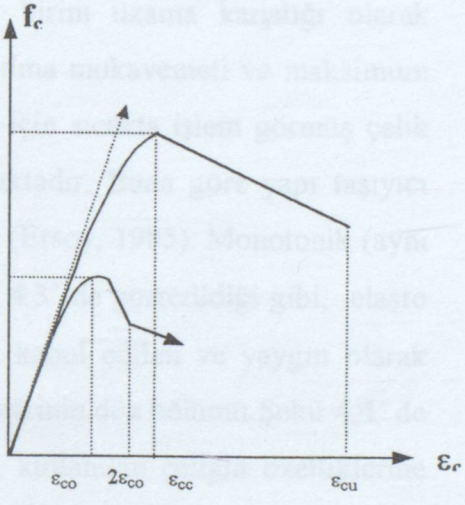
Kent ve Park (1971)



Sheikh ve Üzümeri (1982)



Saatçioğlu ve Razvi (1992)

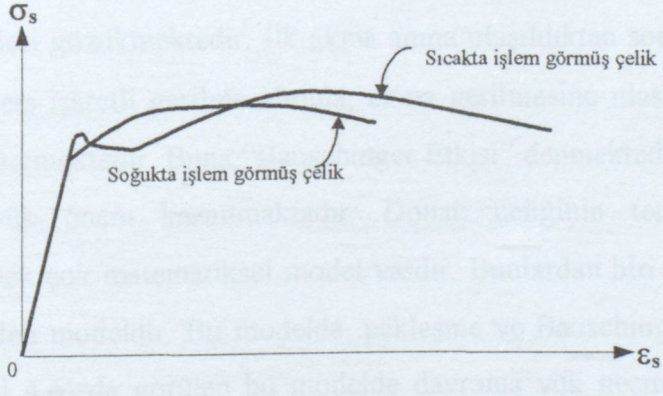


Mander (1988b)

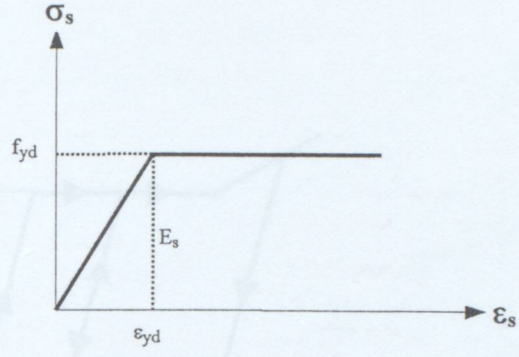
Şekil 4.1 Beton için önerilen bazı σ – ε modelleri (devam)

4.2 ÇELİK İÇİN ÖNERİLEN σ – ε MODELLERİ

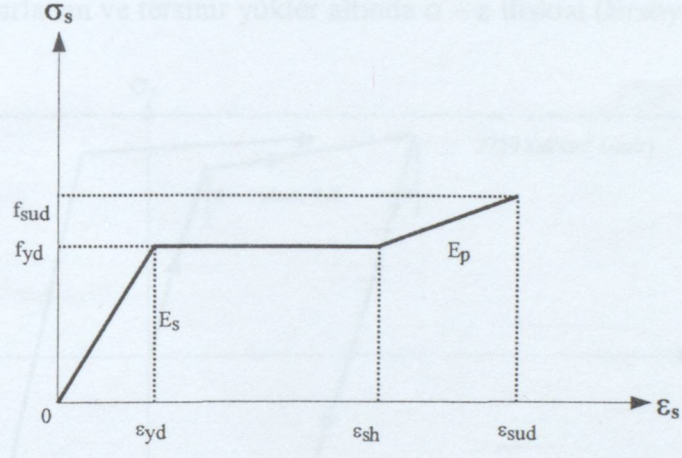
Donatı çeliğinde basınç ve çekme altındaki davranışları bakımından σ – ε eğrileri arasında önemli bir fark yoktur. Bu nedenle çeliğin çekme ve basınç altındaki σ – ε eğrilerinin özdeş olduğu kabul edilir. Sıcakta ve soğukta işlem görmüş çeliklere ait σ-ε diyagramları birbirinden farklıdır. Şekil 4.2' de görüleceği gibi sıcakta işlem görmüş çeliğin akma noktası daha belirgin olup, bu noktaya kadar eğri yaklaşık olarak doğrusaldır. Akma noktasından sonra gerilme sabit kalırken önemli oranda birim deformasyonda artış meydana gelmektedir. Eğrinin bu bölümüne "akma sahanlığı" denir. Akma sahanlığı yaklaşık akma birim deformasyonunun 8 – 10 katı kadardır. Pekleşme akma sahanlığından sonra başlamakta ve gerilme artmaktadır. Soğukta işlem görmüş çeliğin belirli bir akma noktası yoktur. Bu nedenle akma gerilmesi, belli bir birim uzama karşılığı olarak tanımlanır. Şekil 4.2' deki eğriler, akma mukavemeti, kırılma mukavemeti ve maksimum birim kısalma bakımından karşılaştırılırsa aynı cins çelik için sıcakta işlem görmüş çelik soğukta işlem görmüş çeliğe göre daha düktil davranmaktadır. Buna göre yapı taşıyıcı sistemlerinde sıcakta işlem görmüş çelik tercih edilmelidir (Ersoy, 1985). Monotonik (aynı yönde, sürekli) yüklemeler için çeliğin σ – ε ilişkisi, Şekil 4.3' de gösterildiği gibi, elasto – plastik bir eğri ile idealize edilebilir. Bu genel olarak kabul edilen ve yaygın olarak kullanılan modeldir. Pekleşme etkiside dikkate alınacaksa eğrinin düz bölümü Şekil 4.4' de gösterildiği gibi değiştirilebilir. Bu eğri parçasının eğimi, kullanılan çeliğin özelliklerine göre deneysel yollarla belirlenmelidir (Gündüz, 1988a, 1990).



Şekil 4.2 Sıcakta ve soğukta işlem görmüş çelik için σ – ε ilişkisi (Ersoy, 1985)

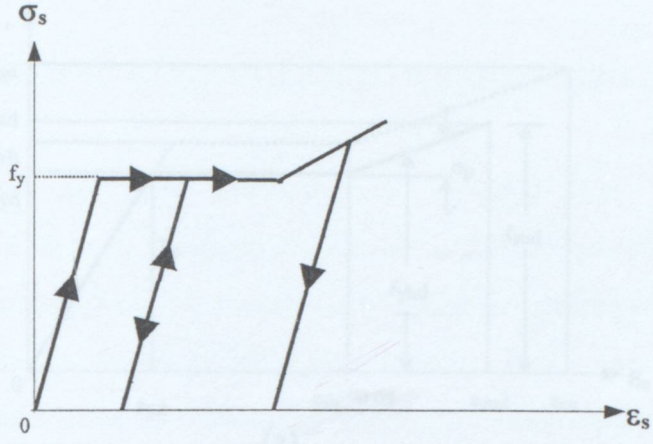


Şekil 4.3 Donatı çeliği için elasto – plastik davranış modeli (CEB/FIB, 1978)

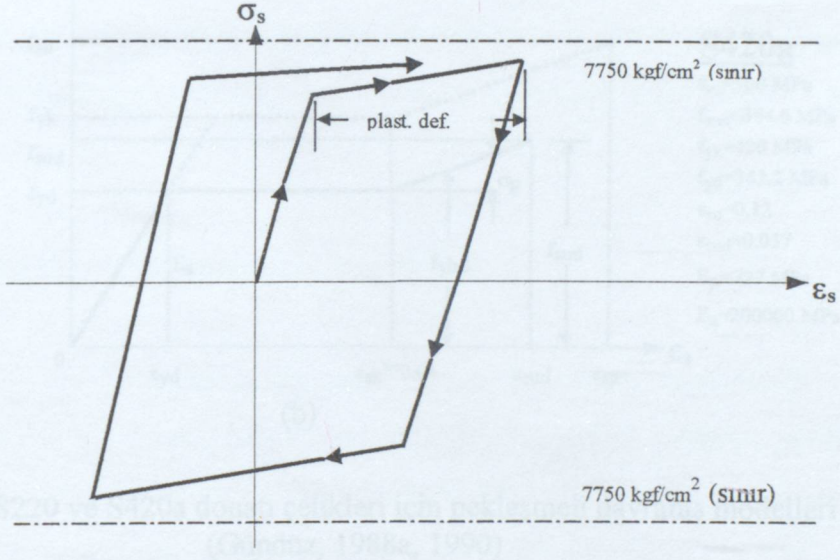


Şekil 4.4 Pekleşme etkisininde dikkate alındığı davranış modeli (Gündüz, 1988a, 1990)

Tersinir yükler altında (deprem gibi) gerilme işaret değiştirdiğinde, çelik davranışında önemli değişiklikler olmaktadır. Şekil 4.5' de tekrarlanan ve tersinir yükler altında elde edilen $\sigma - \varepsilon$ ilişkileri gözükmektedir. İlk akma anına ulaşıldıktan sonra yüklemenin yönü değiştirildiğinde, ters işaretli gerilme altında, akma gerilmesine ulaşılmadan, $\sigma - \varepsilon$ eğrisi doğrusallığını kaybetmektedir. Buna "Bauschinger Etkisi" denmektedir. Bu etki nedeni ile yük geçmişi büyük önem kazanmaktadır. Donatı çeliğinin tersinir yük altındaki $\sigma - \varepsilon$ ilişkisi için pek çok matematiksel model vardır. Bunlardan biri de Aktan vd. (1973) tarafından geliştirilen modeldir. Bu modelde, pekleşme ve Bauschinger etkileri gözönüne alınmaktadır. Şekil 4.6' da görülen bu modelde davranış yük geçmişine bağlı olup her yükleme – boşaltma evresinde pekleşmeyi ifade eden çizginin eğimi sabit değildir (Aktan vd., 1973).

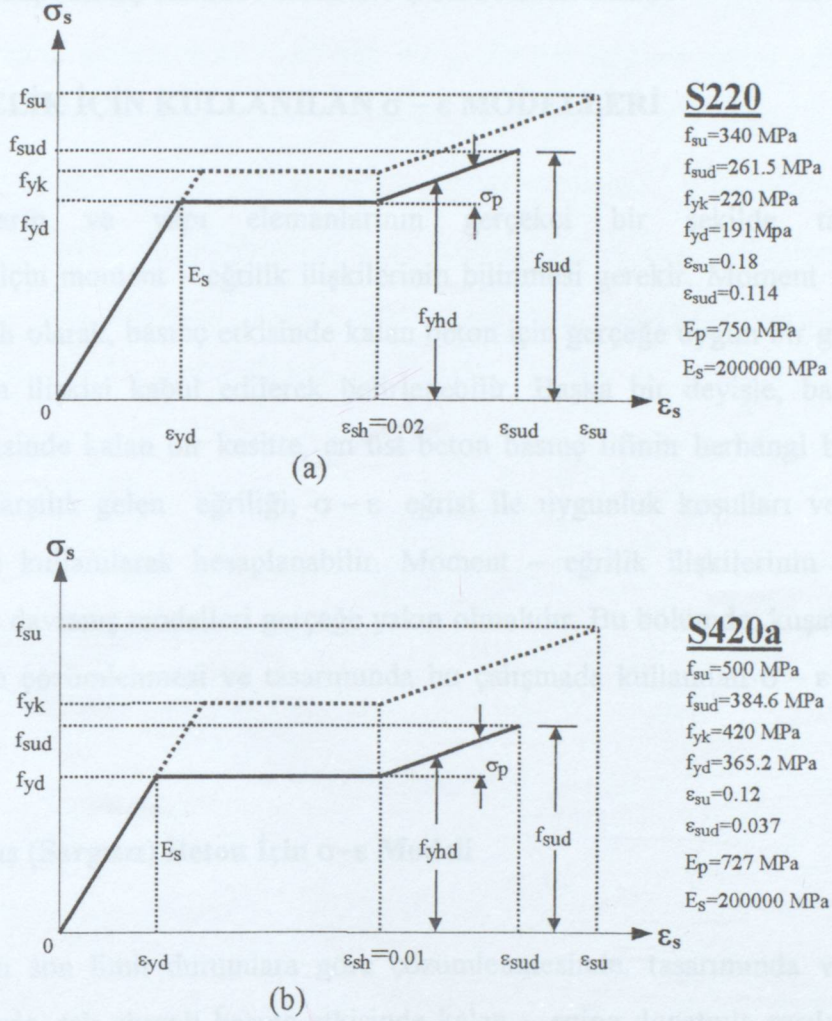


Şekil 4.5 Çeliğin tekrarlanan ve tersinir yükler altında σ – ε ilişkisi (Ersoy, 1985)



Şekil 4.6 Pekleşme ve Bauschinger etkilerinide içeren yükleme – boşaltma eğrisi (Aktan vd., 1973)

Donatı çeliği için idealleştirme ve tasarımda kullanılmaya elverişli modeller geliştirilmiştir. Monotonik uygulanan eksenel çekme ve basınç için yaygın olarak kullanılan model Şekil 4.7' de görülmektedir. Bu model, elastik davranışı temsil eden yükselen bir doğru ve plastik davranışı temsil eden yatay bir doğrudan oluşmaktadır. Modelde, pekleşme etkisi, doğrunun bittiği nokta olan pekleşme sınır deformasyonundan, ε_{sh}, itibaren yükselen bir doğru ile temsil edilmektedir.



Şekil 4.7 S220 ve S420a donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri (Gündüz, 1988a, 1990)

f_{su}, donatı çeliği maksimum kopma mukavemetinin karakteristik değeri; f_{sud}, donatı çeliği maksimum kopma gerilmesi; f_{yk}, donatı çeliği karakteristik akma mukavemeti; f_{yd}, donatı çeliği hesap akma mukavemeti; f_{yhd}, donatı çeliği pekleşmeli hesap akma mukavemeti; σ_p, donatı çeliği pekleşme gerilmesi; ε_{sh}, donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu; ε_{su}, donatı çeliği maksimum birim deformasyonun karakteristik değeri; ε_{sud}, donatı çeliği maksimum kopma deformasyonu; E_p, donatı çeliği plastik modülü; E_s, donatı çeliği elastisite modülü.

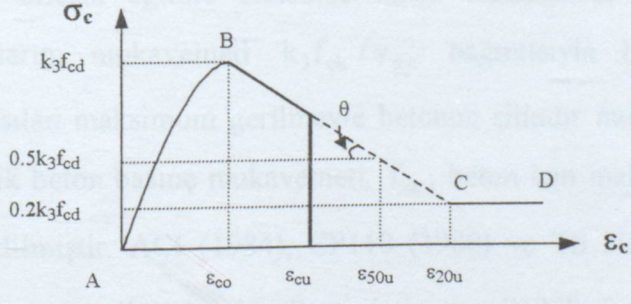
5. KUŞATILMAMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ

5.1 BETON ve ÇELİK İÇİN KULLANILAN σ – ε MODELLERİ

Betonarme yapıların ve yapı elemanlarının gerçekçi bir şekilde tasarlanıp çözümlenebilmesi için moment – eğrilik ilişkilerinin bilinmesi gerekir. Moment – eğrilik ilişkileri ise, duyarlı olarak, basınç etkisinde kalan beton için gerçeğe uygun bir gerilme – birim deformasyon ilişkisi kabul edilerek belirlenebilir. Başka bir deyişle, basit yada bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitte, en üst beton basınç lifinin herhangi bir birim deformasyonuna karşılık gelen eğriliği; σ – ε eğrisi ile uygunluk koşulları ve kuvvet denge denklemleri kullanılarak hesaplanabilir. Moment – eğrilik ilişkilerinin temelini oluşturan malzeme davranış modelleri gerçeğe yakın olmalıdır. Bu bölümde, kuşatılmamış (sargısız) kesitlerin çözümlenmesi ve tasarımında bu çalışmada kullanılan σ – ε modeli açıklanmıştır.

5.1.1 Kuşatılmamış (Sargısız) Beton İçin σ–ε Modeli

Yapısal sistemlerin son limit durumlara göre çözümlenmesinde, tasarımında ve teorik amaçlı araştırmalarda, tek eksenli basınç etkisinde kalan – enine donatıyla sarılmamış – beton için σ–ε ilişkisinin, maksimum gerilmeye kadar bir parabol ve bu noktadan itibaren azalan bir doğru ile tanımlamak uygun yaklaşım kabul edilmektedir (CEB, 1983; Kent ve Park, 1971). Hesaplarda eğrinin AB bölümü ikinci – derece parabol, alçalan BC bölümü doğru kabul edilmiş ve eğri, etkili maksimum birim kısalma ε_{cu} ile sınırlandırılmıştır (Şekil 5.1).



Şekil 5.1 Kuşatılmamış beton için σ – ε davranış modeli (Kent ve Park, 1971)

Deneysel çalışmalar, birim kısalmaların çok büyük olduğu evrede beton gerilmesinin maksimum beton gerilmesinin %20' sine eşit bir gerilmeye düşebileceğini göstermiştir (Kent ve Park, 1971). Betondaki gerilmenin, maksimum gerilmenin %20' sine ($0.20k_3f_{cd}$) düştüğü birim kısalmada (ε_{20u}) alçalan doğru sınırlandırılmıştır. Maksimum tasarım mukavemeti, k_3f_{cd}, maksimum gerilmedeki birim kısalma, ε_{co} ve alçalan doğrunun eğimi ile ilgili parametre, ψ dir. Bu parametrelere ve σ–ε ilişkisinde tanımlanan kabullere göre eğriyi tanımlayan denklemler aşağıdaki gibi olur (Gündüz, 1985).

AB bölümü için ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}$):

$$\sigma_c = k_3 f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right] \tag{5.1}$$

BC bölümü için ($\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20u}$):

$$\sigma_c = k_3 f_{cd}\left[1 - \psi(\varepsilon_c - \varepsilon_{co})\right] \tag{5.2}$$

CD bölümü için ($\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20u}$):

$$\sigma_c = 0.20k_3 f_{cd} \tag{5.3}$$

Denklemlerin içerdiği parametrelerle ilgili kabuller ve bunların irdelenmesi;

– Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan elemanlarda kuşatılmamış beton için maksimum tasarım mukavemeti k_3f_{ck}/γ_{mc} bağıntısıyla belirlenir. Burada, deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran, k_3, karakteristik beton basınç mukavemeti, f_{ck}, beton için malzeme güvenlik katsayısını γ_{mc} ile ifade edilmiştir. ACI (1984), CP110 (1980) ve TS 500-84 standartları ile CEB (1988) model yönetmeliğinde, idealleştirilmiş σ–ε ilişkileri ve eşdeğer beton basınç gerilmeleri için k_3=0.85 kabul edilmektedir. Deneysel verilere göre, duyarlı modeller için,

ihtiyatlı bir yaklaşımla $k_3 = 1$ alınabilir (CEB, 1988; Hognestad, 1955; Kent ve Park, 1971). Betona ilişkin kısmi güvenlik katsayısı, $\gamma_{mc} = 1.50$ alınmaktadır. Gereken durumlarda bu değer, karakteristik mukavemete ilişkin riske, yapısal göçme riskine ve betonun varyasyon katsayısına göre olasılıksal yolla tahmin edilebilir.

- Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma, ε_{co}; betonun ortalama basınç mukavemetine, varyasyon katsayısına, yükleme hızına ve birim deformasyon dağılımının eğimine bağlıdır. ε_{co}, (5.1) denkleminin türevi alınarak bulunur, $\varepsilon_{co} = 2k_3 f_{cd} / E_c$. Pratik olarak, tüm beton sınıfları için ε_{co} birim kısalmasının değeri 0.002 (Kent ve Park, 1971; Park ve Paulay, 1975) yada 0.0022 (CEB, 1988) kabul edilebilir.
- Eğrinin alçalan BC bölümünün eğimi beton mukavemeti arttıkça büyür. Bu eğim, betondaki gerilmenin maksimum mukavemetin yarısına düştüğü zaman oluşan ve deneysel verilere göre aşağıda verilen (5.4) bağıntısıyla hesaplanabilen ε_{50u}, birim kısalmasıyla belirlenebilir (Kent ve Park, 1971; Park vd., 1982).

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 k_3 f_{cd}}{145 k_3 f_{cd} - 1000} \qquad (5.4)$$

Bu kısa – süreli yüklemeler içindir. Uzun – süreli yüklemede alçalan doğrunun eğimi küçülür; ε_{50u} kısalması büyür (Rüsch, 1960). Uygulamada betonun uzun – süreli yükleme etkisinde kaldığı gözönünde bulundurularak, ε_{50u} kısalmasının f_{ck} yerine $k_3 f_{cd}$ veya f_{cd} ($k_3 = 1$) mukavemetine göre belirlenmesi uygun yaklaşım kabul edilir.

BC doğrusunun eğimi bir ψ parametresiyle ifade edilebilir.

$$tg\theta = \frac{k_3 f_{cd} - 0.50 k_3 f_{cd}}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}$$

$$\psi = \frac{tg\theta}{k_3 f_{cd}} = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} \qquad (5.5)$$

– Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitin çözümlenmesi ve tasarımında, en dış beton basınç lifi için kabul edilen etkili maksimum birim kısalma, ε_{cu}; kesitin son limit eğriliğini ve dolayısıyla plastik mafsal plastik dönme kapasitesini belirleyen önemli bir değişkendir. TS 500-84' te tüm beton sınıfları için ε_{cu}, 0.003 kabul edilmiştir. Etkili birim kısalma, beton mukavemeti arttıkça azalır. Bu nedenle CEB (1988)' de çeşitli beton sınıfları için Tablo 5.1' de verilen değerlerin kullanılması önerilmektedir.

Tablo 5.1 CEB (1988)' e göre ε_{cu} değeri

Beton sınıfı →	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
ε_{cu}	0.0043	0.0036	0.0033	0.003	0.0028	0.0026	0.0024

Bu değerler model yönetmelikte kabul edilen σ–ε ilişkisinde, betondaki gerilmenin ortalama mukavemetin yarısına ($0.50f_{cm}$) düştüğü zaman oluşan birim kısalmalardır. Deneysel veriler gözönünde bulundurularak etkili birim kısalma üst sınırının 0.004 alınması önerilmektedir.

5.1.2 Çelik İçin σ – ε Modeli

Donatı çeliğinin monotonik ve çevrimsel (tekrarlanan ve yön değiştiren) eksenel yükler altındaki davranışına ilişkin tasarımda ve araştırmada kullanılabilecek çeşitli modeller önerilmiştir (CEB, 1983; Ersoy, 1985).

Monotonik yükler için genellikle kabul edilen ve mukavemet hesaplarında yaygın olarak kullanılan bir davranış modeli Şekil 4.3' de gösterildiği gibidir. Elasto – plastik davranışı simgeleyen ve iki doğruyla idealleştirilmiş modelde, elastik davranış yükselen doğruyla, plastik davranış yatay bir doğruyla temsil edilmiştir (CEB/FIP, 1978; CEB, 1988).

Betonarme kesitlerin son limite göre tasarımında ve moment kapasitelerinin belirlenmesinde, donatıdaki pekleşme nedeniyle oluşan mukavemet artışı genellikle dikkate alınmaz. Mukavemet hesapları bakımından bu, güvenilir bir kabuldur.

Fakat, limit tasarımda ve deprem tasarımında kesit son limit eğriliklerinin, pekleşme dikkate alınmadan hesaplanması ihtiyatlı bir yaklaşım olmaz. Çünkü, ε_{sh} pekleşme birim deformasyonundan daha büyük birim deformasyon için donatı çeliğinin f_{yd} akma hesap mukavemeti, σ_p pekleşme gerilmesi kadar artar, pekleşmeli akma mukavemeti $f_{yhd} = f_{yd} + \sigma_p$ olur. Kesitin, f_{yhd} mukavemetine göre hesaplanan x_{uh} tarafsız eksen derinliği f_{yd} mukavemetine göre hesaplanan tarafsız eksen derinliğinden büyük olur; $x_{uh} > x_u$ (h, pekleşme indisi). Çekme kuvvetinin artmasından dolayı pekleşmeli durumda tarafsız eksen derinliği daha da büyür. Dolayısıyla, kesitin pekleşmeli son limit eğriliği ($\phi_{uh} = \varepsilon_{cu} / x_{uh}$), pekleşmesiz eğrilikten ($\phi_u = \varepsilon_{cu} / x_u$) küçüktür. Bu durumda, son limit eğriliklerinin fonksiyonu olan plastik mafsal plastik dönme kapasitelerinin ve kesit düktilitelerinin pekleşmesiz eğriliklere göre hesaplanması, bunların olduğundan büyük tahmin edilmesine neden olur (Gündüz, 1988a, 1990). Böylece, pekleşme dikkate alınmadan yapılan hesaplamalar limit tasarımın ve deprem tasarımının güvenilirliğini azaltır.

Bu sebeple bu çalışmada, donatı çeliğinin pekleşmeli davranışını tanımlayan ve tasarım için geliştirilen $\sigma - \varepsilon$ modeli kullanılmıştır. Bu model, pekleşmesiz modeldeki yatay üst bölüm, ε_{sh} pekleşme sınır deformasyonundan sonra, pekleşmeyi ifade eden ve doğrusal artan bir bölümle değiştirilerek oluşturulmuştur.

Genel olarak üç – doğrulu tanımlanan pekleşmeli davranış, pekleşmenin akmayla başlaması durumunda ($\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{yd}$), iki yükselen doğrulu $\sigma - \varepsilon$ ilişkisiyle gösterilir. Modelde, pekleşmeyi temsil eden bölümün eğimi, plastiklik modülü, E_p, simgesiyle tanımlanmıştır (Şekil 4.4).

$$E_p = \frac{f_{su} - f_{yk}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \tag{5.6}$$

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) E_p = f_{yd} + \sigma_p \leq f_{sud} \tag{5.7}$$

f_{yhd} değeri ilgili çeliğin son limit tasarım mukavemeti, f_{sud}' dan küçük ya da en fazla ona eşit olmalıdır. f_{sud}, ekstrem mukavemet olduğundan belirlenmesinde çok duyarlı ve güvenli tarafta kalınmalıdır. Stokastik ve matematiksel model belirsizlikleri göz önünde tutularak saptanmalıdır. Stokastik model belirsizliği, donatı çeliğine ilişkin kısmi güvenlik katsayısının, γ_{ms}, arttırılmış değeri, γ'_{ms}, kullanılarak hesaba katılabilir. Matematiksel model belirsizliği ise olasılıksal yolla tahmin edilebilir. γ_{ilave}, çelik için ilave malzeme güvenlik katsayısı.

$$f_{sud} = \frac{f_{su}}{\gamma'_{ms}\gamma_{ilave}} \tag{5.8}$$

$\gamma_{ms} = 1.16$ ve $\gamma'_{ms} = 1.19$ bulunur. $\gamma_{ms}\gamma_{ilave} = 1.19 \times 1.1 = 1.3$ olur.

$$f_{sud} = \frac{f_{su}}{1.3} \tag{5.9}$$

f_{sud} mukavemeti karşılığı son limit birim deformasyonu, ε_{sud}, aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir (Şekil 4.7).

$$\varepsilon_{sud} = \left[\frac{f_{sud} - f_{yd}}{E_p} + \varepsilon_{sh}\right] \tag{5.10}$$

5.1.2.1 S220 ve S420a Çelikleri İçin σ–ε Eğrisi Hesap Değerlerinin Belirlenmesi

Şekil 4.7' de verilen modellerden yararlanarak S220 ve S420a donatı sınıfları için σ–ε eğrisi hesap değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

S220 çeliği için f_{su}=340 MPa , ε_{su}=0.18

S420a çeliği için f_{su}=500 Mpa , ε_{su}=0.12 değerleri kabul edilmiştir.

f_{yd} hesap mukavemetinin belirlenmesinde malzeme katsayısı $\gamma_{ms} = 1.15$ alınmıştır. Pekleşme için, başlangıç birim deformasyonları S220 için $\varepsilon_{sh} = 0.02$, S420 için $\varepsilon_{sh} = 0.01$ kabul edilmiştir. Bu kabullere göre (5.6) bağıntısıyla hesap yapılmış, S220 ve S420 için E_p değerleri, sırayla, 750 MPa, 727 MPa bulunmuştur. S220 ve S420a için (5.9) ve (5.10) bağıntılarıyla hesaplanan son limit mukavemet (f_{sud}) ve birim deformasyon değerleri (ε_{sud}), sırayla, şöyle olmaktadır: 261.5 MPa, 0.114; 384.6 MPa, 0.037. Yukarıdaki belirlemeler ışığında çeşitli donatı sınıfları için (5.7) bağıntısı şöyle olur (Gündüz, 1988a, 1990).

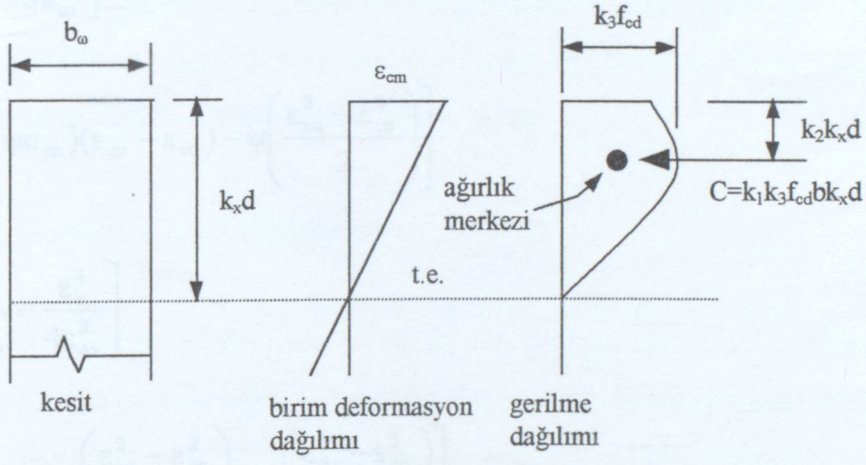
S220 için $f_{yhd} = 176.3 + 750\varepsilon_s \leq f_{sud} = 261.5$ MPa

S420a için $f_{yhd} = 357.9 + 727\varepsilon_s \leq f_{sud} = 384.6$ MPa

Taşıyıcı sistemlerde σ_s ve ε_s değerlerinin hesaplanan f_{sud} ve ε_{sud} değerlerini aşmaması önerilir.

5.2 BETON BASINÇ GERİLME DAĞILIMI PARAMETRELERİNİN TAYİNİ

Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitteki beton basınç gerilmeleri dağılımı iki parametreyle belirlenebilir: k_1 =ortalama gerilme ile maksimum gerilme arasındaki oran; k_2 =beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran. Betondaki gerilmeler ε_c nin fonksiyonu olarak ifade edilebiliyorsa, belirli bir üst beton basınç lifi için birim kısalması, ε_{cm}, için parametreler aşağıda verilen bağıntılarla hesaplanabilir (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri

Bölüm 5.1.1' de verilen $\sigma - \varepsilon$ davranış modeli ile (5.1) ve (5.2) bağıntıları kullanılarak yapısal elemanlarda, herhangi bir yük aşaması için beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanabilir. Kesit son limit moment kapasitelerinin ve eğriliklerinin hesaplanmasında anılan parametre değerlerinin kullanılması, TS 500 – 84' e göre daha güvenilir ve duyarlı sonuçlara ulaşılmasını sağlamaktadır (Gündüz, 1985, 1986).

ε_{cm} kısalmasının bulunduğu aralıktaki (5.1) ve (5.2) gerilme fonksiyonları, (5.11) ve (5.12) integral ifadelerde yerine yazılıp, integral dışına çıkarılırsa aşağıda verilen (5.13), (5.14), (5.15) ve (5.16) bağıntıları elde edilir. k_1 ve k_2 parametreleri sırasıyla (5.17) ve (5.18) bağıntıları ile hesaplanır.

$$k_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} g(\varepsilon_c)d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}\sigma_{cm}} \tag{5.11}$$

$$k_2 = 1 - \left\{ \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c g(\varepsilon_c)d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}\int_0^{\varepsilon_{cm}} g(\varepsilon_c)d\varepsilon_c} \right\} \tag{5.12}$$

$$S_1 = k_3 f_{cd}\left[\frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{co}} - \frac{\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_{co}^2}\right] \tag{5.13}$$

$$S_2 = k_3 f_{cd}\left[(1+\psi\varepsilon_{co})(\varepsilon_{cu}-\varepsilon_{co}) - \psi\left(\frac{\varepsilon_{cu}^2-\varepsilon_{co}^2}{2}\right)\right] \tag{5.14}$$

$$S_3 = k_3 f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_{co}} - \frac{\varepsilon_c^4}{4\varepsilon_{co}^2}\right] \tag{5.15}$$

$$S_4 = k_3 f_{cd}\left[(1+\psi\varepsilon_{co})\left(\frac{\varepsilon_{cu}^2-\varepsilon_{co}^2}{2}\right) - \psi\left(\frac{\varepsilon_{cu}^3-\varepsilon_{co}^3}{3}\right)\right] \tag{5.16}$$

$$k_1 = \frac{S_1+S_2}{k_3\sigma_{cm}\varepsilon_{cm}} \tag{5.17}$$

$$k_2 = 1 - \left[\frac{S_3+S_4}{\varepsilon_{cm}(S_1+S_2)}\right] \tag{5.18}$$

$\varepsilon_{cm} \le \varepsilon_{co}$ ise, $S_2 = 0$ ve $S_4 = 0$, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cm}$, $\sigma_{cm} = f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right]$

$\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{co}$ ise, $\varepsilon_c = \varepsilon_{co}$, $\sigma_{cm} = f_{cd}$ $\sigma_{cmc}=f_{cd}$

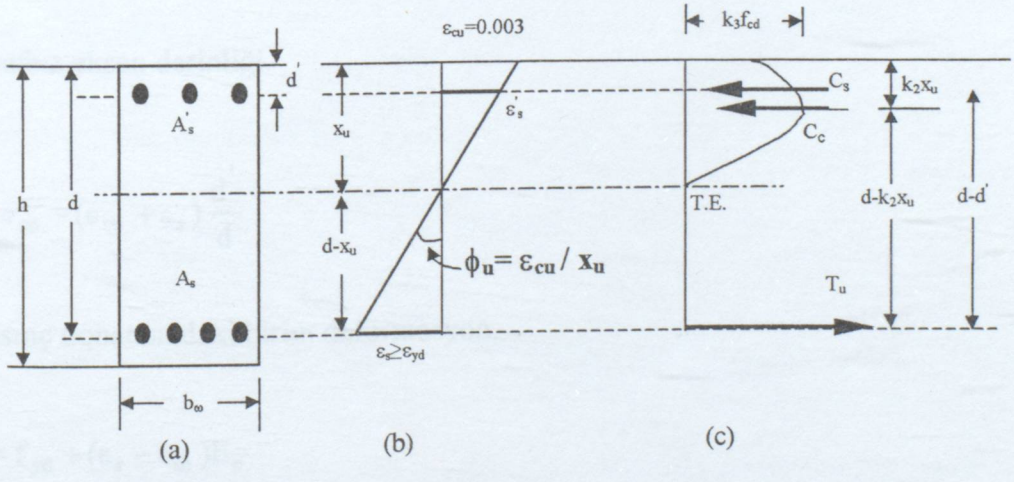
5.3 ÇÖZÜMLEMEDE ve TASARIMDA KULLANILAN BAĞINTILAR

Bu alt bölümde kuşatılmamış kiriş kesitlerinin son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limit durumuna göre çözümlenmesine ilişkin bağıntılar verilecektir.

Kuşatılmamış kesitlerin son limit eğilme momenti kapasitesi ve eğriliği -çelik yada betondan hangi malzeme önce kırılma durumuna ulaşıyorsa- ε_{sud} birim deformasyonuyla veya ε_{cu} kısalmasıyla tanımlanabilir. Kesitte son limit durumda betondaki maksimum birim kısalma ε_{cu} değerine ulaştığında çekme donatısındaki birim deformasyon, ε_{sud} değerine ulaşmamışsa belirlenen eğrilik, son limitin ihtiyatlı bir tahmini olur. Betondaki maksimum birim kısalma ε_{cu} değerine ulaşmadan boyuna donatıdaki birim deformasyon ε_{sud}, değerine ulaşmışsa, moment ve eğrilik son limite ulaşmış demektir.

5.3.1 Son Limit Duruma Göre Çözümleme

Çalışmada basınç donatılı, dikdörtgen bir kesit ve boyuna donatıda pekleşme etkisi gözönüne alınmıştır. Buna göre, çekme donatısı pekleşme evresinde bulunan kuşatılmamış bir kesitin son limit momenti, M_u, ve eğriliği, ϕ_u, aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla belirlenebilir (Şekil 5.3) (Gündüz, 1986, 1988a).



Şekil 5.3 Kuşatılmamış kesitte son limit duruma göre çözümleme
(a) Basınç donatılı kesit (b) Birim deformasyon dağılımı (c) İç kuvvetlerin bileşkesi

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} \quad , \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} \quad , \quad d = h - d'$$

f_{cd} ve f_{ck} sırasıyla beton hesap ve karakteristik basınç mukavemetleri

f_{yd} ve f_{yk} sırasıyla donatı çeliği hesap ve karakteristik çekme mukavemetleri

γ_{mc} ve γ_{ms} sırasıyla beton ve donatı çeliği için malzeme güvenlik katsayıları

h, kesit yüksekliği

d, faydalı yükseklik

d', pas payı

$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$ için uygunluk denklemleri:

Tarafsız eksen derinliği katsayısı, basınç donatısındaki birim deformasyon ve ε_s birim deformasyonu pekleşme birim deformasyonundan (ε_{sh}) büyük iken çekme donatısındaki gerilme, sırasıyla, (5.19), (5.20) ve (5.21) bağıntılarıyla belirlenir.

$$k_{xu} = \frac{x_u}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \tag{5.19}$$

x_u, tarafsız eksen derinliği.

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} - (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)\frac{d'}{d} \tag{5.20}$$

ε'_s, basınç donatısındaki birim deformasyon.

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \tag{5.21}$$

Basınç donatısındaki birim deformasyonun büyüklüğüne göre basınç donatısındaki gerilme, aşağıda verilen (5.22), (5.23), (5.24), (5.25) ve (5.26) bağıntılarından ilgili olan ile hesaplanır.

$$\varepsilon_{yd} \le \varepsilon_s' \le \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s' = f_{yd} \tag{5.22}$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s' \le \varepsilon_{sud} \text{ ise } \sigma_s' = f_{yd} + (\varepsilon_s' - \varepsilon_{sh})E_p \tag{5.23}$$

$$-\varepsilon_{sh} \le \varepsilon_s' \le -\varepsilon_{yd} \text{ ise } \sigma_s' = -f_{yd} \tag{5.24}$$

$$-\varepsilon_{sud} \le \varepsilon_s' < -\varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s' = -\left[f_{yd} + (\varepsilon_s' - \varepsilon_{sh})E_p\right] \tag{5.25}$$

$$-\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s' < \varepsilon_{yd} \text{ ise } \sigma_s' = \varepsilon_s' E_s \tag{5.26}$$

σ_s', basınç donatısındaki gerilme.

Çekme donatısındaki birim deformasyonun büyüklüğüne göre çekme donatısındaki gerilme, aşağıda verilen (5.27), (5.28) ve (5.29) bağıntılarından ilgili olan ile hesaplanır.

$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ ise kesitte basınç kırılması olacaktır. Dolayısıyla her koşulda $\varepsilon_s \ge \varepsilon_{yd}$ koşulu sağlanmalıdır.

$$\varepsilon_{yd} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s = f_{yd} \tag{5.27}$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sud} \text{ ise } \sigma_s = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \tag{5.28}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sud} \text{ ve } \sigma_s = f_{sud} \tag{5.29}$$

Kuvvet denge denklemi, (5.31) bağıntısındaki gibidir.

$$\alpha = k_1 k_3 \tag{5.30}$$

$$\alpha f_{cd} k_{xu} = \rho\left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho}\sigma_s'\right] \tag{5.31}$$

$k_3 = 0.85$

k_1 = ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı

ρ ve ρ', sırasıyla çekme ve basınç donatısı yüzdesi

k_1, ε_{cu} ve beton karakteristik basınç mukavemeti f_{ck} ya bağlı olarak Bölüm 5.2' de anlatılan yolla hesaplanacaktır.

$\omega = \rho \dfrac{f_{yd}}{f_{cd}}$, ω, mekanik donatı yüzdesi.

$$\frac{\omega'}{\omega} = \frac{\rho'}{\rho}$$

$$\beta = k_1 k_2 k_3 \qquad (5.32)$$

k_2 = beton basınç bileşkesi derinliğinin, tarafsız eksen derinliğine oranı.

k_2 parametresi, Bölüm 5.2' de anlatılan yolla hesaplanır.

Son limit momenti (5.33) bağıntısıyla hesaplanır.

$$M_u = b_\omega d^2 f_{cd} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left\{ 1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left[1 - \frac{\omega'}{\omega} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \right]^2 - \frac{\omega'}{\omega} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \frac{d'}{d} \right\} \qquad (5.33)$$

Son limit eğriliği, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ve $\varepsilon_s < \varepsilon_{sud}$ ise (5.34) bağıntısıyla

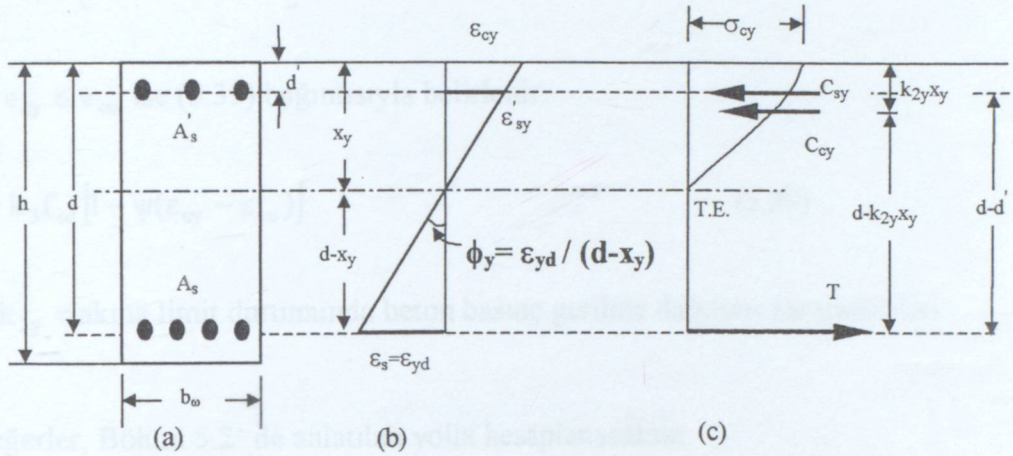
$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \qquad (5.34)$$

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ ve $\varepsilon_s = \varepsilon_{sud}$ ise (5.35) bağıntısıyla belirlenir.

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_s}{d - x_u} \qquad (5.35)$$

5.3.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümleme

Akma limit durumunda, çekme donatısındaki birim deformasyon akma birim deformasyonuna eşit olacaktır.



Şekil 5.4 Kuşatılmamış kesitte akma limit durumuna göre çözümleme
(a) Basınç donatılı kesit (b) Birim deformasyon dağılımı (c) İç kuvvetlerin bileşkesi

Kuşatılmamış dikdörtgen kiriş kesitlerinin akma momenti ve eğriliği aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla belirlenebilir (Gündüz, 1986, 1988a) (Şekil 5.4).

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} \; , \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Tarafsız eksen derinliği katsayısı (5.36) bağıntısıyla belirlenir.

$$k_{xy} = \frac{x_y}{d} \qquad (5.36)$$

(5.36) bağıntısı ile belirlenen k_{xy}, (5.37) bağıntısında yerine konarak betondaki birim deformasyon hesaplanır.

$$\varepsilon_{cy} = \frac{\varepsilon_{yd} k_{xy}}{1 - k_{xy}} \qquad (5.37)$$

Betondaki gerilme, $\varepsilon_{cy} < \varepsilon_{co}$ ise (5.38) bağıntısıyla

$$\sigma_{cy} = k_3 f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right] \qquad (5.38)$$

$\varepsilon_{co} \le \varepsilon_{cy} \le \varepsilon_{cu}$ ise (5.39) bağıntısıyla belirlenir.

$$\sigma_{cy} = k_3 f_{cd}\left[1 - \psi(\varepsilon_{cy} - \varepsilon_{co})\right] \qquad (5.39)$$

k_{1y} , k_{2y} = akma limit durumunda beton basınç gerilme dağılımı parametreleri

Bu değerler, Bölüm 5.2' de anlatılan yolla hesaplanacaktır.

Basınç donatısındaki birim deformasyon ve gerilme sırasıyla (5.40) ve (5.41) bağıntıları ile hesaplanır.

$$\varepsilon'_{sy} = \varepsilon_{cy}\left(1 - \frac{d'}{x_y}\right) \qquad (5.40)$$

$$\sigma'_{sy} = \varepsilon'_{sy} E_s \qquad (5.41)$$

Kuvvet denge denklemi, (5.42) bağıntısındaki gibidir.

$$C_{cy} + C_{sy} = T_y \qquad (5.42)$$

Betondaki basınç kuvveti, basınç donatısındaki basınç kuvveti ve çekme kuvveti sırasıyla (5.43), (5.44) ve (5.45) bağıntıları ile hesaplanır.

$$C_{cy} = k_{1y}\sigma_{cy} b_\omega x_y \qquad (5.43)$$

$$C_{sy} = \rho' b_\omega d\sigma'_{sy} \qquad (5.44)$$

$$T_y = \rho b_\omega d f_{yd} \tag{5.45}$$

Akma momenti (5.46) bağıntısı kullanılarak hesplanır.

$$M_y = C_{cy}(d - k_{2y}x_y) + C_{sy}(d - d') \tag{5.46}$$

Akma eğriliği, $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\varepsilon_{cy} < \varepsilon_{co}$ ise (5.47) bağıntısıyla

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - x_y} \tag{5.47}$$

$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\varepsilon_{co} \le \varepsilon_{cy} \le \varepsilon_{cu}$ ise (5.48) bağıntısıyla belirlenir.

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{cy}}{x_y} \tag{5.48}$$

Kesit eğrilik düktilitesi;

Kesit eğrilik düktilitesi, μ, son limit eğriliğinin akma limit eğriliğine oranı olarak (5.49) bağıntısıyla belirlenir.

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{5.49}$$

5.4 ÇÖZÜMLEMEDE İZLENEN YOL

Kuşatılmamış kiriş kesitlerinin çözümlenmesi ile ilgili bağıntıların içerdiği bazı parametrelerin sınır değerlerine güvenilir bir yaklaşımla karar verilmelidir. Aşağıda bazı parametrelerin, TS 500 – 84' te ve Deprem Yönetmeliğinde (1997) verilen sınır değerleri hakkında şu bilgiler verilebilir.

- Kuşatılmamış kesitlerde ε_{cu} değeri, maksimum 0.004 olmak üzere Tablo 5.1' de verilen ilgili CEB (1988) değerine eşit alınabilir. TS 500 – 84' te ε_{cu}=0.003 alınmıştır.
- Donatı çeliği son limit birim deformasyonu ε_{sud}, (5.10) bağıntısıyla hesaplanabilir; veya çelik sınıfları için Bölüm 5.1.2.1' de önerilen değerler kullanılabilir. TS 500 – 84' te ε_{sud}=0.10 olarak verilmiştir.
- Deprem Yönetmeliğinde (1998) donatı ve beton sınıfından bağımsız olarak , maksimum donatı yüzdesi 0.02 verilmektedir. Yine anılan yönetmelikte, basınç donatısının, aynı kesitteki çekme donatısı yüzdesine oranı için, 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde 0.50' den, 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde ise 0.30' dan az olmaması koşulu getirilmiştir.
- Deprem bölgelerinde yapılacak tüm betonarme binalarda C16' dan daha düşük dayanımlı beton kullanılmamalıdır. Ancak, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, aşağıda tanımlanan binalarda C20 veya daha yüksek dayanımlı beton kullanılması zorunludur. Bu binalar, taşıyıcı sistemi sadece süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşan binalar ve taşıyıcı sistemden bağımsız olarak Bina Önem Katsayısı I=1.5 ve I=1.4 olan tüm binalar.

5.4.1 Son Limit Duruma Göre Çözümlemede İzlenen Yol

- Etkili maksimum birim kısalma, ε_{cu}, Bölüm 5.1' de anlatıldığı şekilde veya hesap yönetmeliklerinde verilen değer seçilir. (5.4) ve (5.5) bağıntılarına göre, sırayla, ε_{50u} ve ψ değerleri hesaplanır. Bundan sonra Bölüm 5.2' de anlatılan yolla k_1 ve k_2 hesaplanır.
- Çekme donatısındaki birim deformasyonun (ε_s) hesaplanması: Çözümde kuvvet denge denkleminden faydalanılacaktır. Basınç donatısının aktığı ($\sigma'_s=f_{yd}$) varsayılır. Çekme donatısının pekleşme evresinde olduğu varsayılır. (5.19), (5.21) ve (5.30) bağıntılarından

elde edilen 2° denklem çözülerek ε_s belirlenir. Çözüme başlarken yapılan $\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{sh}$ ve $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$ varsayımları kontrol edilir. Koşullar sağlanıyorsa bulunan ε_s birim deformasyonu doğru hesaplanmıştır. Koşullardan biri veya ikisi sağlanmıyorsa basınç ve çekme donatısı için, Bölüm 5.3' teki ilgili bağıntı kullanılarak ε_s yeniden hesaplanır. Kabul edilen varsayımlar sağlayıncaya kadar deneme - yanılma ile çözüme devam edilir. Belirlenen koşullar yine kontrol edilmelidir. $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$ olmalıdır.

- Birim deformasyonlar ve gerilmeler belirlendiğine göre son limit moment ve eğriliği hesaplanır. Moment, (5.33) bağıntısıyla belirlenir. Eğrilik, $\varepsilon_s < \varepsilon_{sud}$ ise (5.34) bağıntısıyla, aksi durumda (5.35) bağıntısıyla hesaplanır.

5.4.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümlemede İzlenen Yol

Belirli bir kesitte, ε_{cm}, kısalmasının herhangi bir değeri için moment ve eğrilik, bu birim deformasyona ilişkin k_{1y} ve k_{2y} değerleri kullanılarak deneme – yanılma yöntemiyle hesaplanır. Akma anında $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\sigma_s = f_{yd}$ dir.

- Tarafsız eksen derinliği x_y, için bir değer kabul edilir. (5.36), (5.37) bağıntıları yardımıyla, sırasıyla, k_{xy} ve ε_{cy} hesaplanır. ε_{cy} belirli olduğuna göre Bölüm 5.2' de anlatılan yolla k_{1y} ve k_{2y} hesaplanır.
- (5.40) ve (5.41) bağıntılarıyla, sırayla, ε'_{sy} ve σ'_{sy} hesaplanır.
- (5.43), (5.44) ve (5.45) bağıntılarıyla, sırayla, beton basınç kuvveti, basınç donatısındaki basınç kuvveti ve çekme kuvveti hesaplanır. Değerler (5.42) denkleminde yerine konarak x_y nin doğruluğu kontrol edilir. Kabul yanlış ise yeni bir x_y kabulu ile çözüm tekrarlanır.
- Kuvvet denge denklemini sağlayan x_y bulunduktan sonra (5.46) bağıntısıyla M_y belirlenir. Akma eğriliği, ϕ_y, $\varepsilon_{cy} < \varepsilon_{co}$ ise (5.47) bağıntısıyla, aksi durumda (5.48) bağıntısıyla hesaplanır.

Kesit eğrilik düktilitesi, (5.49) bağıntısıyla hesaplanır.

5.5 PARAMETRİK ÇALIŞMADA YAPILAN KABULLER ve DEĞİŞKENLER

5.5.1 Kabuller

- Donatıda pekleşme etkisi dikkate alınmıştır.
- $\varepsilon_s<\varepsilon_{yd}$ için hesaplama yapılmamıştır.
- $\varepsilon_s\leq\varepsilon_{sud}$ alınmıştır.
- Akma anında $x_y>d$ için hesaplama yapılmamıştır.
- Akma anında birim kısalmanın (ε_{cy}) maksimum değeri, ε_{cu} ile sınırlandırılmıştır.

Pekleşme etkisi dikkate alınmadığında moment taşıma gücü açısından güvenli tarafta kalınmaktadır. Ancak, pekleşmesiz durumdaki tarafsız eksen derinliği , pekleşmeli durumdakinden küçük olmaktadır. Eğrilik, tarafsız eksen derinliği ile ters orantılıdır. Dolayısıyla, pekleşmesiz durumda hesaplanan eğrilik pekleşmeli durumdakinden büyük olmaktadır. Bu ise, deprem hesaplarının güvenilirliğini azaltmaktadır.

$\varepsilon_s<\varepsilon_{yd}$, basınç kırılması durumudur. Kırılma türü, basınç kırılması olan kesitlerde düktiliteden, düktil davranıştan söz edilemez.

Kesitte, ε_s in ε_{sud} dan daha büyük birim deformasyonlarına izin verilmez. Bu noktada kesitte donatı kopacağından, çekme kuvvetini karşılayacak malzeme olmayacak ve kesit dağılacaktır.

$x_y>d$ olması, çekme donatısının basınç donatısı gibi çalışması, dolayısıyla tüm kesitin basınca çalışması demektir. Bu durumda, yine kesitte basınç kırılması olacaktır.

$\varepsilon_{cy}>\varepsilon_{cu}$ ise basınç kırılması sözkonusudur.

- Etkili maksimum birim kısalma (ε_{cu}): $\varepsilon_{cu}=0.003$ alınmıştır (TS 500 – 84). ε_{cu}, beton mukavemeti arttıkça azalmaktadır. Tablo 5.1' de verilen değerler ile 0.003 karşılaştırılırsa son limit eğriliğin tayininde, dolayısıyla kesit eğrilik düktilitesinin hesaplanmasında güvenli tarafta kalınmaktadır.

- Maksimum gerilmedeki birim kısalma (ε_{co}): 0.002 kabul edilmiştir.

- Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilme ile beton silindir mukavemeti arasındaki oran, k_3=0.85 alınmıştır. k_3=0.85 kabul edildiğinde, düktilite açısından güvenli tarafta kalınmaktadır. Çünkü, deneysel çalışmalar C35 ve daha küçük dayanımlı betonlarda k_3=1 alınabileceğini söylemektedir.

- Malzeme güvenlik katsayıları: Beton için, γ_{mc}=1.50 ve çelik için, γ_{ms}=1.15 alınmıştır.

5.5.2 Değişkenler

Kesit: Pas payının, faydalı yüksekliğe oranı, d'/d nin üç farklı değeri için hesaplama yapıldı. Bu oranlar; 0.12, 0.09 ve 0.06 olarak belirlendi. d'/d=0.12 değeri, küçük kesitleri simgelemektedir. Bu gruba giren kesitler, 25/30, 25/35, 25/40 boyutlarındaki kesitlerdir. Hesaplamalarda, küçük kesitler için nervürlü sistemlerde sık kullanılan kesit yüksekliği, 35 cm için, 25/35' lik kesit kullanılmıştır. d'/d = 0.09 değeri orta kesitleri simgelemektedir. Bu gruba giren kesitler, 25/45, 25/50, 25/55 ve 25/60 boyutlarındaki kesitlerdir. Orta kesitler için hesaplamalarda, kirişli döşeme sistemlerde sık kullanılan 25/50' lik kesit kullanılmıştır. Büyük kesitler için d'/d=0.06 değeri öngörülmüştür. Bu gruba giren kesitler 25/65, 25/70 ve 25/75 boyutlarındaki kesitlerdir. Büyük kesitler için hesaplamalarda, açıklığı büyük kirişlerde sık kullanılan 25/75' lik kesit kullanılmıştır. Hesaplamalarda kesit gövde genişliği, b_ω=25 cm, sabit alınmıştır. Çalışmada, çözümleme yapıldığı için kesit eğrilik düktilitesi, gövde genişliğinin değişimi ile değişmemektedir. Boyutlandırma probleminde statik hesap sonucu bulunan momente göre gövde genişliği değiştirilirse, örneğin büyük tutulursa, çekme donatısı yüzdesi küçüleceğinden kesit eğrilik düktilitesi artacaktır. d'/d nin sabit bir değeri için, o gruba giren kesitlerde düktilite eşit olmaktadır.

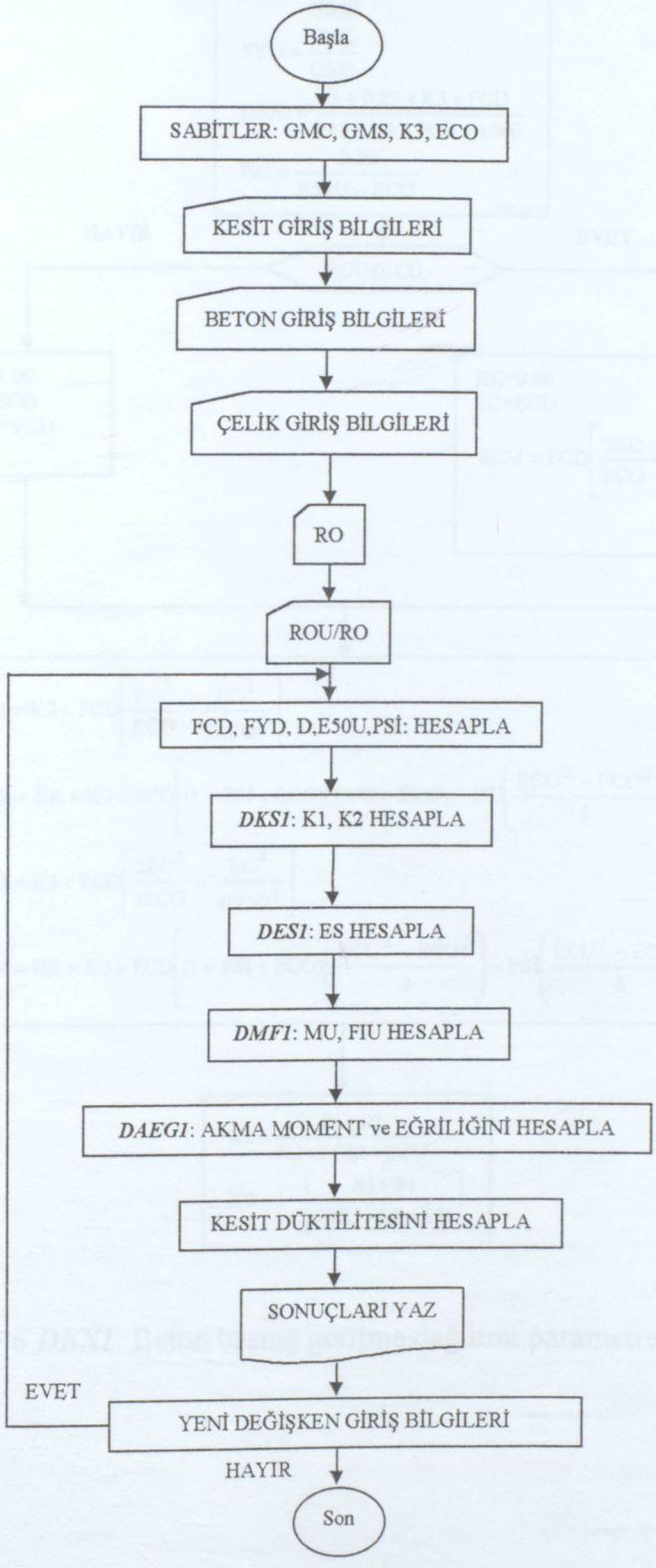
Beton: Beton sınıfı, C16 (BS16)' dan başlayarak C35 (BS35)' e kadar olan beton sınıfları alınmıştır.

Çelik: S220 ve S420a donatı sınıfları için hesaplamalar yapılmıştır.

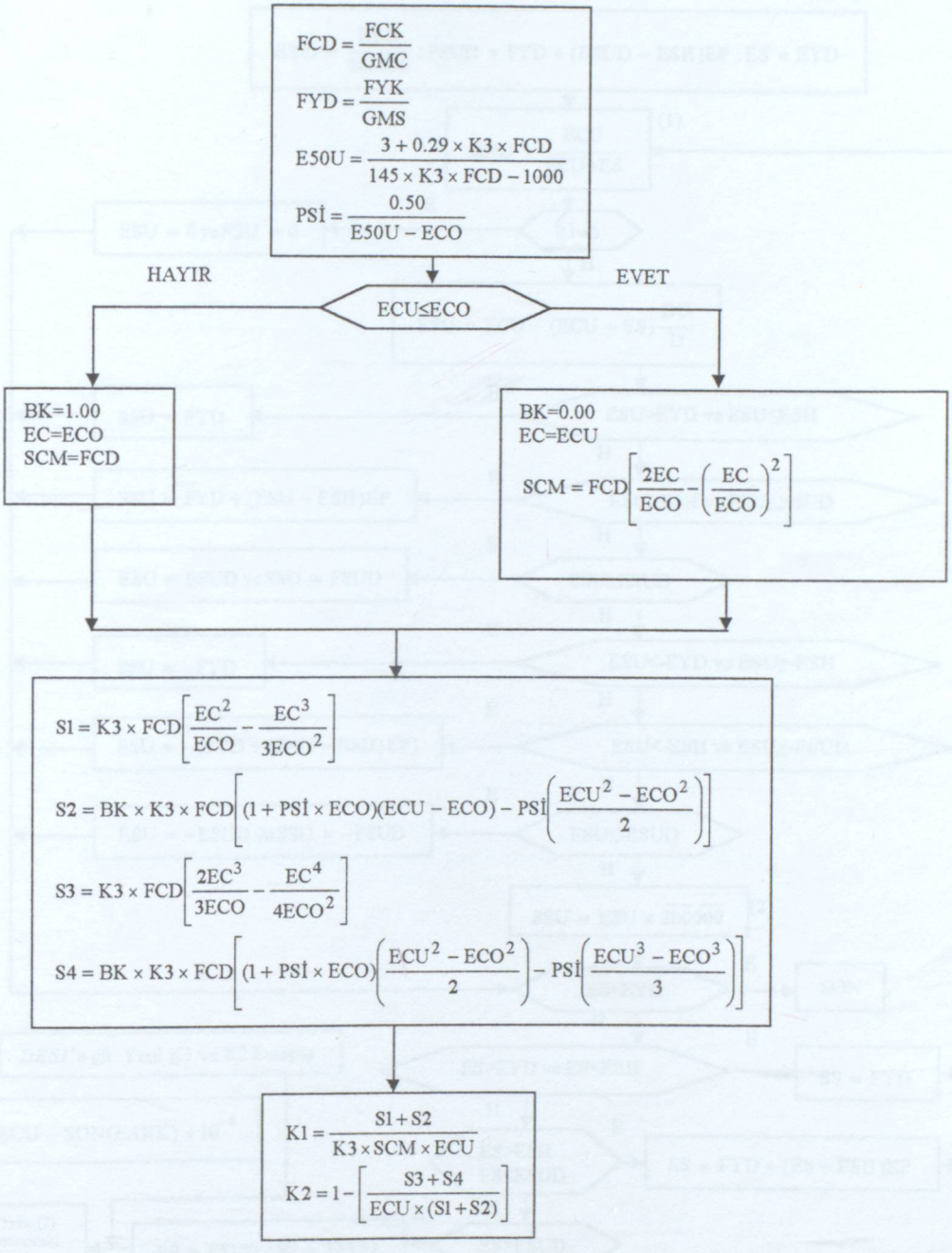
Çekme donatısı yüzdesi (ρ): 0.002' den 0.04' e kadar olan değerler, 0.002 artım ile alınmıştır.

Basınç donatısı yüzdesinin, çekme donatısı yüzdesine oranı (ρ'/ρ): 0.30, 0.50 ve 0.70 değerleri için çözümleme yapılmıştır.

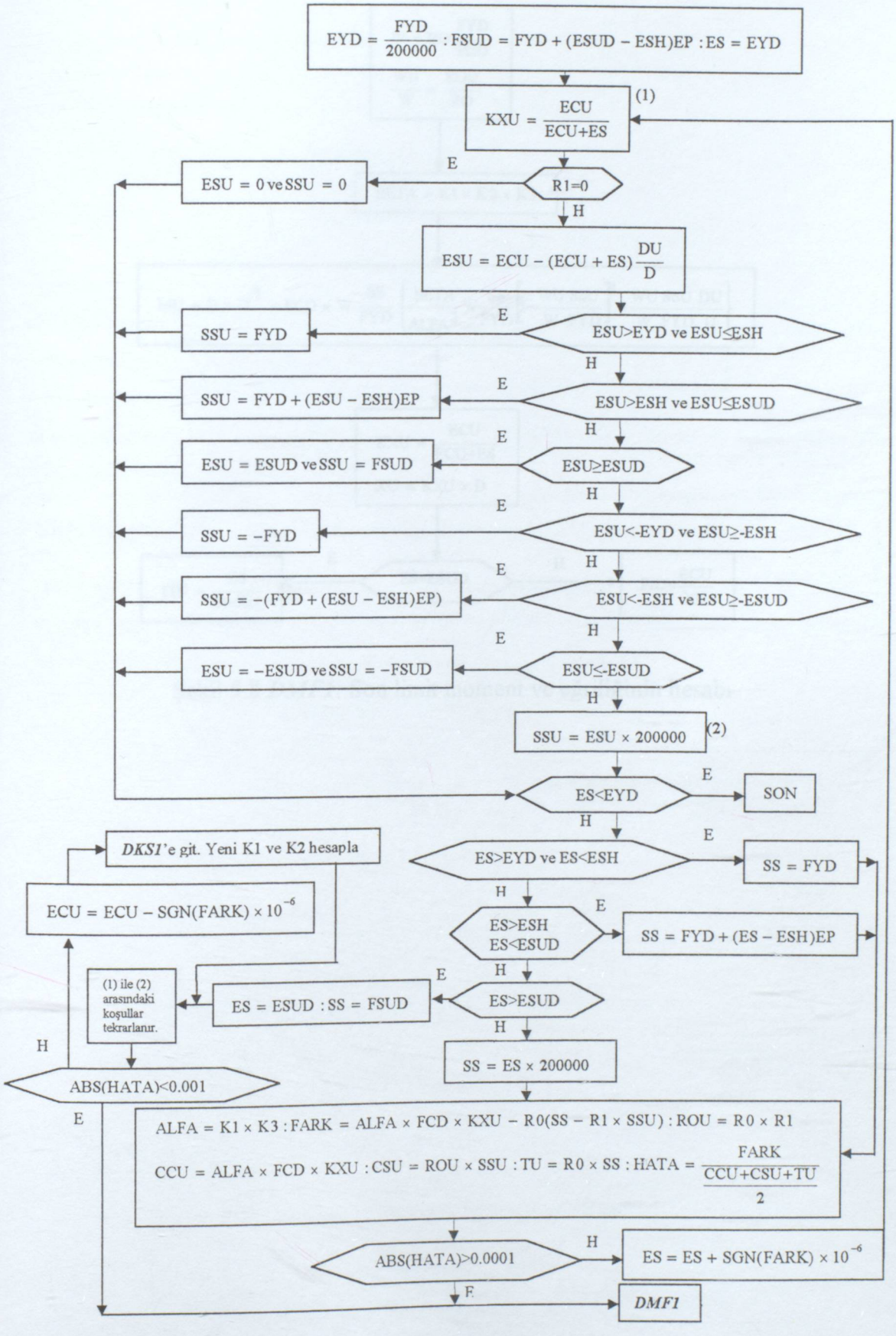
5.6 KUŞATILMAMIŞ KESİTTE EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİ BELİRLEYEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI



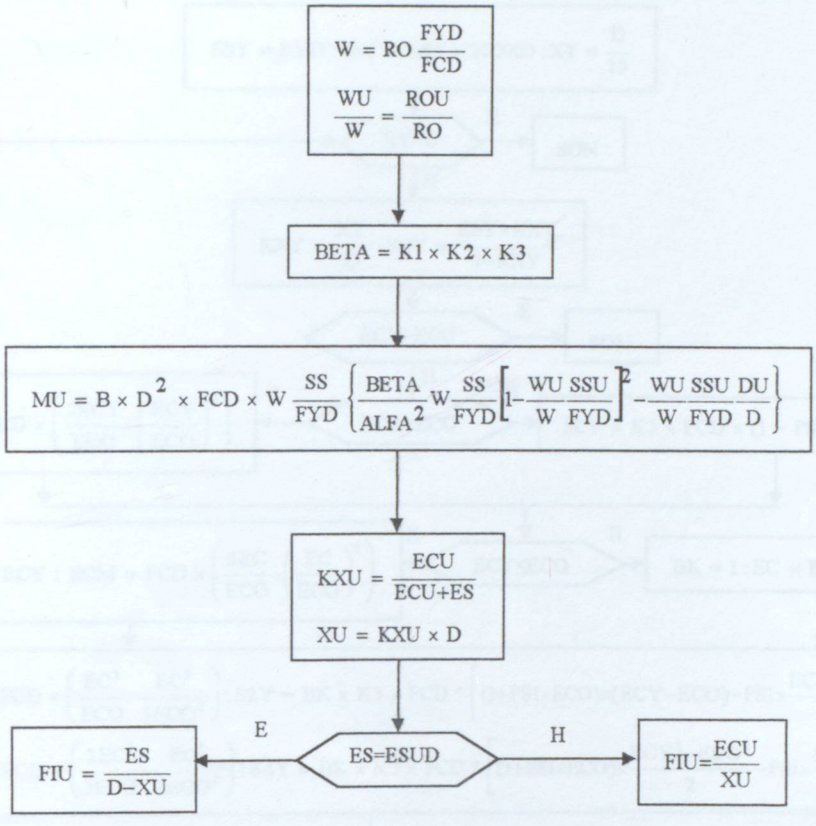
Şekil 5.5 Kuşatılmamış kesitte çözümleme için genel akış diyagramı



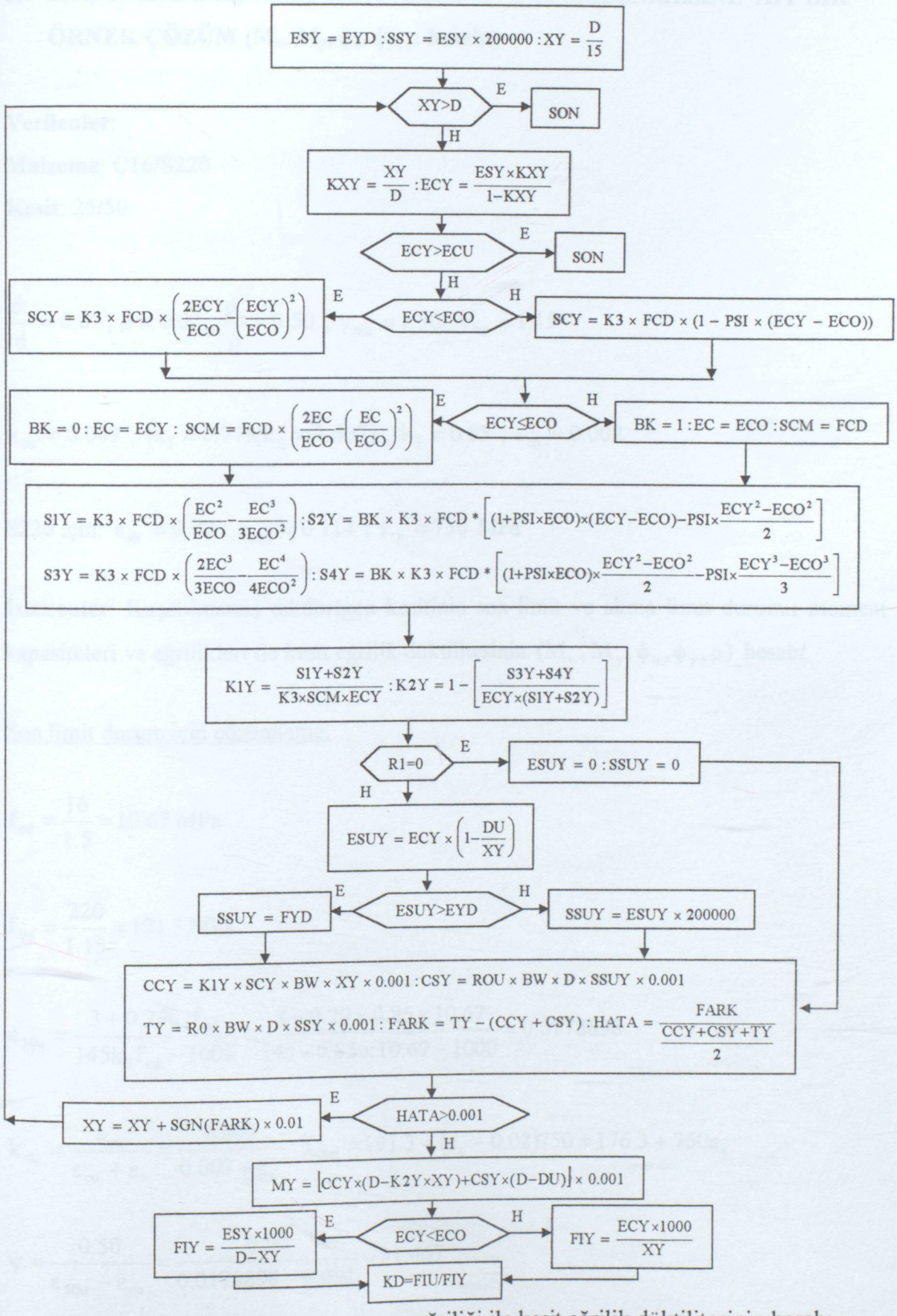
Şekil 5.6 ***DKS1***: Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin hesabı



Şekil 5.7 ***DES1***: Çekme donatısındaki birim deformasyonun hesabı



Şekil 5.8 ***DMF1***: Son limit moment ve eğriliğinin hesabı



Şekil 5.9 ***DAEG1***: Akma moment ve eğriliği ile kesit eğrilik düktilitesinin hesabı

5.7 KUŞATILMAMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİNE AİT BİR ÖRNEK ÇÖZÜM (M_u, M_y, ϕ_u, ϕ_y, μ hesabı)

Verilenler:

Malzeme: C16/S220

Kesit: 25/50

$$\frac{d'}{d} = 0.09 \, , \, \rho = 0.02 \, , \, \frac{\rho'}{\rho} = 0.50 \, , \, \gamma_{mc} = 1.50 \, , \, \gamma_{ms} = 1.15$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 \, , \, (k_1 = 0.773, k_2 = 0.407) \, , \, k_3 = 0.85 \, , \, \varepsilon_{co} = 0.002$$

S220 için: $\varepsilon_{sh} = 0.02$; $\varepsilon_{sud} = 0.114$; $E_p = 750$ MPa

İstenenler: Kuşatılmamış dikdörtgen kesitinin son limit ve akma limit durumu moment kapasiteleri ve eğrilikleri ile kesit eğrilik düktilitesinin $(M_u, M_y, \phi_u, \phi_y, \mu)$ hesabı

Son limit durum için çözümleme;

$$f_{cd} = \frac{16}{1.5} = 10.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{220}{1.15} = 191.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 k_3 f_{cd}}{145 k_3 f_{cd} - 1000} = \frac{3 + 0.29 \times 0.85 \times 10.67}{145 \times 0.85 \times 10.67 - 1000} = 0.0178898$$

$$k_{xu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} \qquad f_{yhd} = 191.3 + (\varepsilon_s - 0.02)750 = 176.3 + 750\varepsilon_s$$

$$\psi = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} = \frac{0.50}{0.0178898 - 0.002} = 31.467$$

$$\alpha = k_1 k_3 = 0.773 \times 0.85 = 0.657$$

$$\beta = k_1 k_2 k_3 = 0.773 \times 0.407 \times 0.85 = 0.2674$$

ε_s birim deformasyonun hesaplanması;

Kuvvet denge denklemi yardımı ile ε_s hesaplanır.

$$\alpha f_{cd} k_{xu} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right]$$

$$k_1 k_3 f_{cd} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right]$$

çekme donatısının pekleştiğini, $\sigma_s = f_{yhd}$ ve basınç donatısının aktığını, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayalım.

$$0.657 \times 10.67 \times \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} = 0.02 \times \left[176.3 + 750\varepsilon_s - 0.50 \times 191.3 \right]$$

$$\frac{1.0512}{0.003 + \varepsilon_s} = 750\varepsilon_s + 80.65$$

$$1.0512 = 2.25\varepsilon_s + 0.24195 + 750\varepsilon_s^2 + 80.65\varepsilon_s$$

$$750\varepsilon_s^2 + 82.90\varepsilon_s - 0.80925 = 0 \rightarrow \varepsilon_s = 0.0090249 < \varepsilon_{sh} = 0.02$$

Çekme donatısı pekleşme aşamasında olmadığından $\sigma_s = f_{yd} = 191.3$ MPa olur.

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} - (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s) \frac{d'}{d} = 0.003 - (0.003 + 0.0090249) \times 0.09$$

$$\varepsilon_s^{'} = 0.0019177 > \varepsilon_{yd} = 0.0009565$$

dolayısıyla basınç donatısı akmıştır. $\sigma_s^{'} = f_{yd} = 191.3$ MPa olur.

$$0.657 \times 10.67 \times \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} = 0.02 \times \left[191.3 - 0.50 \times 191.3\right]$$

$$\frac{1.0512}{0.003 + \varepsilon_s} = 95.652 \rightarrow \varepsilon_s = 0.00798 < \varepsilon_{sh} = 0.02$$

$$\varepsilon_s^{'} = 0.003 - (0.003 + 0.00798) \times 0.09 \rightarrow \varepsilon_s^{'} = 0.002012$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.002 \times \frac{191.3}{10.67} = 0.3585$$

$$\frac{\beta}{\alpha^2} = \frac{k_1 k_2 k_3}{k_1^2 k_3^2} = \frac{k_2}{k_1 k_3} = \frac{0.407}{0.773 \times 0.85} = 0.619$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1.00 \quad , \quad \frac{\sigma_s^{'}}{\sigma_s} = 1.00 \quad , \quad \frac{\omega^{'}}{\omega} = 0.50, \frac{d^{'}}{d} = 0.09$$

$$M_u = b_\omega d^2 f_{cd} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left\{ 1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left[1 - \frac{\omega^{'}}{\omega} \frac{\sigma_s^{'}}{\sigma_s} \right]^2 - \frac{\omega^{'}}{\omega} \frac{\sigma_s^{'}}{\sigma_s} \frac{d^{'}}{d} \right\} \times 10^{-6}$$

$$M_u = 250 \times 458.7^2 \times 10.67 \times 0.359 \left\{ 1 - 0.619 \times 0.359 \left[1 - 0.5 \right]^2 - 0.5 \times 0.09 \right\} \times 10^{-6}$$

$M_u \cong 181$ kNm $\rightarrow$ son limit durum momenti

Not: Formülasyonda değeri 1.00 olan ifadeler yazılmadı.

$$k_{xu} = \frac{0.003}{0.003 + 0.00798} = 0.273 \rightarrow x_u = k_{xu} d = 0.273 \times 458.7 = 125.33 \text{ mm}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{0.003}{125.33 \times 10^{-3}} = 0.0239425 \text{ rad/m} \rightarrow \text{son limit durum eğriliği}$$

Akma limit durumu için çözümleme;

Deneme yanılma – metodu ile çözüm yapılacaktır.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = 0.0009565$$

$x_y = 240.86\,\text{mm}$ olsun.

$$k_{xy} = \frac{x_y}{d} = \frac{240.86}{458.72} = 0.525$$

$$\varepsilon_{cy} = \frac{\varepsilon_{yd} k_{xy}}{1 - k_{xy}} = \frac{0.0009565 \times 0.525}{1 - 0.525} = 0.00106$$

$$\varepsilon_{cy} = 0.00106 \rightarrow k_{1y} = 0.556\,,\; k_{2y} = 0.350$$

$$\varepsilon'_{sy} = \varepsilon_{cy}\left(1 - \frac{d'}{x_y}\right) = 0.00106\left(1 - \frac{41.28}{240.86}\right) = 0.000878$$

$$\sigma'_{sy} = \varepsilon'_s E_s = 0.000878 \times 200000 = 175.67\,\text{Mpa}$$

$$\varepsilon_{cy} < \varepsilon_{co} \rightarrow \sigma_{cy} = k_3 f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right]$$

$$\sigma_{cy} = 0.85 \times 10.67\left[\frac{2 \times 0.00106}{0.002} - \left(\frac{0.00106}{0.002}\right)^2\right] = 7.05\,\text{Mpa}$$

$$C_{cy} = k_{1y}\sigma_{cy} b_\omega x_y = 0.556 \times 7.05 \times 250 \times 240.86 \times 10^{-3} = 236.03\,\text{kN}$$

$$\rho' = 0.50\rho = 0.50 \times 0.02 = 0.01$$

$$C_{sy} = \rho' b_\omega d\sigma'_{sy} = 0.01 \times 250 \times 458.7 \times 175.67 \times 10^{-3} = 201.46\,kN$$

$$T_y = \rho b_\omega d f_{yd} = 0.02 \times 250 \times 458.7 \times 191.3 \times 10^{-3} = 438.77\,kN$$

$$C = C_{cy} + C_{sy} = 236.03 + 201.46 = 437.49\ kN$$

$$C \cong T = 438.77\,kN$$

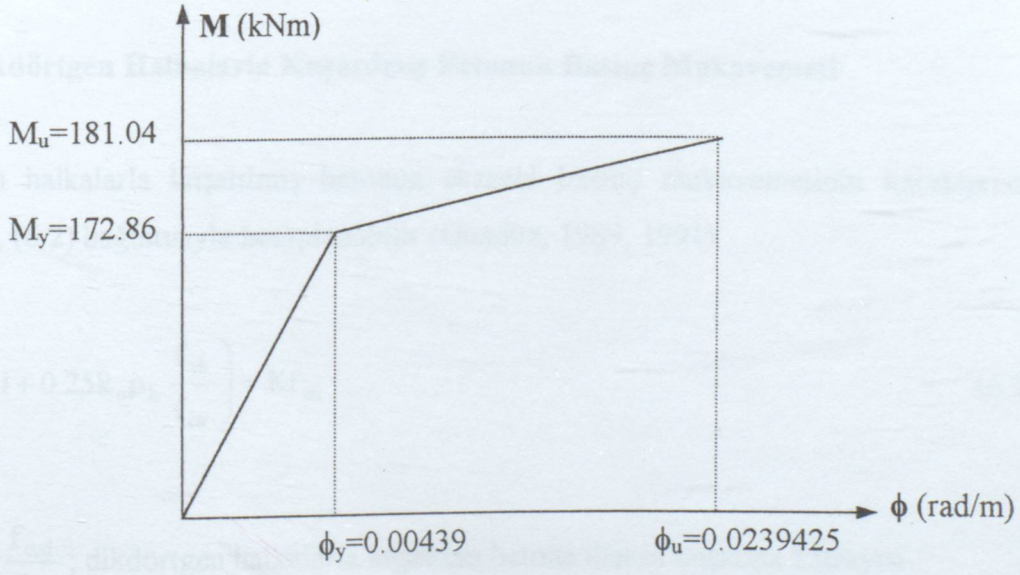
$$M_y = C_{cy}(d - k_{2y}x_y) + C_{sy}(d - d')$$

$$M_y = 236.03(458.7 - 0.350 \times 240.36) \times 10^{-3} + 201.46(458.7 - 41.28) \times 10^{-3}$$

$M_y = 172.86\,kNm \rightarrow$ akma limit momenti

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - x_y} = \frac{0.0009565}{(458.7 - 240.86) \times 10^{-3}} = 0.00439\ rad/m \rightarrow \text{akma limit eğriliği}$$

$$\text{Kesit eğrilik düktilitesi} \rightarrow \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.0239425}{0.00439} = 5.45$$



6. KUŞATILMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ

6.1 BETON ve ÇELİK İÇİN KULLANILAN σ –ε MODELLERİ

6.1.1 Kuşatılmış (Sargılı) Beton İçin σ –ε Modeli

Deneysel araştırmalar, üç – eksenli basınç etkisinde kalan betonda, mukavemet ve düktilitenin önemli ölçüde arttığını, betonarme taşıyıcı elemanlarda bu artışın, beton kesiti çepeçevre saran enine donatıyla sağlanabileceğini göstermiştir (Park ve Paulay, 1975; Park vd., 1982; Sheikh ve Üzümeri, 1982; CEB, 1983; Ersoy, 1985). Tek – eksenli basınç mukavemeti f_c olan bir silindir beton numune, σ_l değerinde bir aktif kuşatma (Gündüz, 1989, 1991) basıncı etkisinde kaldığı zaman ulaşılan kuşatılmış beton eksenel basınç mukavemeti, f_{cc}, aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir (Park ve Paulay, 1975; CEB, 1988).

$$f_{cc} = f_c + k_c \sigma_l \tag{6.1}$$

Deneysel araştırma sonuçlarına göre (Park ve Paulay, 1975), k_c, aktif kuşatma katsayısı değerinin; C<C50 için 4, C≥C50 için 3 kabul edilmesi uygundur (CEB, 1988; Gündüz, 1991).

6.1.1.1 Dikdörtgen Halkalarla Kuşatılmış Betonun Basınç Mukavemeti

Dikdörtgen halkalarla kuşatılmış betonun eksenel basınç mukavemetinin karakteristik değeri, f_{cck}, (6.2) bağıntısıyla hesaplanabilir (Gündüz, 1989, 1991).

$$f_{cck} = f_{ck}\left(1 + 0.25 k_c \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right) = K f_{ck} \tag{6.2}$$

$K = \frac{f_{cck}}{f_{ck}} = \frac{f_{ccd}}{f_{cd}}$; dikdörtgen halkalarla kuşatılan betona ilişkin kuşatma katsayısı

f_{ccd} Kuşatılmış betonun tasarım mukavemeti

f_{yk} Enine donatı akma mukavemetinin karakteristik değeri

k_c Aktif kuşatma katsayısı

ρ_h Enine donatı hacimsel yüzdesi (halka donatı hacminin, halka donatı dışından ölçülen beton çekirdek hacmine oranıyla tanımlanabilir).

$$\rho_h = \frac{2A_{sh}(b_h' + d_h')}{(b_h d_h)s_h} \tag{6.3}$$

A_{sh} Enine donatı enkesit alanı.

b_h, b_h' Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırasıyla, etriye kolları dışından ve etriye kolları eksenlerinden ölçülen genişlikleri.

d_h, d_h' Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırasıyla, etriye kolları dışından ve etriye kolları eksenlerinden ölçülen yükseklikleri.

Kuşatma katsayısı, K, beton mukavemetine bağlı olarak aşağıda verilen (6.4a) veya (6.4b) bağıntıları yardımıyla hesaplanabilir.

C<C50 için:

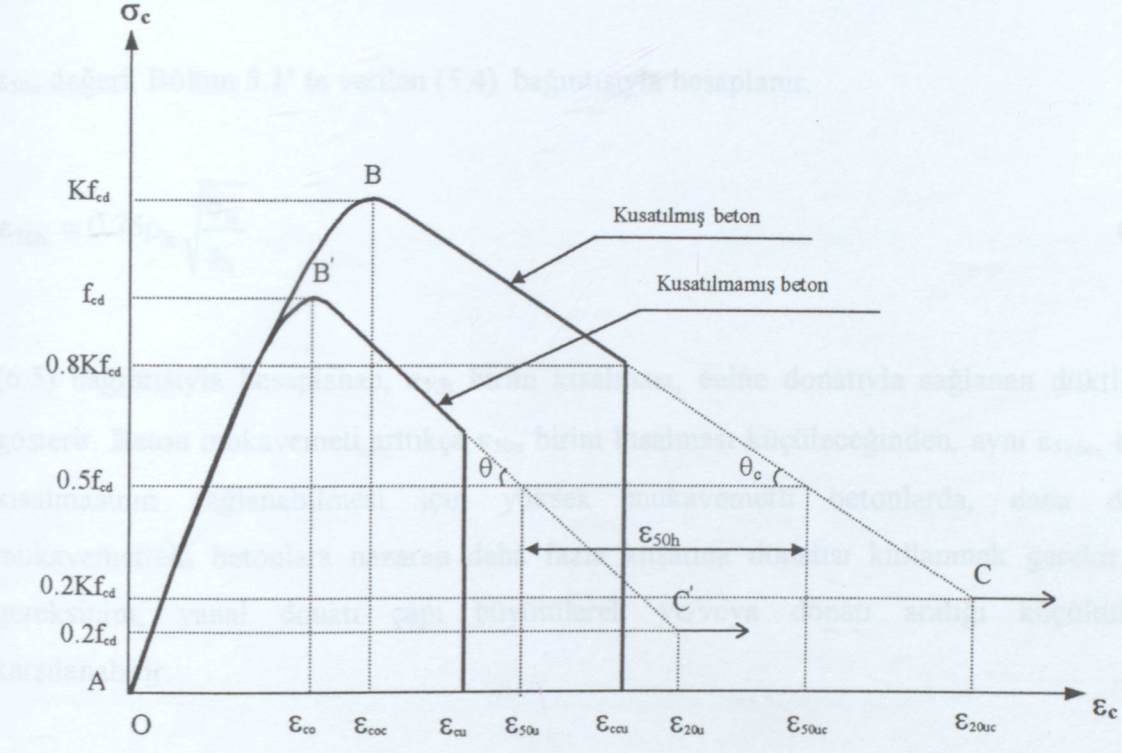
$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \tag{6.4a}$$

C≥C50 için:

$$K = 1 + 0.75\rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \tag{6.4b}$$

Dikdörtgen halkalarla kuşatılan ve betondaki mukavemet artışını gözönüne alan $\sigma - \varepsilon$ davranış modellerinden en tanınmış olanları, geliştirilmiş Park vd. (1982) ile Sheikh ve Üzümeri (1982) tarafından önerilen modellerdir. Bu modellere göre hesaplanan teorik

moment değerleri, deneysel yolla belirlenenlerle son derece uyuşmaktadır. Geliştirilmiş Park vd. (1982) modeli, Kent ve Park (1971) modelinin geliştirilmişi olup Sheikh ve Üzümeri (1982) modeline kıyasla kullanılmaya daha elverişlidir. Bu çalışmada, geliştirilmiş Park vd. (1982) modeli temel alınarak ve ilgili konudaki son gelişmeler gözönünde bulundurularak geliştirilen bir model kullanılmıştır (Gündüz, 1991) (Şekil 6.1).



Şekil 6.1 Kuşatılmış kesit için σ – ε davranış modeli (Park vd., 1982)

Şekil 6.1' deki σ –ε modelinde, kuşatılmış çekirdek betonun ve halka donatı dışında kalan, kuşatılmamış örtübeton tasarım mukavemetleri, sırayla, Kf_{cd} ve f_{cd} (veya $k_3 f_{cd}$) kabul edilmiştir (Kent ve Park, 1971; Park vd., 1982). Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların maksimum gerilmeye kadar davranışları 2° parabollerle temsil edilmiş; başlangıç teğetlerinin eğimi eşit alınmış, kuşatmanın bu eğimi etkilemediği varsayılmıştır. Maksimum gerilmedeki birim kısalma, 0.002 (Kent ve Park, 1971; Park ve Paulay, 1975) ya da 0.0022 (CEB, 1991) alınabilir. Başlangıç teğetsel modüller eşit kabul edildiği için, kuşatılmış betonun maksimum gerilmedeki birim kısalma $\varepsilon_{coc}=\varepsilon_{co}K$ olur (Park vd., 1982; Gündüz, 1985).

Maksimum gerilmeden sonraki davranış alçalan doğrularla belirlenmiştir. Kuşatılmış beton için alçalan doğru; kuşatılmamış betonda gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim kısalmaya (ε_{50u}), kuşatma donatısıyla sağlanan birim kısalma (ε_{50h}) eklenerek bulunan ε_{50uc} ($=\varepsilon_{50u}+\varepsilon_{50h}$) kısalmasıyla belirlenmiştir. ε_{50u} ve ε_{50h} birim kısalmaları deneysel bulgularla uyuşan aşağıdaki bağıntılarla hesaplanır (Kent ve Park, 1971; Park vd., 1982).

ε_{50u} değeri, Bölüm 5.1' te verilen (5.4) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\varepsilon_{50h} = 0.75\rho_h\sqrt{\frac{b_h}{s_h}} \qquad (6.5)$$

(6.5) bağıntısıyla hesaplanan, ε_{50h} birim kısalması, enine donatıyla sağlanan düktiliteyi gösterir. Beton mukavemeti arttıkça ε_{50u} birim kısalması küçüleceğinden, aynı ε_{50uc}, birim kısalmasının sağlanabilmesi için yüksek mukavemetli betonlarda, daha düşük mukavemetteki betonlara nazaran daha fazla kuşatma donatısı kullanmak gerekir. Bu gereksinim, yanal donatı çapı büyütülerek ve/veya donatı aralığı küçültülerek karşılanabilir.

$\sigma - \varepsilon$ modelinde, alçalan BC ve B'C' bölümleri, sırasıyla, ε_{ccu} ve ε_{cu} ile sınırlandırılmıştır. Araştırmalar, birim kısalmaların çok büyük olduğu evrede betonun maksimum gerilmenin %20' sine eşit bir gerilmeyi taşıyabileceğini göstermiştir (Kent ve Park, 1971). Alçalan doğru, betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin %20'sine düştüğü birim kısalmalarda (ε_{20uc}, ε_{20u}) sınırlandırılmıştır (Kent ve Park, 1971; Park vd., 1982).

Kuşatma katsayısı K, maksimum tasarım mukavemeti Kf_{cd}, maksimum gerilmedeki birim kısalma, $\varepsilon_{co}K$ ve alçalan doğrunun yatayla yaptığı açı θ_c dir. Bu parametrelere ve $\sigma - \varepsilon$ ilişkisinde tanımlanan kabullere göre eğriyi tanımlayan denklemler aşağıdaki gibi olur (Gündüz, 1990), c indisi kuşatmayı ifade etmek için kullanılmıştır.

AB bölümü için ($\varepsilon_c \leq \varepsilon_{co}K$)

$$\sigma_c = Kf_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}K}\right)^2\right] \tag{6.6}$$

BC bölümü için ($\varepsilon_{co}K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20uc}$)

$$\sigma_c = f_{cd}\left[K - \psi_c(\varepsilon_c - \varepsilon_{co}K)\right] \tag{6.7}$$

Alçalan BC doğrusunun eğiminden faydalanarak ψ_c, aşağıdaki bağıntıyla tanımlanır.

$$\psi_c = \frac{tg\theta}{f_{cd}} = \frac{K - 0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{co}K} \tag{6.8}$$

Kuşatılmamış örtü betonun davranışını tanımlayan bağıntılar Bölüm 5.1.1' de anlatıldığı gibidir.

Denklemlerin içerdiği parametrelerle ilgili kabuller ve bunların irdelenmesi:

Etkili maksimum birim kısalma (ε_{ccu}): Kuşatılmış kesitlerde örtü betonunun parçalanmasından sonra betondaki maksimum birim kısalma, kuşatılmış çekirdeğin yüzeyinde oluşur. Baker (1964), Corley (1966) ve Mattock (1967) bu kısalmanın tasarım değeri için amprik bağıntılar vermişlerdir. Diğer taraftan son on yıldaki deneysel bulgular, bu bağıntılarla yapılan tahminlerin çok ihtiyatlı olduğunu göstermektedir (Park vd., 1982; Sheikh ve Üzümeri, 1982). Baker' a (1964) ve Corley'e (1966) göre, sırayla, 0.008 ve 0.019 olması gereken kısalmalar, Park vd., (1982) tarafından deney sonu yükü için 0.026 bulunmuştur. Sheikh ve Üzümeri (1980, 1982) deneylerinde gerilmenin $0.85Kf_{cd}$ değerine düştüğü zaman oluşan kısalmanın maksimum 0.03' e ulaştığını belirlemişlerdir.

Tasarımda ilgilenilen temel sorun yapısal güvenlik olduğu için varsayımların ihtiyatlı, tek – yanlı duyarlılığı olması zorunludur. Bu bakımdan kuşatılmış kesitlerin tasarımında,

çekirdek beton yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim kısalmanın, ε_{ccu}, bu yüzeydeki gerilmenin $0.80Kf_{cd}$ değerine düştüğü zaman oluşan kısalmaya eşit alınması uygun yaklaşım kabul edilebilir. Bu nedenle ε_{ccu} (6.9) bağıntısıyla hesaplanabilir (Gündüz, 1991).

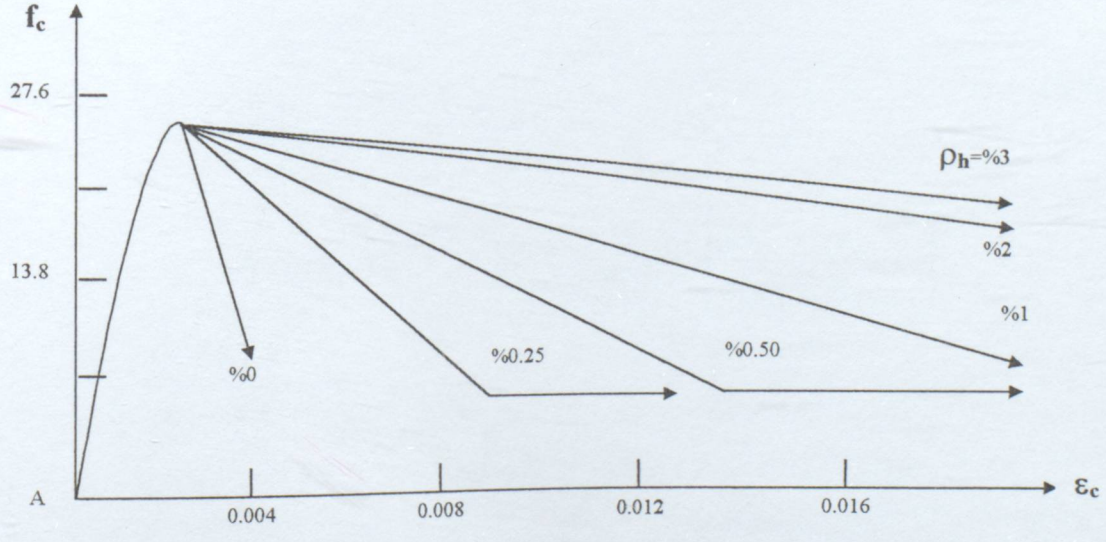
$$\varepsilon_{ccu} = K\left[\frac{0.2}{\psi_c} + \varepsilon_{co}\right] \tag{6.9}$$

Kuşatılmamış kesitlere ilişkin etkili maksimum birim kısalma ε_{cu}, aynı yaklaşımdan hareketle (6.10) bağıntısıyla hesaplanabilir (Gündüz, 1991).

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{80u} = \frac{0.2}{\psi} + \varepsilon_{co} \tag{6.10}$$

ε_{cu}, için 0.004 üst sınırı aşılmamalıdır.

Hacimsel donatı yüzdesi ρ_h, yüzdesi büyüdükçe, maksimum beton gerilmesinden sonraki davranışını betimleyen doğrular yelpazesi aralıklarının küçüldüğü görülür (Şekil 6.2). Başka bir deyişle, ε_{50h} düktilite artımları küçülür, halka donatının etkinliği azalır (Kent ve Park, 1971). Bu nedenle halka donatı oranının 0.03 ile sınırlandırılması uygundur (Kent ve Park, 1971; Gündüz, 1991).



Şekil 6.2 Enine donatı hacimsel yüzdesindeki değişimin beton düktilitesine etkisi s_h/b_h=0.50 ve f'_c=27.6 N/mm² (Park ve Paulay, 1975)

6.1.2 Çelik İçin σ–ε Modeli

Kuşatılmış kesitlerin çözümlenmesinde, donatı çeliği için kullanılan σ–ε modeli, kuşatılmamış kesitlerin çözümlenmesinde kullanılan (Bölüm 5.1.2) model gibidir.

6.2 BETON BASINÇ GERİLME DAĞILIMI PARAMETRELERİNİN TAYİNİ

Bölüm 6.1.1' de verilen $\sigma - \varepsilon$ davranış modeli ile (6.6) ve (6.7) bağıntıları kullanılarak taşıyıcı elemanlarda, herhangi bir yük aşaması için beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanabilir. ε_{cmc} birim deformasyonunun bulunduğu aralıktaki (6.6) ve (6.7) gerilme fonksiyonları, (5.11) ve (5.12) integral ifadelerde yerine yazılıp, integral dışına çıkarılırsa aşağıda verilen (6.15) ve (6.16) bağıntıları yardımıyla k_{1c} ve k_{2c} bulunur.

$$S_{1c} = Kf_{cd}\left[\frac{\varepsilon_{cc}^2}{\varepsilon_{coc}} - \frac{\varepsilon_{cc}^3}{3\varepsilon_{coc}^2}\right] \tag{6.11}$$

$$S_{2c} = f_{cd}\left[(K + \psi_c\varepsilon_{coc})(\varepsilon_{ccu} - \varepsilon_{coc}) - \psi_c\left(\frac{\varepsilon_{ccu}^2 - \varepsilon_{coc}^2}{2}\right)\right] \tag{6.12}$$

$$S_{3c} = Kf_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cc}^3}{3\varepsilon_{coc}} - \frac{\varepsilon_{cc}^4}{4\varepsilon_{co}^2}\right] \tag{6.13}$$

$$S_{4c} = f_{cd}\left[(1 + \psi_c\varepsilon_{coc})\left(\frac{\varepsilon_{ccu}^2 - \varepsilon_{coc}^2}{2}\right) - \psi_c\left(\frac{\varepsilon_{ccu}^3 - \varepsilon_{coc}^3}{3}\right)\right] \tag{6.14}$$

$$k_{1c} = \frac{S_{1c} + S_{2c}}{K\sigma_{cmc}\varepsilon_{cmc}} \tag{6.15}$$

$$k_{2c} = 1 - \left[\frac{S_{3c} + S_{4c}}{\varepsilon_{cmc}(S_{1c} + S_{2c})}\right] \tag{6.16}$$

$\varepsilon_{cmc} \le \varepsilon_{coc}$ ise, $S_{2c} = 0$ ve $S_{4c} = 0$, $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cmc}$, $\sigma_{cmc} = f_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{coc}}\right)^2\right]$

$\varepsilon_{cmc} > \varepsilon_{coc}$ ise, $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{coc}$, $\sigma_{cmc} = f_{cd}$

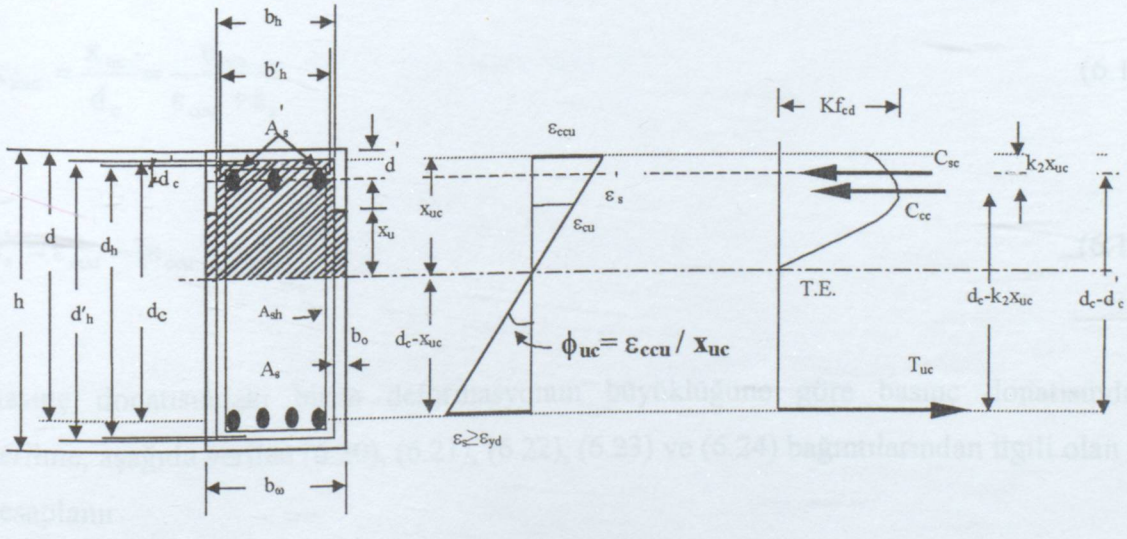
6.3 ÇÖZÜMLEMEDE ve TASARIMDA KULLANILAN BAĞINTILAR

Bu bölümde kuşatılmış kiriş kesitlerinin son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limit durumuna göre çözümlenmesine ilişkin bağıntılar verilecektir.

Kuşatılmış kesitlerin son limit eğilme momenti ve eğriliği -hangi malzeme önce kırılma durumuna ulaşıyorsa- ε_{sud} deformasyonuyla veya ε_{ccu} kısalmasıyla tanımlanabilir. Kesitte son limit durumda betondaki birim kısalma ε_{ccu}, değerine ulaştığında çekme donatısındaki birim deformasyon ε_{sud}, değerine ulaşmamışsa belirlenen eğrilik, son limitin ihtiyatlı bir tahmini olur. Betondaki birim kısalma ε_{ccu}, değerine ulaşmadan boyuna donatıdaki birim deformasyon ε_{sud}, değerine ulaşmışsa, moment ve eğrilik son limite ulaşmış demektir.

6.3.1 Son Limit Duruma Göre Çözümleme

Çalışmanın bu bölümünde donatısı pekleşen, kuşatılmış ve basınç donatılı dikdörtgen betonarme kesit gözönüne alınmıştır. Buna göre, çekme donatısı pekleşme evresinde bulunan kuşatılmış bir kesitin son limit momenti, M_{uc}, ve eğriliği, ϕ_{uc}, aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla belirlenebilir (Gündüz, 1984; 1988b; 1988c) (Şekil 6.3).



Şekil 6.3 Kuşatılmış kesitte son limit duruma göre çözümleme
(a) Basınç donatılı kesit (b) Birim deformasyon dağılımı (c) İç kuvvetlerin bileşkesi

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} \quad , \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}}$$

$$b_h = b_\omega - 2b_o \,,\; d_h = h - 2b_o \,,\; d_c = d - b_o \,,\; d_c' = \phi_e + 0.5\phi_b \,,\; b_h' = b_h - \phi_e \,,\; d_h' = d_h - \phi_e$$

$$d' = b_o + \phi_e + 0.5\phi_b \,,\; d = h - d'$$

$$A_{sh} = \frac{\pi \phi_e^2}{4} \tag{6.17}$$

b_o, örtü beton kalınlığı; A_{sh}, enine donatı alanı; d_c, çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe; d_c', basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe; ϕ_e, enine donatı çapı; ϕ_b, boyuna donatı çapı.

$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$ için uygunluk denklemleri:

Tarafsız eksen derinliği katsayısı ve basınç donatısındaki birim deformasyon sırasıyla (6.18) ve (6.19) bağıntılarıyla bulunur.

$$k_{xuc} = \frac{x_{uc}}{d_c} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s} \tag{6.18}$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s)\frac{d_c'}{d_c} \tag{6.19}$$

Basınç donatısındaki birim deformasyonun büyüklüğüne göre basınç donatısındaki gerilme, aşağıda verilen (6.20), (6.21), (6.22), (6.23) ve (6.24) bağıntılarından ilgili olan ile hesaplanır.

$$\varepsilon_{yd} \le \varepsilon_s' \le \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s' = f_{yd} \tag{6.20}$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s^{'} \leq \varepsilon_{sud} \text{ ise } \sigma_s^{'} = f_{yd} + (\varepsilon_s^{'} - \varepsilon_{sh})E_p \quad (6.21)$$

$$-\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s^{'} \leq -\varepsilon_{yd} \text{ ise } \sigma_s^{'} = -f_{yd} \quad (6.22)$$

$$-\varepsilon_{sud} \leq \varepsilon_s^{'} < -\varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s^{'} = -\left[f_{yd} + (\varepsilon_s^{'} - \varepsilon_{sh})E_p\right] \quad (6.23)$$

$$-\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s^{'} < \varepsilon_{yd} \text{ ise } \sigma_s^{'} = \varepsilon_s^{'} E_s \quad (6.24)$$

Çekme donatısındaki birim deformasyonun büyüklüğüne göre çekme donatısındaki gerilme, aşağıda verilen (6.25), (6.26) ve (6.27) bağıntılarından ilgili olan ile hesaplanır.

$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ ise kesitte basınç kırılması olacaktır. Dolayısıyla her koşulda $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ koşulu sağlanmalıdır.

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s = f_{yd} \quad (6.25)$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud} \text{ ise } \sigma_s = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (6.26)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sud} \text{ ve } \sigma_s = f_{sud} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (6.27)$$

Kuvvet denge denklemi, (6.30) bağıntısındaki gibidir.

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (6.28)$$

$$\alpha_c = \left\{ k_{1c} K \frac{b_h}{b_\omega} + k_1 k_3 k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega} \right) \right\} \frac{d_c}{d} \quad (6.29)$$

$$\alpha_c f_{cd} k_{xuc} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho^{'}}{\rho} \sigma_s^{'} \right] \quad (6.30)$$

k_{1c} ve k_1 sırasıyla, kuşatılmış ve kuşatılmamış kesitlere ilişkin beton basınç gerilme dağılımı parametreleri.

k_{1c} parametresi, ε_{ccu} ve beton karakteristik basınç mukavemeti f_{ck} ya bağlı olarak Bölüm 6.2' de anlatılan yolla hesaplanacaktır. k_3=0.85

Son limit moment ve eğriliğinin hesaplanması:

$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$, ω = mekanik donatı yüzdesi, $\frac{\omega'}{\omega} = \frac{\rho'}{\rho}$

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} k_{2c} K \frac{b_h}{b_\omega} + \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega}\right) k_1 k_3 k_h (1 - k_h + k_2 k_h) \right\} \frac{d_c}{d} \qquad (6.31)$$

Bu ifadede k_{2c} ve k_2 sırasıyla, kuşatılmış ve kuşatılmamış kesitlere ilişkin beton basınç gerilme dağılımı parametreleridir.

k_{2c} parametresi, Bölüm 6.2' de anlatılan yolla hesaplanır.

Kuşatılmış kesitte son limit moment (6.32) bağıntısıyla hesaplanır.

$$M_{uc} = b_\omega d^2 f_{cd} \omega \frac{d_c}{d} \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left(1 - \frac{\omega'}{\omega} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \right)^2 - \frac{\omega'}{\omega} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \frac{d_c'}{d_c} \right] \qquad (6.32)$$

Son limit eğriliği; $\varepsilon_c = \varepsilon_{ccu}$ ve $\varepsilon_s < \varepsilon_{sud}$ ise (6.33) bağıntısıyla,

$$\phi_{uc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{x_{uc}} \qquad (6.33)$$

$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu}$ ve $\varepsilon_s = \varepsilon_{sud}$ ise (6.34) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\phi_{uc} = \frac{\varepsilon_{sud}}{d_c - x_{uc}} \qquad (6.34)$$

6.3.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümleme

Kuşatılmış dikdörtgen kiriş kesitlerinin akma momenti ve eğriliği aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla belirlenebilir (Gündüz, 1984; 1988b; 1988c). Akma limit durumunda, çekme donatısındaki birim deformasyon akma birim deformasyonuna eşit olacaktır.

$$\varepsilon_s=\varepsilon_{yd},\ \varepsilon_{yd}=\frac{f_{yd}}{E_s}$$

Tarafsız eksen derinliği katsayısı (6.35) bağıntısıyla belirlenir.

$$k_{xyc}=\frac{x_{yc}}{d} \tag{6.35}$$

(6.35) bağıntısı ile bulunan k_{xyc}, (6.36) bağıntısında yerine konarak betondaki birim deformasyon hesaplanır.

$$\varepsilon_{cyc}=\frac{\varepsilon_{yd}k_{xyc}}{1-k_{xyc}} \tag{6.36}$$

Betondaki gerilme $\varepsilon_{cyc}<\varepsilon_{coc}$ ise (6.37) bağıntısıyla,

$$\sigma_{cyc}=Kf_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cyc}}{\varepsilon_{coc}}-\left(\frac{\varepsilon_{cyc}}{\varepsilon_{coc}}\right)^2\right] \tag{6.37}$$

$\varepsilon_{coc}\leq\varepsilon_{cyc}\leq\varepsilon_{ccu}$ ise (6.38) bağıntısıyla belirlenir.

$$\sigma_{cyc}=f_{cd}\left[K-\psi_c(\varepsilon_{cyc}-\varepsilon_{coc})\right] \tag{6.38}$$

k_{1yc} ve k_{2yc} akma limit durumunda beton basınç gerilme dağılımı parametreleridir. Bölüm 6.2' de anlatılan yolla hesaplanır.

Basınç donatısındaki birim deformasyon ve gerilme sırasıyla (6.39) ve (6.40) bağıntıları ile hesaplanır.

$$\varepsilon'_{syc} = \varepsilon_{cyc}\left(1 - \frac{d'}{x_{yc}}\right) \tag{6.39}$$

$$\sigma'_{syc} = \varepsilon'_{syc} E_s \tag{6.40}$$

(6.36) ve (6.39) bağıntılarının tayininde Şekil 5.4' ten faydalanılmıştır.

Kuvvet denge denklemi, (6.41) bağıntısındaki gibidir.

$$C_{cyc} + C_{syc} = T_{yc} \tag{6.41}$$

Betondaki basınç kuvveti, basınç donatısındaki basınç kuvveti ve çekme kuvveti sırasıyla (6.42), (6.43), (6.44) bağıntıları ile hesaplanır.

$$C_{cyc} = k_{1yc}\sigma_{cyc} b_\omega x_{yc} \tag{6.42}$$

$$C_{syc} = \rho' b_\omega d\sigma'_{syc} \tag{6.43}$$

$$T_{yc} = \rho b_\omega d f_{yd} \tag{6.44}$$

Akma momenti, (6.45) bağıntısı kullanılarak hesaplanır.

$$M_{yc} = C_{cyc}(d - k_{2yc}x_{yc}) + C_{syc}(d - d') \tag{6.45}$$

Akma eğriliği, $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\varepsilon_{cyc} < \varepsilon_{coc}$ ise (6.46) bağıntısıyla,

$$\phi_{yc} = \frac{\varepsilon_s}{d - x_{yc}} \tag{6.46}$$

$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\varepsilon_{coc} \leq \varepsilon_{cyc} \leq \varepsilon_{ccu}$ ise (6.47) bağıntısıyla belirlenir.

$$\phi_{yc} = \frac{\varepsilon_{cyc}}{x_{yc}} \tag{6.47}$$

Kesit eğrilik düktilitesi μ_c:

Kesitin eğrilik düktilitesi, μ_c, son limit eğriliğinin akma limit eğriliğine oranı olarak (6.48) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\mu_c = \frac{\phi_{uc}}{\phi_{yc}} \tag{6.48}$$

6.4 ÇÖZÜMLEMEDE İZLENEN YOL

6.4.1 Son Limit Duruma Göre Çözümlemede İzlenen Yol

- Kuşatılmış kesitte etkili maksimum birim kısalma, ε_{ccu}, (6.9) bağıntısıyla hesaplanır. (5.4), (6.5) ve (6.8) bağıntılarıyla, sırasıyla, ε_{50u}, ε_{50h} ve ψ_c değerleri hesaplanır. Bundan sonra Bölüm 6.2' de anlatılan yolla k_{1c} ve k_{2c} hesaplanır.
- Çekme donatısındaki birim deformasyonun (ε_s) hesaplanması: Çözümde kuvvet denge denkleminden faydalanılır. Basınç donatısının aktığı ($\sigma'_s = f_{yd}$) çekme donatısının pekleşme evresinde olduğu varsayılır. (6.18) ve (6.29) bağıntıları (6.30) denkleminde yerine yazılır. Elde edilen 2° denklem çözülerek ε_s, uzaması belirlenir. Çözüme başlarken yapılan $\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{sh}$ ve $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$ varsayımları kontrol edilir. Koşullar sağlanıyorsa bulunan ε_s birim deformasyonu doğru hesaplanmıştır. Koşullardan biri veya ikisi sağlanmıyorsa basınç ve çekme donatısı için, Bölüm 6.3' teki ilgili bağıntı kullanılarak ε_s yeniden hesaplanır. $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud}$ olmalıdır. Kabul edilen varsayımlar sağlanıncaya kadar deneme - yanılma ile çözüme devam edilir.
- Birim deformasyonlar ve gerilmeler belirlendiğine göre son limit moment ve eğriliği hesaplanır. Moment, (6.32) bağıntısıyla belirlenir. Eğrilik, $\varepsilon_s < \varepsilon_{sud}$ ise (6.33) bağıntısıyla, aksi durumda (6.34) bağıntısıyla hesaplanır.

6.4.2 Akma Limit Durumuna Göre Çözümlemede İzlenen Yol

Belirli bir kesitte, ε_{cmc}, kısalmasının herhangi bir değeri için moment ve eğrilik, bu birim deformasyona ilişkin k_{1yc} ve k_{2yc} değerleri kullanılarak deneme – yanılma yöntemiyle hesaplanır. Akma anında $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ ve $\sigma_s = f_{yd}$ dir.

- Tarafsız eksen derinliği x_{yc}, için bir değer kabul edilir. (6.35), (6.36) bağıntıları yardımıyla, sırasıyla, k_{xyc} ve ε_{cyc} hesaplanır. ε_{cyc} belirli olduğuna göre Bölüm 6.2' de anlatılan yolla k_{1yc} ve k_{2yc} hesaplanır.
- (6.39) ve (6.40) bağıntılarıyla, sırasıyla, ε'_{syc} ve σ'_{syc} hesaplanır.

- (6.42), (6.43) ve (6.44) bağıntılarıyla, sırasıyla, beton basınç kuvveti, basınç donatısındaki basınç kuvveti ve çekme kuvveti hesaplanır. Değerler (6.41) denkleminde yerine konarak x_{yc} kontrol edilir. Kabul yanlış ise x_{yc} için yeni bir değer seçilerek çözüm tekrarlanır.
- Kuvvet denge denklemini sağlayan x_{yc} bulunduktan sonra (6.45) bağıntısıyla M_{yc}, belirlenir. Akma eğriliği, ϕ_{yc}, $\varepsilon_{cyc}<\varepsilon_{coc}$ ise (6.46) bağıntısıyla, aksi durumda (6.47) bağıntısıyla hesaplanır.

Kesit eğrilik düktilitesi, (6.48) yardımıyla hesaplanır.

6.5 PARAMETRİK ÇALIŞMADA YAPILAN KABULLER ve DEĞİŞKENLER

6.5.1 Kabuller

Aşağıda verilen kabul dışındakiler Bölüm 5.7.3' de yapılan kabuller gibidir.

- Akma anında birim kısalmanın maksimum değeri, örtübetondaki etkili maksimum birim kısalma (ε_{cu}) ile sınırlandırılmıştır ($\varepsilon_{cy}<\varepsilon_{cu}$). ε_{cy}, ε_{ccu} ile sınırlandırıldığında $\varepsilon_{cy}>\varepsilon_{cu}$ ise son limit durumda tarafsız eksen derinliği, x_{uc}, akma limit durumundaki tarafsız eksen derinliği, x_{yc} den büyük olur ($x_{uc}>x_{uy}$). Bu durum davranışla uyuşmamaktadır. Çünkü, x_{yc} her zaman x_{uc} den büyüktür. Son limit duruma doğru tarafsız eksen yukarı doğru çıkarak tarafsız eksen derinliği küçülür.

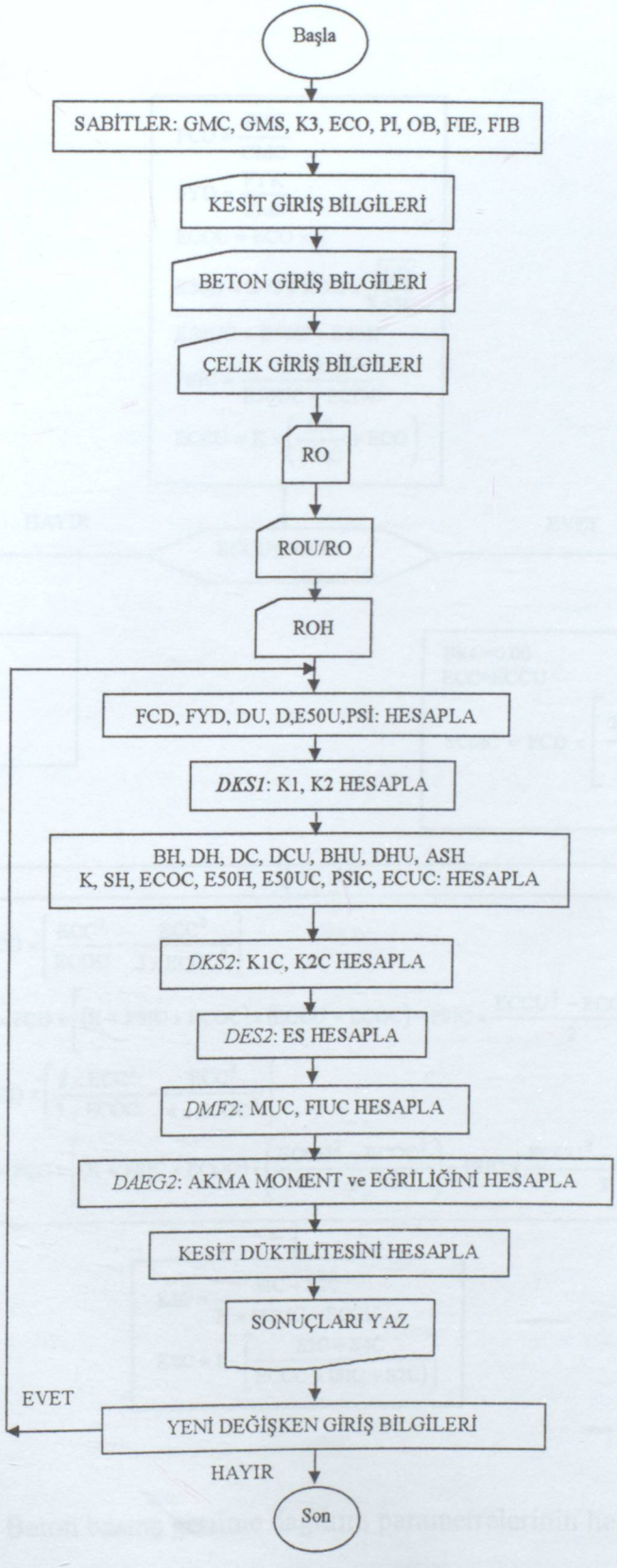
$\varepsilon_{cy}>\varepsilon_{ccu}$ ise basınç kırılması sözkonusudur.

- Örtübeton için etkili maksimum birim kısalma (ε_{cu}): 0.003 alınmıştır.
- Kuşatılmamış kesit (örtübeton) için maksimum gerilmedeki birim kısalma (ε_{co}): 0.002 kabul edilmiştir. Kuşatılmış kesit için bu değer $\varepsilon_{co}K$ (0.002K) alınmıştır.
- k_3=0.85 alınmıştır.
- Malzeme güvenlik katsayıları: Beton için, γ_{mc}=1.50 ve çelik için, γ_{ms}=1.15 alınmıştır.
- Enine donatı hacimsel yüzdesi (ρ_h): Bu değer belirlenirken Deprem Yönetmeliği (1997) 7.4.4.' de enine donatı ile ilgili verilen koşullar irdelenerek üç farklı kesit grubu, 25/35 (d'/d=0.12), 25/50 (d'/d=0.09) ve 25/75 (d'/d=0.06) için, sırayla, 0.009, 0.008 ve 0.007 bulunmuştur. Çalışmada ρ_h=0.007 alınmış olup bu durumda d'/d=0.09 ve d'/d=0.09 olan kesitler için kesit eğrilik düktilitesi bakımından daha güvenli olmaktadır.

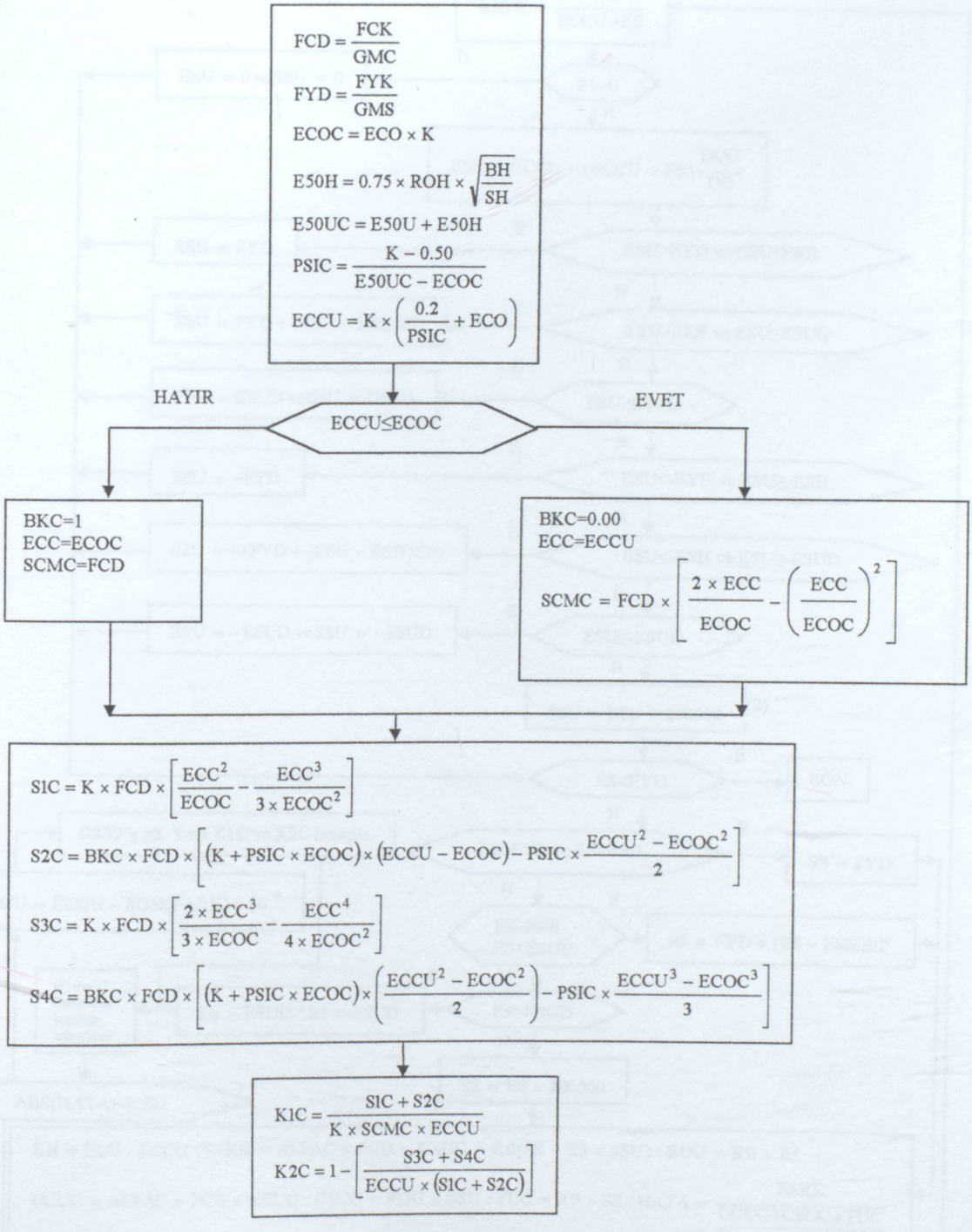
6.5.2 Değişkenler

Bölüm 5.7.1' de kuşatılmamış kesitler için verilen değişkenler ve aynı değerleri kullanılmıştır.

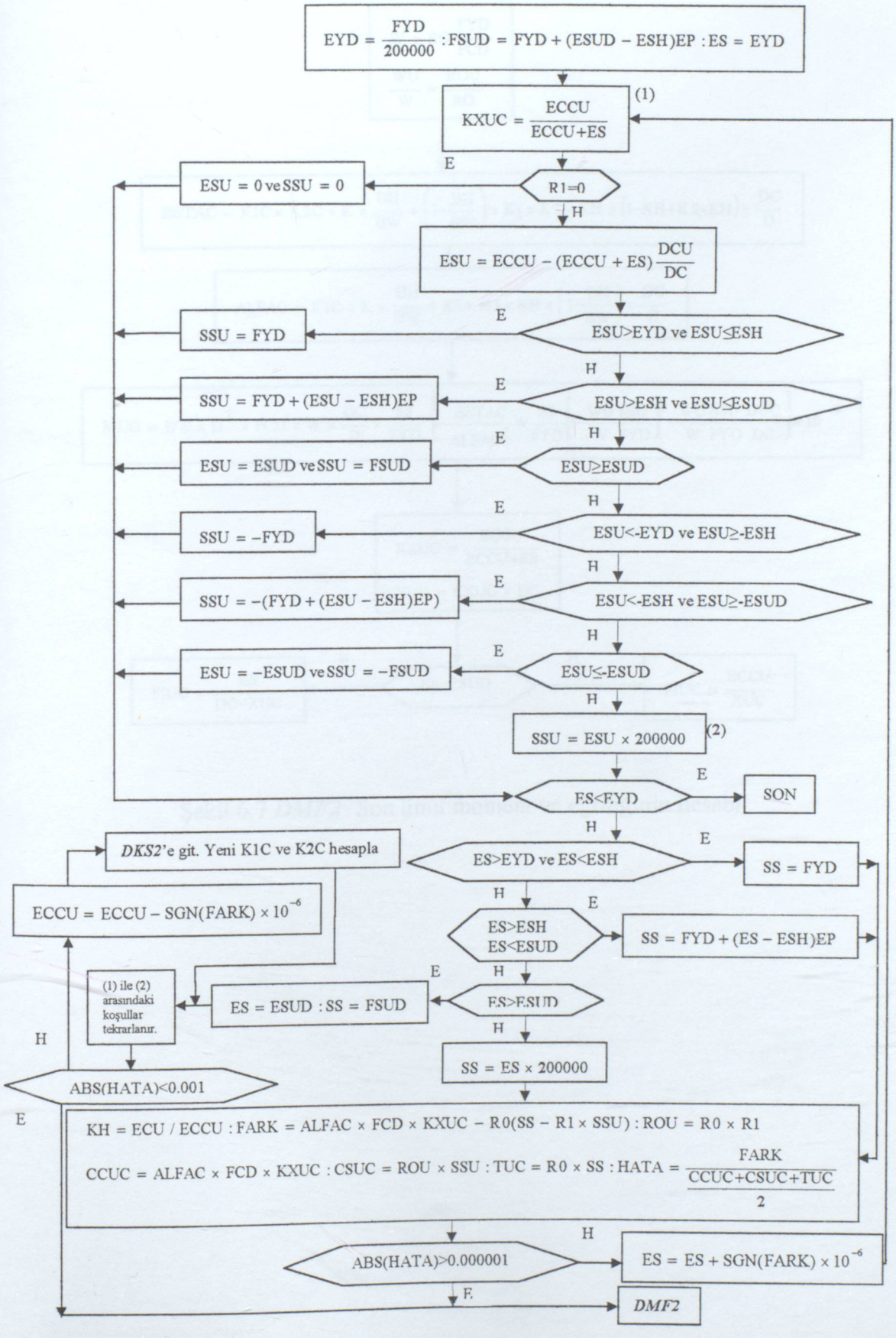
6.6 KUŞATILMIŞ KESİTTE EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİ BELİRLEYEN BİR BİLGİSAYAR PROGRAMI



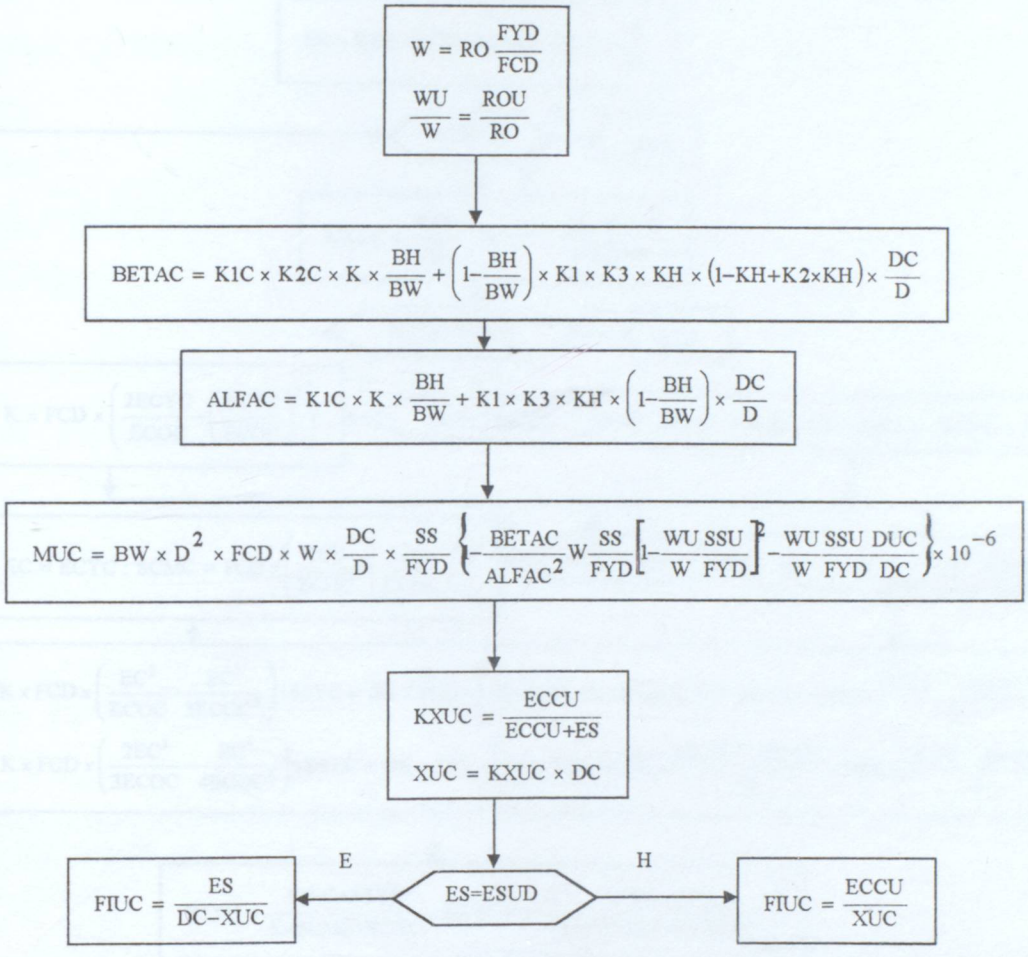
Şekil 6.4 Kuşatılmış kesitte çözümleme için genel akış diyagramı



Şekil 6.5 ***DKS2***: Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin hesabı



Şekil 6.6 ***DES2***: Çekme donatısındaki birim deformasyonun hesabı



Şekil 6.7 ***DMF2***: Son limit moment ve eğriliğinin hesabı

6.7 KUŞATILMIŞ KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİNE AİT BİR ÖRNEK ÇÖZÜM (M_{uc}, M_{yc}, ϕ_{uc}, ϕ_{yc}, μ_c hesabı)

Verilenler:

Malzeme: C16/S220

Kesit: 25/50

$$\frac{d'}{d} = 0.09 \, , \, \rho = 0.02 \, , \, \frac{\rho'}{\rho} = 0.50 \, , \, \gamma_{mc} = 1.50 \, , \, \gamma_{ms} = 1.15 \, , \, \rho_h = 0.007$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 \, , \, (k_1 = 0.773, k_2 = 0.407) \, , \, k_3 = 0.85 \, , \, \varepsilon_{co} = 0.002$$

S220 için: $\varepsilon_{sh} = 0.02$; $\varepsilon_{sud} = 0.114$; $E_p = 750$ MPa

İstenenler: Kuşatılmış kesitin son limit ve akma limit durumu momentleri ve eğrilikleri ile kesit eğrilik düktilitesi ($M_{uc}, M_{yc}, \phi_{uc}, \phi_{yc}, \mu_c$)

Örtü beton kalınlığı (b_o)= 23mm; etriye çapı (ϕ_e)= 8mm; boyuna donatı çapı (ϕ_b)= 20mm

Son limit durum için çözümleme;

$$b_h = b_\omega - 2 \times b_o = 250 - 2 \times 23 = 204\text{mm}$$

$$b_h' = b_h - \phi_e = 204 - 8 = 196\text{mm}$$

$$d_h = h - 2 \times b_o = 500 - 2 \times 23 = 454\text{mm}$$

$$d_h' = d_h - \phi_e = 454 - 8 = 446\text{mm}$$

$$d' = b_o + \phi_e + 0.5 \times \phi_b = 23 + 8 + 0.5 \times 20 = 41\text{mm}$$

$$d = h - d' = 500 - 41 = 459\text{mm}$$

$$d_c = d - b_o = 459 - 23 = 436\text{mm}$$

$$d_c^{'} = \phi_e + 0.5 \times \phi_b = 8 + 0.5 \times 20 = 18\text{mm}$$

$$f_{cd} = \frac{16}{1.5} = 10.67\,\text{MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{220}{1.15} = 191.3\,\text{MPa}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 k_3 f_{cd}}{145 k_3 f_{cd} - 1000} = \frac{3 + 0.29 \times 0.85 \times 10.67}{145 \times 0.85 \times 10.67 - 1000} = 0.0178898$$

$$\psi = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} = \frac{0.50}{0.0178898 - 0.002} = 31.467$$

$$C16 < C50 \rightarrow K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} = 1 + 0.007 \times \frac{220}{16} = 1.096$$

$$A_{sh} = \pi \frac{\phi_e^2}{4} = \pi \frac{8^2}{4} = 50.265\text{mm}^2$$

$$s_h = \frac{2 A_{sh} (b_h^{'} + d_h^{'})}{\rho_h b_h d_h} = \frac{2 \times 50.265 \times (196 + 446)}{0.007 \times 204 \times 454} = 99.55\text{mm}$$

$$\varepsilon_{50uc} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h}\,,\ \varepsilon_{coc} = \varepsilon_{co} K = 0.002 \times 1.096 = 0.002192$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_h \sqrt{\frac{b_h}{s_h}} = 0.75 \times 0.007 \sqrt{\frac{204}{99.55}} = 0.007515$$

$$\psi_c = \frac{K - 0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}} = \frac{1.096 - 0.50}{0.0178898 + 0.007515 - 0.002192} = 25.675$$

$$\varepsilon_{ccu} = K \left(\frac{0.20}{\psi_c} + \varepsilon_{co} \right) = 1.096 \left(\frac{0.20}{25.675} + 0.002 \right) = 0.01073$$

C16 ve $\varepsilon_{ccu} = 0.01073$ için k_{1c}=0.852, k_{2c}=0.486

$$k_{xuc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s} = \frac{0.01073}{0.01073 + \varepsilon_s}$$

$$f_{yhd} = 176.3 + 750\varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s^{'} = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s)\frac{d_c^{'}}{d_c}$$

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}} = \frac{0.003}{0.01073} \cong 0.28$$

$$\alpha_c = \left\{ k_{1c} K \frac{b_h}{b_\omega} + k_1 k_3 k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega} \right) \right\} \frac{d_c}{d}$$

$$\alpha_c = \left\{ 0.852 \times 1.096 \frac{204}{250} + 0.773 \times 0.85 \times 0.2796 \left(1 - \frac{204}{250} \right) \right\} \frac{436}{459} = 0.756$$

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} k_{2c} K \frac{b_h}{b_\omega} + \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega} \right) k_1 k_3 k_h (1 - k_h + k_2 k_h) \right\} \frac{d_c}{d}$$

$$\beta_c = \left\{ 0.852 \times 0.486 \times 1.096 \frac{204}{250} + \left(1 - \frac{204}{250} \right) 0.773 \times 0.85 \times 0.28 (1 - 0.28 + 0.407 \times 028 \right\} \frac{436}{459}$$

$$\beta_c = 0.379$$

$$\frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{191.3}{199.5} = 0.959$$

$$\frac{\omega'}{\omega} = 0.50\,,\ \frac{d'}{d} = 0.09\,,\ \frac{d_c}{d} = \frac{436}{459} = 0.95$$

$$M_{uc} = b_\omega d^2 f_{cd} \omega \frac{d_c}{d}\frac{\sigma_s}{f_{yd}}\left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2}\omega\frac{\sigma_s}{f_{yd}}\left(1 - \frac{\omega'}{\omega}\frac{\sigma'_s}{\sigma_s}\right)^2 - \frac{\omega'}{\omega}\frac{\sigma'_s}{\sigma_s}\frac{d'_c}{d_c}\right]$$

$$M_{uc} = 250 \times 459^2 \times 10.67 \times 0.3585 \times 0.95 \times 1.043 \times \{....\}$$
$$....\left\{1 - 0.663 \times 0.3585 \times 1.043[1 - 0.5 \times 0.959]^2 - 0.5 \times 0.959 \times 0.041\right\} \times 10^{-6}$$

$$M_{uc} = 182.28\ \text{kNm} \rightarrow \text{son limit durum momenti}$$

$$k_{xuc} = \frac{0.01073}{0.01073 + 0.030933} = 0.2575 \rightarrow x_{uc} = k_{xuc} d_c = 0.2575 \times 436 = 112.27\ \text{mm}$$

$$\phi_{uc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{x_{uc}} = \frac{0.01073 \times 10^{-3}}{112.27} = 0.095554\ \text{rad/m} \rightarrow \text{son limit durum eğriliği}$$

<u>Akma limit durumu için çözümleme;</u>

Deneme yanılma – metodu ile çözüm yapılacaktır.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd} = 0.0009565$$

$x_{yc} = 231.33$ mm olsun.

$$k_{xyc} = \frac{x_{yc}}{d} = \frac{231.33}{459} = 0.504$$

$$\varepsilon_{cyc} = \frac{\varepsilon_{yd} k_{xyc}}{1 - k_{xyc}} = \frac{0.0009565 \times 0.504}{1 - 0.504} = 0.00097$$

$$\varepsilon_{cyc} = 0.00097 \rightarrow k_{1yc} = 0.548\,,\; k_{2yc} = 0.348$$

$$\varepsilon'_{syc} = \varepsilon_{cyc}\left(1 - \frac{d'}{x_{yc}}\right) = 0.00097\left(1 - \frac{41.28}{231.33}\right) = 0.000798$$

$$\sigma'_{syc} = \varepsilon'_{syc} E_s = 0.000798 \times 200000 = 159.93\,\text{MPa}$$

$$\varepsilon_{cyc} < \varepsilon_{coc} \rightarrow \sigma_{cyc} = Kf_{cd}\left[\frac{2\varepsilon_{cyc}}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_{cyc}}{\varepsilon_{coc}}\right)^2\right]$$

$$\sigma_{cyc} = 1.096 \times 10.67\left[\frac{2 \times 0.00097}{0.002192} - \left(\frac{0.00097}{0.002192}\right)^2\right] = 8.07\,\text{MPa}$$

$$C_{cyc} = k_{1yc}\sigma_{cyc} b_\omega x_{yc} = 0.548 \times 8.07 \times 250 \times 231.33 \times 10^{-3} = 255.48\,\text{kN}$$

$$\rho' = 0.50\rho = 0.50 \times 0.02 = 0.01$$

$$C_{syc} = \rho' b_\omega d\sigma'_{syc} = 0.01 \times 250 \times 459 \times 159.93 \times 10^{-3} = 183.52\,\text{kN}$$

$$T_{yc} = \rho b_\omega d f_{yd} = 0.02 \times 250 \times 459 \times 191.3 \times 10^{-3} = 439.04\,\text{kN}$$

$$C = C_{cyc} + C_{syc} = 255.48 + 183.52 \cong 439\ \text{kN}$$

$$C \cong T = 439.04\,\text{kN}$$

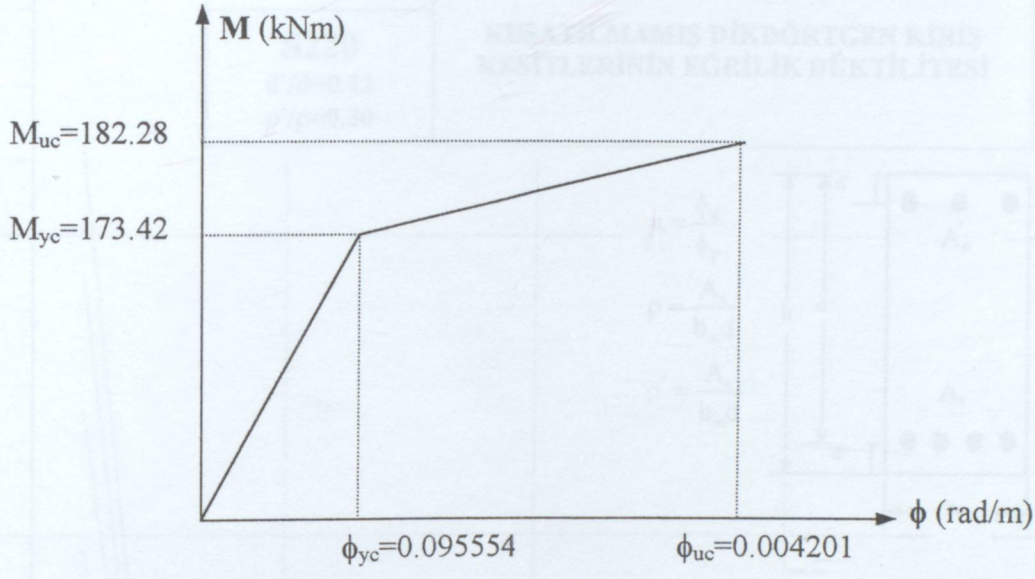
$$M_{yc} = C_{cyc}(d - k_{2yc}x_{yc}) + C_{syc}(d - d')$$

$$M_{yc} = 255.48(459 - 0.348 \times 231.33) \times 10^{-3} + 183.52(459 - 41.28) \times 10^{-3}$$

$$M_{yc} = 173.42\,\text{kNm} \rightarrow \text{akma limit momenti}$$

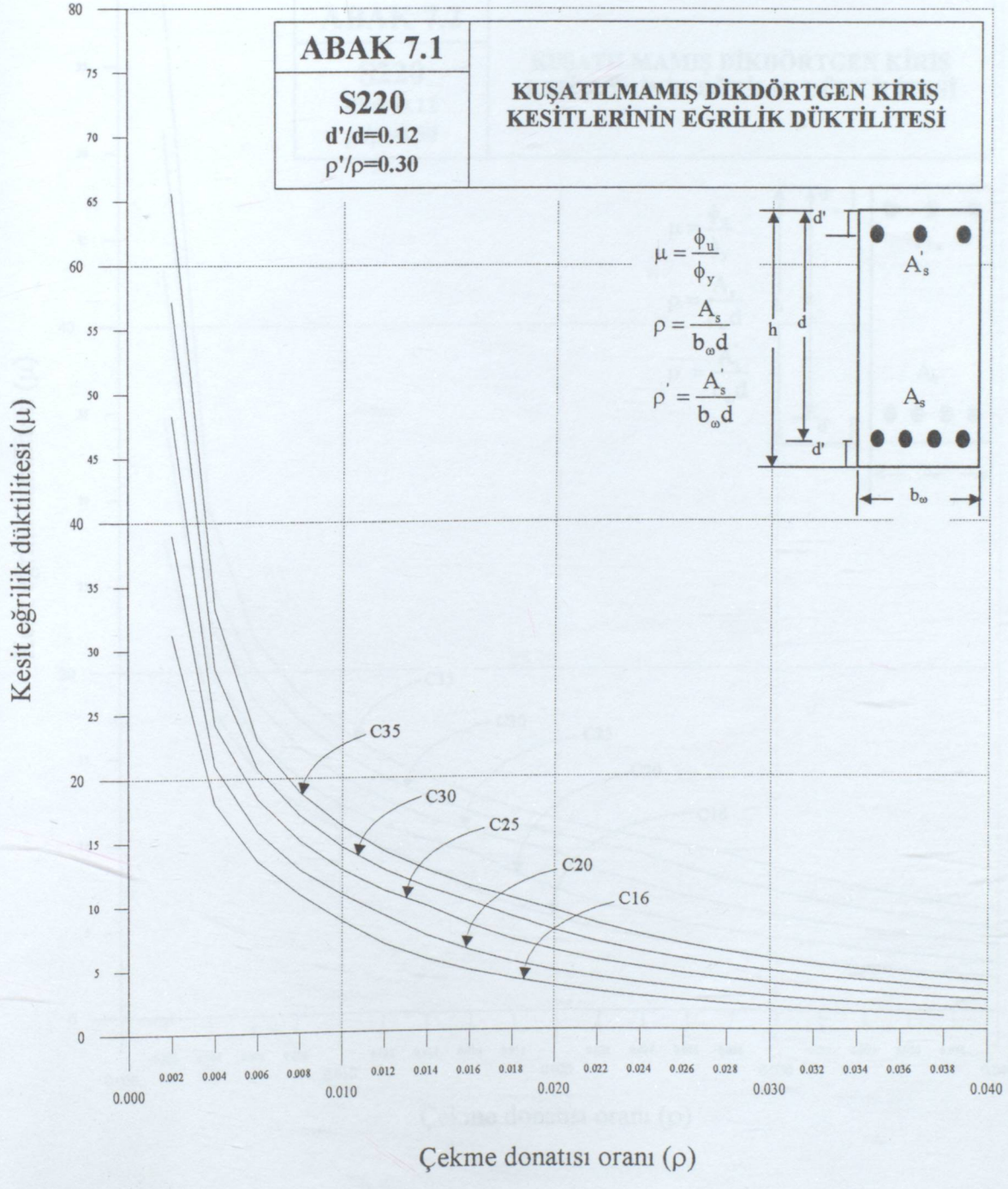
$$\phi_{yc} = \frac{\varepsilon_s}{d - x_{yc}} = \frac{0.0009565 \times 10^3}{(459 - 231.33)} = 0.004201 \text{ rad/m} \rightarrow \text{akma limit eğriliği}$$

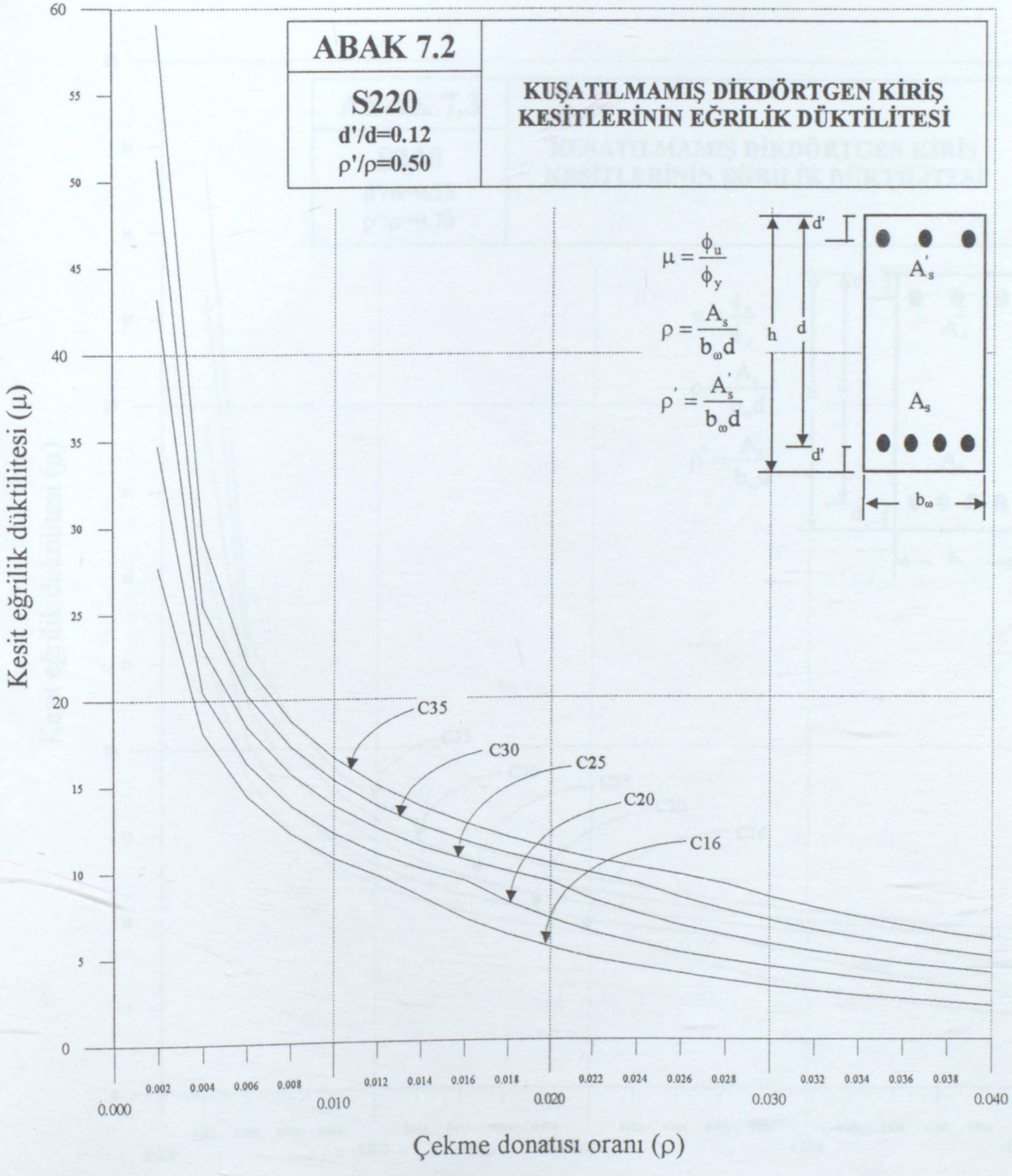
$$\text{Kesit eğrilik düktilitesi} \rightarrow \mu_c = \frac{\phi_{uc}}{\phi_{yc}} = \frac{0.095554}{0.004201} = 22.74$$

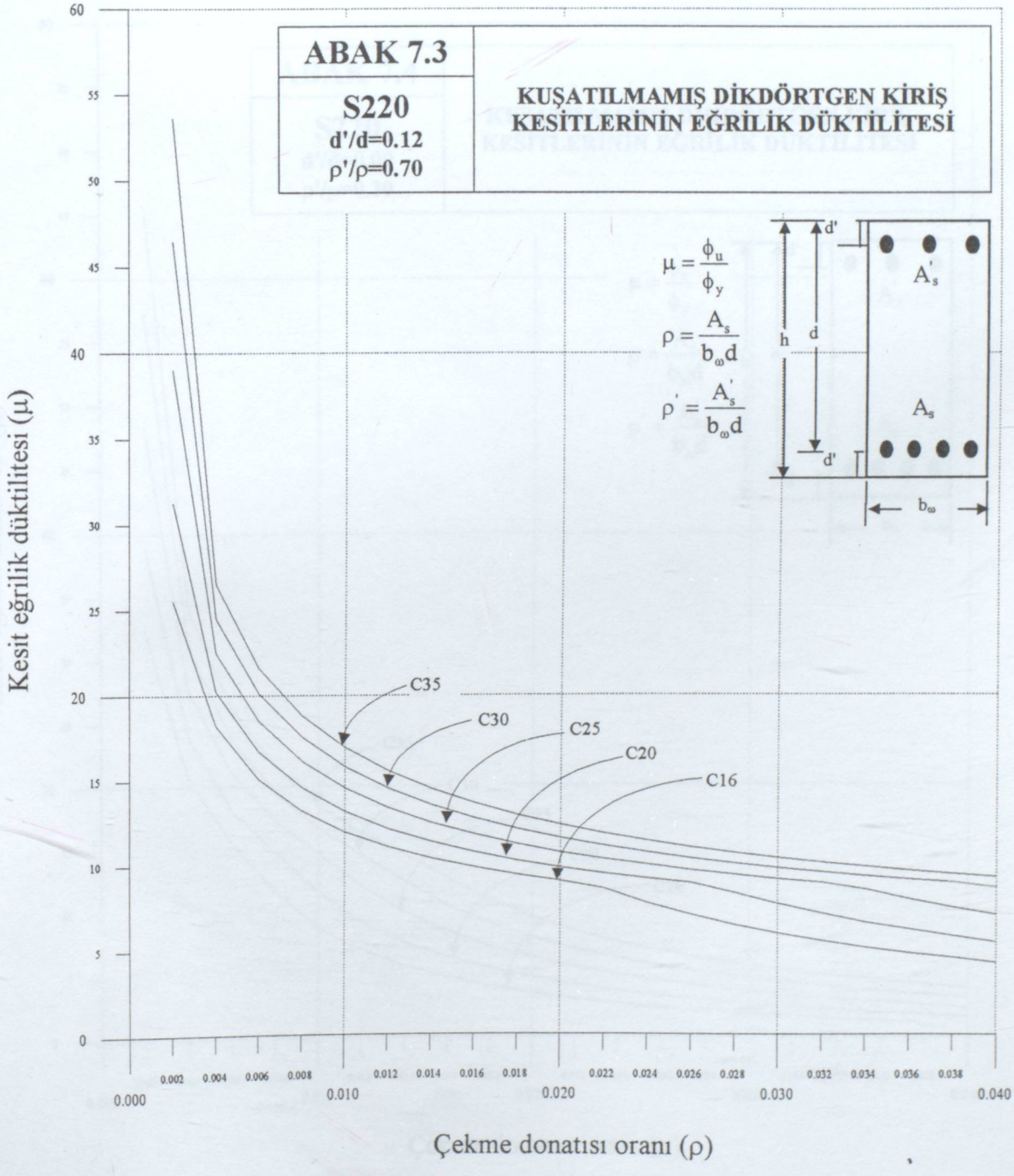


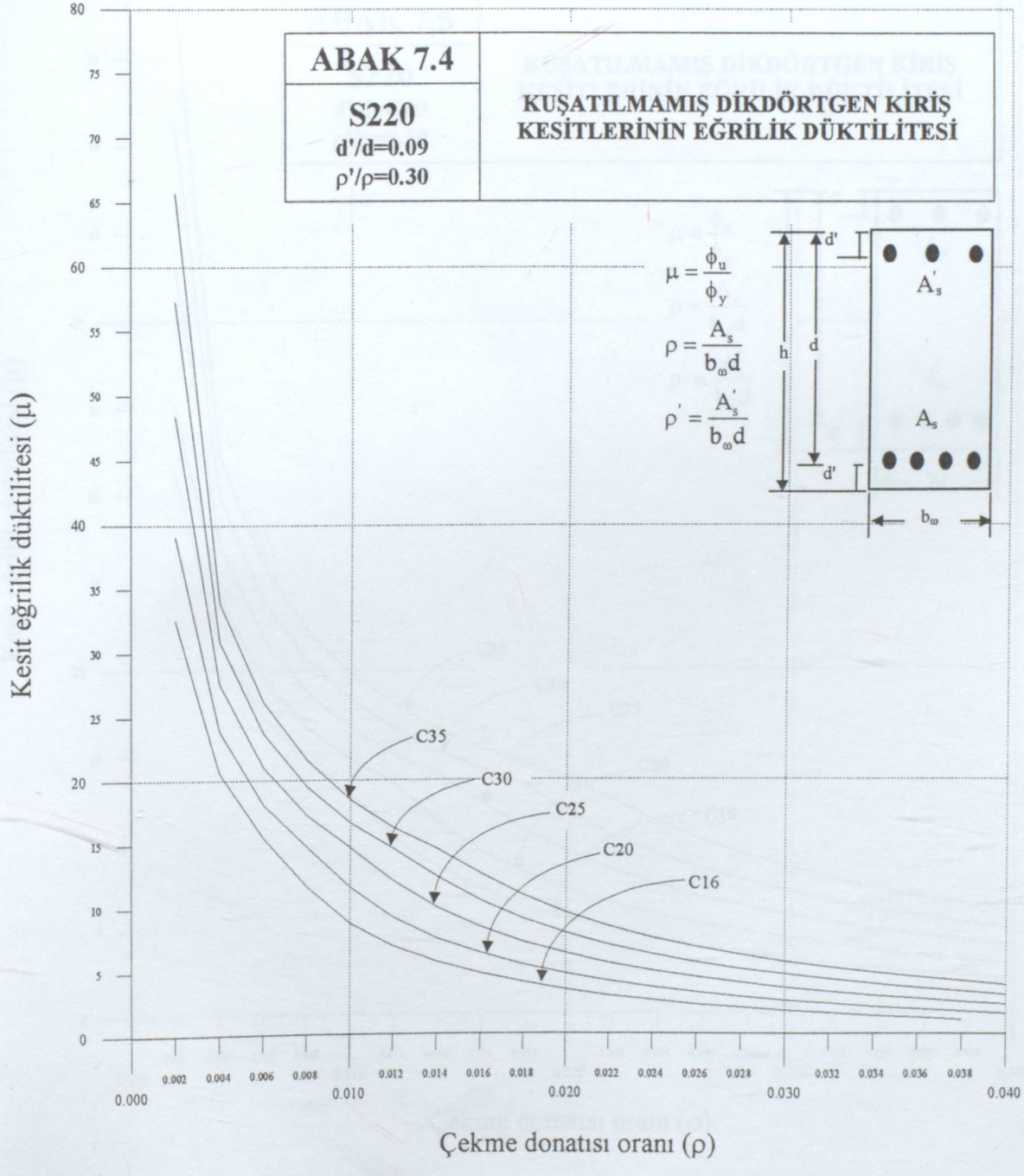
7. KESİT EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİN ÇEKME DONATISI ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR

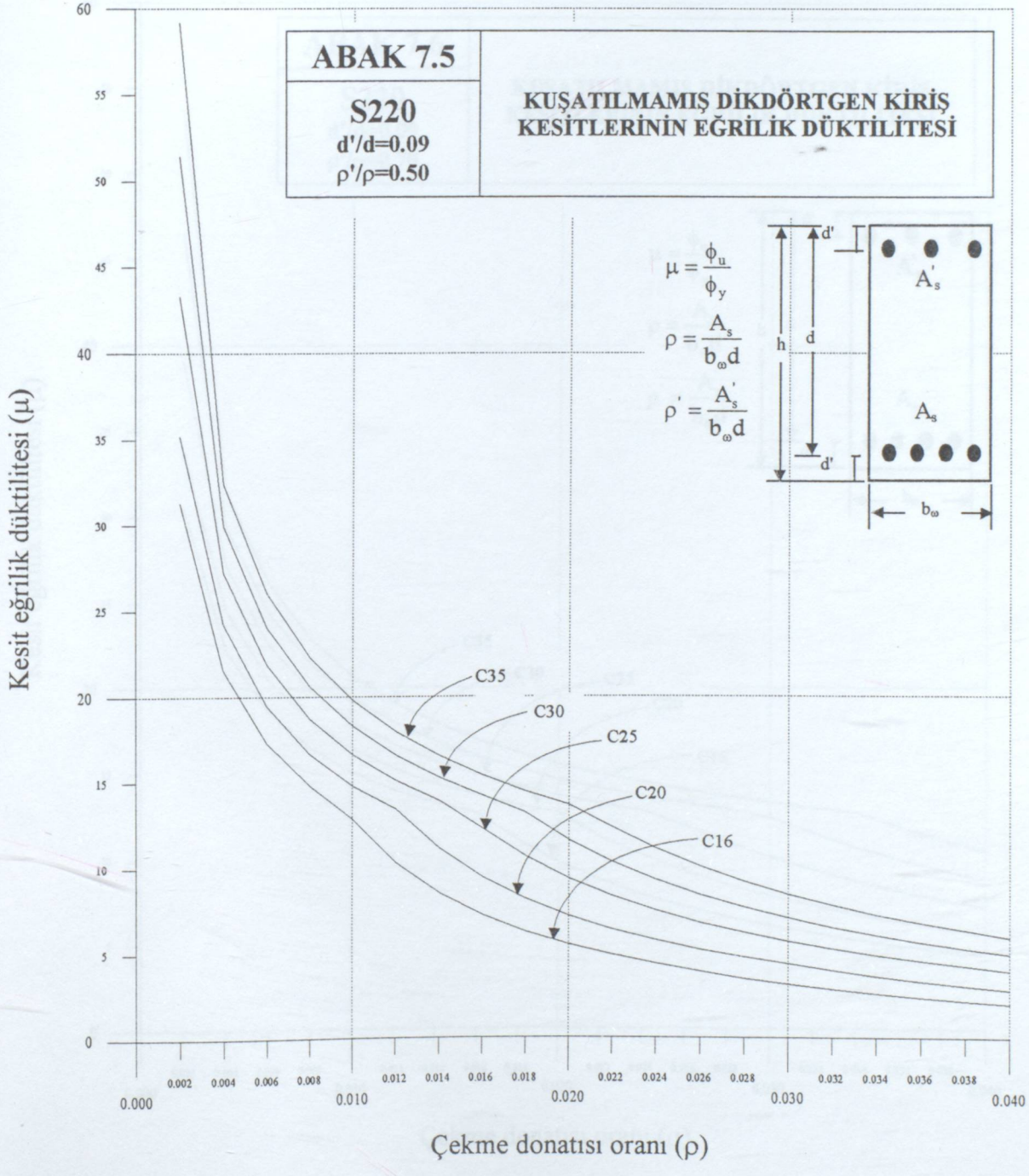
7.1 KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİ İÇİN ABAKLAR

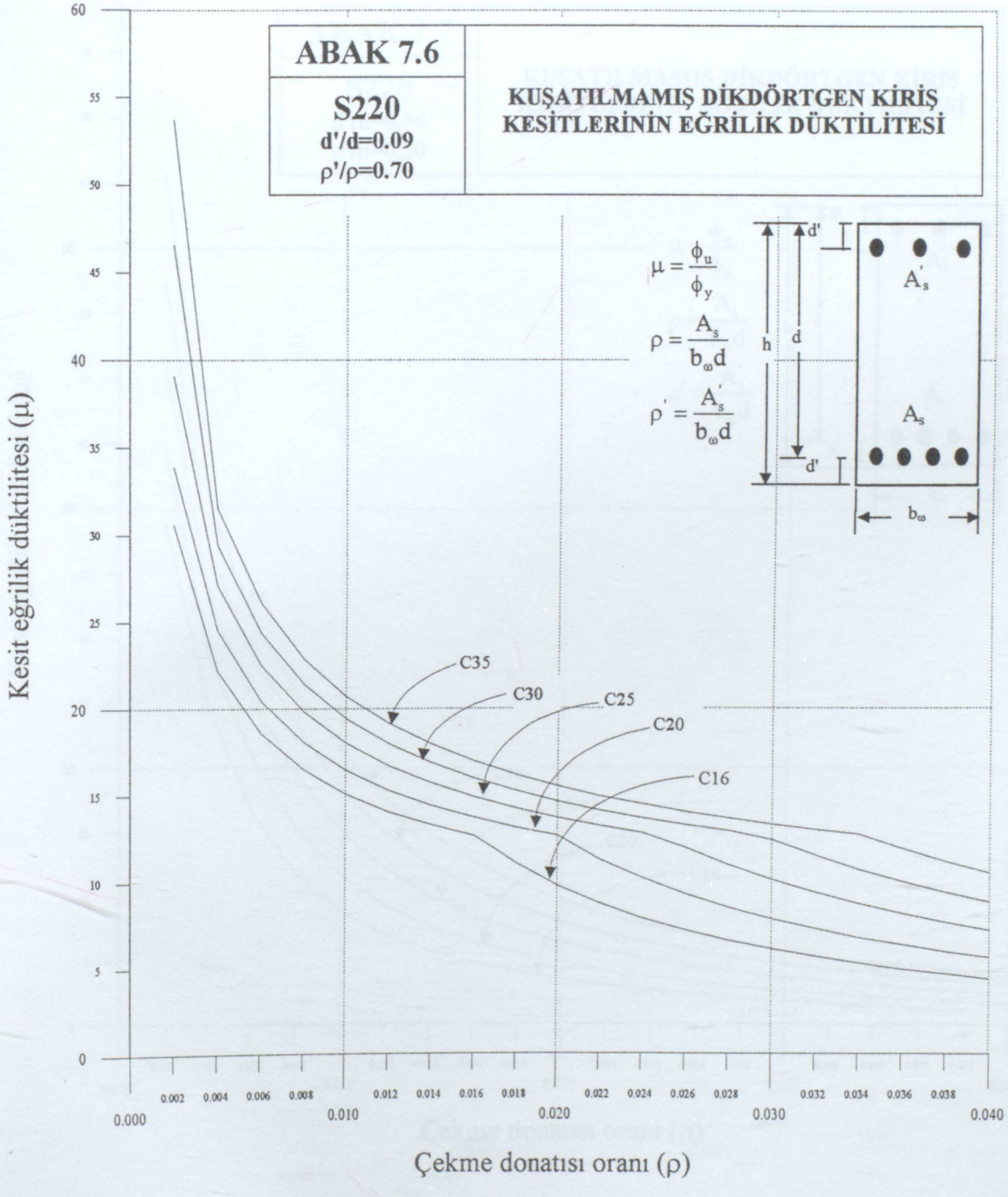


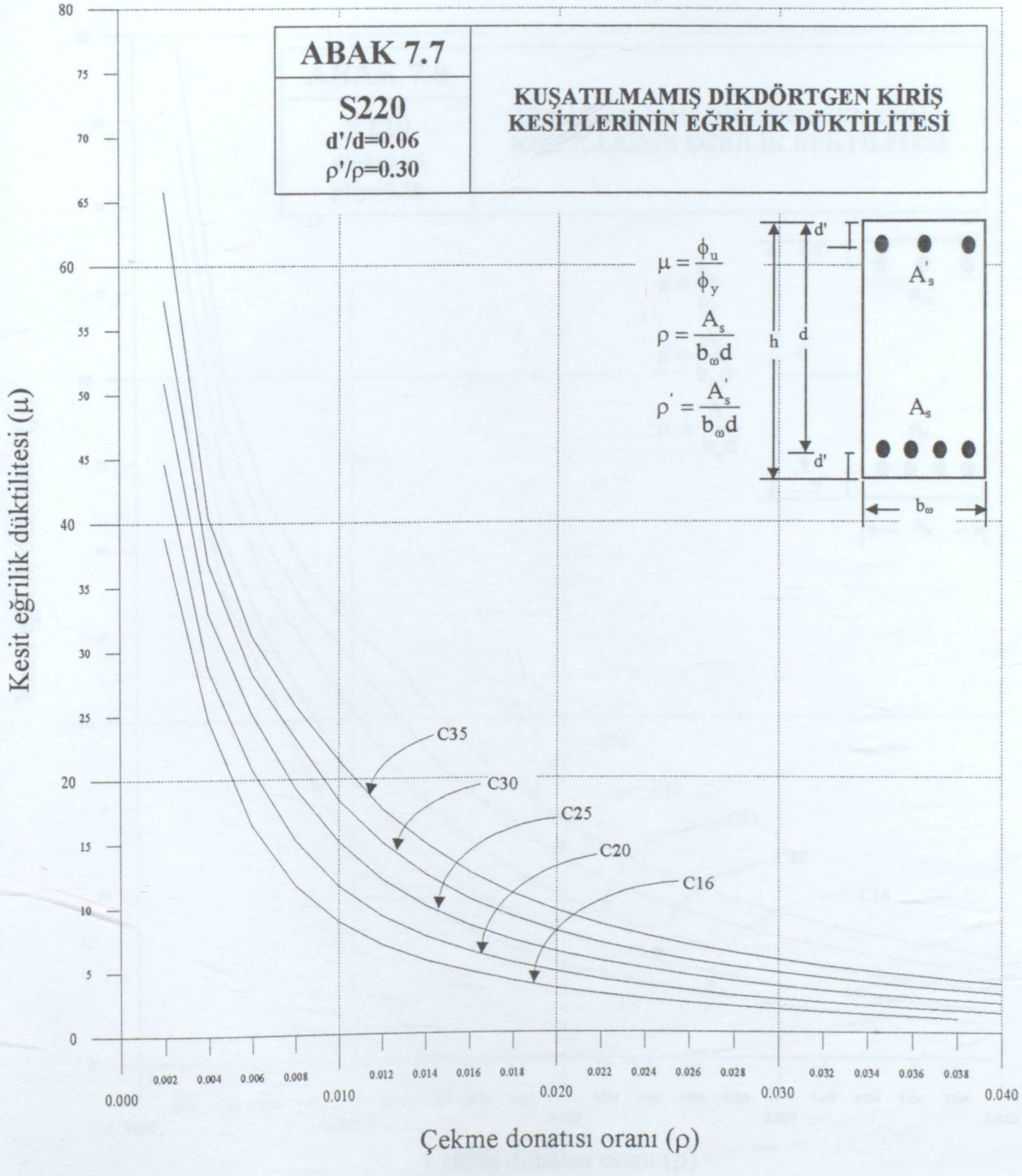

ABAK 7.2
S220
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
h
d
d'
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

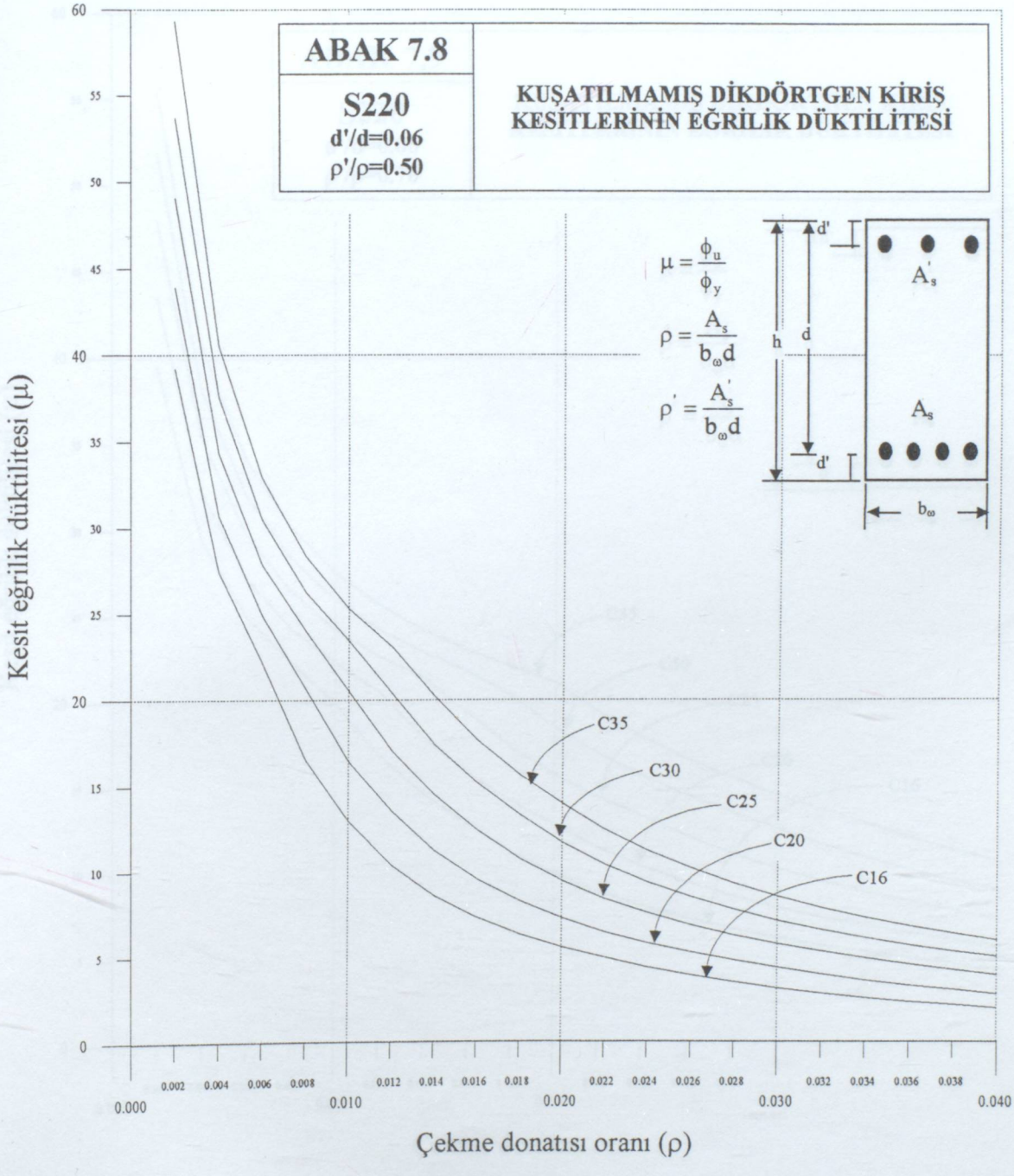

ABAK 7.3
S220
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
d'
h
d
A_s'
A_s
b_ω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

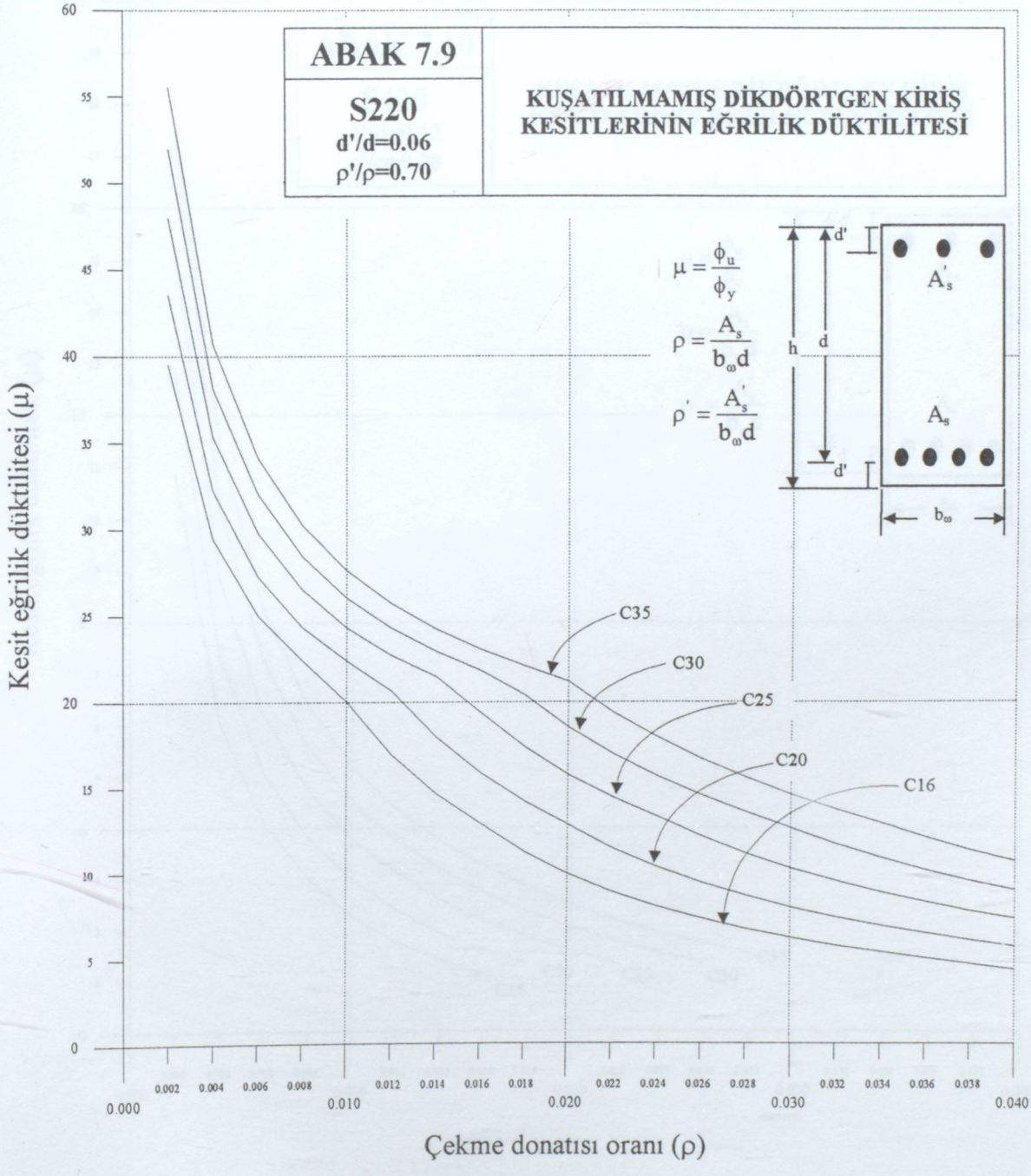

ABAK 7.4
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.30
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
h
d
d'
A_s'
A_s
b_ω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
65
70
75
80
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

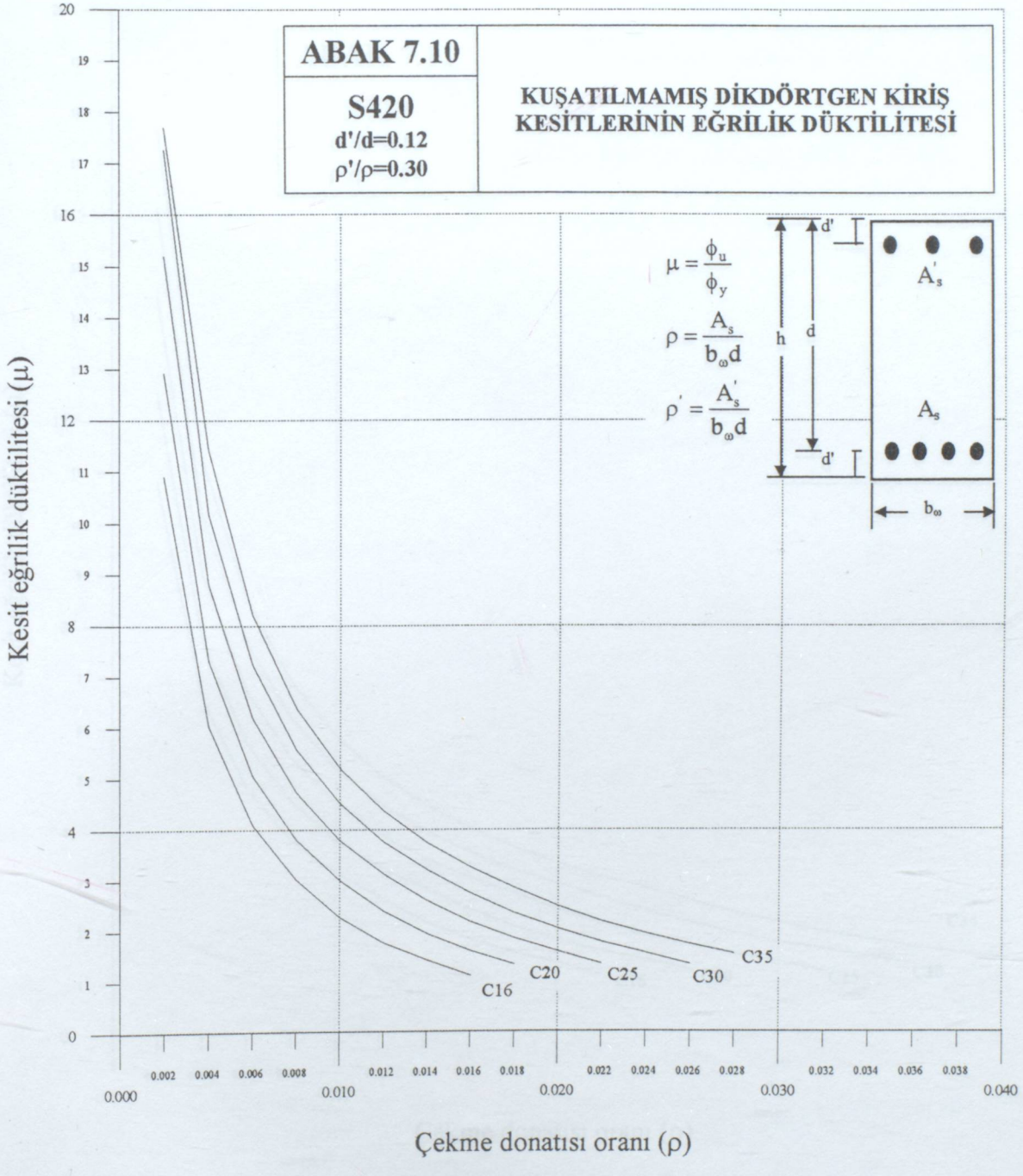

ABAK 7.5
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
d'
h
d
A_s'
A_s
b_ω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

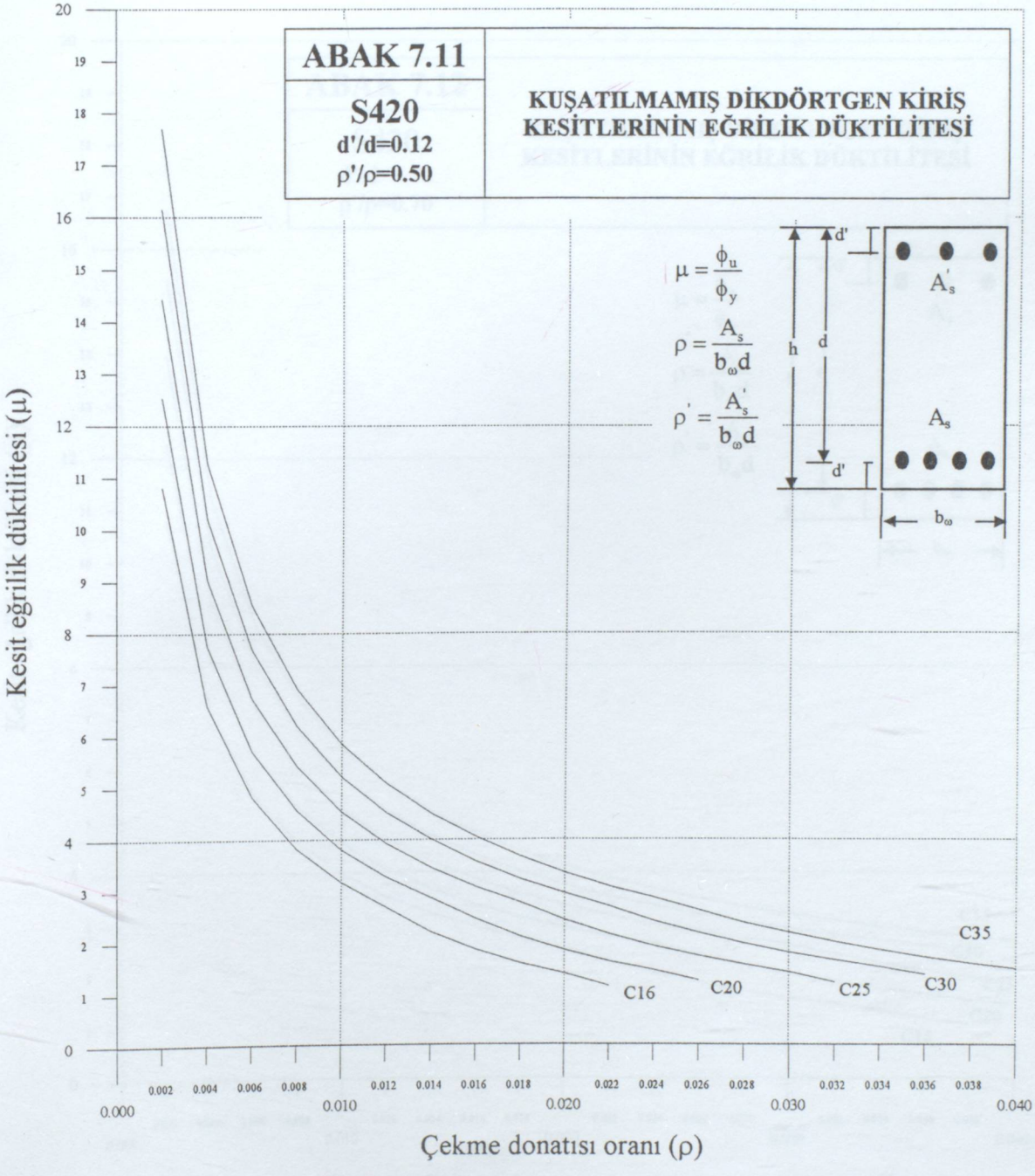

ABAK 7.6
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

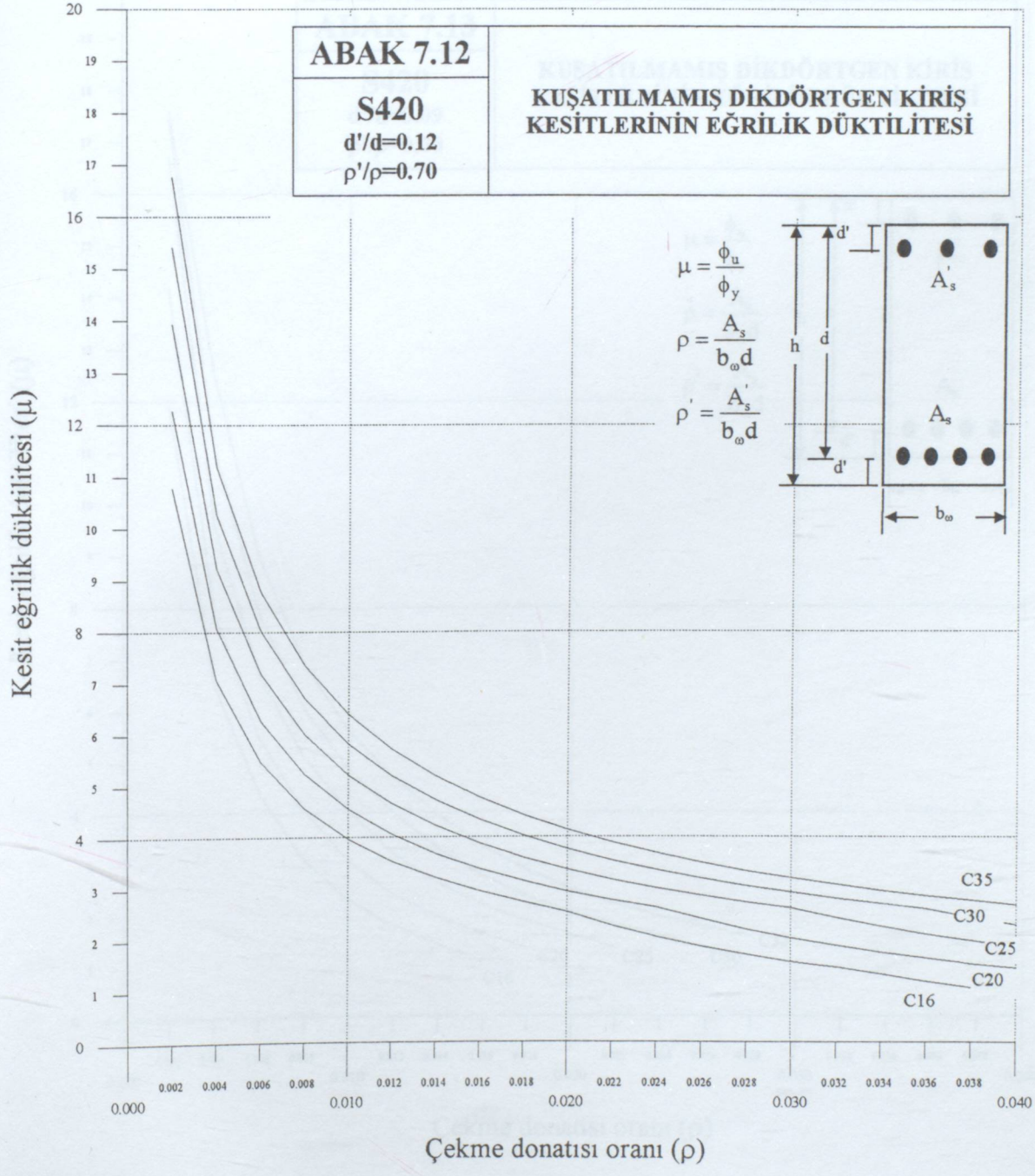

ABAK 7.7
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.30
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
65
70
75
80
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

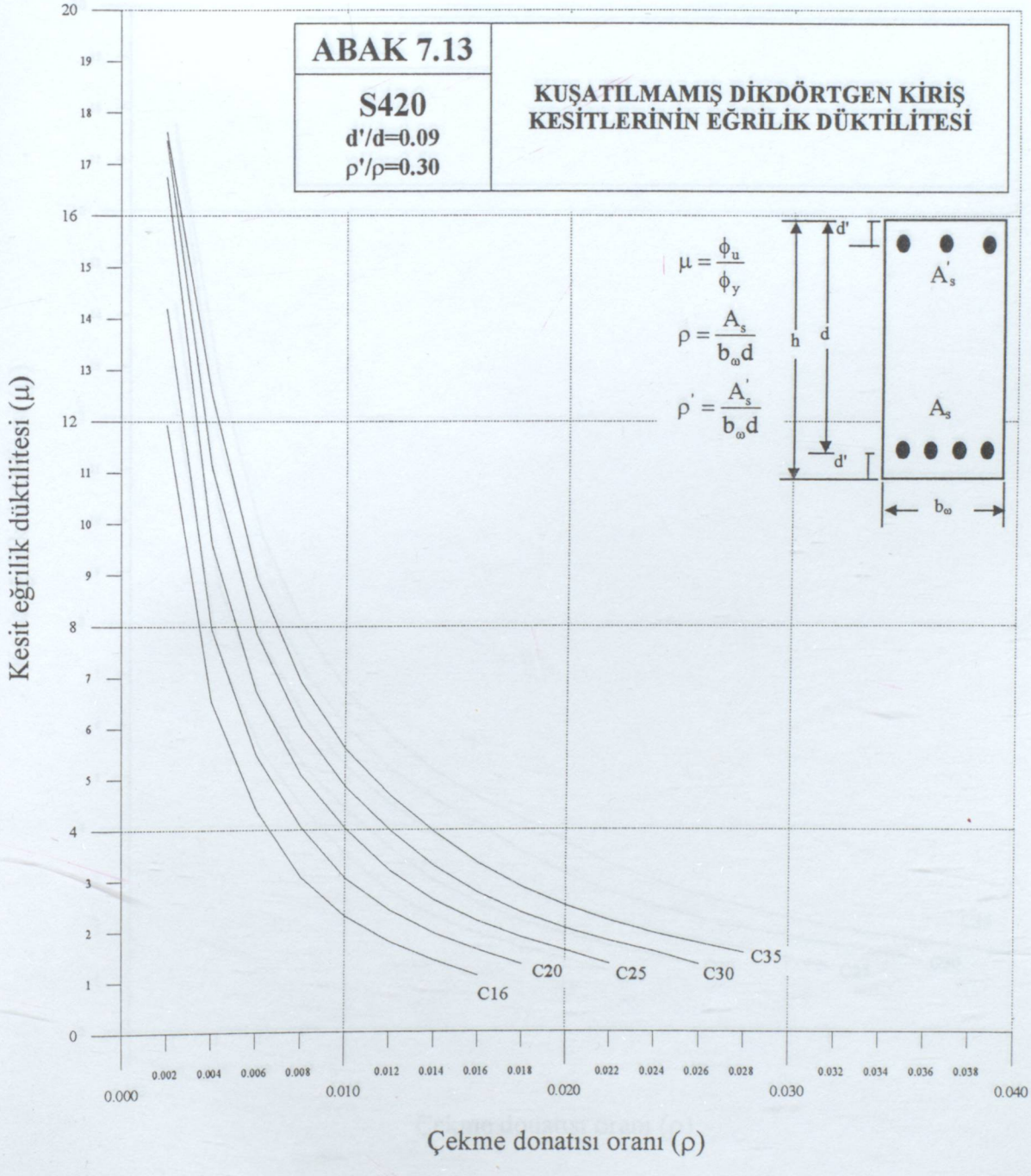

ABAK 7.8
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
h
d
d'
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

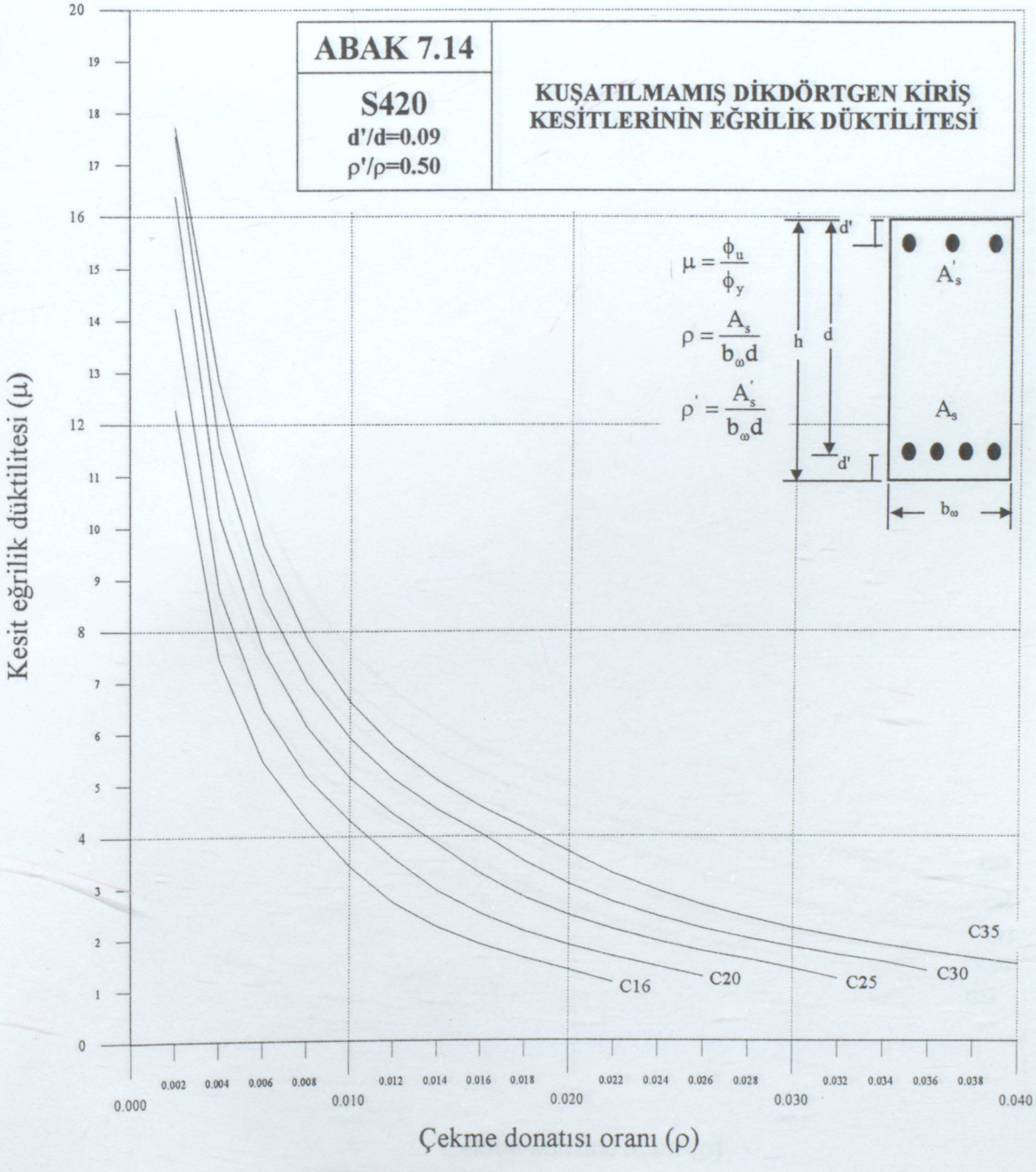

ABAK 7.9
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
d'
h
d
A_s'
A_s
b_ω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

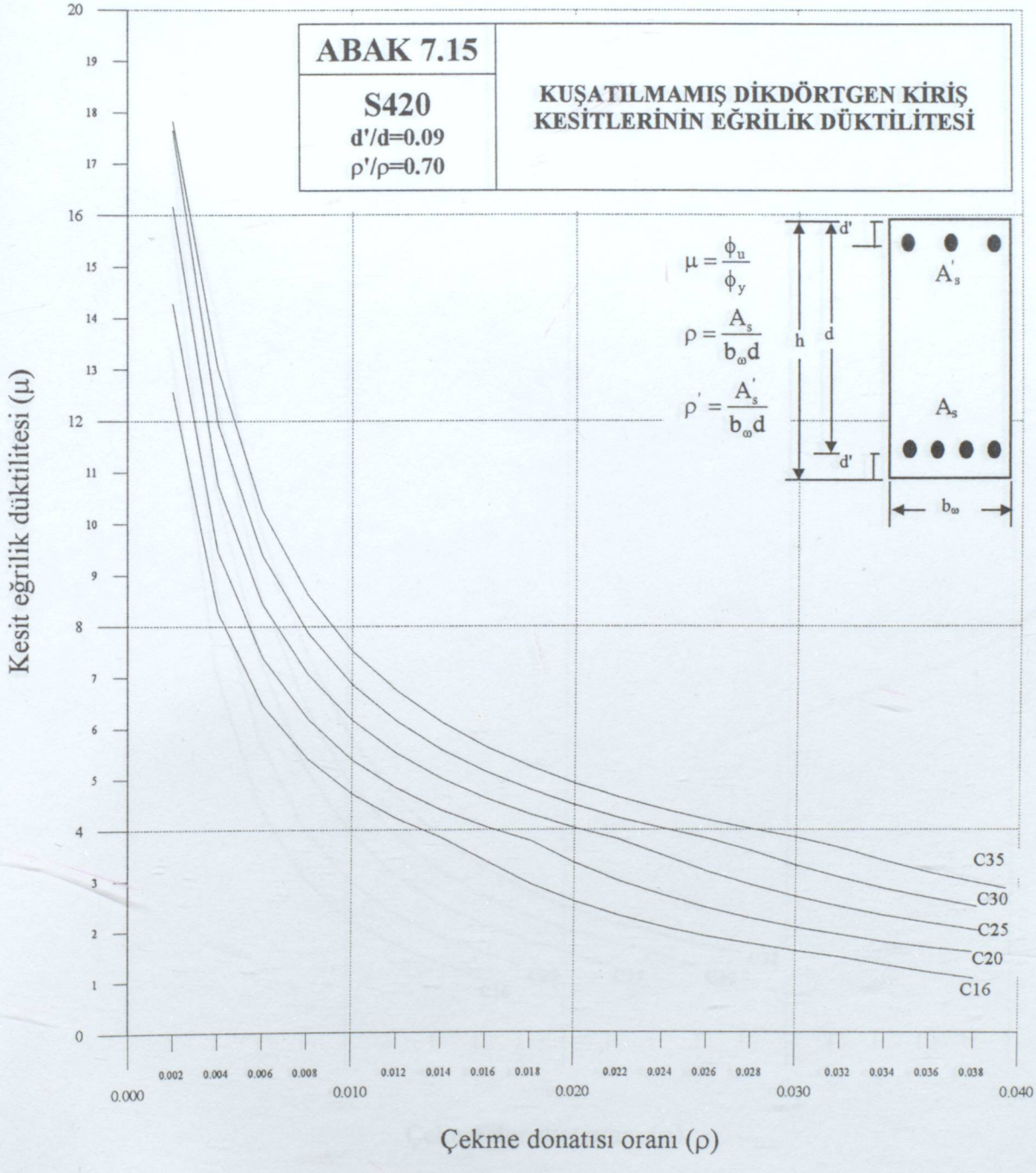

ABAK 7.10
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.30
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
h
d
d'
A's
As
bω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

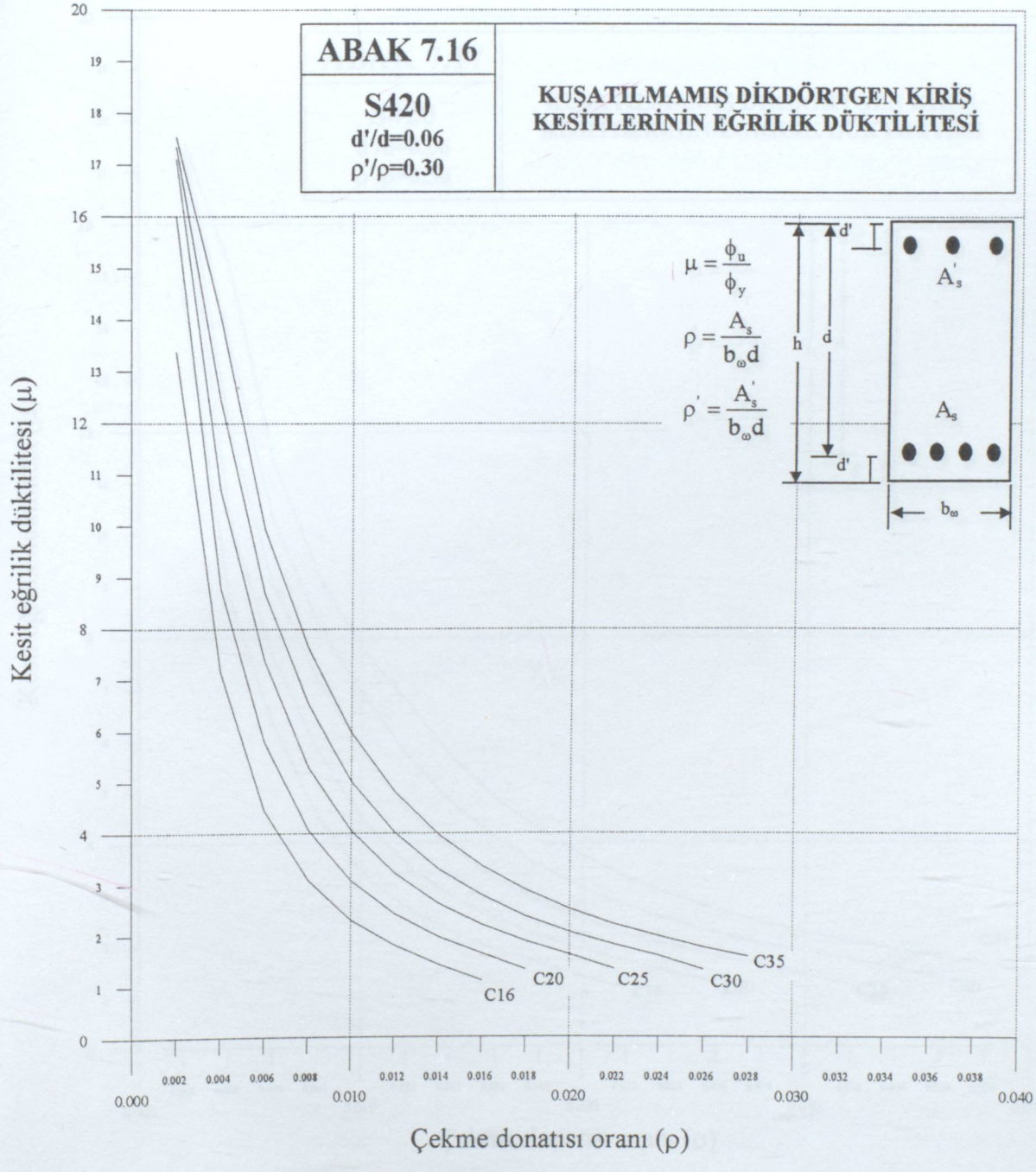

ABAK 7.11
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

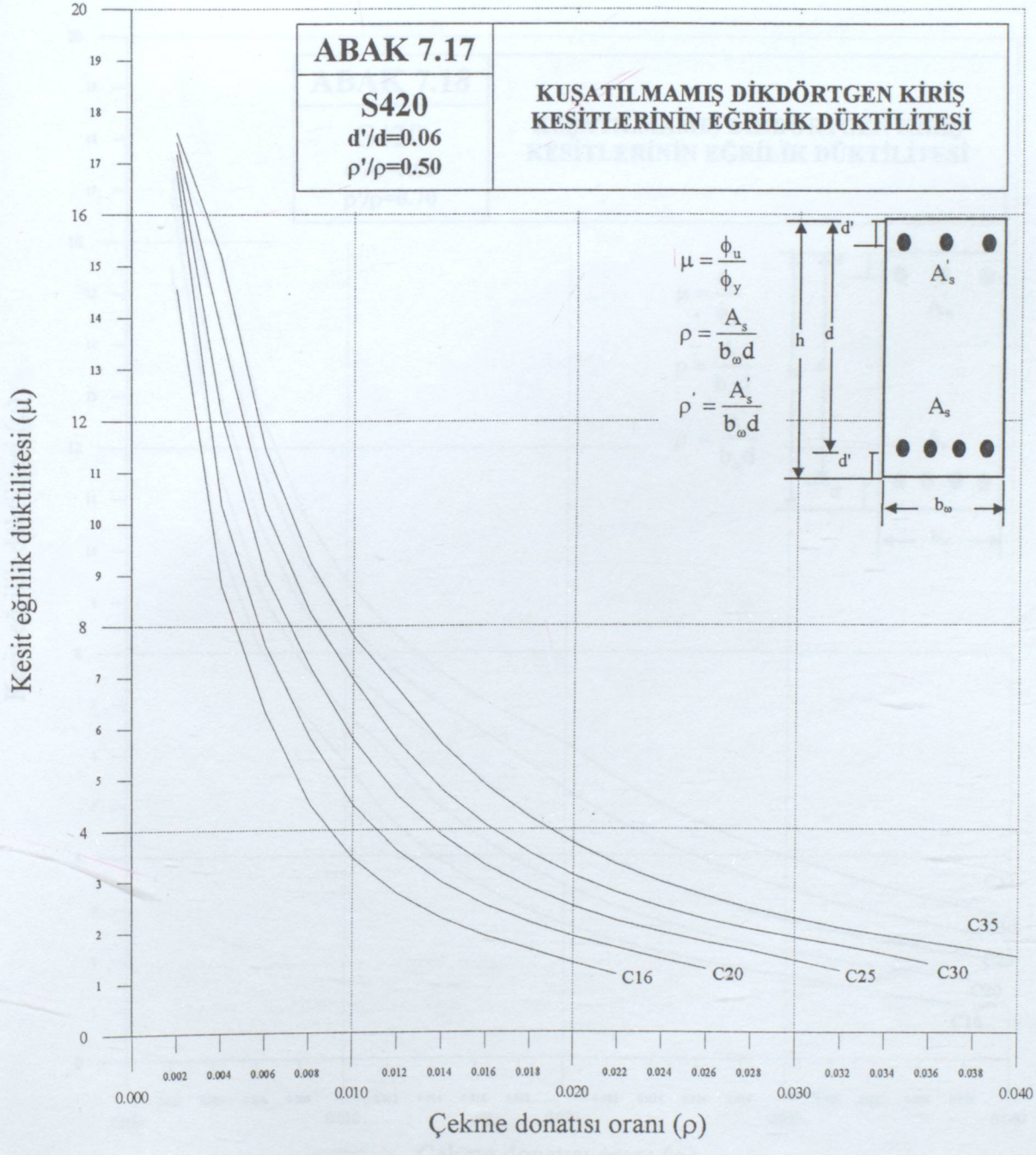

ABAK 7.12
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

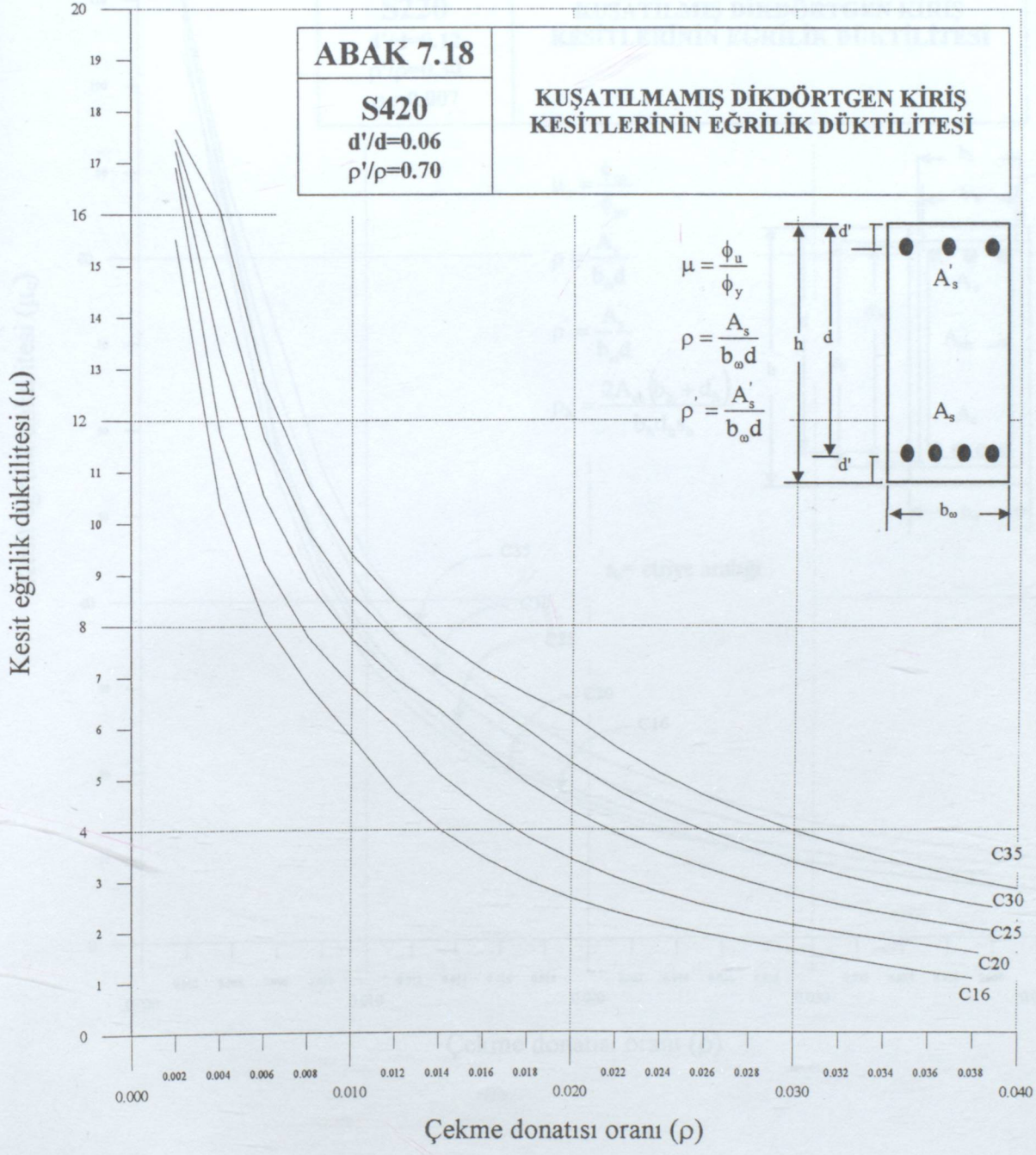

ABAK 7.13
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.30
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
h
d
d'
d'
A_s'
A_s
b_ω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040


ABAK 7.14
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

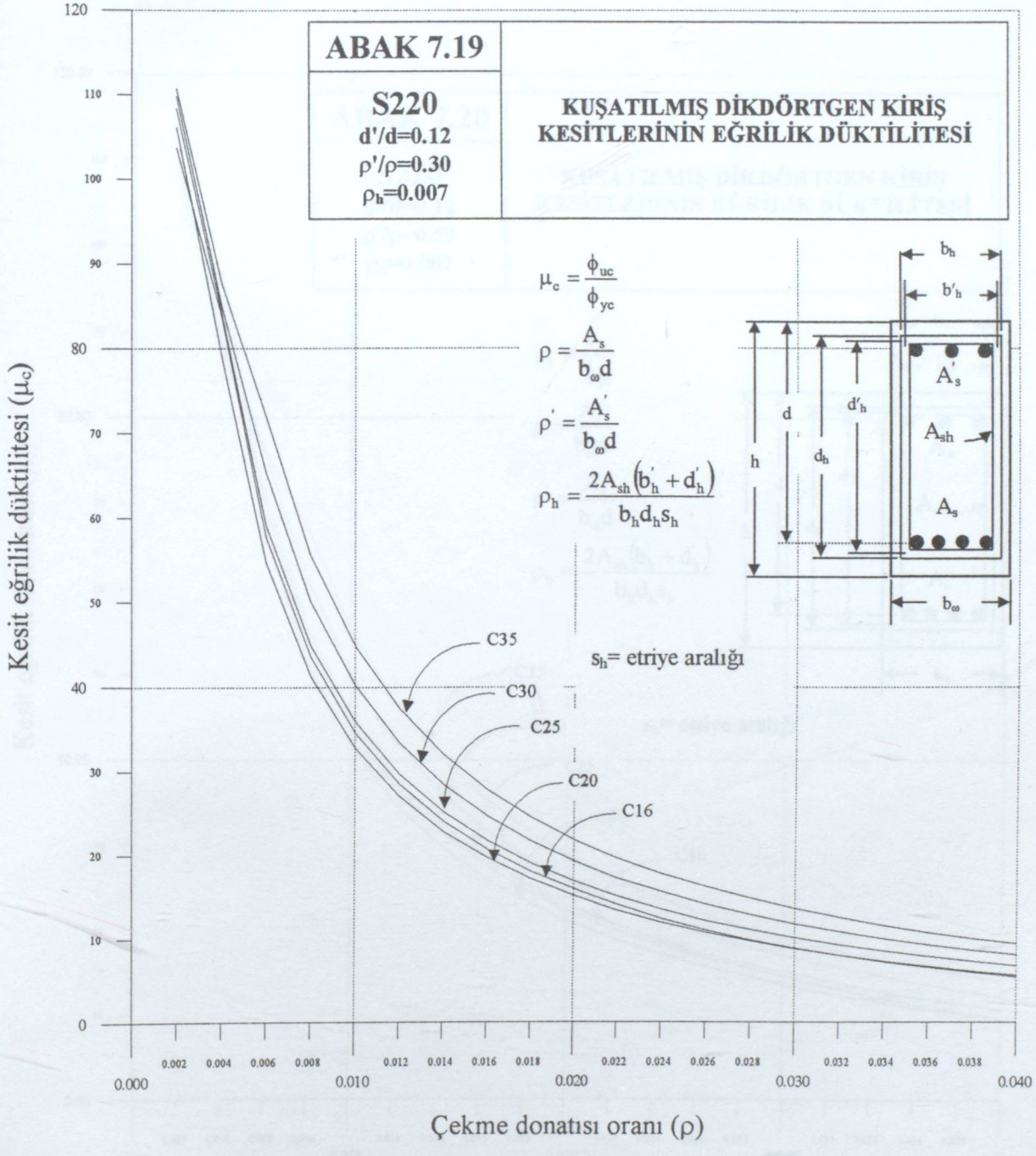

ABAK 7.15
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
h
d
d'
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

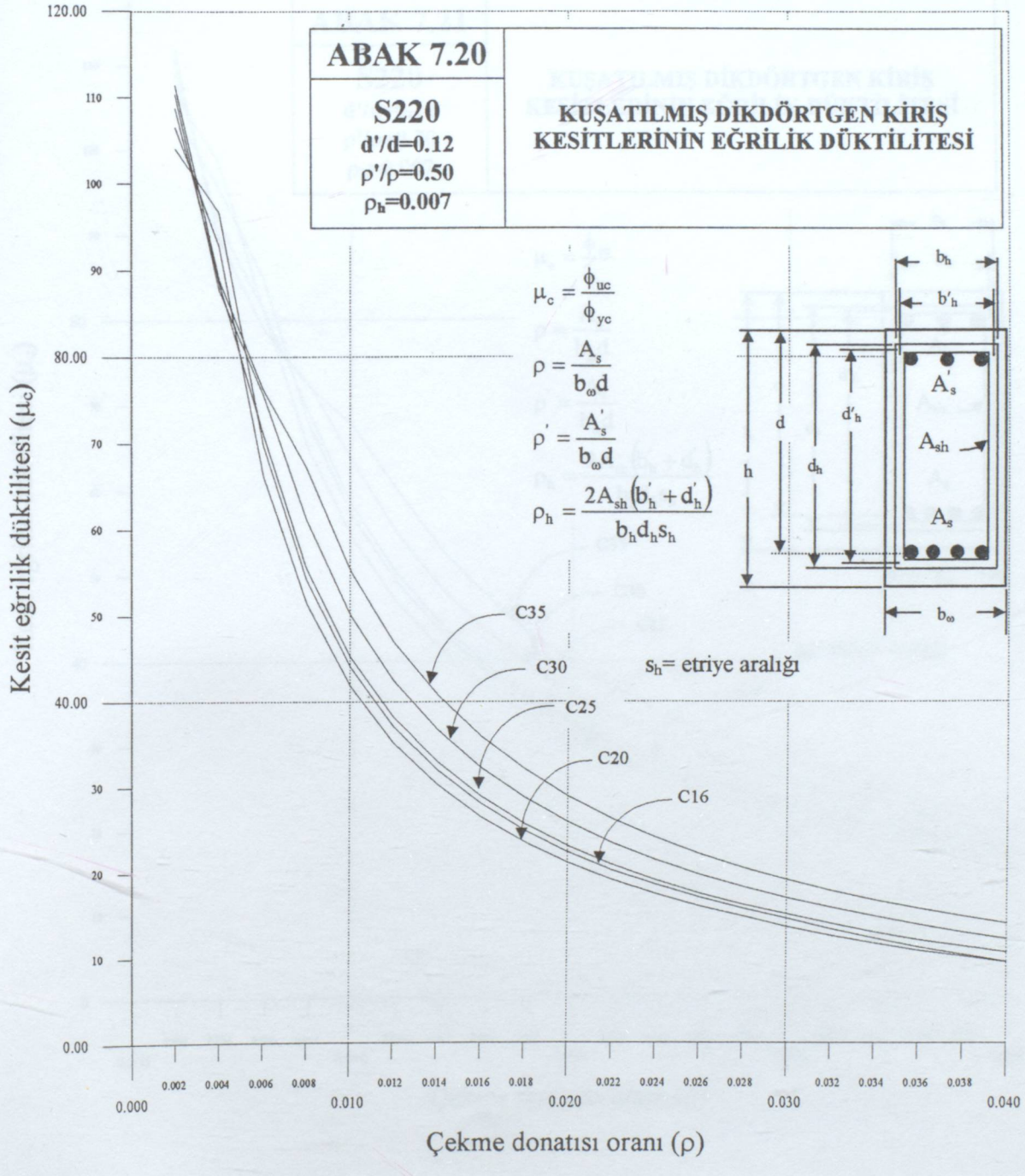

ABAK 7.16
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.30
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
h
d
d'
A_s'
A_s
b_ω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

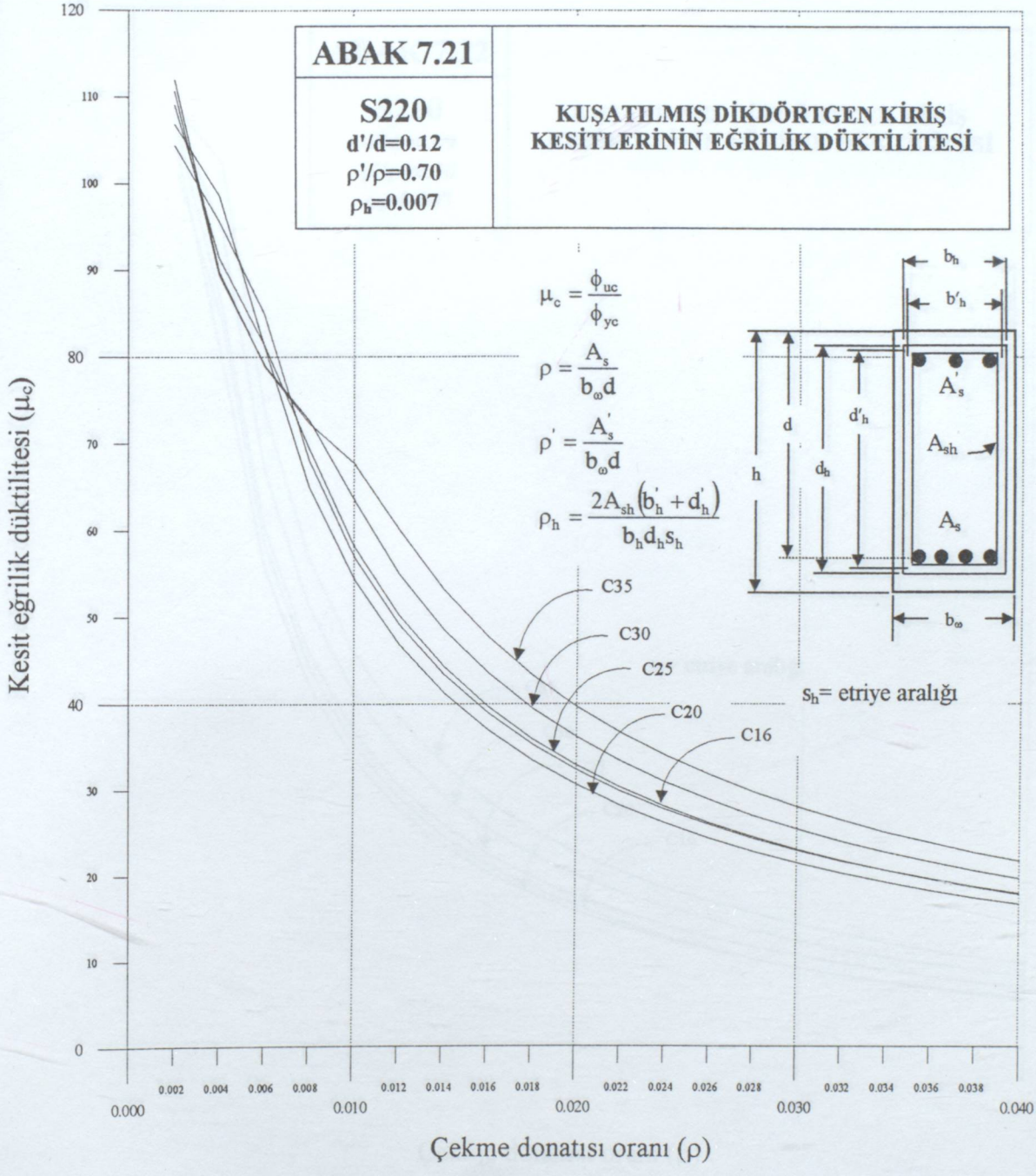

ABAK 7.17
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.50
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
h
d
d'
A_s'
A_s
b_ω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

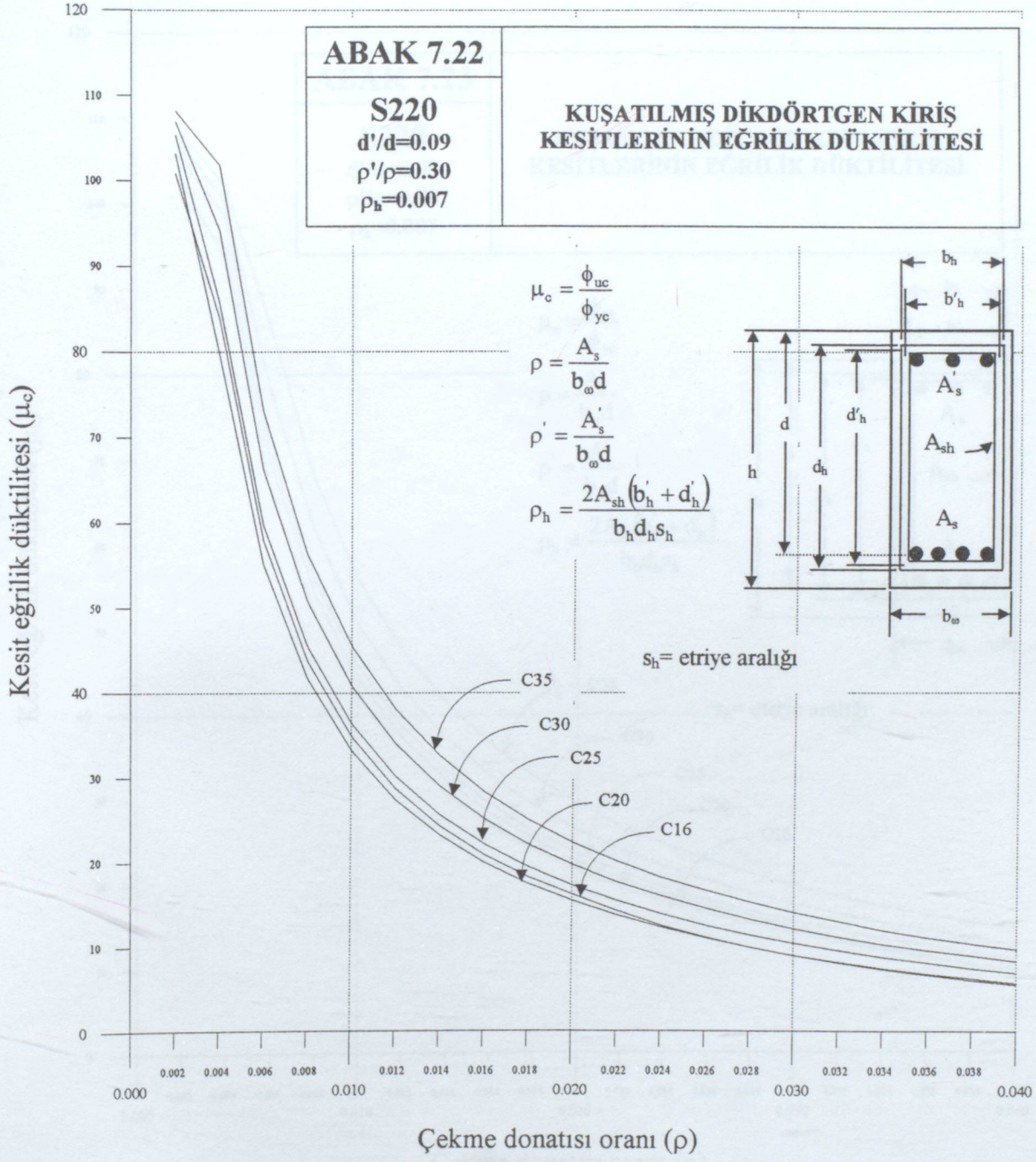

ABAK 7.18
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.70
KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μ = φu / φy
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
d'
h
d
A's
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μ)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

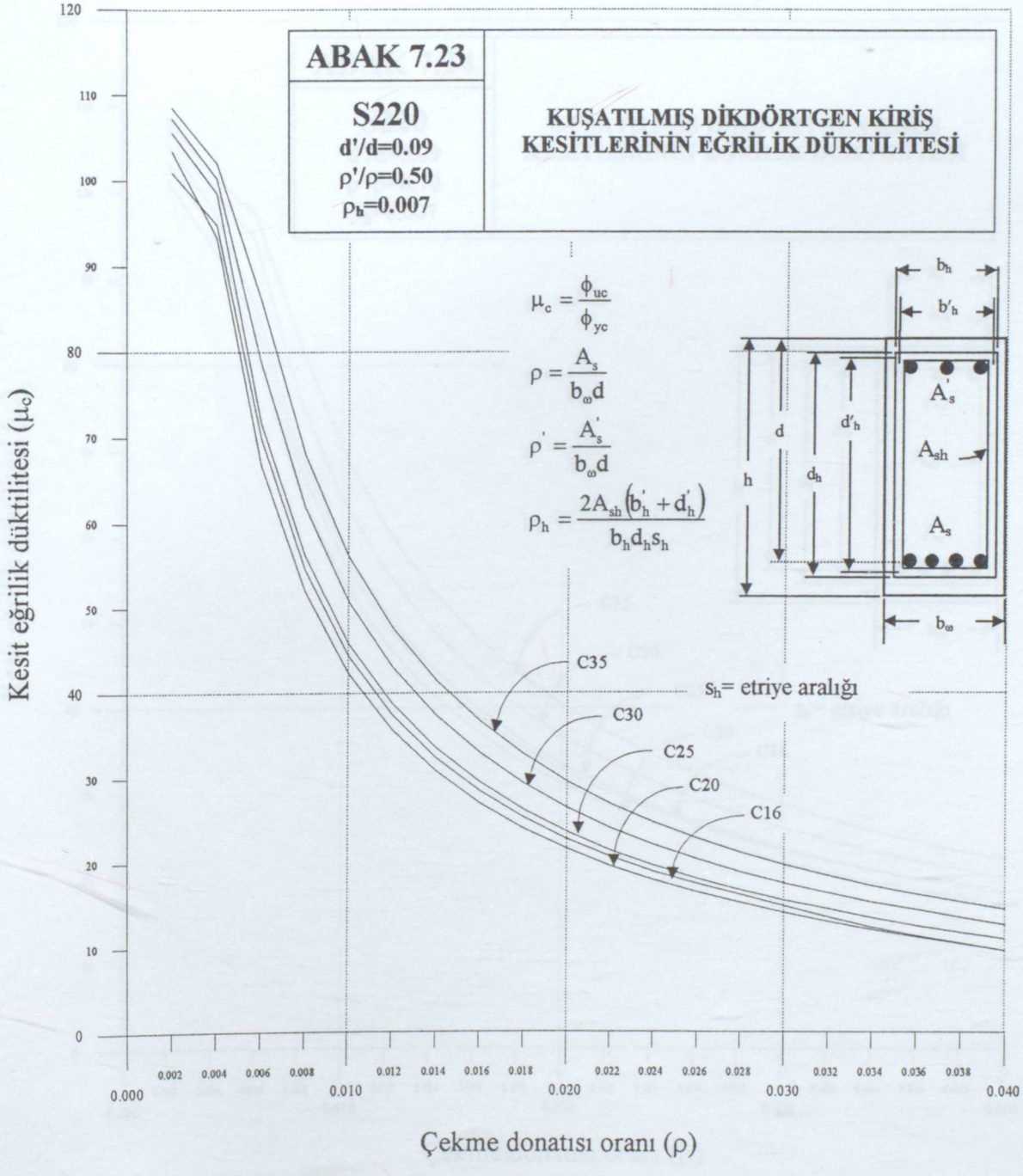
7.2 KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİ İÇİN ABAKLAR

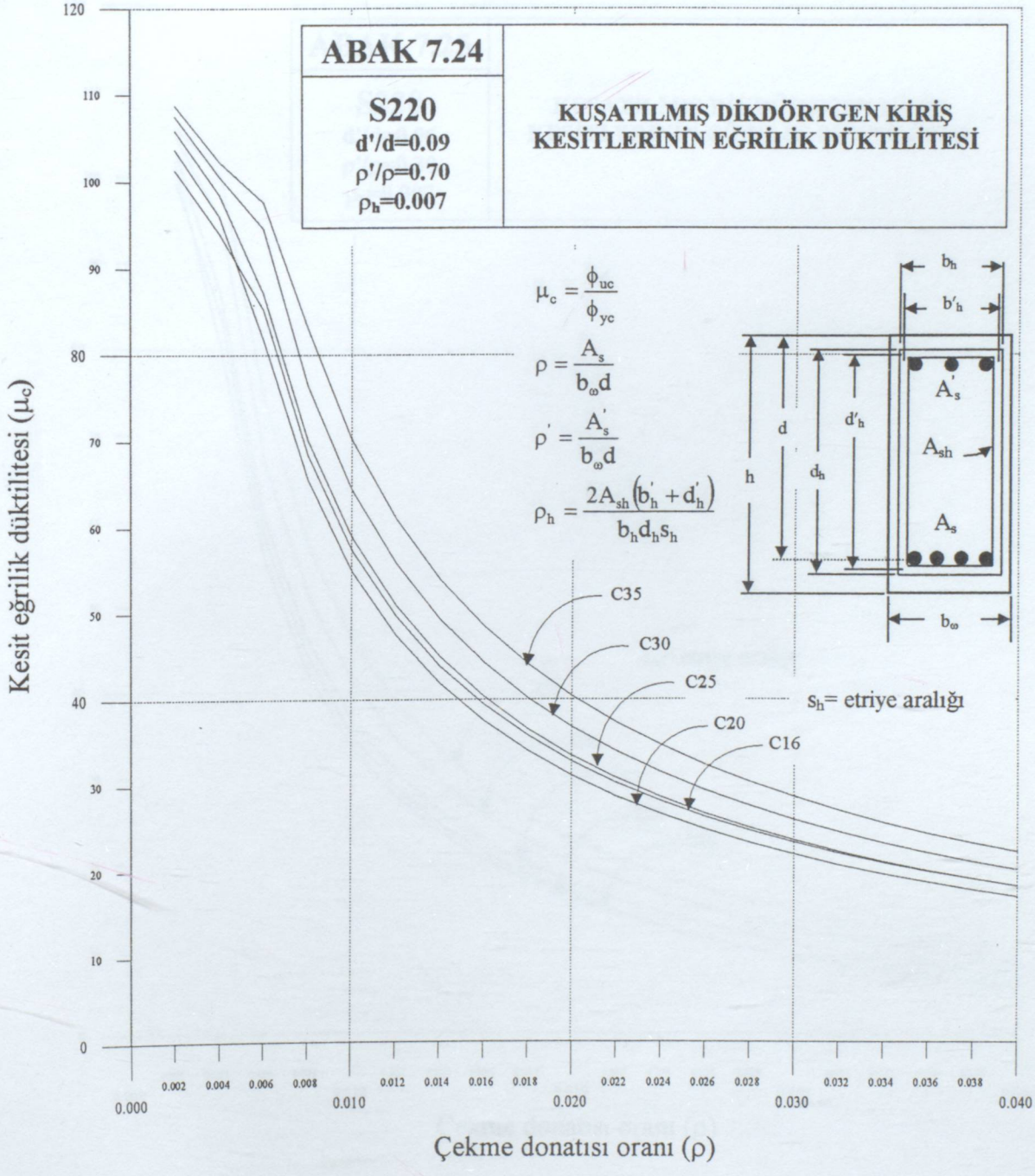


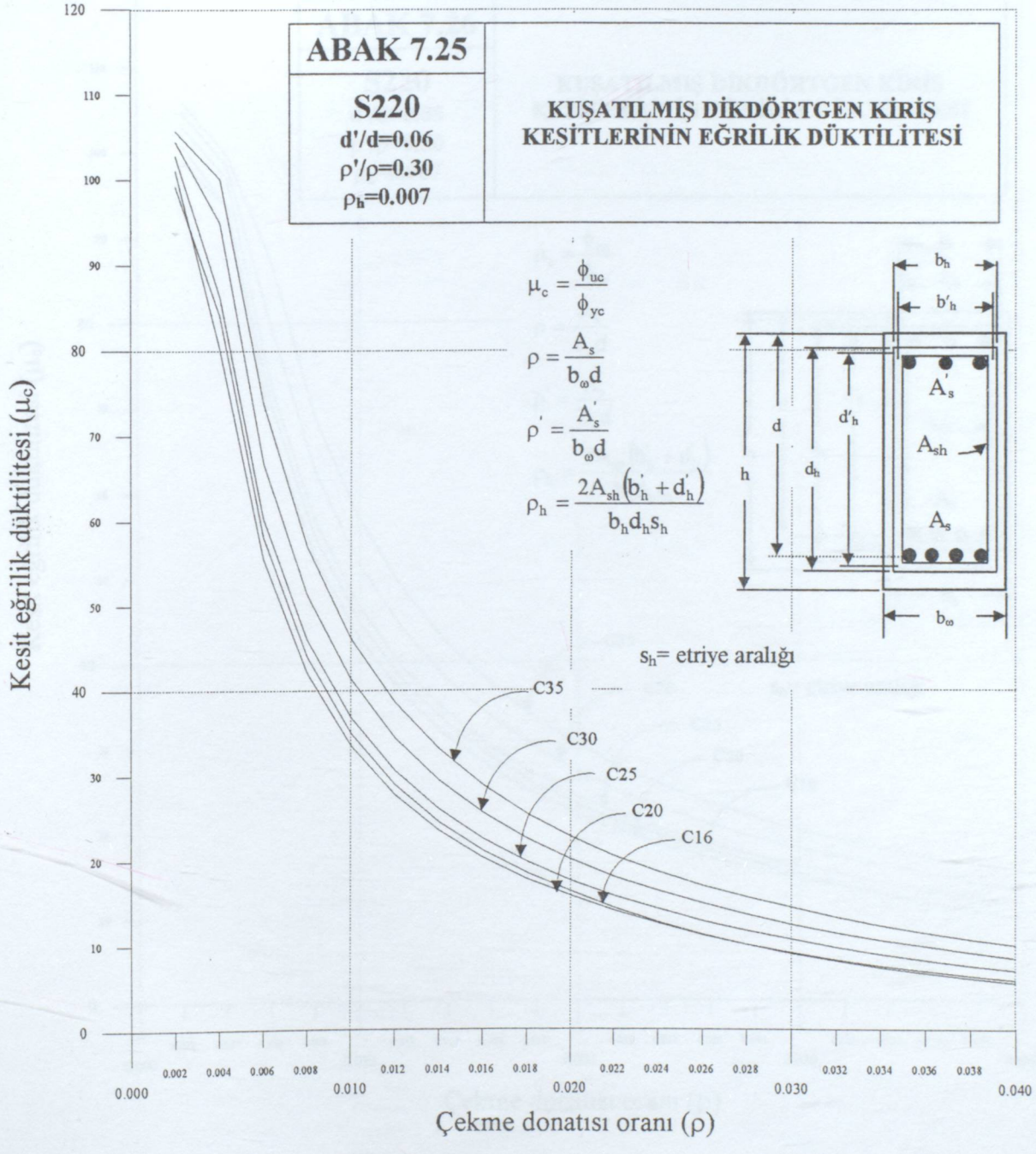

ABAK 7.20
S220
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = ϕuc / ϕyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120.00
110
100
90
80.00
70
60
50
40.00
30
20
10
0.00
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

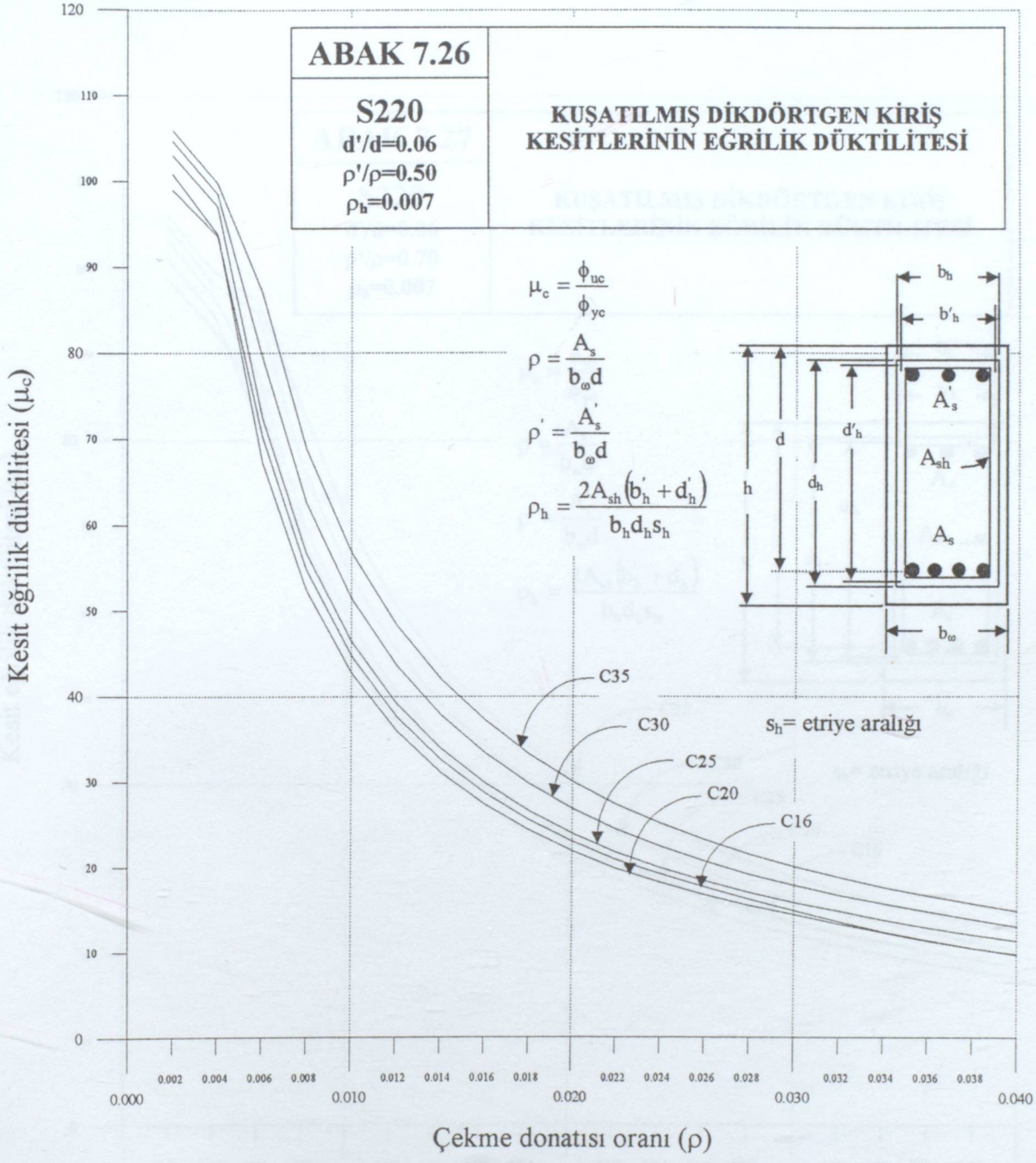

ABAK 7.21
S220
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu_c = \frac{\phi_{uc}}{\phi_{yc}}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
$\rho_h = \frac{2A_{sh}(b_h' + d_h')}{b_h d_h s_h}$
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.000
0.040

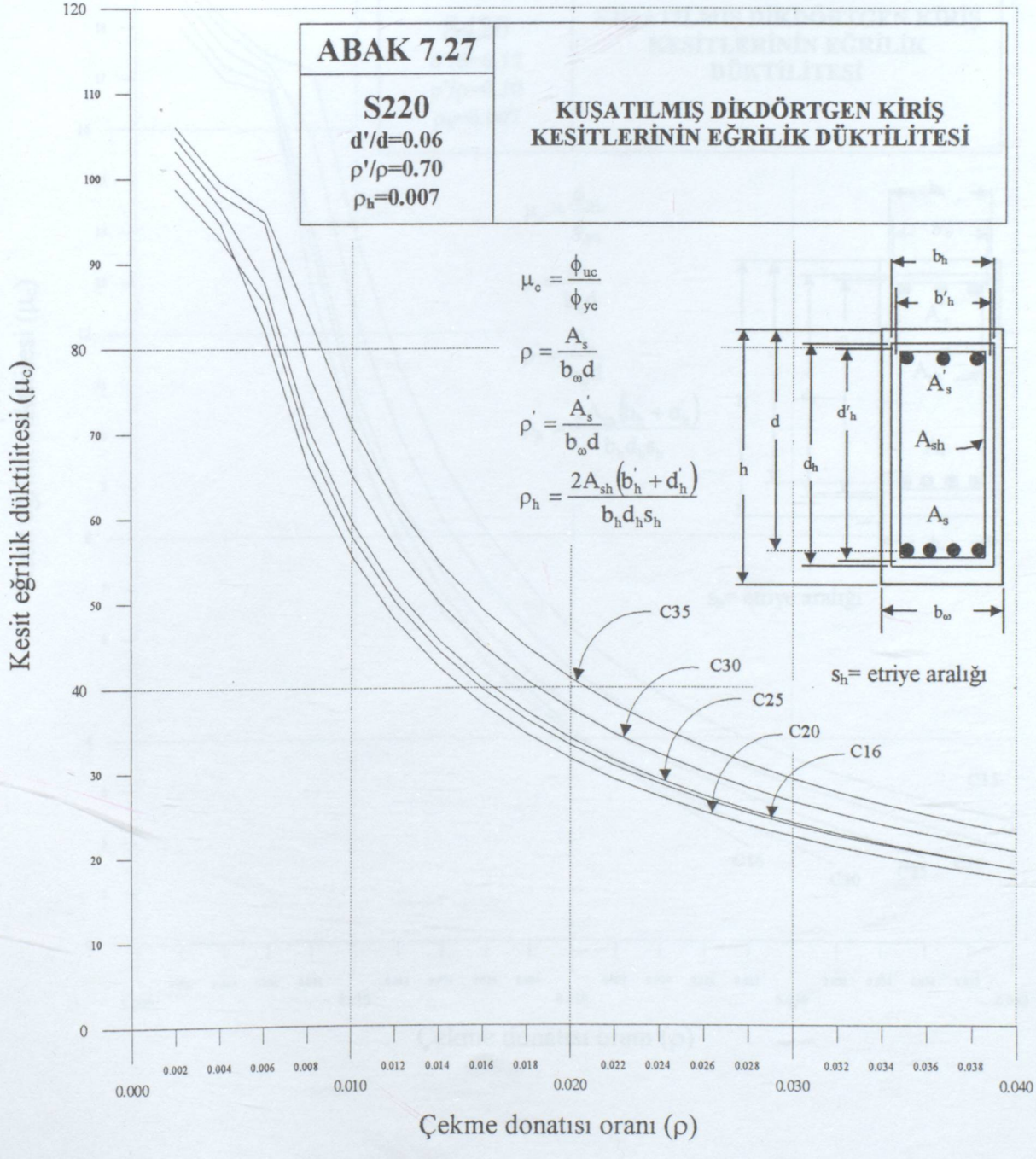

ABAK 7.22
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.30
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

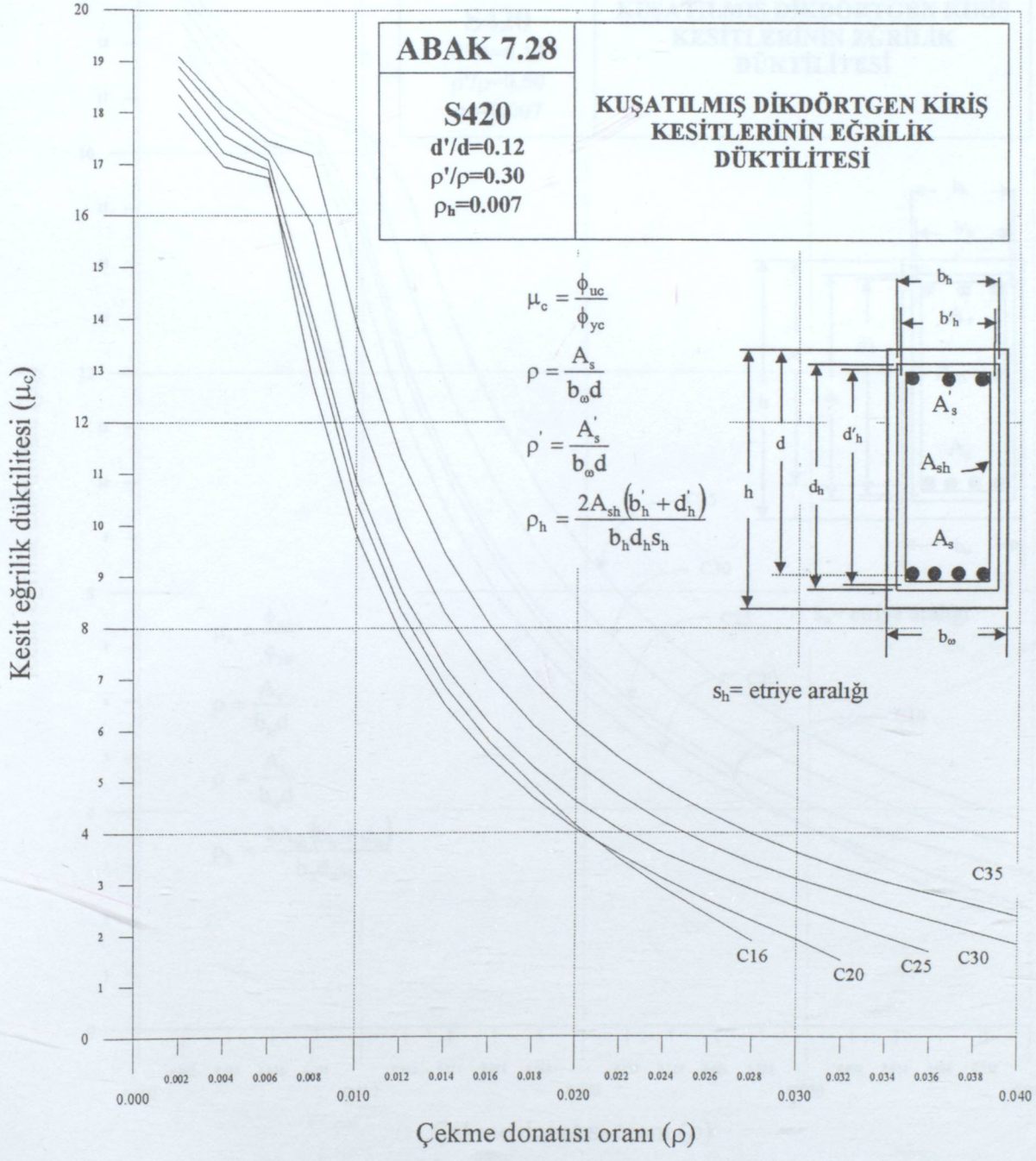

ABAK 7.23
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

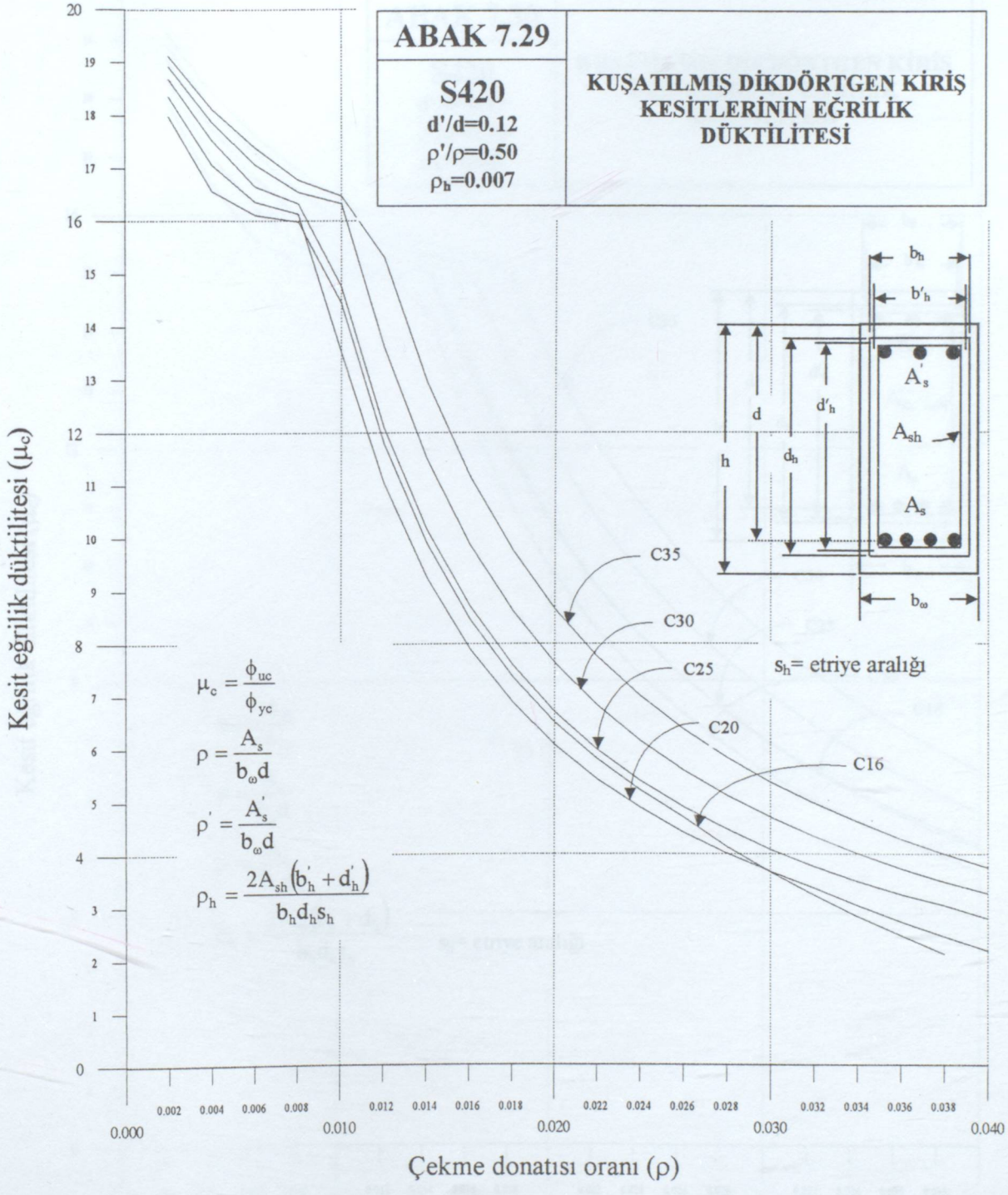

ABAK 7.24
S220
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω
C35
C30
C25
C20
C16
sh= etriye aralığı
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.002
0.004
0.006
0.008
0.012
0.014
0.016
0.018
0.022
0.024
0.026
0.028
0.032
0.034
0.036
0.038
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

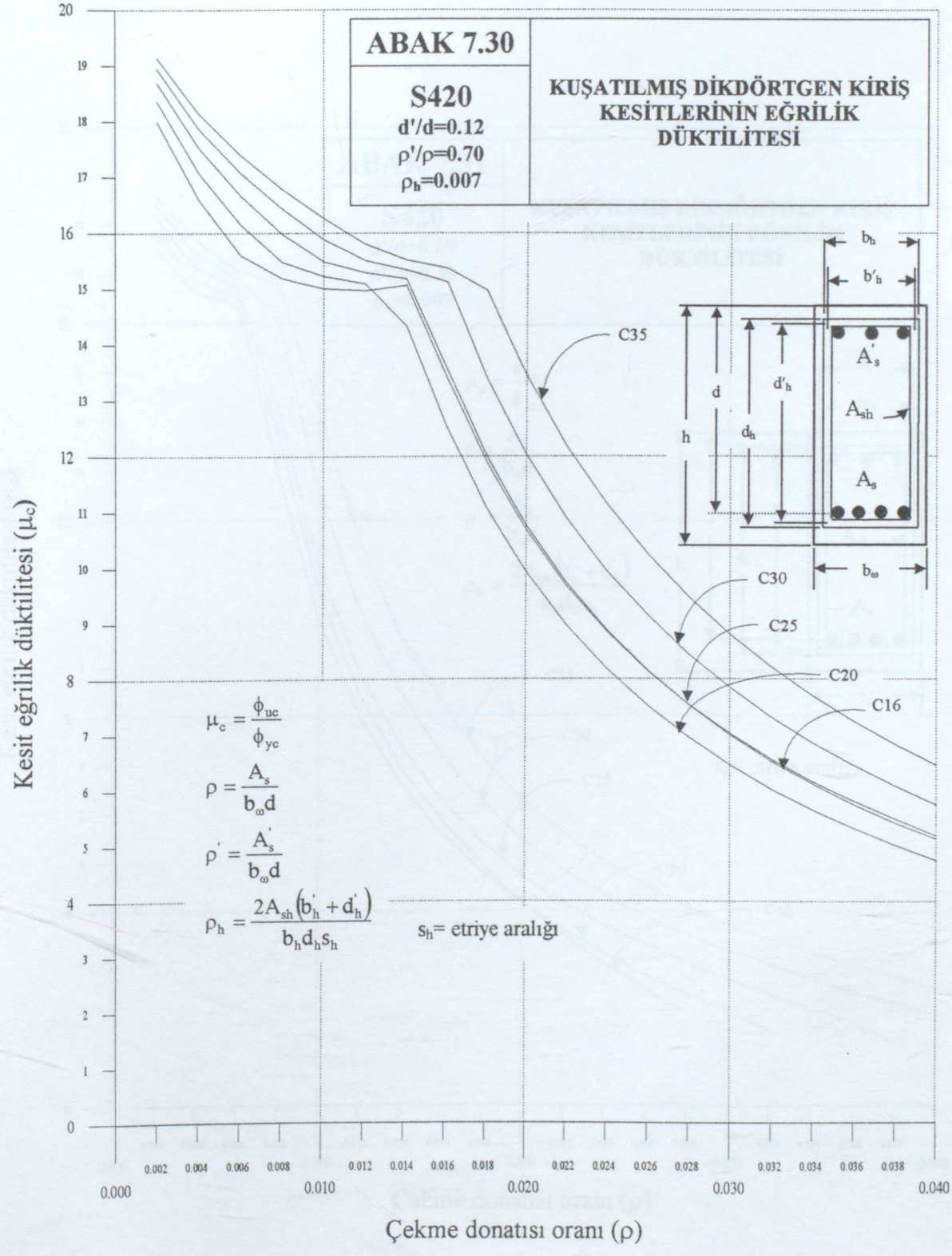

ABAK 7.25
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.30
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
bh
b'h
A's
d
d'h
Ash
h
dh
As
bω
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

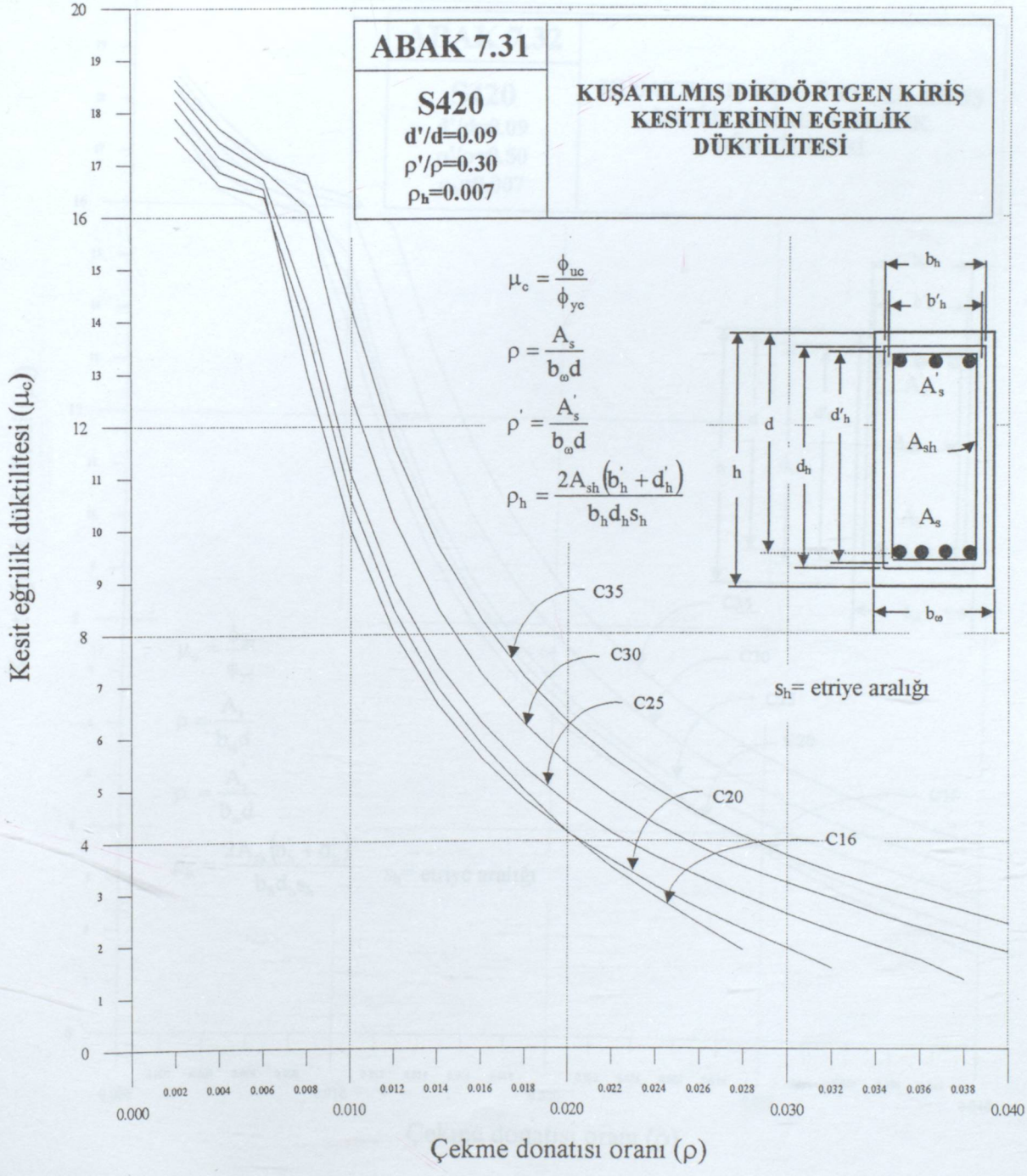

ABAK 7.26
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
$\mu_c = \frac{\phi_{uc}}{\phi_{yc}}$
$\rho = \frac{A_s}{b_\omega d}$
$\rho' = \frac{A_s'}{b_\omega d}$
$\rho_h = \frac{2A_{sh}(b_h' + d_h')}{b_h d_h s_h}$
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.002
0.004
0.006
0.008
0.012
0.014
0.016
0.018
0.022
0.024
0.026
0.028
0.032
0.034
0.036
0.038
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

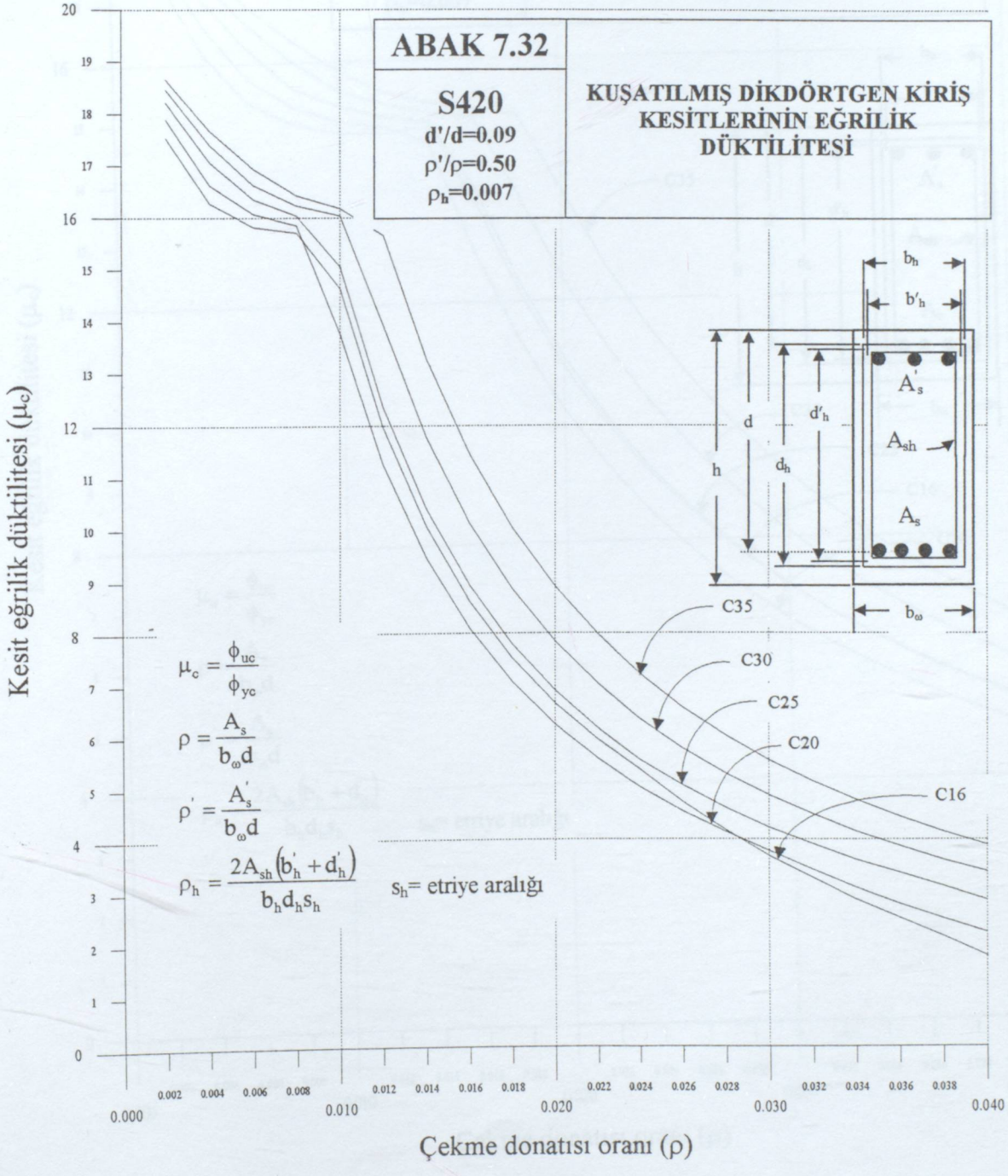

ABAK 7.27
S220
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

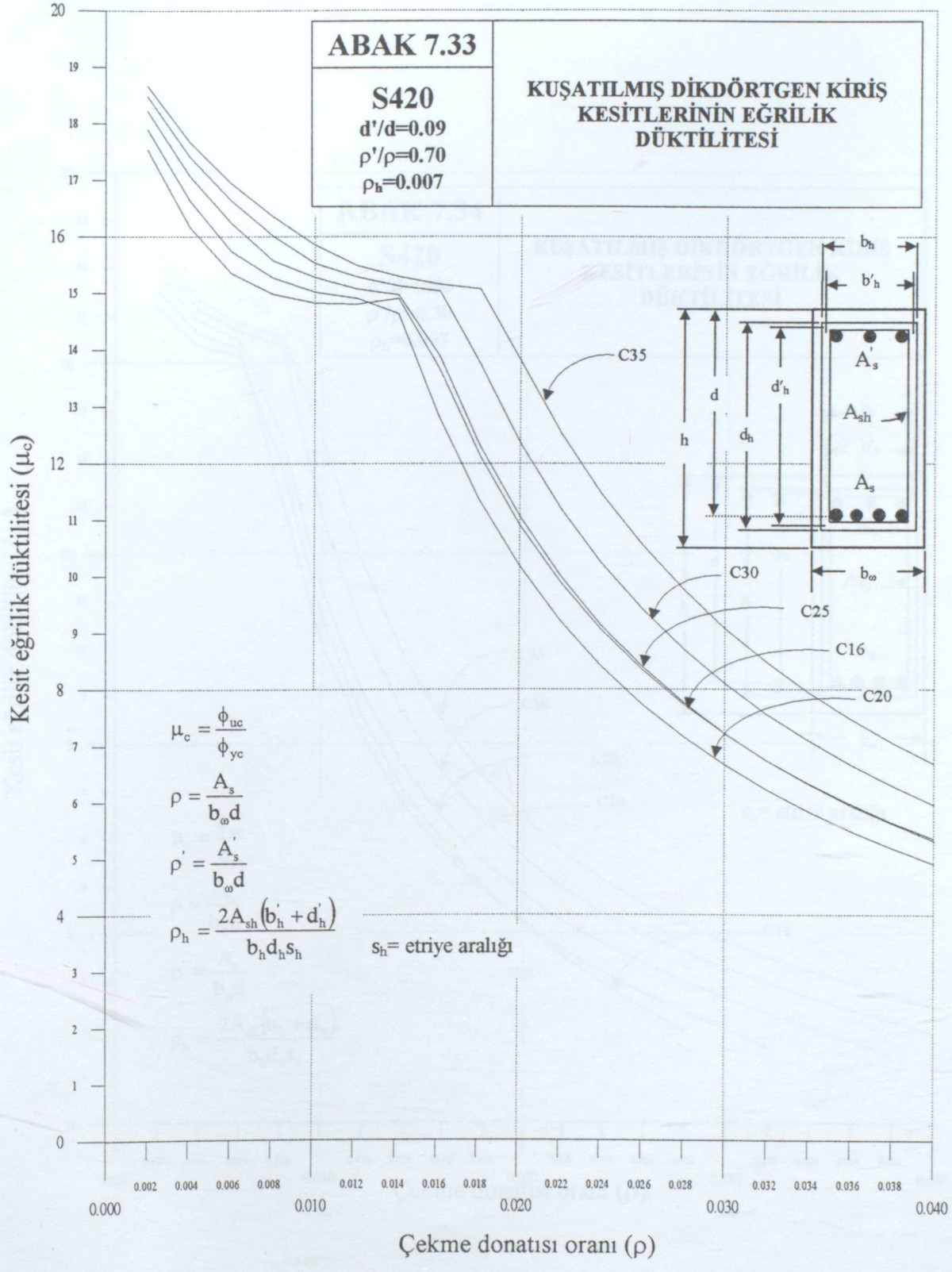

ABAK 7.28
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.30
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
bh
b'h
A's
d
d'h
Ash
h
dh
As
bω
C16
C20
C25
C30
C35
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

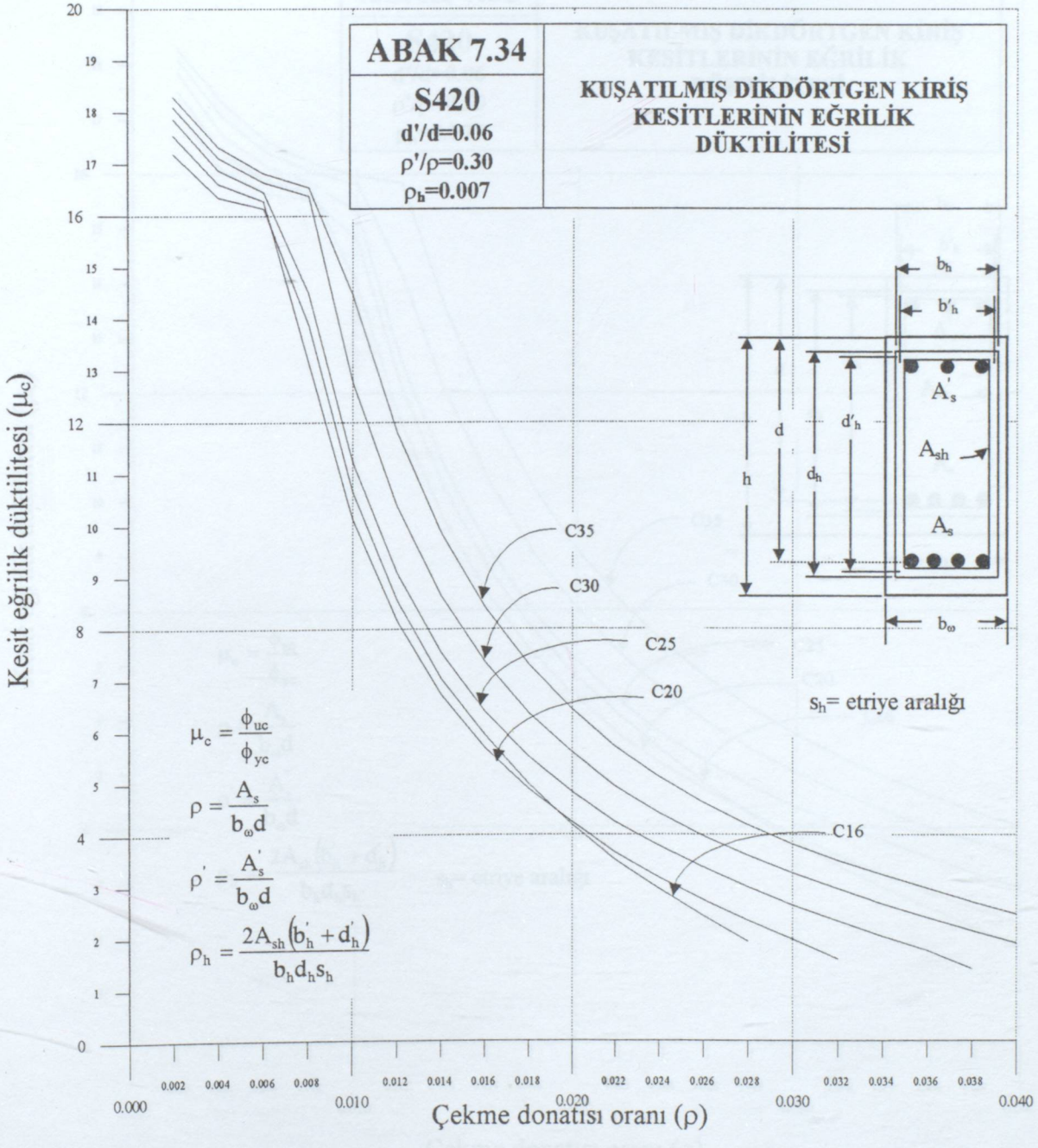

ABAK 7.29
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
C35
C30
C25
C20
C16
sh= etriye aralığı
μc = ϕuc / ϕyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
bh
b'h
d
d'h
h
dh
A's
Ash
As
bω

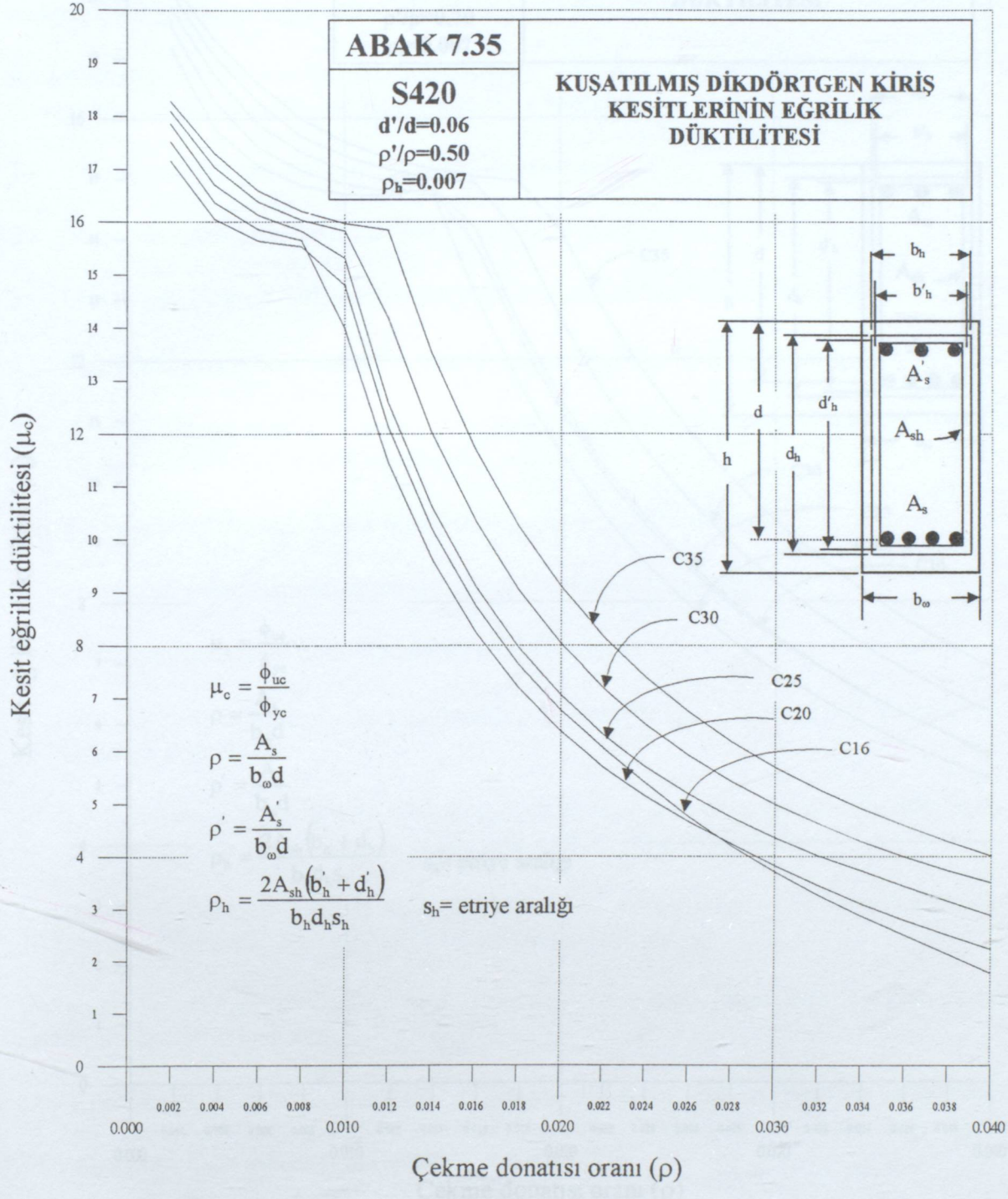

ABAK 7.30
S420
d'/d=0.12
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
C35
C30
C25
C20
C16
bh
b'h
A's
d
d'h
Ash
h
dh
As
bω
μc = φuc / φyc
ρ = As / bωd
ρ' = A's / bωd
ρh = 2Ash(b'h + d'h) / bhdhsh
sh= etriye aralığı
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040

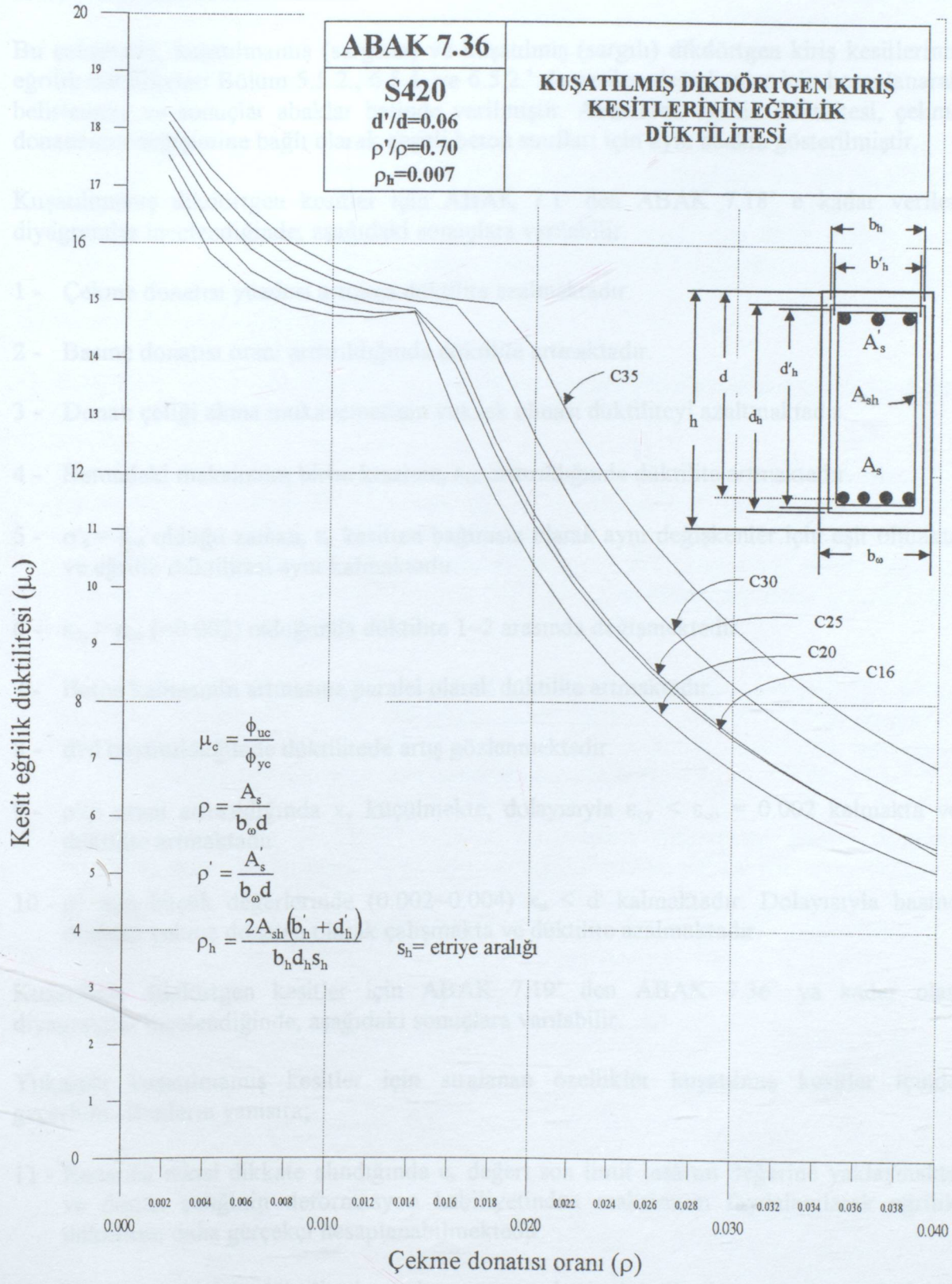

ABAK 7.31
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.30
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
μc = φuc / φyc
ρ = As / bωd
ρ' = A's / bωd
ρh = 2Ash(b'h + d'h) / bhdhsh
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
h
dh
bω
sh= etriye aralığı
C35
C30
C25
C20
C16
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040


ABAK 7.32
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
C35
C30
C25
C20
C16
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
bh
b'h
A's
Ash
As
h
d
dh
d'h
bω


ABAK 7.33
S420
d'/d=0.09
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
C35
C30
C25
C16
C20
bh
b'h
A's
d
d'h
Ash
h
dh
As
bω
μc = φuc / φyc
ρ = As / bωd
ρ' = A's / bωd
ρh = 2Ash(b'h + d'h) / bhdhsh
sh= etriye aralığı
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0.000
0.002
0.004
0.006
0.008
0.010
0.012
0.014
0.016
0.018
0.020
0.022
0.024
0.026
0.028
0.030
0.032
0.034
0.036
0.038
0.040


ABAK 7.34
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.30
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
C35
C30
C25
C20
C16
sh= etriye aralığı
μc = φuc / φyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
dh
h
bω


ABAK 7.35
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.50
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
C35
C30
C25
C20
C16
μc = ϕuc / ϕyc
ρ = As / bω d
ρ' = A's / bω d
ρh = 2Ash (b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etiriye aralığı
bh
b'h
A's
Ash
As
d
d'h
h
dh
bω


ABAK 7.36
S420
d'/d=0.06
ρ'/ρ=0.70
ρh=0.007
KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
C35
C30
C25
C20
C16
bh
b'h
A's
Ash
As
h
d
dh
d'h
bω
μc = φuc / φyc
ρ = As / bωd
ρ' = A's / bωd
ρh = 2Ash(b'h + d'h) / bh dh sh
sh= etriye aralığı
Kesit eğrilik düktilitesi (μc)
Çekme donatısı oranı (ρ)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0.002
0.004
0.006
0.008
0.012
0.014
0.016
0.018
0.022
0.024
0.026
0.028
0.032
0.034
0.036
0.038
0.000
0.010
0.020
0.030
0.040

8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada, kuşatılmamış (sargısız) ve kuşatılmış (sargılı) dikdörtgen kiriş kesitlerinin eğrilik düktiliteleri Bölüm 5.5.2., 6.5.1. ve 6.5.2.' de verilen değişkenler için hesaplanarak belirlenmiş ve sonuçlar abaklar halinde verilmiştir. Abaklarda eğrilik düktilitesi, çekme donatısının değişimine bağlı olarak çeşitli beton sınıfları için aynı abakta gösterilmiştir.

Kuşatılmamış dikdörtgen kesitler için ABAK 7.1' den ABAK 7.18' e kadar verilen diyagramlar incelendiğinde, aşağıdaki sonuçlara varılabilir.

1 - Çekme donatısı yüzdesi arttıkça düktilite azalmaktadır.

2 - Basınç donatısı oranı arttırıldığında düktilite artmaktadır.

3 - Donatı çeliği akma mukavemetinin yüksek olması düktiliteyi azaltmaktadır.

4 - Betondaki maksimum birim kısalma, ε_{cu} arttırıldığında düktilite artmaktadır.

5 - $\sigma'_s = f_{yd}$ olduğu zaman, ε_s kesitten bağımsız olarak aynı değişkenler için eşit olmakta ve eğrilik düktilitesi aynı kalmaktadır.

6 - $\varepsilon_{cy} > \varepsilon_{co}$ (=0.002) olduğunda düktilite 1~2 arasında değişmektedir.

7 - Beton kalitesinin artmasına paralel olarak düktilite artmaktadır.

8 - d'/d büyütüldüğünde düktilitede artış gözlenmektedir.

9 - ρ'/ρ oranı arttırıldığında x_y küçülmekte, dolayısıyla $\varepsilon_{cy} < \varepsilon_{co} = 0.002$ kalmakta ve düktilite artmaktadır.

10 - ρ' nun küçük değerlerinde (0.002~0.004) $x_u < d'$ kalmaktadır. Dolayısıyla basınç donatısı çekme donatısı olarak çalışmakta ve düktilite azalmaktadır.

Kuşatılmış dikdörtgen kesitler için ABAK 7.19' den ABAK 7.36' ya kadar olan diyagramlar incelendiğinde, aşağıdaki sonuçlara varılabilir.

Yukarıda kuşatılmamış kesitler için sıralanan özellikler kuşatılmış kesitler içinde geçerlidir. Bunların yanısıra;

11 - Kuşatma etkisi dikkate alındığında ε_s değeri son limit tasarım değerine yaklaşmakta ve donatı çeliğinin deformasyon kabiliyetinden maksimum faydalanılarak eğrilik düktilitesi daha gerçekçi hesaplanabilmektedir.

12 - Kuşatma etkisiyle düktilite kuşatılmamış aynı kesit düktilitesine göre en az 2~3 kat artmaktadır. Bu oran ρ arttıkça büyümektedir.

13 - Eğriler incelendiğinde C20 betonu için düktilitenin ρ' nun küçük değerlerinde (0.002~0.004) C16 betonu için elde edilen düktiliteden büyük olduğu, ancak $\rho > 0.004$ iken düktilitenin azaldığı görülmektedir. Yapılan araştırma sonucu bunun sebebinin C20 betonu için hesaplanan ε_{ccu} değerine bağlı olarak ortaya çıktığı görülmektedir.

14 - d'/d arttıkça ρ' nun (0.002~0.004) aralığında eğri yatıklaşmaktadır. Bunun sebebi, ε_s değerinin maksimum birim deformasyon değerine yaklaşması ve bu aralıktaki değerler için düktilitenin mertebe olarak aynı olmasıdır. Bu durum S420a çeliğinde daha belirgindir. Çünkü S420a çeliği için kullanılan maksimum birim deformasyon değeri S220 çeliği için kullanılan değere oranla yaklaşık 3 kat küçüktür.

Bu değerlendirmeler sonucunda;

a) Kiriş kesit eğrilik düktilitesinin hesabında her zaman var olan kuşatma (sargı) etkisi davranış ve ekonomi sebebiyle dikkate alınmalıdır.

b) Hem kuşatılmamış hemde kuşatılmış ve aynı donatı yüzdesine sahip kesitlerde S220 yerine S420a sınıfı çelik kullanmak eğrilik düktilitesi 3~4 kat azaltmaktadır. Bu nedenle Deprem Yönetmeliğinde (1997) süneklik düzeyi yüksek ve normal kirişlerde beton ve donatı sınıfından bağımsız olarak verilen "0.02" maksimum çekme donatısı yüzdesi sınır değerinin donatı sınıfına bağlı olarak verilmesinin daha gerçekçi bir yaklaşım olacağı düşünülmektedir.

c) S220 çeliği kullanılan yapılarda $\rho_{max} \leq 0.02$ koşuluna bağlı kalındığında çoğu kez kesiti büyütmek gerekecektir. Bu durumda, zayıf kiriş – kuvvetli kolon koşulunu sağlayabilmek için kolon donatı yüzdesini ve / veya kolon boyutlarını büyütmek gerekeceğinden çözümler ekonomik olmaktan uzaklaşabilir.

d) Deprem Yönetmeliğinde (1997) kirişler için verilen maksimum çekme donatısı yüzdesine göre S420a çeliği için elde edilecek düktilite yeterli ise, aynı düktilite değerini S220 çeliği kullanarak elde edebilmek için çekme donatısı maksimum yüzdesinin 0.035 değerine yükseltilmesi davranış açısından bir sakınca oluşturmaz.

KAYNAKLAR

ACI Committee 318, (1984), Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318M-83, ACI Publication, 111, Detroit, June.

Aktan, A. E., Karlsson, B. I. ve Sözen, M., (1973), "Stress – Strain Relationships of Reinforcing Bars Subjected to Large Strain Reversals", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No: 397, University of Illionis.

Aydemir, G. ve Aydınoğlu, M.N., (1995), "Kuvvetli Kolon ve Zayıf Kirişli Betonarme Çerçevelerin Eşdeğer Yatay Deprem Yükleri Altında Doğrusal Olmayan Davranışlarına İlişkin Bir Çalışma", 3. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul: 33-42.

Baker, A. L. L. ve Amarakone, A. M. N., (1964), "Inelastic Hyperstatic Frames Analysis", Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of the Reinforced Concrete, ASCE – ACI, Miami, November: 85-142.

Bayülke, N., (1989), Depremler ve Depreme Dayanıklı Yapılar, Teknik Yayınevi, Ankara.

Blume, J. A., Newmark, N. M. ve Corning, L. M., (1961), "Design of Multistorey Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", Portland Cement Association, Chicago: 318.

Bresler, B. ve Pister, K. S., (1958), "Strength of Concrete Under Combined Stresses", Journal ACI, Vol. 55, No. 3, September: 321-345.

CEB, (1983), "Response of Structural Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions", Bulletin d'Information 161, Lausanne: 31-47.

CEB, (1988), CEB/FIP Model Code 1990, First Predraft, Bulletin d'Information 190a, 2.57, Lausanne.

CEB/FIP, (1978), Model Code for Concrete Structures, Bulletin d'Information 124/125, V. II, 84, 107, Paris.

Chan, W. L., (1955), "The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks", Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No: 21: 121-132.

Corley, W. G., (1966), "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 92, No. ST5, October: 121-146.

Cowan, H. J., (1953), "The Strength of Plain, Reinforced and Prestressed Concrete Under the Action of Combined Stresses, with Particular Reference to the Combined Bending and Torsion of Rectangular Sections", Magazine of Concrete Research, No. 14, Dec.: 75-86.

CP110, (1980), British Standarts Institution (BSI), Code of Practice for Structural Use of Concrete, London.

Deprem Yönetmeliği (1997), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, İzmir İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir.

Ersoy, U., (1985), Betonarme – Temel İlkeler ve Taşıma Gücü – Cilt 1, Evrim Yayınevi, İstanbul.

Ersoy, U., (1987), "Betonarme Yapılarda Deprem Dayanımının Sağlanması", 3. Yapı Mekaniği Semineri, ODTÜ – AÜ, Eskişehir: 113-142.

Ersoy, U., (1995), "Prefabrike Çerçevelerin Deprem Dayanımı İle İlgili Bir İrdeleme", 3. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul : 142-161.

Ersoy, U. ve Özcebe, G., (1997), "Moment-Curvature Relationship of Confined Concrete Sections", First Japan – Turkey Workshop on Earthquake Engineering, İstanbul, 1: 9-21.

Gündüz, A., (1984), "Kuşatılmış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinin Hesaplanmasıyla İlgili Bir Algoritma", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A., (1985), "Kuşatılmamış Betonla İlgili Bir Gerilme – Birim Deformasyon Hesap İlişkisi", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A., (1986), "Kuşatılmamış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinde Moment – Eğrilik İlişkilerinin Belirlenmesiyle İlgili Bir Tasarım Algoritması", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A. ve Noyan, S. (1988a), "Kuşatılmamış Kesitli Betonarme Kirişlerin Son Limit Eğriliği ve Momenti Üzerinde Çelik Pekleşme Etkisi", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A. ve Noyan, S. (1988b), "Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Akma Limiti ve Son Limit Momentlerinin ve Düktilite Oranının Belirlenmesi", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A. ve Noyan, S. (1988c), "Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Son Limit Momentinin ve Eğriliğinin Donatıdaki Pekleşme Gözönüne Alınarak Belirlenmesi", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A., (1989), "Dikdörtgen Çelik Halkalarla Kuşatılmış Basınç Etkisinde Kalan Betonun Gerilme – Birim Deformasyon Davranışıyla İlgili Geliştirilmiş Bir Tasarım Modeli", Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.

Gündüz, A., (1990), "Donatı Çeliği Son Limit Durum Deformasyon Tasarım Değerinin Belirlenmesi", Türkiye Mühendislik Haberleri, İstanbul: 7-10.

Gündüz, A., (1991), "Yüksek ve Normal Mukavemetli Betonların Davranışının Yanal Donatı ile Yetkinleştirilmesi", 2. Ulusal Beton Kongresi Bildiriler Kitabı, İMO, İstanbul: 147-158.

Hasgür, Z. ve Gündüz, N. (1996), Betonarme Çok Katlı Yapılar, Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş., İstanbul.

Hognestad, E., (1951), "A study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members", University of İllinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series, No: 399, 128 pp.

Hognestad, E., Hanson, N. ve McHenry, D., (1955), "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal, Vol. 52, No. 6, December: 455-479.

Kent, D. C. ve Park, R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July: 1969-1989.

Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. ve Rüsch, H., (1969), "Behavior od Concrete Under Biaxial Stress", Journal ACI, Vol. 66, No. 8, August: 656-666.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. ve Park, R. (1988a), "Theoretical Stress- Strain Model For Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol: 114, Number: 8: 1804-1825.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. ve Park, R. (1988b), "Observed Stress- Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol: 114, Number: 8: 1827-1849.

Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams", by Corley, W. G., (1966), Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST2, April: 519-522.

Noyan, S., (1997), "Betonarme Elemanların Davranışı ve Limit Tasarım", Ders Notları, YTÜ.

Park, R. ve Paulay, T., (1975), Reinforced Concrete Structeres, John Wiley and Sons İnterscience Publication, Canada.

Park, R., Priestley, M. J. N. ve Gill, W. D., (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4: 929-950.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A. ve Brown, R. L., (1928), "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 104 pp.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A. ve Brown, R. L., (1929), "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 190, 74 pp.

Roy, H. E. H. ve Sözen, M. A., (1964), "Ductility of Concrete", Proceedings of the İnternational Symposium on Flexural", Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE – ACI, Miami: 213-224.

Rüsch, H., (1960), "Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete", Journal ACI, Vol. 57, No. 1, July: 1-28.

Saatçioğlu, M. ve Razvi, S. (1992), "Strength and Ductility of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering , ASCE, New York, Vol: 118, Number: 6: 1590-1607.

Sargın, M., Ghosh, S. K. ve Handa, V. K., (1971), "Effects of Lateral Reinforcement Upon the Strength and Deformation Properties of Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 23, No. 75 – 76: 99-110.

Sheikh, S. ve Üzümeri, Ş. M., (1980), "Mechanism of Confinement in Tied Columns", 7th. W. C. C. E., İstanbul, Vol: 7: 71-78.

Sheikh, S. ve Üzümeri, Ş. M., (1982), "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", Journal of Structural Division, Vol. 108, No. ST12: 2703-2722.

Sheikh, S. ve Yeh, C. C., (1992), "Analytical Moment-Curvature Relations for Tied Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 2: 529-544.

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, Vol. 19, No. 61: 223-238.

Sucuoğlu, H., (1996), "Deprem Yüklerinin Tanımında Gerçekçi Yaklaşım", Türkiye Mühendislik Haberleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul, Sayı: 385: 9-10.

Türk Standartları Enstitüsü (1984), Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Ankara.

Üzümeri, Ş. M. (1997), "Use and Abuse of Ductility Concept", First Japan – Turkey Workshop on Earthquake Engineering, İstanbul, 1: 69-82.

Weng, Y. J. ve Bao – Min, M., (1984), "Ductility of R/C Columns with Various Types of Ties and Stirrup Ratios", 8th. W. C. C. E., Vol. 5, San Francisco: 837-844.

EK1 KUŞATILMAMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİN HESABI İÇİN BİR BİLGİSAYAR PROGRAM LİSTESİ

```
'       KUŞATILMAMIS DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
        CLS
'       SABİTLER
        GMC = 1.5: GMS = 1.15: K3 = .85: ECO = .002
'       KESİT DATA GİRİŞİ
10      INPUT "KİRİŞ GÖVDE GENİŞLİĞİ,BW(mm)="; BW
        IF BW < 250 THEN PRINT "min. BW=250mm olmalıdır.": GOTO 10
20      INPUT "KİRİŞ YÜKSEKLİĞİ,H(mm)="; H
        IF H < 300 THEN PRINT "min. H=300mm olmalıdır.": GOTO 20
        INPUT "PAS PAYI,DU(mm)="; DU
'       BETON DATA GİRİŞİ
30      INPUT "BETON KARAKTERİSTİK BASINC MUKAVEMETİ,FCK(N/mm²)="; FCK
        IF FCK < 16 THEN PRINT "min. fck=16 N/mm² olmalıdır.": GOTO 30
40      INPUT "BETONUN MAX. ETKİLİ BİRİM KISALMASI,ECU"; ECU
        IF ECU < .003 OR ECU > .004 THEN PRINT "min,max{0.003,0.004} olmalıdır.": GOTO 40
'       ÇELİK DATA GİRİŞİ
        INPUT "ÇELİK KARAKTERİSTİK AKMA MUKAVEMETİ,FYK(N/mm²)="; FYK
        INPUT "ÇEKME DONATISI YUZDESİ,R0"; R0
        INPUT "BASINC DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANI,R1"; R1
50      IF FYK = 220 THEN 60 ELSE 70
60      ESH = .02: ESUD = .114: EP = 750: GOTO 80
70      ESH = .01: ESUD = .037: EP = 727
80      CLS
        PRINT "SONUÇLAR AŞAĞIDAKI DEĞİŞKENLER İÇİNDİR."
        PRINT
        PRINT "SABITLER:K3=0.85 , ECO=0.002"
        PRINT "BW,H,DU:"; BW; "mm"; ","; H; "mm"; ","; DU; "mm"
        PRINT "FCK,ECU:"; FCK; "N/mm²"; ","; ECU
        PRINT "FYK,ESH,ESUD,EP:"; FYK; "N/mm²"; ","; ESH; ","; ESUD; ","; EP; "N/mm²"
        PRINT "R0,R1(=ROU/R0):"; R0; ","; R1
        PRINT
        PRINT "SON LİMİT DURUM İÇİN HESAP"
        PRINT
        FCD = FCK / GMC: FYD = FYK / GMS: D = H - DU
        E50U = (3 + .29 x K3 x FCD) / (145 x K3 x FCD - 1000)
        PSI = .5 / (E50U - ECO)
        GOSUB 500
100     EYD = FYD / 200000
        FSUD = FYD + (ESUD - ESH) x EP
        ES = EYD
145     KXU = ECU / (ECU + ES)
        IF R1 = 0 THEN ESU = 0: SSU = 0: GOTO 200
        ESU = ECU - (ECU + ES) x (DU / D)
        IF ESU > EYD AND ESU <= ESH THEN SSU = FYD: GOTO 200
        IF ESU > ESH AND ESU <= ESUD THEN SSU = FYD + (ESU - ESH) x EP: GOTO 200
        IF ESU > ESUD THEN ESU = ESUD: SSU = FSUD: GOTO 200
        IF ESU < -EYD AND ESU >= -ESH THEN SSU = -FYD: GOTO 200
        IF ESU < -ESH AND ESU >= -ESUD THEN SSU = -(FYD + (ESU - ESH) x EP): GOTO 200
        IF ESU < -ESUD THEN ESU = -ESUD: SSU = -FSUD: GOTO 200
        SSU = ESU x 200000
200     IF ES < EYD THEN PRINT "KESİT DÜKTİL DAVRANIŞ GÖSTERMİYOR.ES="; ES; "<"; EYD: GOTO 480
        IF ES > EYD AND ES <= ESH THEN SS = FYD: GOTO 250
        IF ES > ESH AND ES <= ESUD THEN SS = FYD + (ES - ESH) x EP: GOTO 250
        IF ES > ESUD THEN PRINT "YENİ ECU HESAPLANACAK": ES = ESUD: SS = FSUD: GOTO 260
        SS = ES x 200000
250     ALFA = K1 x K3
        FARK = ALFA x FCD x KXU - R0 x (SS - R1 x SSU): ROU = R0 x R1
        CCU = ALFA x FCD x KXU: CSU = ROU x SSU: TU = R0 x SS
        HATA = FARK / ((CCU + CSU + TU) / 2)
        IF ABS(HATA) > .0001 THEN ES = ES + SGN(FARK) x .000001 ELSE 400
        GOTO 145
260     KXU = ECU / (ECU + ES)
        IF R1 = 0 THEN ESU = 0: SSU = 0: GOTO 270
        ESU = ECU - (ECU + ES) x (DU / D)
        IF ESU > EYD AND ESU <= ESH THEN SSU = FYD: GOTO 270
        IF ESU > ESH AND ESU <= ESUD THEN SSU = FYD + (ESU - ESH) x EP: GOTO 270
        IF ESU > ESUD THEN ESU = ESUD: SSU = FSUD: GOTO 270
        IF ESU < -EYD AND ESU >= -ESH THEN SSU = -FYD: GOTO 270
```

```
        IF ESU < -ESH AND ESU >= -ESUD THEN SSU = -(FYD + (ESU - ESH) x EP): GOTO 270
        IF ESU < -ESUD THEN ESU = -ESUD: SSU = -FSUD: GOTO 270
        SSU = ESU x 200000
270     ALFA = K1 x K3: FARK = ALFA x FCD x KXU - R0 x (SS - R1 x SSU): ROU = R0 x R1
        CCU = ALFA x FCD x KXU: CSU = ROU x SSU: TU = R0 x SS
        HATA = FARK / ((CCU + CSU + TU) / 2)
        IF ABS(HATA) < .001 THEN 400 ELSE 280
280     ECU = ECU - SGN(FARK) x .000001: GOSUB 500
        GOTO 260
400     W = R0 x FYD / FCD: W1 = R1: BETA = K1 x K2 x K3
        MU = BW x D ^ 2 x FCD x W x (SS / FYD) x (1 - (BETA / ALFA ^ 2) x W x (SS / FYD) x (1 - W1 x (SSU / SS)) ^ 2 - W1 x
        (SSU / SS) x (DU / D)) x .000001
        XU = KXU x D
        IF ES = ESUD THEN 405 ELSE 410
405     FIU = ES x 1000 / (D - XU): GOTO 415
410     FIU = ECU x 1000 / XU
415     PRINT "K1,K2,ECU,XU="; K1; ","; K2; ","; ECU; ","; XU; "mm"
        PRINT "ES,SS,FSUD="; ES; ","; SS; "N/mm²"; ","; FSUD; "N/mm²"
        PRINT "ESU,SSU="; ESU; ","; SSU; "N/mm²"
        PRINT "CCU,CSU,TU="; CCU; ","; CSU; ","; TU
        PRINT USING "MU=####.##"; MU
        PRINT USING "FIU=##.######"; FIU
        PRINT
        PRINT "AKMA LİMİT DURUMU İÇİN HESAP"
        PRINT
        ESY = EYD: SSY = ESY x 200000
        XY = D / 15
420     IF XY > D THEN PRINT "BASINÇ KIRILMASI DURUMU": GOTO 480
        KXY = XY / D: ECY = KXY x ESY / (1 - KXY)
        IF ECY > ECU THEN ECY = ECU
        SCY = K3 x FCD x (2 x ECY / ECO - (ECY / ECO) ^ 2)
        IF ECY <= ECO THEN 421 ELSE 422
421     BK = 0: EC = ECY: SCM = FCD x (2 x EC / ECO - (EC / ECO) ^ 2)
        GOTO 423
422     BK = 1: EC = ECO: SCM = FCD
423     S1Y = K3 x FCD x (EC ^ 2 / ECO - (EC ^ 3 / (3 x ECO ^ 2)))
        S2Y = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x (ECY - ECO) - (PSI x (ECY ^ 2 - ECO ^ 2) / 2))
        S3Y = K3 x FCD x (2 x EC ^ 3 / (3 x ECO) - (EC ^ 4 / (4 x ECO ^ 2)))
        S4Y = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x ((ECY ^ 2 - ECO ^ 2) / 2) - ((PSI x (ECY ^ 3 – ECO ^ 3) / 3)))
        K1Y = (S1Y + S2Y) / (K3 x SCM x ECY)
        K2Y = 1 - ((S3Y + S4Y) / (ECY x (S1Y + S2Y)))
        IF R1 = 0 THEN ESUY = 0: SSUY = 0: GOTO 430
        ESUY = ECY x (1 - (DU / XY))
        IF ESUY > EYD THEN 425 ELSE 427
425     SSUY = FYD: GOTO 430
427     SSUY = ESUY x 200000
430     CCY = K1Y x SCY x BW x XY x .001: CSY = ROU x BW x D x SSUY x .001: TY = R0 x
        BW x D x SSY x .001
        FARK = TY - (CCY + CSY): HATA = FARK / ((CCY + CSY + TY) / 2)
        IF HATA > .0001 THEN XY = XY + SGN(FARK) x .01 ELSE 450
        GOTO 420
450     PRINT "k1y,k2y,ESY,XY="; K1Y; ","; K2Y; ","; ESY; ","; XY; "mm"
        MY = (CCY x (D - K2Y x XY) + CSY x (D - DU)) x .001
        IF ECY < ECO THEN 460 ELSE 470
460     FIY = ESY x 1000 / (D - XY): GOTO 475
470     FIY = ECY x 1000 / XY
475     PRINT "ESUY,SSUY="; ESUY; ","; SSUY; "N/mm²"
        PRINT "CCY,CSY,TY="; CCY; "kN"; ","; CSY; "kN"; ","; TY; "kN"
        PRINT "ECY,SCY="; ECY; ","; SCY; "N/mm²"
        PRINT USING "MY=####.##"; MY
        PRINT USING "FIY=##.######"; FIY
        KD = FIU / FIY
        PRINT
        PRINT USING "KD=##.##"; KD
        PRINT
        IF KD < 5 THEN PRINT "KESİT YETERLİ DUKTİLİTEYE SAHIP DEĞİL."
        ECU = .003
480     INPUT "DEVAM EDILECEK Mİ ?="; DEVAM$
        IF DEVAM$ = "H" THEN END ELSE 490
490     PRINT "YENI DEGISKEN GIRILECEK."
        PRINT
        PRINT "DEGISKEN LISTESI"
        PRINT "1=[R0]"
```

```
        PRINT "2=[R1=ROU/R0]"
        PRINT "3=[KESIT GIRIS BILGILERI]"
        PRINT "4=[BETON GIRIS BILGILERI]"
        PRINT "5=[CELIK GIRIS BILGILERI]"
        PRINT "6=[YENI R0 ve R1 DEGERLERI]"
        PRINT "7=[YENI DEGISKEN BILGILERI]"
        INPUT "YENI DEGISKEN ADI="; YDA$
        IF YDA$ = "1" THEN INPUT "YENI [R0] DEGERI="; R0: GOTO 80
        IF YDA$ = "2" THEN INPUT "YENI [R1=ROU/R0] DEGERI="; R1: GOTO 80
        IF YDA$ = "3" THEN INPUT "YENI [BW,H,DU] DEGERLERI="; BW, H, DU: GOTO 80
        IF YDA$ = "4" THEN INPUT "YENI [FCK,ECU] DEGERLERI="; FCK, ECU: GOTO 80
        IF YDA$ = "5" THEN INPUT "YENI [FYK] DEGERI="; FYK: GOTO 50
        IF YDA$ = "6" THEN INPUT "YENI [R0] ve [R1=ROU/R0] DEGERLERI="; R0, R1: GOTO 80
        IF YDA$ = "7" THEN 10
        IF YDA$ = "X" THEN END
        END
500     IF ECU <= ECO THEN 510 ELSE 520
510     BK = 0: EC = ECU: SCM = FCD x ((2 x EC / ECO) - (EC / ECO) ^ 2)
        GOTO 530
520     BK = 1: EC = ECO: SCM = FCD
530     S1 = K3 x FCD x (EC ^ 2 / ECO - (EC ^ 3 / (3 x ECO ^ 2)))
        S2 = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x (ECU - ECO) - (PSI x (ECU ^ 2 - ECO ^ 2) / 2))
        S3 = K3 x FCD x ((2 x EC ^ 3 / (3 x ECO)) - (EC ^ 4 / (4 x ECO ^ 2)))
        S4 = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x ((ECU ^ 2 - ECO ^ 2) / 2) - ((PSI x (ECU ^ 3 - ECO ^ 3) / 3)))
        K1 = (S1 + S2) / (K3 x SCM x ECU)
        K2 = 1 - ((S3 + S4) / (ECU x (S1 + S2)))
        RETURN
```

EK2 KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİN HESABI İÇİN BİR BİLGİSAYAR PROGRAM LİSTESİ

```
'       KUŞATILMIŞ DİKDÖRTGEN KİRİŞ KESİTLERİNİN EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ
        CLS
'       SABİTLER
        GMC = 1.5: GMS = 1.15: K3 = .85: ECO = .002: PI = 3.141592654#
'       KESİT DATA GİRİŞİ
50      INPUT " KESİT GENİŞLİĞİ, BW(mm)="; BW
        IF BW < 250 THEN PRINT "min. BW=250mm ": GOTO 50
100     INPUT " KESİT YÜKSEKLİĞİ, H(mm)="; H
        IF H < 300 THEN PRINT "min. H=300mm ": GOTO 100
'       BETON DATA GİRİŞİ
150     INPUT " BETON KARAKTERİSTİK BASINC MUKAVEMETİ, FCK(N/mm²)="; FCK
        IF FCK < 16 THEN PRINT " min. FCK=16 N/mm² ": GOTO 150
200     INPUT " BETONDAKİ MAKSİMUM ETKİLİ BİRİM KISALMA, ECU"; ECU
        IF ECU < .003 OR ECU > .004 THEN PRINT "min,max{0.003,0.004} ": GOTO 200
'       ÇELİK DATA GİRİŞİ
        INPUT " ÇELİK KARAKTERİSTİK AKMA MUKAVEMETİ, FYK(N/mm²)="; FYK
        INPUT " ÇEKME DONATISI YUZDESİ, R0"; R0
        INPUT " BASINC DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANI, R1"; R1
        INPUT " HACİMSEL DONATI YÜZDESİ, ROH(mm)="; ROH
'       ÖRTÜ BETON KALINLIĞI, OB (mm)
'       ENİNE DONATI ÇAPI, FIE (mm)
'       BOYUNA DONATI ÇAPI, FIB (mm)
        OB = 22: FIE = 8: FIB = 20
250     IF FYK = 220 THEN 300 ELSE 350
300     ESH = .02: ESUD = .114: EP = 750: GOTO 400
350     ESH = .01: ESUD = .037: EP = 727
400     CLS
        PRINT "SONUÇLAR AŞAĞIDAKİ DEĞİŞKENLER İÇİNDİR. "
        PRINT "SABİTLER: K3=0.85 , ECO=0.002"
        PRINT "BW, H:"; BW; "mm"; ","; H; "mm"
        PRINT "FCK, ECU:"; FCK; "N/mm²"; ","; ECU
        PRINT "FYK, ESH, ESUD, EP:"; FYK; "N/mm²"; ","; ESH; ","; ESUD; ","; EP; "N/mm²"
        PRINT "R0, R1(=ROU/R0):"; R0; ","; R1
        PRINT
        PRINT "SON LİMİT DURUM İÇİN ÇÖZÜMLEME"
        PRINT
        FCD = FCK / GMC: FYD = FYK / GMS: DU = OB + FIE + .5 x FIB: D = H - DU
        E50U = (3 + .29 x K3 x FCD) / (145 x K3 x FCD - 1000)
        PSI = .5 / (E50U - ECO)
        GOSUB 1700
        BH = BW - 2 x OB: DH = H - 2 x OB: DC = D - OB: DCU = FIE + .5 x FIB
        BHU = BH - FIE: DHU = DH - FIE: ASH = PI x FIE ^ 2 / 4
        IF FCK < 50 THEN 450 ELSE 500
450     K = 1 + ROH x FYK / FCK: GOTO 550
500     K = 1 + .75 x ROH x FYK / FCK
550     SH = 2 x ASH x (BHU + DHU) / (ROH x BH x DH): ECOC = ECO x K
        E50H = .75 x ROH x SQR(BH / SH): E50UC = E50U + E50H: PSIC = (K - .5) / (E50UC - ECOC)
        ECCU = K x ((.2 / PSIC) + ECO)
        GOSUB 1900
600     EYD = FYD / 200000
        FSUD = FYD + (ESUD - ESH) x EP
        ES = EYD
650     KXUC = ECCU / (ECCU + ES)
        IF R1 = 0 THEN ESU = 0: SSU = 0: GOTO 700
        ESU = ECCU - (ECCU + ES) x (DCU / DC)
        IF ESU > EYD AND ESU <= ESH THEN SSU = FYD: GOTO 700
        IF ESU > ESH AND ESU <= ESUD THEN SSU = FYD + (ESU - ESH) x EP: GOTO 700
        IF ESU > ESUD THEN ESU = ESUD: SSU = FSUD: GOTO 700
        IF ESU < -EYD AND ESU >= -ESH THEN SSU = -FYD: GOTO 700
        IF ESU < -ESH AND ESU >= -ESUD THEN SSU = -(FYD + (ESU - ESH) x EP): GOTO 700
        IF ESU < -ESUD THEN ESU = -ESUD: SSU = -FSUD: GOTO 700
        SSU = ESU x 200000
700     IF ES < EYD THEN PRINT "KESİTİN DAVRANIŞI DÜKTİL DEĞİL. ES="; ES; "<"; EYD: GOTO 1600
        IF ES > EYD AND ES <= ESH THEN SS = FYD: GOTO 750
        IF ES > ESH AND ES <= ESUD THEN SS = FYD + (ES - ESH) x EP: GOTO 750
        IF ES > ESUD THEN PRINT "YENİ ECCU HESAPLANACAK.": ES = ESUD: SS = FSUD: GOTO 800
        SS = ES x 200000
```

```
750   KH = ECU / ECCU
      ALFAC = (K1C x K x (BH / BW) + K1 x K3 x KH x (1 - (BH / BW))) x (DC / D)
      FARK = ALFAC x FCD x KXUC - R0 x (SS - R1 x SSU): ROU = R0 x R1
      CCUC = ALFAC x FCD x KXUC: CSUC = ROU x SSU: TUC = R0 x SS
      HATA = FARK / ((CCUC + CSUC + TUC) / 2)
      IF ABS(HATA) > .0001 THEN ES = ES + SGN(FARK) x .000001 ELSE 1000
      GOTO 650
800   KXUC = ECCU / (ECCU + ES): KH = ECU / ECCU
      IF R1 = 0 THEN ESU = 0: SSU = 0: GOTO 850
      ESU = ECCU - (ECCU + ES) x (DCU / DC)
      IF ESU > EYD AND ESU <= ESH THEN SSU = FYD: GOTO 850
      IF ESU > ESH AND ESU <= ESUD THEN SSU = FYD + (ESU - ESH) x EP: GOTO 850
      IF ESU > ESUD THEN ESU = ESUD: SSU = FSUD: GOTO 850
      IF ESU < -EYD AND ESU >= -ESH THEN SSU = -FYD: GOTO 850
      IF ESU < -ESH AND ESU >= -ESUD THEN SSU = -(FYD + (ESU - ESH) x EP): GOTO 850
      IF ESU < -ESUD THEN ESU = -ESUD: SSU = -FSUD: GOTO 850
      SSU = ESU x 200000
850   ALFAC = (K1C x K x (BH / BW) + K1 x K3 x KH x (1 - (BH / BW))) x (DC / D)
      FARK = ALFAC x FCD x KXUC - R0 x (SS - R1 x SSU): ROU = R0 x R1
      CCUC = ALFAC x FCD x KXUC: CSUC = ROU x SSU: TUC = R0 x SS
      HATA = FARK / ((CCUC + CSUC + TUC) / 2)
      IF ABS(HATA) < .001 THEN 1000 ELSE 900
900   ECCU = ECCU - SGN(FARK) x .000001: GOSUB 1900
      GOTO 800
1000  W = R0 x FYD / FCD: W1 = R1: KH = ECU / ECCU
      BETAC = (K1C x K2C x K x (BH / BW) + (1 - (BH / BW)) x K1 x K3 x KH x (1 - KH + K2 x KH)) x (DC / D)
      MUC = BW x D ^ 2 x FCD x W x (DC / D) x (SS / FYD) x (1 - (BETAC / ALFAC ^ 2) x W x (SS / FYD) x (1 - W1 x (SSU /
      SS)) ^ 2 - W1 x (SSU / SS) x (DCU / DC)) x .000001
      XUC = KXUC x DC
      IF ES = ESUD THEN 1050 ELSE 1100
1050  FIUC = ES x 1000 / (DC - XUC): GOTO 1150
1100  FIUC = ECCU x 1000 / XUC
1150  PRINT "ALFAC, BETAC:"; ALFAC; ","; BETAC
      PRINT "K, K1C, K2C, KH:"; K; ","; K1C; ","; K2C; ","; KH
      PRINT "BH, D, DH, DC, DCU:"; BH; D; DH; DC; DCU
      PRINT "K1, K2, ECU, XUC:"; K1; ","; K2; ","; ECU; ","; XUC; "mm"
      PRINT "ES, SS, FSUD:"; ES; ","; SS; "N/mm²"; ","; FSUD; "N/mm²"
      PRINT "ESU, SSU:"; ESU; ","; SSU; "N/mm²"
      PRINT "CCUC, CSUC, TUC:"; CCUC; ","; CSUC; ","; TUC
      PRINT USING "MUC=####.##"; MUC
      PRINT USING "FIUC=##.######"; FIUC
      PRINT
      PRINT "AKMA LİMİT DURUMU İÇİN HESAP"
      PRINT
      ES = EYD: SSYC = FYD
      XYC = D / 15
1200  IF XYC > D THEN PRINT "BASINÇ KIRILMASI": GOTO 1600
      KXYC = XYC / D: ECYC = KXYC x ES / (1 - KXYC)
      IF ECYC > ECCU THEN PRINT "BASINÇ KIRILMASI": GOTO 1600
      IF ECYC > ECU THEN ECYC = ECU
      PRINT
      PRINT "AKMA LİMİT DURUMUNDA K1YC ve K2YC DEĞERLERİNİN HESAPLANMASI"
      PRINT
      IF ECYC < ECOC THEN 1205 ELSE 1210
1205  SCYC = K x FCD x (2 x ECYC / ECOC - (ECYC / ECOC) ^ 2): GOTO 1215
1210  SCYC = FCD x (K - PSIC x (ECYC - ECOC))
1215  IF ECYC <= ECOC THEN 1220 ELSE 1225

1220  BK = 0: EC = ECYC: SCMC = FCD x ((2 x EC / ECOC) - (EC / ECOC) ^ 2)
      GOTO 1230
1225  BK = 1: EC = ECOC: SCMC = FCD
1230  S1YC = K x FCD x ((EC ^ 2 / ECOC) - (EC ^ 3 / (3 x ECOC ^ 2)))
      S2YC = BK x FCD x ((K + PSIC x ECOC) x (ECYC - ECOC) - (PSIC x (ECYC ^ 2 - ECOC ^ 2) / 2))
      S3YC = K x FCD x ((2 x EC ^ 3 / (3 x ECOC)) - (EC ^ 4 / (4 x ECOC ^ 2)))
      S4YC = BK x FCD x ((K + PSIC x ECOC) x ((ECYC ^ 2 - ECOC ^ 2) / 2) - (PSIC x (ECYC ^ 3 - ECOC ^ 3) / 3))
      K1YC = (S1YC + S2YC) / (K x SCMC x ECYC)
      K2YC = 1 - ((S3YC + S4YC) / (ECYC x (S1YC + S2YC)))
      IF R1 = 0 THEN ESUYC = 0: SSUYC = 0: GOTO 1350
      ESUYC = ECYC x (1 - (DU / XYC))
      IF ESUYC > EYD THEN 1250 ELSE 1300
1250  SSUYC = FYD: GOTO 1350
1300  SSUYC = ESUYC x 200000
1350  CCYC = K1YC x SCYC x BW x XYC x .001: CSYC = ROU x BW x D x SSUYC x .001: TYC = R0 x BW x D x SSYCx .001
```

```
        FARK = TYC - (CCYC + CSYC): HATA = FARK / ((CCYC + CSYC + TYC) / 2)
        IF HATA > .0001 THEN XYC = XYC + SGN(FARK) x .01 ELSE 1400
        GOTO 1200
1400    PRINT "K1YC, K2YC, ES, XYC="; K1YC; ","; K2YC; ","; ES; ","; XYC; "mm"
        MYC = (CCYC x (D - K2YC x XYC) + CSYC x (D - DU)) x .001
        IF ECYC < ECOC THEN 1450 ELSE 1500
1450    FIYC = ES x 1000 / (D - XYC): GOTO 1550
1500    FIYC = ECYC x 1000 / XYC
1550    PRINT "ESUYC, SSUYC="; ESUYC; ","; SSUYC; "N/mm²"
        PRINT "CCYC, CSYC, TYC="; CCYC; "kN"; ","; CSYC; "kN"; ","; TYC; "kN"
        PRINT "ECYC, SCYC="; ECYC; ","; SCYC; "N/mm²"
        PRINT USING "MYC=####.##"; MYC
        PRINT USING "FIYC=##.######"; FIYC
        KDC = FIUC / FIYC
        PRINT
        PRINT USING "KESİT EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ, KDC=###.##"; KDC
        PRINT
        IF KDC < 5 THEN PRINT "KESİT YETERİ KADAR DÜKTİL DEĞİL."

1600    INPUT " DEVAM EDİLECEK Mİ?"; DEVAM$
        IF DEVAM$ = "H" THEN END ELSE 1650

1650    PRINT " YENİ DEĞİŞKEN GİRİŞİ."
        PRINT
        PRINT "DEĞİŞKEN LİSTESİ"
        PRINT "1=[R0]"
        PRINT "2=[R1=ROU/R0]"
        PRINT "3=[KESİT DATA GİRİŞİ]"
        PRINT "4=[BETON DATA GİRİŞİ]"
        PRINT "5=[ÇELİK DATA GİRİŞİ]"
        PRINT "6=[YENİ R0 ve R1 DEĞERLERİ]"
        PRINT "7=[TÜM DEĞİŞKENLER YENİDEN GİRİLECEK.]"
        INPUT "YENİ DEĞİŞKEN ADI="; YDA$
        IF YDA$ = "1" THEN INPUT " YENİ [R0] DEĞERİ ="; R0: GOTO 400
        IF YDA$ = "2" THEN INPUT " YENİ [R1=ROU/R0] DEĞERİ ="; R1: GOTO 400
        IF YDA$ = "3" THEN INPUT " YENİ [BW, H] DEĞERLERİ ="; BW, H: GOTO 400
        IF YDA$ = "4" THEN INPUT " YENİ [FCK, ECU] DEĞERLERİ ="; FCK, ECU: GOTO 400
        IF YDA$ = "5" THEN INPUT " YENİ [FYK] DEĞERLERİ ="; FYK: GOTO 250
        IF YDA$ = "6" THEN INPUT " YENİ [R0] ve [R1=ROU/R0] DEĞERLERİ ="; R0, R1: GOTO 400
        IF YDA$ = "7" THEN 50
        IF YDA$ = "X" THEN END
        END
'       KUŞATILMAMIŞ KESİT (ÖRTÜ BETON) İÇİN K1 ve K2 DEĞERLERİNİN HESAPLANMASI
1700    IF ECU <= ECO THEN 1750 ELSE 1800
1750    BK = 0: EC = ECU: SCMC = FCD x ((2 x EC / ECO) - (EC / ECO) ^ 2)
        GOTO 1850
1800    BK = 1: EC = ECO: SCMC = FCD
1850    S1 = K3 x FCD x ((EC ^ 2 / ECO) - (EC ^ 3 / (3 x ECO ^ 2)))
        S2 = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x (ECU - ECO) - (PSI x (ECU ^ 2 - ECO ^ 2) / 2))
        S3 = K3 x FCD x ((2 x EC ^ 3 / (3 x ECO)) - (EC ^ 4 / (4 x ECO ^ 2)))
        S4 = BK x K3 x FCD x ((1 + PSI x ECO) x ((ECU ^ 2 - ECO ^ 2) / 2) - ((PSI x (ECU ^ 3 - ECO ^ 3) / 3)))
        K1 = (S1 + S2) / (K3 x SCMC x ECU)
        K2 = 1 - ((S3 + S4) / (ECU x (S1 + S2)))
        RETURN
'       KUŞATILMIŞ KESİT İÇİN K1C ve K2C DEĞERLERİNİN HESAPLANMASI
1900    IF ECCU <= ECOC THEN 1950 ELSE 2000
1950    BKC = 0: ECC = ECCU: SCMC = FCD x ((2 x ECC / ECOC) - (ECC / ECOC) ^ 2)
        GOTO 2050
2000    BKC = 1: ECC = ECOC: SCMC = FCD
2050    S1C = K x FCD x ((ECC ^ 2 / ECOC) - (ECC ^ 3 / (3 x ECOC ^ 2)))
        S2C = BKC x FCD x ((K + PSIC x ECOC) x (ECCU - ECOC) - (PSIC x (ECCU ^ 2 - ECOC ^ 2) / 2))
        S3C = K x FCD x ((2 x ECC ^ 3 / (3 x ECOC)) - (ECC ^ 4 / (4 x ECOC ^ 2)))
        S4C = BKC x FCD x ((K + PSIC x ECOC) x ((ECCU ^ 2 - ECOC ^ 2) / 2) - (PSIC x (ECCU ^ 3 - ECOC ^ 3) / 3))
        K1C = (S1C + S2C) / (K x SCMC x ECCU)
        K2C = 1 - ((S3C + S4C) / (ECCU x (S1C + S2C)))
        RETURN
```

EK3 DEĞİŞKEN LİSTESİ

ALFA, ALFAC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte kuvvet denge denkleminde kullanılan bağıntı
ASH	Enine donatı enkesit alanı
BETA, BETAC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit momentin hesabında kullanılan bağıntı
BH	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği
BHU	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği
BK, BKC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda 1.00 veya 0.00 değeri alan bir katsayı
BW	Kesit gövde genişliği
CCU, CCUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda betondaki basınç kuvveti
CCY, CCYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda beton basınç kuvveti
CSU, CSUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda basınç donatısındaki basınç kuvveti
CSY, CSYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda basınç donatısındaki basınç kuvveti
D	Faydalı yükseklik
DC	Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe
DCU	Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan mesafe
DH	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği
DHU	Kuşatılmış betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği
DU	Pas payı
E50H	Kuşatma donatısıyla sağlanan birim kısalma
E50U, E50UC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim kısalma
EC	Betondaki birim kısalmanın genel ifadesi
ECO, ECOC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyon
ECU, ECCU	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda etkili maksimum birim kısalma
ECY, ECYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda akma anında betondaki birim kısalma
EP	Donatı çeliği plastik modülü
ES	Çekme donatısındaki birim deformasyon
ESH	Donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu
ESU	Basınç donatısındaki birim deformasyon
ESUD	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun hesap değeri
ESY, ESYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda akma anında çekme donatısındaki birim deformasyon
ESUY, ESUYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda akma anında basınç donatısındaki birim deformasyon
EYD	Donatı çeliği akma birim deformasyonu
FARK	Basınç kuvveti ile çekme kuvveti arasındaki fark
FCD	Beton hesap basınç mukavemeti

FCK	28 günlük betonun karakteristik basınç mukavemeti
FIB	Boyuna donatı çapı
FIE	Etriye çapı
FIU, FIUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durum eğriliği
FIY, FIYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu eğriliği
FSUD	Donatı çeliği maksimum kopma mukavemetinin hesap değeri
FYD	Donatı çeliği hesap akma mukavemeti
FYHD	Donatı çeliği pekleşmeli hesap mukavemeti
FYK	Donatı çeliği karakteristik akma mukavemeti
GMC	Beton için malzeme güvenlik katsayısı
GMS	Çelik için malzeme güvenlik katsayısı
H	Kesit yüksekliği
HATA	Bağıl hata
K	Kuşatma katsayısı
K1, K1C	Son limit durumda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
K1Y, K1YC	Akma limit durumunda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
K2, K2C	Son limit durumda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
K2Y, K2YC	Akma limit durumunda kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
K3	Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran
KD, KDC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte eğrilik düktilitesi
KH	Kuşatılmamış betondaki maksimum birim kısalmanın kuşatılmış betondaki maksimum birim kısalmaya oranı
KXU, KXUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği katsayısı
KXY, KXYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu tarafsız eksen derinliği
MU, MUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durum moment değeri
MY, MYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu moment değeri
OB	Örtü beton kalınlığı
PSI, PSIC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış betonda $\sigma - \varepsilon$ eğrisinde eğrinin 2. kısmı olan doğruyu ifade eden parametre
RO	Çekme donatısı yüzdesi
R1	Basınç donatısının çekme donatısına oranı
ROH	Enine donatı hacimsel yüzdesi
ROU	Basınç donatısı yüzdesi
S1, S3	Kuşatılmamış betonda son limit durumda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S1C, S3C	Kuşatılmış betonda son limit durumda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S2, S4	Kuşatılmamış betonda son limit durumda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
S2C, S4C	Kuşatılmış betonda son limit durumda $\sigma - \varepsilon$ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi

S1Y, S3Y	Kuşatılmamış betonda akma limit durumunda σ – ε modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S1YC, S3YC	Kuşatılmış betonda akma limit durumunda σ – ε modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S2Y, S4Y	Kuşatılmamış betonda akma limit durumunda σ – ε modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
S2YC, S4YC	Kuşatılmış betonda akma limit durumunda σ – ε modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
SCM	Betondaki gerilme
SCY, SCYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında betondaki gerilme
SH	Etriye aralığı
SS	Çekme donatısındaki gerilme
SSU	Basınç donatısındaki gerilme
SSY, SSYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında çekme donatısındaki gerilme
SSUY, SSUYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma anında basınç donatısındaki gerilme
TU, TUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda çekme kuvveti
TY, TYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumunda çekme kuvveti
W	Çekme donatısı indeksi
W1	Basınç donatısı indeksinin çekme donatısı indeksine oranı
XU, XUC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği
XY, XYC	Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitte akma limit durumu tarafsız eksen derinliği

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	05.10.1972	
Doğum yeri	Sivas	
Lise	1983-1989	Beylerbeyi Lisesi
Lisans	1990-1994	Yıldız Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	1996-1999	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programı
Çalıştığı kurum(lar)		
	1994-1996	Hedef İnşaat
	1996-1997	Yapı Atölyesi
	1998-Devam ediyor	Gök İnşaat