

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Beton, Kir, Lım, Tas, Pla, Mat. Dön,
Kap, Bal, İleg. bir Alg.

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sema Noyan

1987

150

147

14

11/5 4000

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME KİRİŞLERİN LİMİT TASAFIMINDA PLASTİK MAFSAL DÖNME
KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİYLE İLGİLİ BİR ALGORİTMA

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞ.MÜH.ŞEMA NOYAN

İSTANBUL 1988

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

R 150
147

Kot :.....

Alındığı Yer :..... FEN. BİL. ENS.

Tarih :..... 15.10.1991

Fatura :..... - - - - -

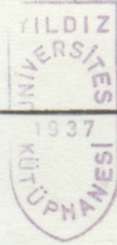
Fiyatı :..... 4000. TL.

Ayniyat No :..... 1/15

Kayıt No :..... 47739

UDC :..... 624. 378.242

Ek :.....



YILDIZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



BETONARME KİRİŞLERİN LİMİT TASAFIMINDA PLASTİK MAFSAL DÖNME
KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİYLE İLGİLİ BİR ALGORİTMA



YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞ.MÜH.ŞEMA NOYAN

İSTANBUL 1988

İÇİNDEKİLER

1.	GİRİŞ.....	1
2.	TASARIM İÇİN BETON VE ÇELİK GERİLME-BİRİM DEFORMASYON İLİŞKİLERİ VE BETON BASINÇ GERİLMELERİ DAĞILIMINI BELİRLEYEN PARAMETRELER.....	2
2.1.	Kuşatılmış beton için gerilme-birim deformasyon ilişkisi ve beton basınç gerilmeleri dağılımını belirleyen parametreler.....	2
2.2.	Kuşatılmış beton için gerilme-birim deformasyon ilişkisi ve beton basınç gerilmeleri dağılımını belirleyen parametreler.....	4
2.2.1.	Betonda kuşatma mekanizması.....	4
2.3.	Beton çeliği için gerilme-birim deformasyon ilişkisi.	12
3.	DİKDÖRTGEN KESİTLERDE SON LİMİT DURUM VE AKMA LİMİT DURUMU MOMENTLERİNİN VE EĞRİLİKLERİNİN BELİRLENMESİ	12
3.1.	Kuşatılmamış betonlu kesitlerde son limit durum ve akma limit durum momentleri ve eğriliği.....	13
3.1.1.	Son limit durum momenti ve eğriliği.....	13
3.1.2.	Akma limit durum momenti ve eğriliği.....	16
3.2.	Kuşatılmış betonlu kesitlerde son limit durum momenti ve eğriliği.....	18
3.3.	Eğrilik düktilitesinin belirlenmesi.....	21
3.3.1.	Kuşatılmamış betonlu kesitlerde eğrilik düktilitesi	21
3.3.2.	Kuşatılmış betonlu kesitlerde eğrilik düktilitesi...	22
4.	PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİNİN BELİRLENMESİ.....	22
4.1.	Plastik mafsals eşdeğer boyu ve plastik mafsals dönme kapasitesi.....	23
4.2.	Momentlerin yeniden dağılımı ve limit tasarım.....	26
4.2.1.	Fleksibilite metodu.....	28
4.3.	Sayısal uygulama	32
5.	TARTIşMA VE SONUÇ.....	35
	KAYNAKLAR.....	
	EKLER.....	

"BETONARME KİRİŞLERİN LİMİT TASARIMINDA PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİYLE İLGİLİ BİR ALGORITMA"

ÖZET

Betonarme kirişlerin limit tasarımında, plastik mafsallı bölgelerinin dönme kapasiteleri, kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesini sağlayabilecek büyüklükte olmalıdır. Bu da, sağlanabilen plastik mafsallı eğrilik düktilitesinin mafsala ilişkin düktilite isteminden büyük olması anlamına gelir. Öte yandan sismik etkiler altında kalan yapılar enerjiyi elastik ötesi deformasyonlarla tüketebilecek ölçüde düktil olmalıdır.

Geçmişteki araştırmalar, betonarme bir elemanın düktilitesinin ve enerji tüketme kapasitesinin betonun yanal donatıyla kuşatılmasıyla ve/yada basınç donatısıyla önemli ölçüde artırılabilceğini göstermiştir. Betonarme bir kirişin basınç bölgesi dar aralıklı dikdörtgen halka donatıyla kuşatılırsa, betonun düktilitesi önemli ölçüde artabilir ve büyük taşıma eğriliklerine ulaşılabilir. Öte yandan plastik dönme kapasitesi, kesitin eğrilik düktilitesi ve plastik mafsallı eşdeğer uzunluğuyla ilgilidir. Böylece gerekli plastik mafsallı dönme kapasitesi, yeterli düktilitenin sağlanmasıyla, güvenilir bir yaklaşımla tahmin edilebilir.

"AN ALGORITHM FOR THE EVALUATION OF ROTATION CAPACITY OF PLASTIC HINGES IN THE LIMIT DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS"

SUMMARY

In limit design, the rotational capacity of plastic hinge regions must be sufficient to enable the assumed design moments' distribution to be developed. This means that, the available curvature ductility of a plastic hinge region must be ductile enough to absorb and dissipate energy by postelastic deformations.

The previous research has shown that the energy dissipation capacity and the ductility of a reinforced concrete member can be improved significantly by the compression reinforcement and/or by the confinement of the concrete with lateral reinforcement. If the compression zone of a concrete beam is confined by closely spaced rectangular steel hoops, the ductility of the concrete may be greatly improved and large ultimate curvatures may be reached. On the other hand, the rotational capacity of plastic hinge depends on the curvature ductility of section and equivalent length of the plastic hinge. Hence, the required rotational capacity of the plastic hinge can be estimated, If sufficient ductility is provided.

1.GİRİŞ

Betonarme elemanların davranışı,deformasyon özelliklerine bağlı olarak değişir.Betonarme çerçeve sistemlerin davranışını da temel olarak ,eğilme momenti ile eğrilik arasındaki ilişki belirler.Bu nedenle,betonarme yapıların doğrusal olmayan yöntemlerle yada limit tasarım yöntemleriyle çözümlenebilmesi için,moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesi gerekir.

Basit yada bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme bir kesite,en üst beton basınç lifinin herhangi bir birim deformasyonu karşılığı eğrilik,söz konusu $\sigma-\epsilon$ eğrisi ile uygunluk ve kuvvet denge denklemleri kullanılarak hesaplanabilir.Bu nedenle 2.bölümde,kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için moment-eğrilik ilişkileri duyarlı olarak, basınç etkisinde kalan beton için gerçeğe uygun bir gerilme-birim deformasyon ilişkisi kabul edilerek belirlenmiştir. Ayrıca,bu bölümde basınç bölgesi dikdörtgen halka donatıyla kuşatılan betonarme kirişlerde,eğrilik düktilitésinin önemli ölçüde arttığı,değişik araştırmacıların yaptıkları deneysel araştırmalarla özetlenmeye çalışılmıştır.

3.bölümde ise kuşatılmamış ve kuşatılmış kiriş kesitlerinde akma eğriliğinin ve momentinin belirlenmesiyle ilgili bir algoritma özetlenerek,kesitlerin güvenilir ve duyarlı tasarımını sağlayacak genel bağıntılar çıkarılmıştır.Ayrıca, ilgili algoritmalarla belirlenebilen kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitlerde eğrilik düktiliteleri ve son limit ile akma limiti moment oranlarını betimleyen abaklar verilmiştir.

4.bölümde ise,plastik mafsalların kümелendiği kiriş-kolon birleşimlerinin,seçilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesini sağlayan dönme kapasitelerinin ne şekilde hesaplanacağı açıklanmış ve sonuç bölümünde konuyla ilgili önerilerde bulunulmuştur.

2.TASARIM İÇİN BETON VE ÇELİK GERİLME-BİRİM DEFORMASYON İLİŞKİLERİ VE BETON BASINÇ GERİLMELERİ DAĞILIMINI BELİRLEYEN PARAMETRELER

Bu bölümde kuşatılmamış ve kuşatılmış beton ve donatı çeliği için tasarımda kullanılabilecek en uygun gerilme - birim deformasyon ilişkileri sunulmuştur. Kuşatılmış betonla ilgili gerilme-birim deformasyon ilişkileri sunulmadan önce kuşatmanın betonun düktilitesinde ve mukavemetinde ne tür bir değişim oluşturduğu, değişik araştırmacıların sundukları kuvvet-deformasyon eğrileriyle aktarılmaya çalışılmıştır.

2.I.KUŞATILMAMIŞ BETON İÇİN GERİLME-BİRİM DEFORMASYON İLİŞKİLERİ VE BETON BASINÇ GERİLMELERİ DAĞILIMINI BELİRLEYEN PARAMETRELER

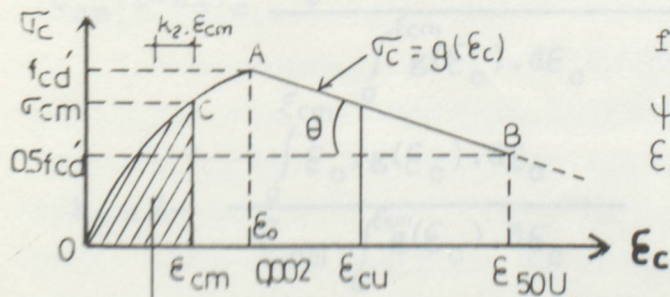
Eksenel veya eksenel olmayan yüklemeye maruz kuşatılmamış bir kesitte tasarım için en uygun olan $\sigma_c - \epsilon_c$ ilişkisi, Kent ve Park'ın önerdiği idealize edilmiş gerilme-birim deformasyon eğrisidir. Eğrinin yükselen OA bölümü ikinci derece parabol kabul edilmiş, AB bölümü ise doğru kabul edilerek eğimi $\psi = \tan\theta / f_{cd}$ parametresiyle tanımlanmıştır.

Basit yada bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitte 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

Belirli bir ϵ_{cm} deformasyonu için k_1 ve k_2 parametreleri, $\sigma_c - \epsilon_c$ ilişkisinden yararlanılarak belirlenebilir.



$$f_{cd}' = k_3 \cdot f_{ck} / \gamma_{mc}$$

$$\psi = \tan\theta / f_{cd}' = 0,5 / (\epsilon_{50U} - 0,002)$$

$$\epsilon_{50U} = (0,02067 + 0,002 \cdot f_{cd}') / (f_{cd}' - 6,89)$$

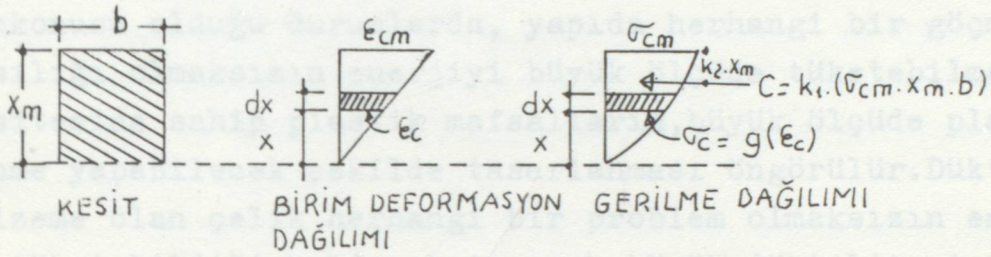
$k_1, \sigma_{cm}, \epsilon_{cm}$ Şekil 2.I(a) Kabul edilen $\sigma - \epsilon$ tasarım ilişkisi

$$\underline{\underline{\epsilon_{cm} \leq 0,002 \text{ için}}}$$

$$\sigma_{cm} = f_{cd}' (10000\epsilon_{cm} - 250000\epsilon_{cm}^2)$$

$$\underline{\underline{0,002 \leq \epsilon_{cm} \leq \epsilon_{cu} \text{ için}}}$$

$$\sigma_{cm} = f_{cd}' [1 - \psi(\epsilon_{cm} - 0,002)]$$



Şekil 2.I(b) Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri

OA bölümü ϵ_c 'nin bir fonksiyonu olarak $\sigma_c = g(\epsilon_c)$ şeklinde ifade edilebiliyorsa $\int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c$ bağıntısı betondaki bileşke basınç kuvvetini, $\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \cdot g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c / \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c$ ise bileşke basınç kuvvetinin 0 noktasına olan mesafesini göstermektedir.

0 halde k_1 ve k_2 aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir.

$$\int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c = k_1 \cdot \sigma_{cm} \cdot \epsilon_{cm} \longrightarrow$$

$$k_1 = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\sigma_{cm} \cdot \epsilon_{cm}} \quad (2.1)$$

$$\epsilon_{cm} (1 - k_2) = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \cdot g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c} \longrightarrow$$

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \cdot g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \cdot \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c} \quad (2.2)$$

$k_3 = 0,85$ (yapıdaki beton mukavemeti ile silindir mukavemeti arasındaki oran ve) $\gamma_{mc} = 1,5$ (beton için kısmi güvenlik kat-

sayısı) alınmış, etkili birim deformasyon üst sınırı 0,004 olarak kabul edilmiştir.

2.2.KUŞATILMIŞ BETON İÇİN GERİLME-BİRİM DEFORMASYON İLİŞKİSİ VE BETON BASINÇ GERİLMELERİ DAĞILIMINI BELİRLEYEN PARAMETRELER

2.2.I.BETONDA KUŞATMA MEKANİZMASI

Deprem etkisi yapılarda tersinir gerilmelerle sonuçlanabilen dinamik yüklemelere neden olur.Bu gibi yüklerin sözkonusu olduğu durumlarda, yapıda herhangi bir göçme olasılığı olmaksızın enerjiyi büyük ölçüde tüketebilme kapasitesine sahip plastik mafsalların,büyük ölçüde plastik dönme yapabilecek şekilde tasarlanması öngörülür.Düktil bir malzeme olan çelik herhangi bir problem olmaksızın enerjiyi tüketebildiği halde, beton çok küçük düktilitesi ile çok küçük deformasyonlarda göçer ve böylece yeterli enerjiyi tüketemez.

Geçmişteki araştırmalar, betonun düktilitesinin ve enerji tüketme kapasitesinin boyuna çubuklara ek olarak,temin edilen yatay donatıyla da (halka donatı) kuşatılarak önemli ölçüde artırılabilceğini göstermiştir.

Deneysel araştırmaların gözden geçirilmesi

Eksenel yüklemeye maruz spiral donatıyla donatılmış elemanlar üzerinde yapılan ilk araştırmalar, gerilme-birim deformasyon ilişkilerinden ziyade mukavemet artışı üzerinde yoğunlaşmıştır.Bu araştırmaların en önemlisi Illinois ve Lehigh üniversitelerinde yapılan kolon deneyleridir.Bu ve diğer araştırmalar eksenel yüklü bir numunenin mukavemetinin temin edilen spiral donatıyla önemli ölçüde artırılabilceğini göstermiştir.

Daha sonraki yıllarda spiralli betonarme silindirler gerilme-birim deformasyon ilişkilerinin belirlenmesi için test edilmiştir.Bu deneyler spiral donatının yardımıyla beton mukavemetindeki artışın yanısıra maksimum gerilmeye te- kabül eden deformasyonun da arttığını göstermiştir.Mukavemet ve düktilitedeki artış esas olarak spiral donatı hacimsal yüzdesine ,donatının akma mukavemetine ve spiral donatılar arasındaki mesafeye bağlıdır.

Dikdörtgen halkalarla kuşatılan elemanlarda ise, dikdörtgen halkalar yeterli sıklıkta değil iseler, eksenel yük altında gevrek kırılmaya engel olamazlar. Dikdörtgen halkalarla temin edilen kuşatma etkisiyle, beton düktilitesindeki artış kabul edilen bir gerçek iken mukavemetteki artış üzerindeki görüşler, araştırmacılar arasında çelişiklere yol açmıştır.

Bu konu üzerindeki ilk mantıklı araştırma 1946 da King tarafından yayınlanmıştır. Kuşatılmış betonun davranışı aynı zamanda Chan(1955), Szulczynski(1961), Bresler ve Gilbert(1961) Roy ve Sozen(1964), Bertero ve Felippa(1964), Soliman ve Yu (1967), Kent ve Park(1971), Bunni(1975) gibi araştırmacılar tarafından da incelenmiştir.

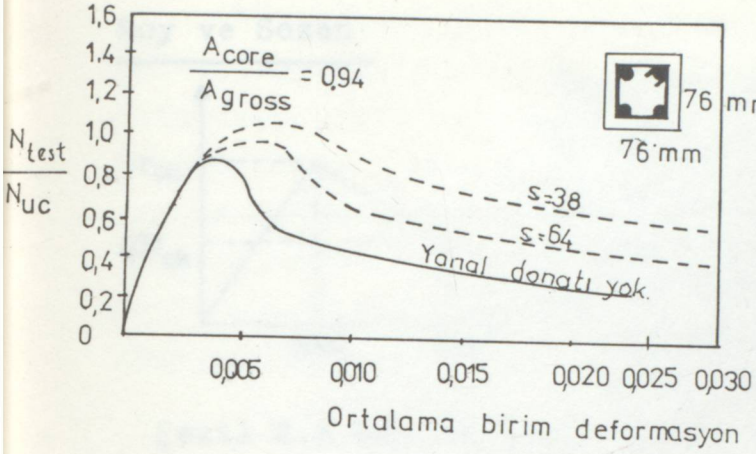
Chan(1955), kare kesitli halkaların etkisinin, aynı hacimli spiral donatıların yaklaşık yarısına eşit olduğunu diğer birçok araştırmacılar da yeterli sıklıkta yerleştirilen dikdörtgen halkaların etkisiyle beton mukavemetinde önemli bir artış olduğunu göstermişlerdir. Diğer taraftan Roy ve Sozen (1964), yaptıkları deneylerde mukavemette dikkate değer bir artış olmadığını kanıtlamışlardır. Betonarme kolonların davranışı üzerinde dikdörtgen halkaların etkisi hakkında elde edilebilen verilerin çoğu küçük ölçekli deney modellerinden elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar Tablo 1. de sunulmuştur.

Bu alanda yapılan deneysel araştırmalardan aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

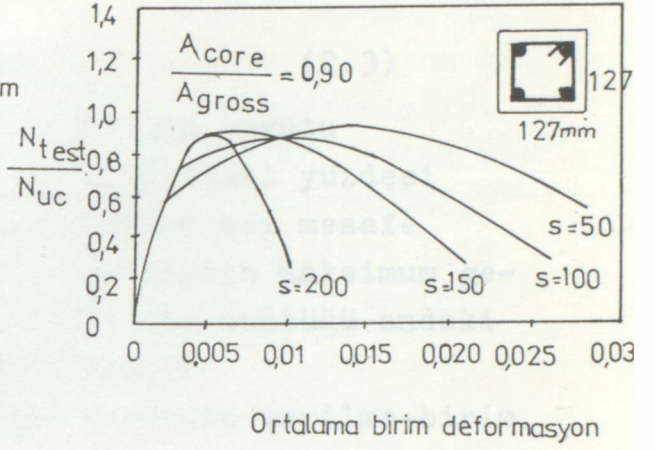
- Kuşatma etkisi ,kuşatılmamış betonla karşılaştırıldığı zaman, ilk eğilme rijitliğinde önemli bir değişime neden olmaz.
- Betonun düktilitesi kuşatma ile önemli ölçüde artar. Kuşatılmamış betonun mukavemeti azalmaya başladığında, deformasyon kuşatılmamış betondan elde edilen sonuçlardan bir hayli yüksek olmaktadır. Göçme deformasyonu da kuşatma etkisiyle önemli derecede artmaktadır.
- Kuşatma etkisiyle mukavemette artış olup olmadığı konusunda bir fikir ayrılığı vardır. Bazı araştırmacılar mukavemette bir artış olmadığını iddia ederken, diğerleri ise önemli

	Numuneye ait bilgiler			
	Test edilen numunelerin sayısı	Boyutlar (mm)	$\frac{A_{core}}{A_{gross}}$	Boyuna donatı
King	164	89x89	0,54-0,61	4köşe donatısı
"	18	254x254	0,34-0,66	" " "
Chan	9	152x152	0,63-0,92	" " "
"	7	152x 92	0,92-0,96	" " "
"	7	152 round	0,97	4 çubuk
Bresler ve	2	203x203	0,61	6 çubuk
Gilbert	2	203x203	0,61	8 çubuk
Pfister	4	305x305	0,42-0,53	12 çubuk
"	3	203x203	0,36-0,49	12 çubuk
"	4	254x305	0,49	6 çubuk
Roy ve Sozen	45	127x127	0,86-0,90	4köşe donatısı
Bertero ve	2	76x76		Donatısız
Felippa	5	76x76		4köşe donatısı
"	2	108x108		Donatısız
"	6	108x108		4köşe donatısı
Hudson	32	101x101	0,46	8 çubuk
"	28	152x152	0,64	8 çubuk
Soliman ve Yu	3	152x101	0,92-1,00	2 çubuk
"	11	152x101	0,44-0,92	4köşe donatısı
"	1	152x 76	0,91	" " "
"	1	152x127	0,93	" " "
Shah ve Rangan	11	51x51	0,83	Donatısız
Somes	42	101x101	0,88-0,92	"
Sargin	41	127x127	0,65-0,96	"
Burdette ve	16	100x100	0,72-1,00	"
Hilsdorf	4	100 round	1,00	"
Bunni	4	101x101	0,88-0,90	"
"	50	101x101	0,88-0,95	4köşe donatısı
Kaar ve diğerl.	13	254x405	0,68-0,72	4köşe donatısı
Kaar ve diğerl.	6	127x203	0,70	4köşe donatısı
Vallenas, Bertero	3	254x254	0,78	8 çubuk
ve Popov	3	228x228	0,96	8 çubuk
"	3	254x254	0,78	Donatısız
"	3	228x228	0,96	Donatısız
Sheikh	24	305x305	0,78	8 veya 12 veya
Uzumeri				16

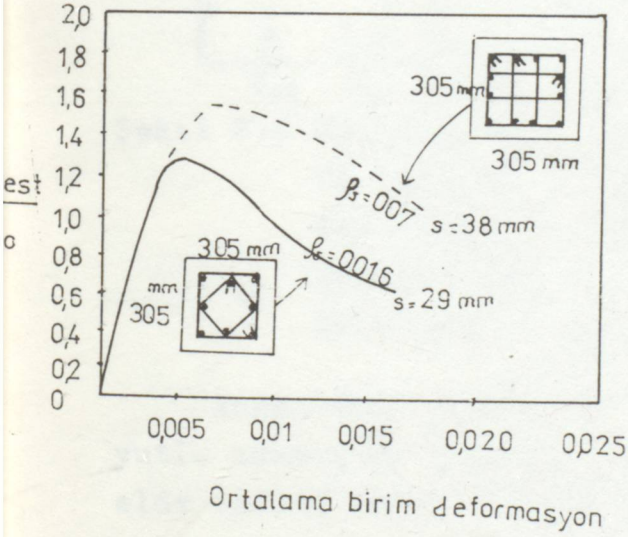
Tablo I. Değişik araştırmacılar tarafından test edilen numunelere ait bilgiler



Şekil 2.2 Bertero ve Felippa'nın deney sonuçları



Şekil 2.3 Roy ve Sozen'in deney sonuçları

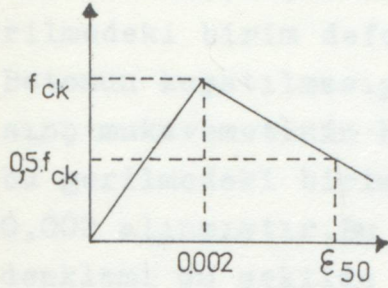


Şekil 2.4 Sheik ve Uzumeri tarafından yapılan deney sonuçları

Önerilen Modeller

Bu bölümde kuşatılmış kesitler için bazı araştırmacılar tarafından önerilen gerilme-birim deformasyon eğrileri verilmiştir.

Roy ve Sozen



$$\epsilon_{50} = (3/4) \cdot \rho_h \cdot h / s \quad (2.3)$$

h = kesitin kısa olan boyutu

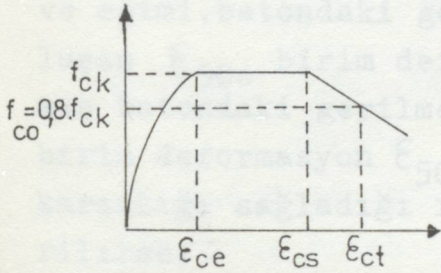
ρ_h = halka donatı hacimsal yüzdesi

s = halka donatılar arası mesafe

ϵ_{50} = betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin %50'sine düştüğü andaki birim deformasyon

Şekil 2.5 Roy ve Sozen tarafından önerilen gerilme-birim deformasyon eğrisi

Soliman ve Yu



Parametreler

$$f_{ck} = f_{co} \cdot (1 + 0,5 \cdot Q) \quad (2.4)$$

$$\epsilon_{ce} = 0,55 \cdot f_{ck} \cdot 10^{-6} \quad (2.5)$$

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cso} \cdot (1 + Q) \quad (2.6)$$

$$\epsilon_{ct} = \epsilon_{cfo} \cdot (1 + 0,85Q) \quad (2.7)$$

Şekil 2.6 Soliman ve Yu tarafın- $Q = \frac{(1,4 \cdot A_d / A_c - 0,45) \cdot A_{sw} (s_o - s)}{(A_{sw} \cdot s + 0,0028 \cdot B \cdot s^2)}$ dan önerilen gerilme birim deformasyon eğrisi



Yukarıdaki denklemler, 76.152, 101.152, ve 127.152mm boyutlu numuneler üzerinde yapılan eksantrik yüklemelerden elde edilen deney sonuçlarına dayanmaktadır.

Kent ve Park

Dikdörtgen halkalarla kuşatılan betonla ilgili çeşitli σ - ϵ eğrilerinin tasarım için en uygun olanı Kent ve Park'ın önerdiği eğridir. Önerilen σ - ϵ hesap eğrisi, bu eğri temel alınarak geliştirilmiş ve özellikleri aşağıda açıklanmıştır. Eğrinin belirlenmesiyle ilgili tüm kabuller ve varsayımlar deneysel bulgularla uyusmaktadır. Aynı zamanda önerilen eğri, daha önce önerilen eğrilerin birçok özelliklerini de içermektedir.

Eğrinin yükselen AB bölümü ikinci derece parabol kabul edilmiş, kuşatmanın , bu bölümün biçimini ve maksimum gerilmedeki birim deformasyonu etkilemediği varsayılmıştır. Betonun kuşatılmasıyla ulaşılan maksimum gerilme , beton basınç mukavemetinin hesap değerine, f_{cd} , eşit kabul edilmiş; bu gerilmedeki birim deformasyon, tüm beton sınıfları için 0,002 alınmıştır. Bu kabullere göre AB bölümü için eğrinin denklemi şu şekilde yazılabilir.

$$\underline{(\epsilon_c \leq 0,002)}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot (1000\epsilon_c - 250000\epsilon_c^2) \quad (2.9)$$

Eğrinin alçalan BC bölümü ise doğrusal kabul edilmiş, ve eğimi, betondaki gerilme $0,5 \cdot f_{cd}$ değerine düştüğü zaman oluşan ϵ_{50c} birim deformasyonuyla belirlenmiştir. Kuşatılmamış betondaki gerilme $0,5 \cdot f_{cd}$ değerine indiği zaman oluşan birim deformasyon ϵ_{50U} , ve dikdörtgen halkaların bu gerilme karşılığı sağladığı ilave birim deformasyon ϵ_{50h} ile gösterilirse:

$$\epsilon_{50c} = \epsilon_{50U} + \epsilon_{50h} \quad (2.10)$$

ϵ_{50U} ve ϵ_{50h} birim deformasyonları deneysel bulgularla uyuşan aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir.

$$\epsilon_{50U} = (0,02067 + 0,002 \cdot f_{cd}) / (f_{cd} - 6,89) \quad (2.11)$$

$$\epsilon_{50h} = (3/4) \cdot \rho_h \cdot \sqrt{b'/s} \quad (2.12)$$

ρ_h = halka donatı hacminin, halkaların dışından ölçülen beton çekirdek hacmine oranı

b' = kuşatılan çekirdeğin halkaların dışından ölçülen genişliği

s = halka aralığı

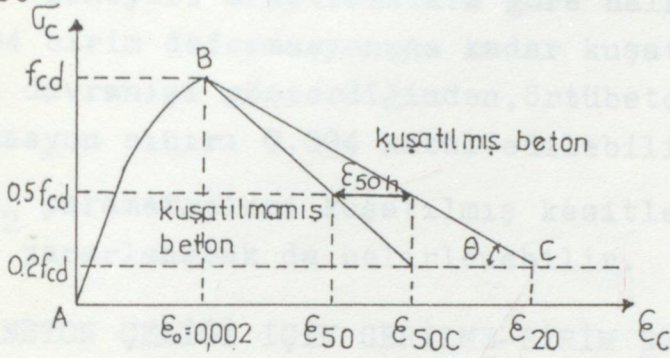
BC doğrusunun eğimi $\psi = \tan\theta / f_{cd} = 0,5 / (\epsilon_{50U} + \epsilon_{50h} - 0,002)$ (2.13) parametresiyle tanımlanabilir.

BC bölümünün denklemi ψ parametresine göre yazılabilir.

$$\underline{(0,002 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c})}$$

$$\sigma_c = f_{cd} [1 - \psi(\epsilon_c - 0,002)] \quad (2.14)$$

Birim deformasyonların çok büyük olduğu evrede, beton, hesap değeri $0,2 \cdot f_{cd}$ olan sabit bir gerilme alabilir. $\sigma - \epsilon$ hesap eğrisi, betondaki gerilmenin $0,2 \cdot f_{cd}$ değerine düştüğü ϵ_{20C} birim deformasyonuyla sınırlandırılmıştır.

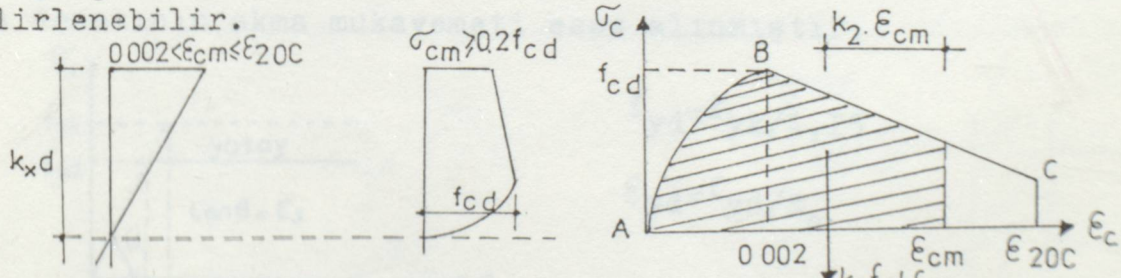


Şekil 2.7 Kuşatılmamış beton için önerilen $\sigma - \epsilon$ hesap eğrisi

Kuşatılmamış kesitlerde olduğu gibi, basit yada bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitte beton basınç gerilme 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

Belirli bir ϵ_{cm} deformasyonu için k_1 ve k_2 parametreleri $\sigma_c - \epsilon_c$ ilişkisinden yararlanarak aşağıdaki bağıntılarla belirlenebilir.



Şekil 2.8 Kuşatılmış beton basınç hesap gerilmeleri dağılımı

Şekil 2.9 k_1 ve k_2 'nin belirlenmesi

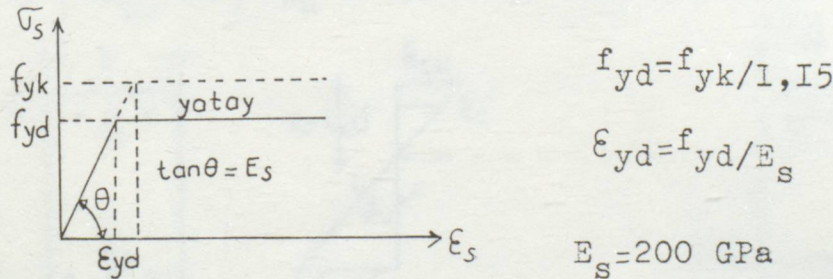
$$k_1 = \int_0^{\epsilon_{cm}} \sigma_c \cdot d\epsilon_c / f_{cd} \cdot \epsilon_{cm} \quad (2.15)$$

$$k_2 = 1 - \left(\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c \cdot \sigma_c \cdot d\epsilon_c / \epsilon_{cm} \cdot \int_0^{\epsilon_{cm}} \sigma_c \cdot d\epsilon_c \right) \quad (2.16)$$

Deneysel araştırmalara göre halka donatı dışında beton 0,004 birim deformasyonuna kadar kuşatılmış çekirdek betonla aynı davranışı gösterdiğinden, rtbeton için etkili birim deformasyon sınırı 0,004 kabul edilebilir ve $\epsilon_c \leq 0,004$ için k_1 ve k_2 parametreleri kuşatılmış kesitlere ilişkin bağıntılardan yararlanarak da belirlenebilir.

2.3.BETON ÇELİĞİ İÇİN GERİLME-BİRİM DEFORMASYON İLİşKİSİ

Basınç ve çekme etkisindeki donatı çeliği için yapılan çok sayıda deneyle doğruluğu kanıtlanmış olan özdeş gerilme-birim deformasyon ilişkisi kabul edilmiştir. Monotonik (aynı yönde, sürekli) uygulanan aksenal çekme ve aksenal basınç yükü için tasarımda kullanılabilecek elastoplastik bir eğriyle idealize edilmiş gerilme-birim deformasyon ilişkisi şekilde gösterilmiştir. Elastik davranış akma gerilmesine kadar yükselen bir doğruyla, plastik davranış ise akma gerilmesinden sonra yatay bir doğruyla simgelenmiştir. Kabul edilen gerilme-birim deformasyon ilişkisinde donatının akma mukavemetinin artmasına neden olan pekleşme etkisi ihmal edilerek, hesaplarda donatının akma mukavemeti esas alınmıştır.



şekil 2.10 çekme veya basınç etkisindeki donatı çeliği için idealize edilmiş elastoplastik gerilme-birim deformasyon ilişkisi

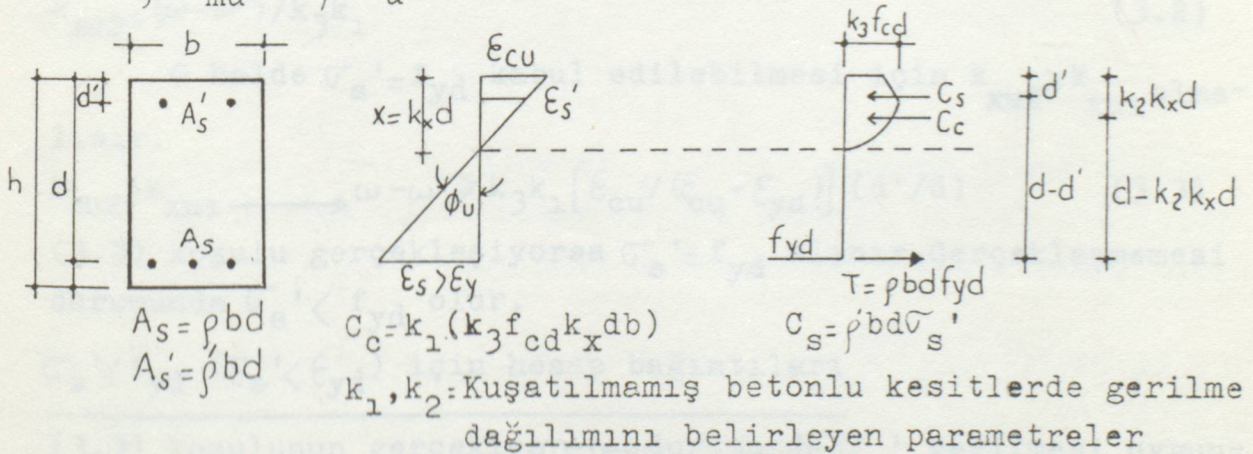
3. DİK DÖRTGEN KESİTLERDE SON LİMİT DURUM VE AKMA LİMİT DURUMU MOMENTLENİNİN VE EĞRİLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Eğilme ve aksenal yük veya yalnız eğilme altındaki bir kesitin davranışı, en sağlıklı bir biçimde, gerçek malzeme davranışını temel alarak hesaplanmış veya deneysel verilerden elde edilmiş, "moment-eğrilik" ilişkilerinden izlenebilir. Betonarme yapıların tasarımında moment-eğrilik ilişkileri, yeniden dağılım düzeyini etkiler. Bu bakımdan betonarme yapıların doğrusal olmayan yöntemlerle yada limit tasarım yöntemleriyle çözümlenebilmesi için moment-eğrilik ilişkilerinin bilinmesi gerekir. Basit yada bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme elemanlarda akma eğrilikleri ve taşıma gücü eğrilikleri beton için gerçeğe uygun bir gerilme-birim deformasyon ilişkisi esas alınarak belirlenmiştir. Böylece ϕ_u/ϕ_y oranıyla tanımlı kesit duktilitesi, gerçeğe yakın tahmin edilerek plastik mafsallık kesitlerinin dönme kapasiteleri göçme olasılığı öngörülen sınırlar altında kalacak şekilde belirlenmiş olur.

3.I KUŞATILMAMIŞ BETONLU KESİTLERDE SON LİMİT DURUM VE AKMA LİMİT DURUMU MOMENTLERİ VE EĞRİLİĞİ

3.I.I.SON LİMİT DURUM MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

Kuşatılmamış kesitlerin son limit durum momentinin ve eğriliklerinin belirlenmesinde bölüm 2.I.de kuşatılmamış beton için önerilen $\sigma_c - \epsilon_c$ ilişkisi esas alınmış, uygunluk ve denge denklemleri yardımıyla $\sigma_s' \leq f_{yd}$ genel durumu için hesap bağıntıları çıkarılmıştır. C25-S220 ve C25-S420 malzeme grupları için $f - k_{mu}$ ve $\beta - \phi_u$ ilişkileri ABAK:I,2,3,4'de verilmiştir.



Şekil 3.I Son limit duruma ulaşmış kuşatılmamış kesit

Hesap bağıntıları

I) ρ ve ρ' değerleri ile d'/d oranı belirli çift donatılı kuşatılmamış bir kesitin son limit durum momentinin belirlenebilmesi için önce basınç donatısındaki gerilmenin, σ_s' , çeliğin akma mukavemetinin tasarım değerine ulaşmış olup olmadığına denetlenmesi gerekir. Bununla ilgili bağıntılar uygunluk denklemi ve kuvvet denge denklemi kullanılarak bulunabilir.

σ_s' gerilmesinin denetlenmesi

$$\sigma_s' = f_{yd} \text{ — } \epsilon_s' \geq \epsilon_{yd}$$

$$\sigma_s' < f_{yd} \text{ — } \epsilon_s' < \epsilon_{yd}$$

$\epsilon_s' = \epsilon_{yd}$ ($\sigma_s' = f_{yd}$) limit durumu için uygunluk denklemi yazılarak k_{xu1} değeri belirlenebilir.

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cu} (k_{xu1} d - d') / k_{xu1} d = \epsilon_{yd} \text{ — } \longrightarrow$$

$$k_{xu1} = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] (d'/d) \tag{3.1}$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ için kuvvet denge denkleminde k_{xu2} değeri belirlenir.

$$k_3 k_1 f_{cd} b k_{xu2} d + \rho' b d f_{yd} = \rho b d f_{yd}$$

$$\omega' = \rho' f_{yd} / f_{cd}, \omega = \rho f_{yd} / f_{cd} \text{ için}$$

$$k_3 k_1 k_{xu2} \omega' = \omega \text{ — } \longrightarrow$$

$$k_{xu2} = (\omega - \omega') / k_3 k_1 \tag{3.2}$$

0 halde $\sigma_s' = f_{yd}$ kabul edilebilmesi için $k_{xu2} \geq k_{xu1}$ olması gerekir.

$$k_{xu2} \geq k_{xu1} \text{ — } \longrightarrow \omega - \omega' \geq k_3 k_1 [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] (d'/d) \tag{3.3}$$

(3.3) koşulu gerçekleşiyorsa $\sigma_s' = f_{yd}$ alınır. Gerçekleşmemesi durumunda $\sigma_s' < f_{yd}$ olur.

$\sigma_s' < f_{yd}$ ($\epsilon_s' < \epsilon_{yd}$) için hesap bağıntıları

(3.3) koşulunun gerçekleşmemesi durumunda σ_s' gerilmesi uygunluk ve kuvvet denge denklemleri yardımıyla şu şekilde hesap-

lanır.

Uygunluk denklemi yazılır:

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cu} (k_{xu} d - d') / k_{xu} d < \epsilon_y, \quad \sigma_s' = \epsilon_s' E_s < f_{yd}, \quad E_s = f_{yd} / \epsilon_y \longrightarrow$$

$$\sigma_s' = (\epsilon_{cu} f_{yd} / \epsilon_y) [1 - (d' / dk_{xu})] < f_{yd} \quad (3.4)$$

Kuvvet denge denklemi yazılır

$$k_3 k_1 f_{cd} b k_{xu} d + \rho' b d \sigma_s' = \rho b d f_{yd}$$

Denklemden $\rho' = \omega' f_{cd} / f_{yd}$ ve $\rho = \omega f_{cd} / f_{yd}$ yazılır ve σ_s' yerine (3.4) bağıntısıyla belirli ifade konularak denklem k_{xu} 'ya göre düzenlenirse aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$k_{xu} = \left\{ \left[\frac{\epsilon_{cu}}{2k_3 k_1 \epsilon_y} (\omega' - \omega \epsilon_y / \epsilon_{cu}) \right]^2 + \omega' \left(\frac{\epsilon_{cu}}{k_3 k_1 \epsilon_y} \right) (d' / d) \right\}^{1/2} - \frac{\left(\frac{\epsilon_{cu}}{2k_3 k_1 \epsilon_y} \right) (\omega' - \omega \epsilon_y / \epsilon_{cu})}{\left(\frac{\epsilon_{cu}}{2k_3 k_1 \epsilon_y} \right) (\omega' - \omega \epsilon_y / \epsilon_{cu})} \quad (3.5)$$

2) $\sigma_s' < f_{yd}$ durumu için son limit durum momentinin, M_u , hesaplanması

$$k_3 k_1 f_{cd} b k_{xu} d + \rho' b d \sigma_s' = \rho b d f_{yd} \quad \text{kuvvet denge denkleminde}$$

$\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$ ve $\omega' = \rho' f_{yd} / f_{cd}$ ifadeleri yerlerine yazılarak k_{xu} belirlenir.

$$k_3 k_1 k_{xu} + \rho' \sigma_s' f_{yd} / f_{cd} f_{yd} = \rho b d f_{yd}$$

$$k_{xu} = \frac{\omega - \omega' \sigma_s' / f_{yd}}{k_3 k_1} \quad (3.6)$$

$M_u = k_3 k_1 f_{cd} b k_{xu} (d - k_2 k_{xu} d) + \rho' b d \sigma_s' (d - d')$ moment denkleminde k_{xu} yerine (3.6) bağıntısıyla belirli değeri konularak $\sigma_s' < f_{yd}$ durumu için son limit durum momentini belirlenmiş olur.

$$M_u = b d^2 f_{cd} \omega \left\{ 1 - \left(\frac{k_2}{k_3 k_1} \right) \omega \left[1 - \left(\frac{\omega'}{\omega} \right) \left(\frac{\sigma_s'}{f_{yd}} \right) \right]^2 - \left(\frac{\omega'}{\omega} \right) \left(\frac{\sigma_s'}{f_{yd}} \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \right\} \quad (3.7)$$

(3.3) koşulu gerçekleşiyorsa M_u momentini aşağıda verilen ba-

ğintıyla belirlenir. ($\sigma_s' = f_{yd}$)

(3.15)

$$M_u = bd^2 f_{cd} \omega \left\{ I - (k_2/k_3 k_1) \omega \left[I - (\omega'/\omega) \right]^2 - (\omega'/\omega) (d'/d) \right\} \quad (3.8)$$

(3.17)

3) Boyutsuz eğrilik ve moment şu bağıntılarla bulunur.

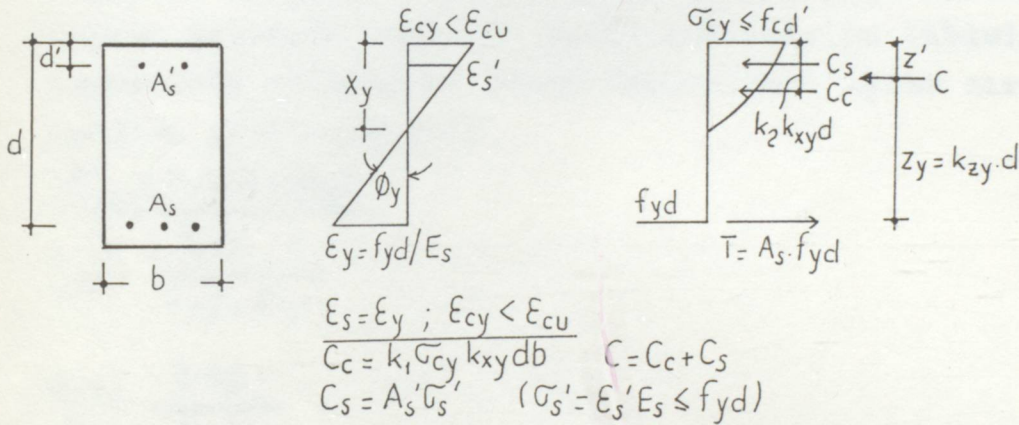
$$\phi_u d = (\epsilon_{cu} / k_{xu}) \quad (3.9)$$

$$\sigma_s' = f_{yd} \longrightarrow k_{xu} \quad (3.2) \text{ bağıntısıyla } \sigma_s' < f_{yd} \longrightarrow k_{xu} \quad (3.6)$$

bağıntısıyla belirlenir.

$$k_{mu} = M_u / bd^2 f_{cd} \quad (3.10)$$

3.1.2. AKMA LİMİT DURUMU MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ



Şekil 3.2. Akma limit durum momenti ve eğriliği

ρ'/ρ , d'/d ve ϵ_y deformasyonu belirli çift donatılı bir kesitin akma momenti ve eğriliği deneme-yanılma yöntemiyle bulunabilir. Bu yöntemle ilgili algoritma aşağıda verilmiştir.

1) $\epsilon_s = \epsilon_y$ alınarak x_y için bir tahminde bulunulur ve ϵ_{cy} belirlenir.

$$\epsilon_{cy} < \epsilon_0 \text{ için } (\epsilon_0 = 0,002): C_c = k_1 \rho (\epsilon_{cy}) b x_y \quad (3.11)$$

$$\epsilon_{cy} \geq \epsilon_0 \text{ için } (\epsilon_0 = 0,002): C_c = k_1 f_{cd}' b x_y \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{cy} = \epsilon_y / (d/x_y - 1)$$

2) Basınç donatısının akıp akmadığı kontrol edilir.

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cy} (1 - d'/x_y) \quad (3.14)$$

$$\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow \sigma_s' = \epsilon_s' E_s, \quad C_s = A_s' \sigma_s' \quad (3.15)$$

$$\epsilon_s' \geq \epsilon_y \longrightarrow \sigma_s' = f_{yd}, \quad C_s = A_s' f_{yd} \quad (3.16)$$

$$C = C_c + C_s \quad (3.17)$$

3) C=T olup olmadığı denetlenir. Eğer C ≠ T → eşitlik sağlanıncaya kadar x_y değiştirilerek işleme devam edilir.

C=T → ϕ_y = ε_{cy} / x_y den eğrilik, moment denge denklemi yardımıyla da M_y hesaplanır.

Fakat yapısal tasarımda akma momentinin ve eğriliğinin deneme yanılma yoluyla bulunması zaman alır. Bu nedenle ε_y deformasyonunun ve d'/d, ρ'/ρ oranlarının belirli değerleri için ε_{cy} (=ε_{cm}) değişken alınarak ρ(A_s/bd), M_y ve ϕ_y'nin kısa sürede belirlenmesini sağlayan tablolar hazırlanmıştır. Bu tabloların hazırlanmasında kullanılan hesap bağıntıları işlem sırasına göre aşağıda gösterilmiştir.

$$\epsilon_{cy} \leq 0,002 (-\epsilon_o)$$

$$k_{xy} = \frac{\epsilon_{cy}}{\epsilon_{cy} + \epsilon_y} \quad (3.18.a)$$

$$\phi_y d = \frac{\epsilon_{cy}}{k_{xy}} \quad (3.18.b)$$

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cy} - (\epsilon_{cy} + \epsilon_y)(d'/d) \quad (3.19.a)$$

$$\sigma_s' = \epsilon_s' E_s \leq f_{yd} \quad (3.19.b)$$

$$C_c = k_1 \sigma_{cy} k_{xy} db$$

$$C_s = A_s' \sigma_s' = \rho' bd \sigma_s'$$

$$C = C_s + C_c$$

$$T = A_s f_{yd} = \rho b d f_{yd}$$

K.D.D

$$k_1 \sigma_{cy} k_{xy} db + \rho' bd \sigma_s' = \rho b d f_{yd} \longrightarrow$$

$$k_1 k_{xy} (\sigma_{cy} / f_{cd}) / [f_{yd} - (\rho' / \rho) \sigma_s'] = \rho / f_{cd} \quad (3.20)$$

$$\epsilon_{cy} \leq 0,002 (-\epsilon_0) \text{ için } \sigma_{cy} = f_{cd}' (1000\epsilon_{cy} - 250000\epsilon_{cy}^2)$$

$$\sigma_{cy}/f_{cd}' = k_3 (1000\epsilon_{cy} - 250000\epsilon_{cy}^2)$$

$$k_{zy} = z/d \text{ (Moment kolu katsayısı)}$$

$$k_{my} = M_y/bd^2 f_{cd} \text{ (Moment katsayısı)}$$

$$z = d - z'$$

$$z' = \frac{C_c (k_2 k_{xy} d) + C_s d'}{C_c + C_s}$$

$$z = \frac{(k_1 \sigma_{cy} k_{xy} db)(k_2 k_{xy} d) + \rho' bd \sigma_s' d'}{k_1 \sigma_{cy} k_{xy} db + \rho' bd \sigma_s'}$$

$$z'/d = \frac{k_1 \sigma_{cy} k_{xy}^2 k_2 + \rho' \sigma_s' (d'/d)}{k_1 \sigma_{cy} k_{xy} + \rho' \sigma_s'}$$

$$z = d - z' \longrightarrow k_{zy} = z/d = 1 - z'/d$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{k_1 \sigma_{cy} k_{xy}^2 k_2 + \rho' \sigma_s' (d'/d)}{k_1 \sigma_{cy} k_{xy} + \rho' \sigma_s'} \quad (3.21)$$

$$M_y = (\rho b d f_{yd}) k_{zy} d = \rho b d^2 f_{yd} k_{zy} \longrightarrow$$

$$k_{my} = M_y/bd^2 f_{cd} = (\rho/f_{cd}) f_{yd} k_{zy} \quad (3.22)$$

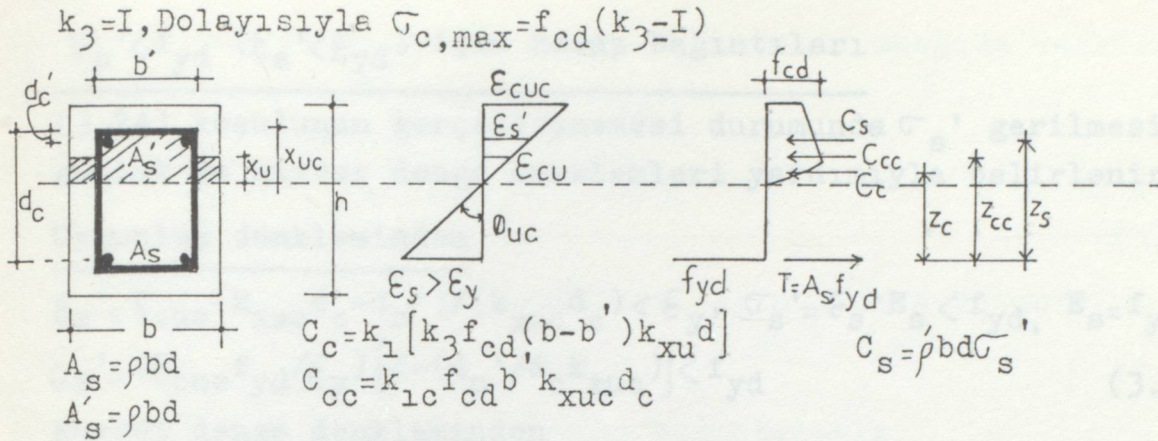
$\epsilon_{cy} > 0,002 (-\epsilon_0)$ için (3.21) ve (3.22) bağıntılarındaki σ_{cy} yerine k_1 parametresi tanımına göre f_{cd}' konulmalıdır. Açıklanan algoritmaya göre akma limit durum momentleri ve eğrilikleri ABAK 5,6,7 ve 8'de verilmiştir.

3.2. KUŞATILMAMIŞ BETONLU KESİTLERDE SON LİMİT DURUM MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

Kuşatılmış betonlu kesitlerin son limit durum momentleri ve eğrilğine ilişkin hesap bağıntıları kuşatılmamış kesitlerde izlenen yol takip edilerek bulunabilir.

k_1, k_2 : Kuşatılmamış kesit için

k_{1c}, k_{2c} : Kuşatılmış kesit için parametreler



Şekil 3.3 Son limit duruma ulaşmış kuşatılmış kesit

Hesap bağıntıları

1) σ_s' gerilmesinin denetlenmesi

$$\sigma_s' = f_{yd} \longrightarrow \epsilon_s' \geq \epsilon_{yd}$$

$$\sigma_s' < f_{yd} \longrightarrow \epsilon_s' < \epsilon_{yd}$$

$\epsilon_s' = \epsilon_y$ ($\sigma_s' = f_{yd}$) limit durumu için birim deformasyon dağılımından k_{xuc} belirlenir.

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cuc} (k_{xuc} d_c - d_c') / (k_{xuc} d_c) = \epsilon_{yd} \longrightarrow$$

$$k_{xuc1} = \left[\epsilon_{cuc} / (\epsilon_{cuc} - \epsilon_{yd}) \right] (d_c' / d_c) \quad (3.23)$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ için kuvvet denge denkleminde k_{xuc2} belirlenir.

$$k_{1c} f_{cd} b' x_{uc} + k_1 k_3 f_{cd} (b-b') x_u + \rho' b d f_{yd} = \rho b d f_{yd}$$

$$x_u = x_{uc} (\epsilon_{cu} / \epsilon_{cuc}) = k_{xuc2} d_c k_h$$

$\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$ ve $\omega' = \rho' f_{yd} / f_{cd}$ olarak tanımlanırsa:

$$\alpha = \left\{ k_{1c} (b'/b) + k_3 k_1 k_h [1 - (b'/b)] \right\} (d_c / d) \quad (3.24.a)$$

$$k_{xuc2} = (\omega - \omega') / \alpha \quad (3.24.b)$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ olarak kabul edilebilmesi için $k_{xuc2} \geq k_{xuc1}$ olmalıdır.

$$k_{xuc2} \geq k_{xuc1} \longrightarrow \omega - \omega' \geq \alpha \left[\epsilon_{cuc} / (\epsilon_{cuc} - \epsilon_{yd}) \right] (d_c' / d_c) \quad (3.25)$$

(3.24) koşulu gerçekleşiyorsa $\sigma_s' = f_{yd}$ alınır. Gerçekleşmiyorsa $\sigma_s' < f_{yd}$ olur.

$\sigma_s' < f_{yd}$ ($\epsilon_s' < \epsilon_{yd}$) için hesap bağıntıları

(3.24) koşulunun gerçekleşmemesi durumunda σ_s' gerilmesi uygunluk ve kuvvet denge denklemleri yardımıyla belirlenir.

Uygunluk denkleminde

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \epsilon_{cuc} (k_{xuc} d_c - d_c') / (k_{xuc} d_c) < \epsilon_y, \quad \sigma_s' = \epsilon_s' E_s < f_{yd}, \quad E_s = f_{yd} / \epsilon_y \\ \sigma_s' &= (\epsilon_{cuc} f_{yd} / \epsilon_y) [1 - (d_c' / d_c k_{xuc})] < f_{yd} \end{aligned} \quad (3.26)$$

Kuvvet denge denkleminde

$\rho' = \omega' f_{cd} / f_{yd}$, $\rho = \omega f_{cd} / f_{yd}$ yazılır ve σ_s' yerine (3.26) bağıntısıyla belirli ifade konularak denklem düzenlenecek olursa k_{xuc} için şu bağıntı elde edilir.

$$k_{xuc} = \left\{ \left[(\epsilon_{cuc} / 2\alpha \epsilon_y) (\omega' - \omega \epsilon_y / \epsilon_{cuc}) \right]^2 + \omega' (\epsilon_{cuc} / \alpha \epsilon_y) (d_c' / d_c) \right\}^{1/2} - (\epsilon_{cuc} / 2\alpha \epsilon_y) (\omega' - \omega \epsilon_y / \epsilon_{cuc}) \quad (3.27)$$

2) $\sigma_s' < f_{yd}$ durumu için son limit durum momentinin, M_{uc} , hesaplanması

$k_{1c} f_{cd} b' x_{uc} + k_1 k_3 f_{cd} (b - b') x_{ud} \rho' b d \sigma_s' = \rho b d f_{yd}$ kuvvet denge denkleminde $\omega = \rho f_{yd} / f_{cd}$ ve $\omega' = \rho' f_{yd} / f_{cd}$ ifadeleri yazılarak k_{xuc} belirlenir.

$$k_{xuc} = (\omega - \omega' \sigma_s' / f_{yd}) / \alpha \quad (3.28)$$

$$M_{uc} = (k_{1c} f_{cd} b' k_{xuc} d_c) (d_c - k_2 k_{xuc} d_c) + [k_3 k_1 k_h f_{cd} (b - b') k_{xuc} d_c] (d_c - k_{xuc} d_c + k_h k_{xuc} d_c - k_2 k_h k_{xuc} d_c) + (\rho' b d \sigma_s') (d_c - d_c')$$

moment denge denkleminde k_{xuc} yerine (3.27) bağıntısıyla belirli değeri konularak $\sigma_s' < f_{yd}$ durumu için son limit durum momentini belirlenmiş olur.

$$M_{uc} = b d^2 f_{cd} \omega \left\{ (d_c / d) - (\beta / \alpha^2) \omega \left[1 - (\omega' / \omega) (\sigma_s' / f_{yd}) \right]^2 - (\omega' / \omega) (\sigma_s' / f_{yd}) (d_c' / d_c) (d_c / d) \right\} \quad (3.29)$$

$$\beta = \left\{ k_{1c} k_2 (b' / b) + [1 - (b' / b)] k_3 k_1 k_h (1 - k_h + k_2 k_h) \right\} (d_c / d)^2 \quad (3.30)$$

olarak tanımlanmıştır.

(3.25) koşulu gerçekleşiyorsa M_{uc} momenti aşağıda verilen bağıntıyla belirlenir. ($\sigma_s' = f_{yd}$)

$$M_{uc} = bd^2 f_{cd} \omega \left\{ (d_c/d) - (\beta/\alpha^2) \omega [1 - (\omega'/\omega)]^2 - (\omega'/\omega) (d_c'/d_c) (d_c/d) \right\} \quad (3.31)$$

3) Boyutsuz eğrilik ve moment şu bağıntılarla bulunur.

$$\phi_{uc} d = (\epsilon_{cuc} / k_{xuc}) (d/d_c) \quad (3.32)$$

$$\sigma_s' = f_{yd} \longrightarrow k_{xuc} \quad (3.24b) \text{ bağıntısıyla}$$

$$\sigma_s' < f_{yd} \longrightarrow k_{xuc} \quad (3.28) \text{ bağıntısıyla belirlenir.}$$

$$k_{muc} = M_{uc} / bd^2 f_{cd} \quad (3.33)$$

Algoritmada verilen kuşatılmış kesitlere ilişkin hesap bağıntıları kullanılarak C25-S220 ve C25-S420 malzeme grupları için $\rho - k_{muc}$ ve $\rho - \phi$ ilişkileri ABAK 9, 10, 11, 12'de verilmiştir.

3.3. EĞRİLİK DÜKTİLİTESİNİN BELİRLENMESİ

Yapısal tasarımda düktilite, mukavemet ve kullanılabilirlik açısından gözönüne alınması gereken önemli bir tasarım unsurudur. Bir plastik mafsal kesitinin son limit ile akma limit eğrilikleri arasındaki oranla tanımlanan düktilite kesitin moment taşıma kapasitesini belirler. Özellikle deprem dalga etkisi gibi dinamik yüklemeye maruz yapılarda, enerjinin elastik-ötesi deformasyonlarla tüketilebilmesi ve kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için plastik mafsal kesitlerinin yeterli düktiliteye sahip olması gerekir.

3.3.1. KUŞATILMAMIŞ BETONLU KESİTLERDE EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ

Kuşatılmamış betonlu kesitlerin eğrilik düktilitesi, son limit durum eğriliği (ϕ_u) ile akma limit durum eğriliği (ϕ_y) arasındaki oranla tanımlanabilir. ϕ_u ve ϕ_y değerleri Bölüm (3.1.1) ve (3.1.2) de verilen algoritmalarla belirlenir. Kuşatılmamış betonlu kesitlere ilişkin $\rho - \phi_u/\phi_y$ ve $\rho - k_{mu}/k_{my}$ eğrileri ABAK 13, 14, 15 ve 16'da verilmiştir.

3.3.2 KUŞATILMIŞ BETONLU KESİTLERDE EĞRİLİK DÜKTİLİTESİ

Basınç bölgesi dar aralıklı dikdörtgen halka donatıyla kuşatılmış olan kesitlerde eğrilik düktilitesi, kuşatılmış kesitin son limit durum eğriliği (ϕ_{uc}) ile akma limit durum eğriliği arasındaki oranla tanımlanır. ϕ_{uc} bölüm(3.2) de belirlenmiştir. Kuşatılmış betonlu kesitlere ilişkin $\rho-\phi_{uc}/\phi_y$ ve $\rho-k_{muc}/k_{my}$ eğrileri C25-S220 ve C25-S420 için ABAK I7, I8 I9 ve 20 de verilmiştir. Ayrıca ABAK 2I, 22, 23 ve 24'de C25-S220 ve C25-S420 de betimlenen ϕ_{uc}/ϕ_u ve k_{muc}/k_{mu} oranları betonarme bir elemanın düktilitesinin betonun yanal donatıyla kuşatılmasıyla önemli ölçüde arttırılabileceğini buna karşılık moment kapasitesindeki değişimin, çok küçük mertebelerde olacağını göstermektedir.

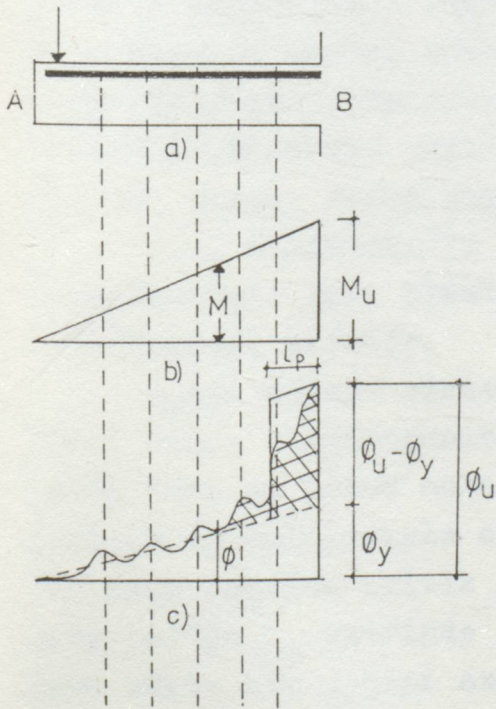
4. PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİNİN BELİRLENMESİ

Artan yükler etkisinde kalan hiperstatik bir betonarme çerçevenin bütün elemanlarının ve düğüm noktalarının, güç tükenmesi sırasında büyük ölçüde "plastik dönme" yaptıklarını varsayalım. Bu tür çerçeveler düktil çerçeve olarak tanımlanır. Yük artışı sonunda çerçevenin bir kesiti donatının akması ve/yada betonun ezilmesiyle plastikleşir. Plastikleşen kesit daha fazla eğilme momenti taşıyamaz ve belirli bir eğilme momentini karşılayabilen bir mafsal gibi çalışır. Bu mafsal plastik mafsal ve mafsalı oluşturan eğilme momenti plastik moment olarak adlandırılır. Sürekli artan yük etkisiyle, plastik mafsalın olduğu kesimde deformasyon(dönme, sehim) artar, ama, eğilme momenti artmaz-sabit kalır. Bu yeni dönmeleri oluşturan artık momentler, sistemin henüz plastikleşmemiş olan öteki kesitlerine dağılır. Bu olay momentlerin yeniden dağılımı olarak tanımlanır. Artık momentlerine eklenmesiyle çerçevenin öteki kritik kesitlerindeki momentler, plastik değere ulaşır. Bu kesitlerde de plastik mafsallar oluşur. Yüklerin artışına koşut olarak ardışık oluşan plastik mafsalların sayısı, sistemin hiperstatiklik derecesinde sistem izostatik duruma geçer ve bir mafsal daha oluşunca sistem "mekanizmaya" dönüşerek geçer. Göçme mekanizmasını oluşturan plastik mafsalların, genellikle düğüm

noktalarında kümелendiği kabul edilir, ve mafsal kesitlerinin, seçilen moment dağılımının gerçekleşmesini sağlayacak plastik dönme yapabilecek şekilde tasarlanması öngörülür. Plastik dönme ise, kesitin eğrilik duktilitesiyle ve plastik mafsal boyuyla ilgilidir.

4.I PLASTİK MAFSAL EŞDEĞER BOYU VE PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİ

Bir mafsalın plastik dönme kapasitesini belirleyebilmek için moment-eğrilik ilişkilerinin bilinmesi gerekir. Örneğin Şekil 6.26, son limit duruma ulaşmış eğilmeye çalışan betonarme bir elemandaki moment ve eğrilik diyagramlarını göstermektedir. Elemanın A noktası moment sıfır noktası veya bir konsol kirişin uç noktasını, B noktası ise kolon yüzünü göstermektedir. Plastik eğrilik, eğilme momentinin kesitin akma momentini aştığı bölge üzerinde yoğunlaşmaktadır. Kiriş boyunca eğrilik şekilden de görülebileceği gibi çatlaklar arasında eğilme rijitliğinin yükselmesinden dolayı azalmakta çatlakların yoğunlaştığı noktalarda ise maksimuma varmaktadır. Son limit durumdaki gerçek eğrilik dağılımı elastik ve plastik bölgelere ayrılarak idealize edilebilir. Elastik dönme eğriliklerin eleman boyunca integrasyonu ile temin edilir.



$$\phi = \frac{M}{EI} \longrightarrow \theta_{AB} = \int \phi dx \quad (4.I)$$

Şekil 4.I Son limit durumda kiriş boyunca oluşan eğrilik dağılımı a) Kiriş b) Eğilme momenti diyagramı c) Eğrilik dağılımı

- Gerçek
- İdealize edilmiş
- XXXXX Plastik mafsal dönmesi

Şekil 4.I.c deki taranmış eğrilik alanı ise kritik kesit çevresinde plastik mafsalda oluşan dönme kapasitesini vermektedir. Son limit durumdaki gerçek eğrilik alanı ($\theta_u - \theta_y$) yüksekliğinde ve L_p genişliğindeki aynı alana haiz eşdeğer bir dikdörtgenle değiştirilir. Bu durumda kritik kesitin bir tarafındaki plastik mafsalda oluşan dönme kapasitesi (4.2) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\theta_a = (\theta_u - \theta_y) \cdot L_p \quad (4.2)$$

Plastik mafsallarda dönme kapasitesi kuşatılmamış betonlu kesitlerde (4.2I), kuşatılmamış betonlu kesitlerde ise (4.2.2) bağıntısıyla hesaplanır.

$$\theta_a = (\epsilon_{cu}/x_u - \epsilon_{cy}/x_y) L_p \quad (4.2.I)$$

$$\theta_a = (\epsilon_{cuc}/x_{uc} - \epsilon_{cy}/x_y) L_p \quad (4.2.2)$$

Bölüm 2 ve 3 te (4.2.I) ve (4.2.2) bağıntılarındaki değişkenler ayrıntılı olarak incelenmiş ve kuşatma etkisiyle duktilitede meydana gelecek artışa paralel olarak, plastik mafsallarda, tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için gerekli kapasitenin sağlanabileceği izah edilmişti. Bu izaha göre plastik mafsallarda dönme kapasitesi ya basınç donatı yüzdesi artırılarak ya da kuşatma etkisiyle istenilen değere çıkarılabilir. Bunların yanısıra çelik türü ve beton mukavemeti de plastik mafsallarda dönme kapasitesi üzerinde etkili olmaktadır.

4.2. bağıntısıyla plastik mafsallarda dönme kapasitesini belirleyebilmek için plastik mafsallarda eşdeğer uzunluğu (L_p) nin de belirlenmesi gerekir.

L_p nin değeri elastik olmayan eğrilik dağılımındaki aynı alana sahip dikdörtgenin genişliğini belirleyerek hesaplanır. Çelik türü ve beton mukavemeti moment eğrilik diyagramının şekline ve dolayısıyla akma bölgesinin uzunluğuna etki edecektir. Aynı zamanda kritik kesitle moment sıfır noktası arası mesafe (a)'da L_p üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Çünkü a 'nın daha büyük bir değeri akma uzunluğunun da daha büyük bir değere ulaşmasına neden olacaktır.

Plastik mafsall eşdeğer uzunluğu (L_p) için araştırmacılar tarafından değişik ampirik izahlar önerilmiştir. Bu izahlar aşağıda özetlenmiştir.

ALL BAKER

Kuşatılmamış betonlu elemanlar için

$$L_p = k_s k_c (I + N_d / N_o) (a/d)^{1/4} d \quad (4.3)$$

k_s = donatı tipi ile ilgili katsayı S 220 — 0,70
S 420 — 0,90

k_c = beton mukavemeti ile ilgili katsayı

C 16	—	0,85
C 20	—	0,80
C 25	—	0,73
C 30	—	0,67
C 35	—	0,61

N_o = eksenel basınç mukavemeti

N_d = eksenel yük

a = kritik kesitin moment sıfır noktasına olan uzaklığı

d = etkili derinlik

a/d oranına bağlı olarak $L_p = 0,4d - 2,4d$ arasında değişiyor.

Kuşatılmış beton için

$$L_p = 0,80 k_s k_c (a/d) x_u \quad (4.4)$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0015 \left\{ 1 + 150 \rho_s + (0,70 - 10 \rho_s) d/x_u \right\} \leq 0,01$$

CORLEY

$$L_p = 0,5d + 0,05a \quad (4.5)$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02b/a + 0,2 \rho_h$$

SAWYER

$$L_p = 0,25d + 0,075a \quad (4.6)$$

Değişik ampirik izahlar arasındaki farklar betonarme elemanların plastik mafsall dönme kapasitelerinin ancak yaklaşık olarak hesaplanabileceğini göstermektedir.

Bu nedenle tasarımda kullanılabilecek plastik mafsallarda eşdeğer boyunun ihtiyatlı davranılarak dönme kapasitesinin olduğundan küçük tahmin edilmesini sağlayacak şekilde yaklaşık olarak etkili derinliğin yarısı kadar ($L_p=0,5$) alınması önerilir. L_p kritik kesitin bir tarafı için belirlenen uzunluğuna göre simetrik yüklü elemanlarda toplam uzunluk $2L_p$ olacaktır.

Plastik mafsallarda dönme kapasitesi 4.2 bağıntısıyla hesaplandıktan sonra limit tasarım yöntemleriyle plastik mafsallarda oluşacak dönmeler ($\theta_{1,2,\dots,n}$) hesaplanır. Sonuçta $\theta_a > \theta_{1,2,\dots,n} \longrightarrow$ kabul edilen tasarım momentleri dağılımı gerçekleşmektedir.

4.2. MOMENTLERİN YENİDEN DAĞILIMI VE LİMİT TASARIM

Limit tasarım gerçek kesit kuvvetlerinin tahmin edilmesinde kullanılan bir yaklaşımdır. Yaklaşımda aşağıdaki koşullar birlikte sağlanabiliyorsa tasarım yükü ile ilgili herhangi bir eğilme momenti dağılımı kullanılabilir.

1. Limit denge: Eğilme momenti dağılımı statik bakımdan kabul edilebilir olmalıdır. Daha açık anlatımla kabul edilen eğilme momenti dağılımı yapının bütünü ile ilgili denge yasalarını bozmamalıdır. Böyle bir dağılım yapıyı statikçe belirli kılan yeterli sayıda düğüm noktası konumunun kabul edilmesi ve eğilme momentlerinin ve kuvvetlerinin denge denklemleriyle bulunmasıyla elde edilir.

2. Dönme uygunluğu: Plastik mafsallarda kesitlerinin dönme kapasiteleri tasarım yükü için kabul edilen moment dağılımının gerçekleşmesi için yeterli olmalıdır.

3. İşletilebilme: İşletme yükleri evresinde aşırı çatlaklar ve sehimler oluşmamalıdır.

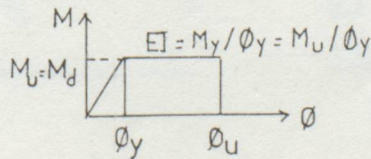
Limit tasarımda hedef yukarıda belirtilen üç koşulun gerçekleşmesidir. Limit tasarımda eğilme momentleri dağılımının en ekonomik olanı araştırılır. En ekonomik olanı çeşitli yüklemeler sonucu elde edilen ve elastik moment örtüsü ile karşılaştırıldığı zaman momentlerden en büyük dağılımı oluşturmaktadır.

Limit tasarım için önerilen hesap yöntemlerinden en tanınmış Baker'in 1950'den bu yana geliştirdiği yöntemdir. Yöntemde önce tasarım yükleri ile dengede bulunan bir tasarım eğilme momentleri dağılımı kabul edilir. Bu dağılım tasarım yükleri ile ilgili basit kiriş moment diyagramları üzerinde uygun bir mesnet momentleri hattı seçilerek bulunabilir. Göçme mekanizması tasarım yükleri altında oluşur. Mekanizmanın oluşabilmesi için tasarım yükleri ile ilgili kabul edilen tasarım momentlerinin değişmesi gerekir. Bu momentlerin oluşup oluşmadığı plastik mafsalları kesitlerinin dönme kapasiteleri hesaplanarak denetlenir. Plastik mafsalları kesitlerinin dönme kapasiteleri, kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için yeterli kapasiteye sahip değilse, basınç donatısı oranı artırılarak kuşatma donatısı kullanılarak kapasite artırılabilir.

Plastik mafsallar maksimum pozitif ve maksimum negatif momentlerin oluştuğu kesimlerde gelişir. Tasarım momentlerine göre belirlenen donatı çoğunlukla moment dağılımını tam izleyemez. Dolayısıyla plastik mafsalları kesitleri arasında kalan bölümlerde, yapı elemanının mukavemeti fazla olur. Daha açık anlatımla bu bölgelerdeki davranışın elastik olduğu kabul edilir. Tasarım momentlerinin ulaşılması için gereken plastik mafsalları momentleri BAKER tarafından geliştirilen bir hesap yolu izlenerek fleksibilite yöntemiyle belirlenebilir. Bu yöntem δ_{ik} yöntemi de denilmektedir. Statik belirsizliği "n" olan bir yapıda tasarım yüküne n sayıda plastik mafsalları oluşması ve geriye kalan plastik mafsalları yada mafsalların gelişmesi sırasında ulaşılır. n sayıda plastik mafsalları plastikleşmenin ilk önce gözüktüğü kesimlere yerleştirilir. Plastik mafsalları dönmelerinin tasarım yüküne (tasarım momentlerine) ulaşıldığı andaki değerlerini hesaplamak için şu kabuller yapılır.

I) Moment-eğrilik ilişkisi şekil 4.2 de görüldüğü gibi kabul edilmiştir.

$$EI = M_y / \phi_y = M_u / \phi_u$$

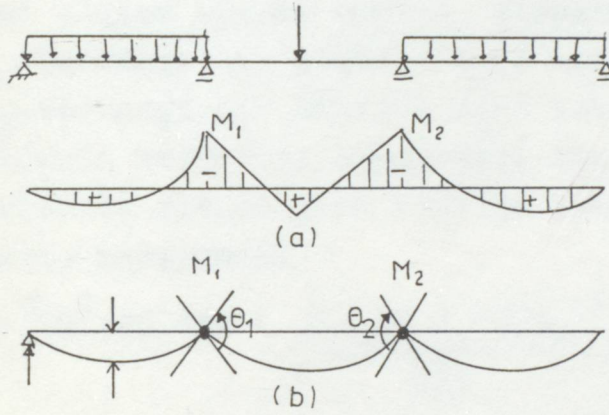


Şekil 4.2 Kabul edilen moment-eğrilik ilişkisi

2)Elastik eğilme rijitliği(EI) açıklık boyunca sabittir.

4.2.I FLEKSİBİLİTE METODU

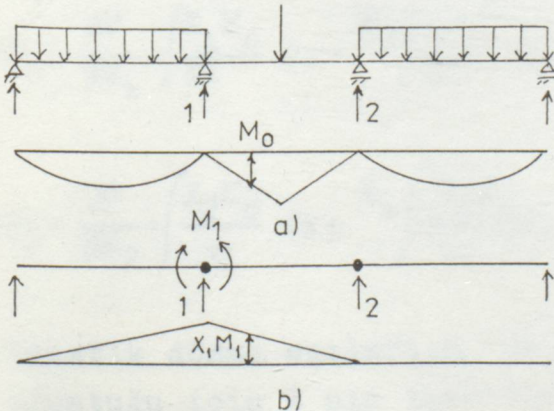
Fleksibilite metodu üç açıklıklı bir mütemadi kiriş üzerinde açıklanacaktır.Plastik mafsalların ilk önce 1 ve 2 kesitlerinde oluştuğunu kabul edelim.Bu mesnetlerdeki tasarım momentleri sırayla M_1 ve M_2 olsun. ($M_1 \neq M_{1e}$, $M_2 \neq M_{2e}$) Bu durumda tasarım yüküyle yüklü kirişte 1 ve 2 mafsallarında θ_1 ve θ_2 plastik dönmeleri oluşur.(Şekil 4.3)



Şekil 4.3 a)Tasarım yüküyle ilgili kabul edilen moment dağılımı

b)Kirişin tasarım yüküne ulaşıldığı andaki şekil değiştirmiş biçimi

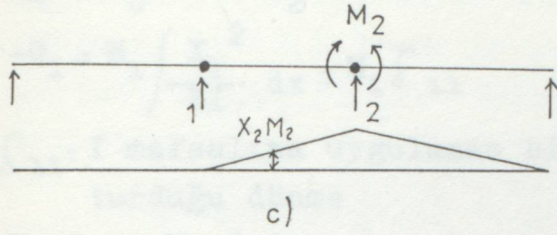
Bu plastik dönmeleri bulabilmek için plastik mafsalları gerçek mafsallarla değiştirelim.Bu durumda mafsallardaki tasarım momentleri bu mafsallara M_1 ve M_2 momentleri uygulanarak oluşturulabilir.Böylece elde edilen eğilme momenti diyagramı Şekil 18'de görülebilir.



Şekil 4.4

a)I ve 2 mesnetlerinde gerçek mafsal bulunan kirişte tasarım yüküyle ilgili eğilme momenti diyagramı

b)I ve 2 mesnetlerinde gerçek mafsal bulunan kesitte



M_1 momentiyle ilgili moment diyagramı

c)1 ve 2 mesnetlerinde gerçek mafsal bulunan kesitte M_2 momentiyle ilgili eğilme momenti diyagramı

$$M = M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2$$

M_0 = herhangi bir kesitte mesnetlerde dönme engellenmediği zaman oluşan eğilme momenti diyagramı

X_1 = Herhangi bir kesitte $M_1 = 1$ için oluşan eğilme momenti

X_2 = Herhangi bir kesitte $M_2 = 1$ için oluşan eğilme momenti

Kirişin mafsallar arasındaki davranışı elastik kabul edilebilir. Bu kabule göre elastik şekil değiştirme enerjisi, şöyle hesaplanır.

$$U = \int (M^2 / 2EI) dx = \int \frac{(M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2)^2}{2EI} dx \quad (4.8)$$

dx = eleman boyunu göstermektedir. Mafsallar arasındaki elastik deformasyonlar nedeniyle 1 ve 2 mafsallarındaki dönmeler Castigliano teoremi kullanılarak bulunabilir. Tasarım momentleri dağılımıyla ilgili gerçek mafsalı kirişteki mafsal dönmeleri plastik mafsalı kirişteki plastik mafsal dönmelerine eşit kabul edilebilir. Daha açık anlatımla 1 ve 2 mafsallarındaki θ_1 ve θ_2 plastik dönmeleri şekil değiştirme enerjisinin U , sırayla M_1 ve M_2 momentlerine göre kısmi türevlerine eşit alınarak hesaplanır.

$$-\theta_1 = \frac{\partial U}{\partial M_1} = \int \frac{X_1 M_0}{EI} dx + M_1 \int \frac{X_1^2}{EI} dx + M_2 \int \frac{X_1 X_2}{EI} dx \quad (4.9)$$

$$-\theta_2 = \frac{\partial U}{\partial M_2} = \int \frac{X_2 M_0}{EI} dx + M_1 \int \frac{X_1 X_2}{EI} dx + M_2 \int \frac{X_2^2}{EI} dx \quad (4.10)$$

Plastik dönme açıları, M_1 ve M_2 momentlerinin karşıt yönünde olduğu için θ nın işaretleri (-) alınır.

Eğer $M_0=0$ ve $M_2=0$ ise

$$-\theta_1 = M_1 \int \frac{X_1^2}{EI} dx = M_1 \delta_{11} \quad (4.II)$$

δ_{11} = 1 mafsalına uygulanan birim momentin 1 mafsalında oluşturduğu dönme

$M_0=0$ ve $M_1=0$ ise

$$-\theta_1 = M_2 \int \frac{X_1 X_2}{EI} dx = M_2 \delta_{12} \quad (4.I2)$$

δ_{12} = 2 mafsalına uygulanan birim momentin 1 mafsalında oluşturduğu dönme

$M_1=0$ ve $M_2=0$ ise

$$-\theta_1 = \int \frac{X_1 M_0}{EI} dx = \delta_{10} \quad (4.I3)$$

δ_{10} = tasarım yüklerinin 1 mafsalında oluşturduğu dönme
0 halde denklem 4.9 ve 4.10 şu şekilde düzenlenebilir.

$$-\theta_1 = \delta_{10} + M_1 \delta_{11} + M_2 \delta_{12} \quad (4.I4)$$

$$-\theta_2 = \delta_{20} + M_1 \delta_{21} + M_2 \delta_{22} \quad (4.I5)$$

Genel olarak n.dereceden statikçe belirsiz bir yapıda, i mafsalındaki dönme şöyle hesaplanır.

$$-\theta_i = \delta_{i0} + M_1 \delta_{i1} + M_2 \delta_{i2} + \dots + M_i \delta_{ii} + \dots + M_n \delta_{in} \quad (4.I6.a)$$

$$-\theta_i = \delta_{i0} + \sum M_k \delta_{ik} \quad (4.I6.b)$$

$$\delta_{i0} = \int \frac{X_i M_0}{EI} dx \text{ (Tasarım yüklerinin i mafsalında oluşturduğu dönme)}$$

$$\delta_{ik} = \int \frac{X_i X_k}{EI} dx \text{ (Yalnızca k mafsalına etkiyen birim momentin i mafsalında oluşturduğu dönme)}$$

X_i = herhangi bir kesitte $M_i=1$ için oluşan eğilme momenti

X_k = herhangi bir kesitte $M_k=1$ için oluşan eğilme momenti

EI = eğilme rijitliği

Plastik mafsal kesitleri elastik momentlerin maksimum olduğu kesitlerdir.

Plastik mafsal yerleri doğru seçilmemişse plastik dönme hesaplandığı zaman negatif değer bulunur. Bu gibi durumlarda pozitif dönme yerleri bulununcaya kadar mafsal yerleri değiştirilir. Yukarıdaki bağıntılar plastikleşmenin mesnetlerde olduğu kabul edilerek çıkarılmıştır.

Bu kabul negatif ve pozitif momentler oranının elastik teorideki orandan küçük olması durumunda gerçekleşir. Plastik mafsallar önce açıklık ortalarındaki kesitlerde oluşuyorsa (θ_1 değerinin negatif çıkması bunu gösterir.) yeni bir denge takımının kurulması gerekir.

Tasarım yüklerine ilişkin moment dağılımının gerçekleşmesi için gerekli plastik mafsal dönmesini veren 4.2 bağıntısı dönmenin kesit eğilme rijitliğiyle (EI) ters orantılı olduğunu göstermektedir. Daha açık anlatımla eğilme rijitliği küçüldükçe plastik dönme artar. Bu nedenle tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesini sağlayan plastik dönmelerin güvenilir olması için çatlama kesit eğilme rijitlikleri kullanılır. Aynı zamanda güvenilir bir tahmin olarak $EI = M_y / \phi_y$ yada $EI = M_u / \phi_y$ olarak alınır.

Özetle bir i mafsalındaki gerekenen plastik mafsal dönmesi θ_1 ve bu mafsala ilişkin plastik dönme kapasitesi θ_{a1} ise aşağıdaki koşul gerçekleşmelidir.

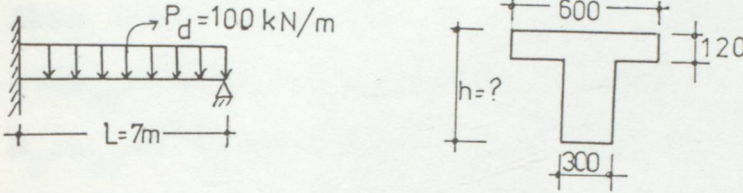
$$\theta_1 \leq \theta_{a1} \quad (4.17)$$

$$\theta_1 > 0$$

Bu koşulun gerçekleşmediği durumlarda daha önce de belirtildiği gibi plastik mafsal dönme kapasitesi basınç donatısı yüzdesi artırılarak veya kuşatma etkisi gözönüne alınarak artırılır. Bu durumlarla ilgili sayısal uygulama bölüm 4.3 de verilmiştir.

4.3 SAYISAL UYGULAMA

Geometrisi ve tasarım momentleri dağılımı şekilde gösterilen kirişin aşağıdaki kabullere ve $M_d = M_1$ mesnet momentine göre boyutlandırılması ve tasarım momentleri dağılımının gerçekleşip gerçekleşmediğinin denetlenmesi (Not: Çözümde a-baklardan yararlanılacaktır)



Kuşatılmamış betona ilişkin yapılan kabuller

C25-S420 ($f_{cd}=17 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd}=365 \text{ N/mm}^2$) $\epsilon_{cu}=0,0035$; $b_w=300\text{mm}$
 $h_f=120\text{mm}$; $b=600\text{mm}$; $d'/d=0,10$; $k_3=0,85$; $\rho'/\rho=0,50$; $\rho=0,015$,
 $\rho'=0,0075$; $\omega'/\omega=0,50$; $\omega=0,328$; $\omega'=0,164$; $L_p=0,5d$ (Plastik mafsalın bir yanı için) $E_s=200 \text{ GPa}$

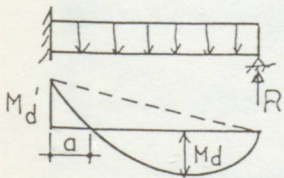
Çözüm

1) Açıklık ve mesnet momentlerini eşit alalım.

$$M_d' = M_d \quad (M_d'/M_d=1)$$

$$M_e' / M_e = (1/8) / (9/128) = 1,78$$

$$M_d' / M_d < M_e' / M_e \quad (\text{Kural gerçekleşiyor})$$



$$R = 289,95 \text{ kN}$$

$$M_d = M_d' = 420,35 \text{ kNm}$$

$$a = 1,20 \text{ m}$$

2) Mesnet kesiti için hesap

$\sigma_s' = f_{yd}$ alınabilmesi için (3.3) bağıntısının gerçekleşmesi gerekir.

$$\omega - \omega' \geq k_3 k_1 [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] (d'/d) \text{ olmalıdır.}$$

$$0,164 \geq 0,138 \text{ olduğuna göre } \sigma_s' = f_{yd} = 365,2 \text{ N/mm}^2 \text{ dir.}$$

$$\rho = 0,015 \rightarrow 100 k_{mu} = 29,4 \rightarrow k_{mu} = 0,294 \text{ (ABAK 2)}$$

$$M_u = k_{mu} b d^2 f_{cd} \rightarrow$$

$$420,35 \times 10^6 = 0,294 \times 300 \times d^2 \times 16,7 \rightarrow d = 534 \text{ mm bulunur.}$$

$$k_{xu} = (\omega - \omega') / k_3 k_1 = 0,164 / 0,85 \cdot 0,776 = 0,249 \quad 0,00534 \text{ rad}$$

Son limit durum eğriliği (ϕ_u)

$$\beta = 0,015 \rightarrow 100\phi_u d = 1,404 \text{ (ABAK 4)}$$

$$\phi_u = 1,404 / 100 \cdot 534 \cdot 10^{-3} = 0,0263 \text{ rad/m bulunur.}$$

Akma limit durum momentini ve eğriliği

$$100k_{my} = 28,09 \rightarrow k_{my} = 0,2809 \text{ (ABAK 7)}$$

$$M_y = k_{my} b d^2 f_{cd} = 0,2809 \cdot 300 \cdot 534^2 \cdot 16,7 \cdot 10^{-6} = 401,30 \text{ kNm}$$

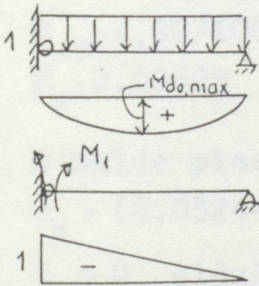
$$1000\phi_y d = 3,36 \text{ (ABAK 8)} \rightarrow$$

$$\phi_y = 3,36 / 1000 \cdot 534 \cdot 10^{-3} = 0,00629$$

Mesnet kesitinde akma momentine göre hesap

$$EI = M_y / \phi_y = 401,30 / 0,00629 = 63799,8 \text{ kNm}^2$$

3) Tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için gerekli plastik mafsallık dönmesi (θ_1)



M_0 diyagramı
 $M_{d0,max} = 612,5 \text{ kNm}$

$M_1 = 1$ diyagramı

$$\delta_{10} = 0,0224009$$

$$\delta_{11} = 0,0000366$$

$$-\theta_1 = \delta_{10} + \delta_{11} M_{d1}$$

$$-\theta_1 = -0,0224009 + 0,0000366 \cdot 420,35$$

$$\theta_1 = 0,007016 \text{ rad}$$

4) Plastik mafsallık dönme kapasitesi (θ_a), 4.2 bağıntısıyla hesaplanır.

$$\theta_a = (\phi_u - \phi_y) L_p = (0,0263 - 0,00629) \cdot 0,5 \cdot 0,534 = 0,00534 \text{ rad}$$

$\theta_a < \theta_1$ olduğu için kabul edilen tasarım momentleri dağılımı gerçekleşmemektedir. Bu durumda plastik mafsal dönme kapasitesi, betonun kuşatılmasıyla artırılacaktır.

Kuşatılmış betona ilişkin yapılan kabuller

$$\epsilon_{cuc} = 0,0063 \quad (k_{1c} = 0,821; k_{2c} = 0,470; k_3 = 1), k_h = 0,556$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 \quad (k_1 = 0,776; k_2 = 0,428; k_3 = 0,85)$$

$$\rho_h = 0,005; b'/s = 3; b'/b = 0,80; d_c'/d = 0,05; d_c/d = 0,95$$

$$\rho'/\rho = 0,50; \rho = 0,015; \rho' = 0,0075$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ alınabilmesi için 3.25 bağıntısının gerçekleşmesi gerekir.

$$\omega - \omega' \geq \alpha \cdot [\epsilon_{cuc} / (\epsilon_{cuc} - \epsilon_{yd})] (d_c' / d_c)$$

$$0,164 > 0,049 \text{ olduğuna göre } \sigma_s' = f_{yd} = 365,2 \text{ N/mm}^2 \text{ dir.}$$

Son limit durum eğriliği (ϕ_{uc})

$$\rho = 0,015 \longrightarrow 100\phi_{uc} d = 2,80 \quad (\text{ABAK 12})$$

$$\phi_{uc} = 2,80 / 100 \cdot 534 \cdot 10^{-3} = 0,0524 \text{ bulunur.}$$

$$\phi_y = 0,00629$$

0 halde plastik mafsal dönme kapasitesi

$$\theta_a = (0,0524 - 0,00629) \cdot 0,267 = 0,0123 \text{ rad}$$

$\theta_a > \theta_1$ olduğu için kabul edilen tasarım momentleri dağılımı gerçekleşmektedir. Diğer bir çözüm yolu olarak, basınç donatısı oranı artırılarak da duktilite, dolayısıyla plastik mafsal dönme kapasitesi artırılabilir.

8.TARTIŞMA VE SONUÇ

Monolitik betonarme yapılarda,kiriş-kolon birleşimleri sismik etkilerin yoğunlaştığı kesimlerdir.Bu kesimlerin sismik enerjiyi tüketme kapasitesine sahip olabilmeleri için büyük ölçüde plastik deformasyon yapabilmeleri gerekir. Bu çalışmada,anılan kapasitenin ne şekilde sağlanabileceği açıklanmıştır.

Plastik mafsal dönme kapasitesi kesitin eğrilik duktilitesiyle ve plastik mafsal eşdeğer uzunluğuyla ilintilidir.Kiriş mesnet kesitleri,yanal donatının kuşatma etkisi hesaba katılarak CEB MCSD^(*)'in boyuna ve yanal donatıyla ilgili istemleri gerçekleştirecek şekilde boyutlandırılabilir.

Kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için gerçekçi bir $\sigma - \epsilon$ tasarım ilişkisi kabul edilebilir.Bu ilişki temel alınarak kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitler için sıfır yükten son yüke kadar olan tüm yük aşamaları karşılığı momentlerin ve eğriliklerin kısa sürede ve sistematik bir biçimde hesaplanmasını sağlayacak abaklar düzenlenebilir.Böylece anılan kesitlere ilişkin plastik mafsal dönme kapasiteleri belirlenebilir.

Tasarım yüklerine ilişkin moment dağılımının gerçekleşmesi için plastik mafsal kesitlerinin gerekli dönme kapasitesine sahip olması gerekir.Bazı kesitler yeterli dönme kapasitesine sahip değilse basınç donatısı oranı artırılarak ve/yada kesit kuşatılmış olarak hesaplanarak öngörülen kapasite sağlanabilir.Ayrıca,plastik dönme kapasitesinin hesaplanmasında plastik mafsal eşdeğer uzunluğu (L_p) için güvenilir bir tahminle etkili derinliğin yaklaşık olarak yarısı alınması önerilir.

(*)CEB MCSD (Comité Euro-International du Béton Model Code for Seismic Design of Reinforced Concrete Structures)

KAYNAKLAR

- 1) PARK, R., PAULAY, T., "Reinforced Concrete Structures," Wiley, New York, 1975, II-30, 242-250, 498-544.
- 2) CEB, "Response of Structural Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions," Bulletin d'Information I6I, Lausanne, August 1983, 255-284.
- 3) ELIGEHAUSEN, R., LANGER P., "Rotational Capacity of Plastic Hinges and Allowable Degree of Moment Redistribution," Bulletin d'Information I75, I7.9-I7.4I.
- 4) CORLEY, W., "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," Proceedings ASCE, V.92, ST5, October, 1966, I2I-I46.
- 5) CORLEY, W.G., "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," Discussion by A.H. Mattock, Proceedings ASCE, ST2, April 1967, 5I9-522.
- 6) ERSOY, U., et.al., "A study on the Stress-Strain Relationship of Confined Concrete-Influence of Strain Gradient and Strain History," Research Report, Middle East Technical University, Ankara, January 1985, 34 pp.
- 7) GÜNDÜZ, A., "Kuşatılmamış Betonla İlgili Bir Gerilme-Birim Deformasyon Hesap İlişkisi," Yıldız Üniversitesi Dergisi, 1985/2, 29-36.
- 8) GÜNDÜZ, A., "Kuşatılmamış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinde Moment-Eğrilik İlişkilerinin Belirlenmesiyle İlgili Bir Tasarım Algoritması," Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul, 1986/I, I7-28.
- 9) GÜNDÜZ, A., "Betonarme Kiriş Kesitlerinin CEB Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarımıyla İlgili Bir Algoritma," Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul, 1987/3-4, 27-34.
- 10) GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., "Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Akma Limiti ve Son Limit Momentlerinin ve Düktilite Oranının Belirlenmesi," Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul, 1988/I, 43-52
- 11) GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., "Kuşatılmamış Kirişlerin Son Limit Eğriliği ve Momenti Üzerinde Çelik Pekleşmesi Etkisi" Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul, 1988/2, 35-42.

EKLER

Bu bölümde C25-S220 ve C25-S420 malzeme grupları için abaklar düzenlenmiştir.

Abakların düzenlenmesinde yapılan kabuller

1) Kuşatılmamış kesitlerde:

C25-S220 ve C25-S420 malzeme grupları için

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 \quad (k_1 = 0,776, k_2 = 0,428, k_3 = 0,85)$$

$$\gamma_c = 1,5, \gamma_s = 1,15, E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$d'/d = 0,10, \quad \rho'/\rho = 0,50; 0,75; 1,00$$

Çekme donatısı min yüzdesi; (ρ_{\min})

CEB MCS85'te, giriş kesitlerindeki çekme donatısı yüzdesi alt ve üst sınırları ($1,4/f_{yk}$ ve $7/f_{yk}$) bh alanına göre verilmiştir. Bu nedenle ACI 318 M-83 ve TS 500-84 standartlarında bd alanına göre $1,4/f_{yk}$ olarak verilen alt sınırın, $1,7/f_{yk}$ değerine yükseltilmesi önerilir.

$$\rho_{\min} = 1,4/f_{yk} \quad (bh)$$

$$\rho_{\max} = 1,7/f_{yk} \quad (bd)$$

Çekme donatısı max yüzdesi : (ρ_{\max})

$$\rho_{\max} = 7/f_{yk}$$

2) Kuşatılmış kesitlerde:

C25-S220 ve C25-S420 malzeme grupları için

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 \quad (k_1 = 0,776, k_2 = 0,428, k_3 = 0,85)$$

$$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15; E_s = 200 \text{ GPa}, \quad \rho'/\rho = 0,5; 0,75; 1,00$$

$$\text{S220 için; } \rho_h = 0,01; \epsilon_{cuc} = 0,009 \quad (k_{1c} = 0,843, k_{2c} = 0,485, k_3 = 1)$$

$$\text{S420 için; } \rho_h = 0,005; \epsilon_{cuc} = 0,0063 \quad (k_{1c} = 0,821, k_{2c} = 0,470, k_3 = 1)$$

$$b'/s = 3, \quad b'/b = 0,80, \quad d'/d = 0,10, \quad d_c/d = 0,75; \quad d'_c/d_c = 0,05$$

$$k_h = \epsilon_{cu} / \epsilon_{cuc} = 0,389 \quad (\text{S220})$$

$$k_h = \epsilon_{cu} / \epsilon_{cuc} = 0,556 \quad (\text{S420})$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

Abakların düzenlenmesinde yapılan hesaplar, Bölüm 2 ve 3 te açıklanan işlem sırası izlenerek elde edilen bağıntılarla yapılmıştır.

- Abak:1 C25-S220, Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-k_{mu}$ ilişkisi
Abak:2 C25-S420, Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-k_{mu}$ ilişkisi
Abak:3 C25-S220, Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_u$ ilişkisi
Abak:4 C25-S420, Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_u$ ilişkisi
Abak:5 S220, Akma limit durum momenti
Abak:6 S220, Akma limit durum eğriliği
Abak:7 S420, Akma limit durum momenti
Abak:8 S420, Akma limit durum eğriliği
Abak:9 C25-S220 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-k_{muc}$ ilişkisi
Abak:10 C25-S220 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-\phi_{uc}$ ilişkisi
Abak:11 C25-S420 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-k_{muc}$ ilişkisi
Abak:12 C25-S420 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-\phi_{uc}$ ilişkisi
Abak:13 C25-S220 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_u/\phi_y$ ilişkisi
Abak:14 C25-S220 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-k_{mu}/k_{my}$ ilişkisi
Abak:15 C25-S420 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_u/\phi_y$ ilişkisi
Abak:16 C25-S420 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-k_{mu}/k_{my}$ ilişkisi
Abak:17 C25-S220 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_{uc}/\phi_y$ ilişkisi
Abak:18 C25-S220 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-k_{muc}/k_{my}$ ilişkisi
Abak:19 C25-S420 Kuşatılmamış kesitlerde $\rho-\phi_{uc}/\phi_y$ ilişkisi
Abak:20 C25-S420 Kuşatılmış kesitlerde $\rho-k_{muc}/k_{my}$ ilişkisi
Abak:21 C25-S220 $\rho-\phi_{uc}/\phi_u$ ilişkisi
Abak:22 C25-S220 $\rho-k_{muc}/k_{mu}$ ilişkisi
Abak:23 C25-S420 $\rho-\phi_{uc}/\phi_u$ ilişkisi
Abak:24 C25-S420 $\rho-k_{muc}/k_{mu}$ ilişkisi

YAK: 1

25-5220

d=0.10

0.50

0.75

1.00

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

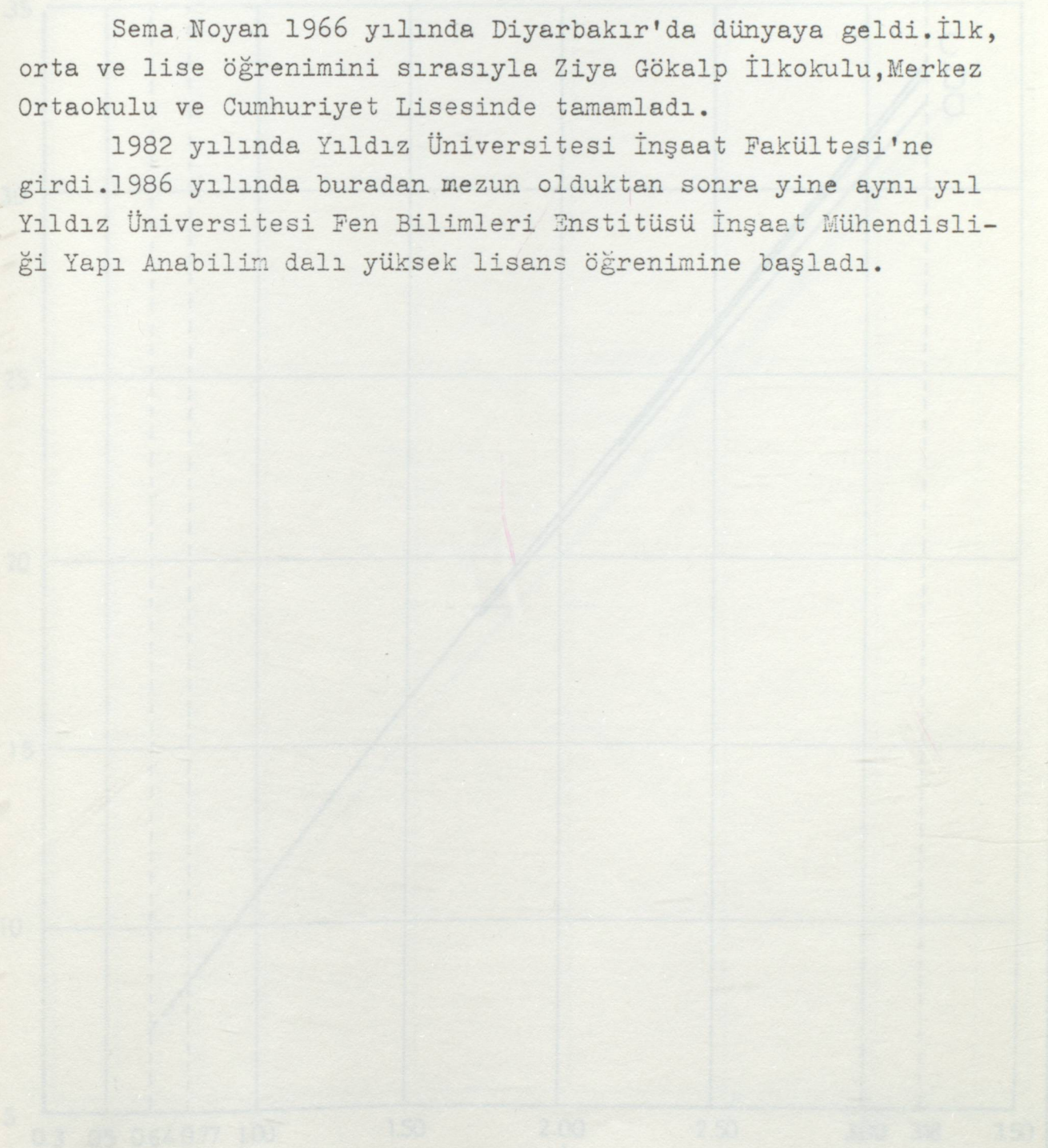
P-k_m ilişkisi

	C _m	P _m
5270	0.0064	0.0077

ÖZGEÇMİŞ

Sema Noyan 1966 yılında Diyarbakır'da dünyaya geldi. İlk, orta ve lise öğrenimini sırasıyla Ziya Gökalp İlkokulu, Merkez Ortaokulu ve Cumhuriyet Lisesinde tamamladı.

1982 yılında Yıldız Üniversitesi İnşaat Fakültesi'ne girdi. 1986 yılında buradan mezun olduktan sonra yine aynı yıl Yıldız Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim dalı yüksek lisans öğrenimine başladı.



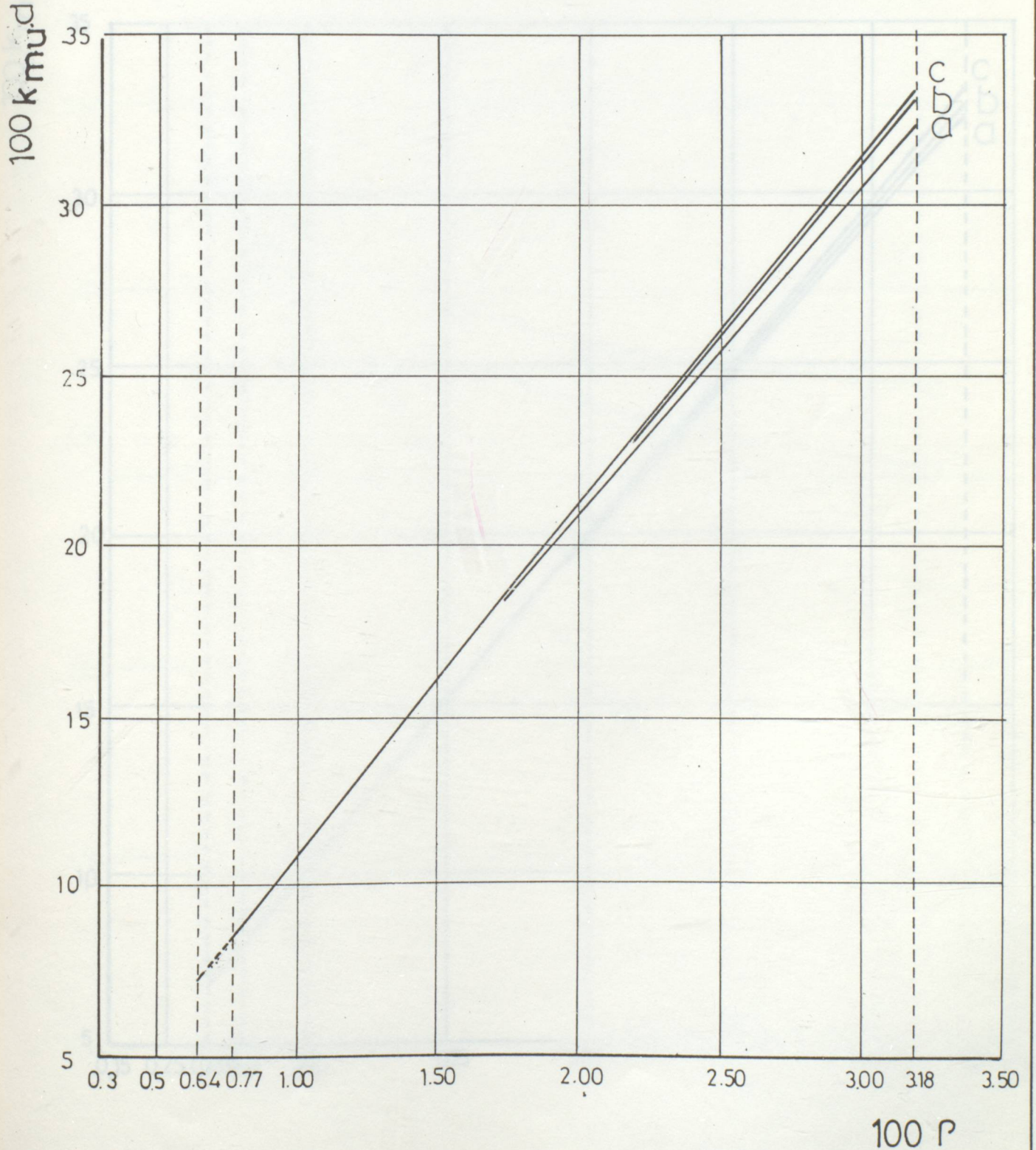
100 P

ABAK: 1
C25-S220
 $d'/d=0.10$

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE $\rho - k_{mu}$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho = 0.50$
- b: $\rho'/\rho = 0.75$
- c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S220	0.0064 0,0077	0.0318



ABAK : 2

C 25-S 420

$d'/d = 0.10$

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

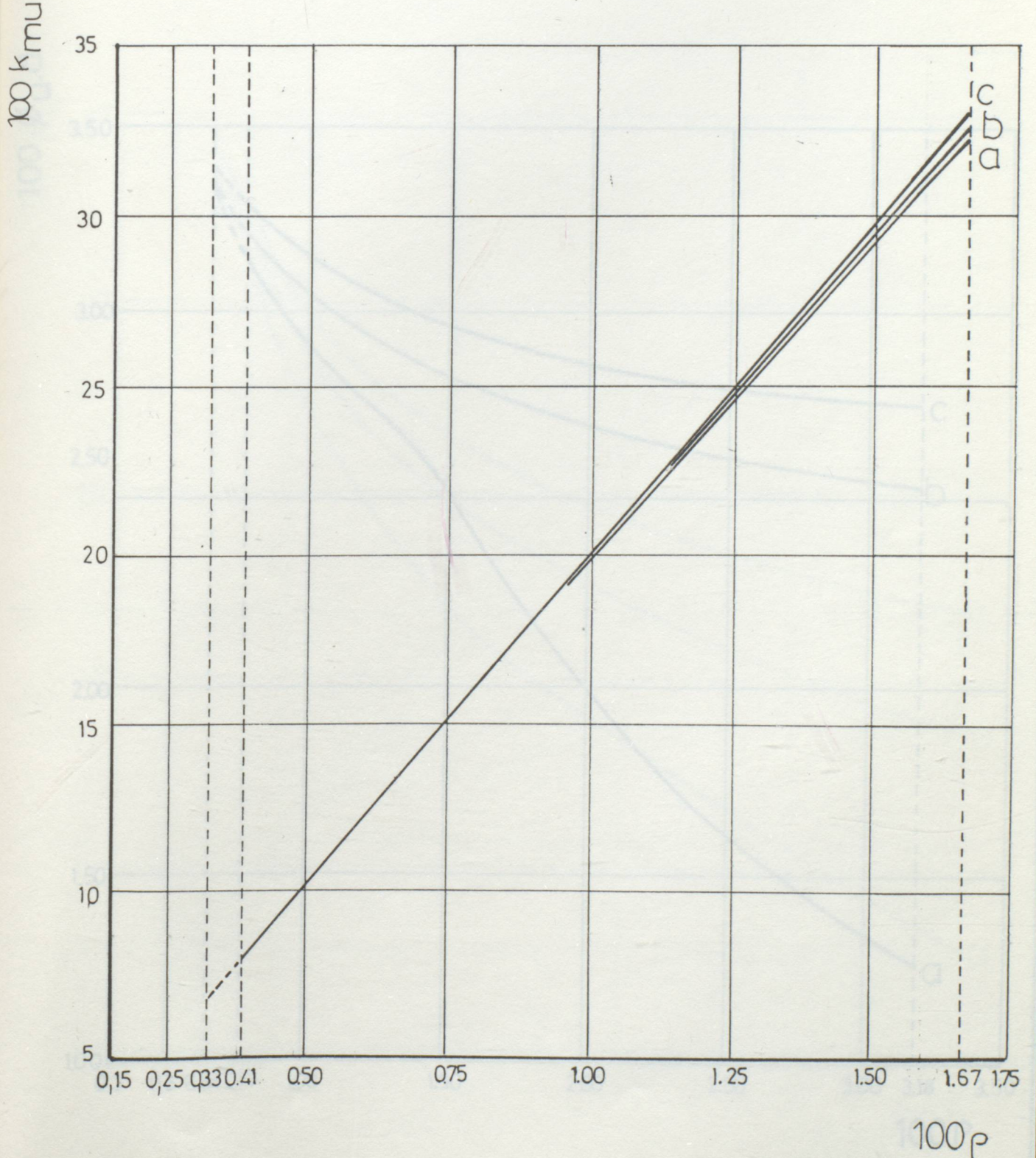
$\rho - k_{mu}$ ilişkisi

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 420	0.0033 0.0041	0.0167

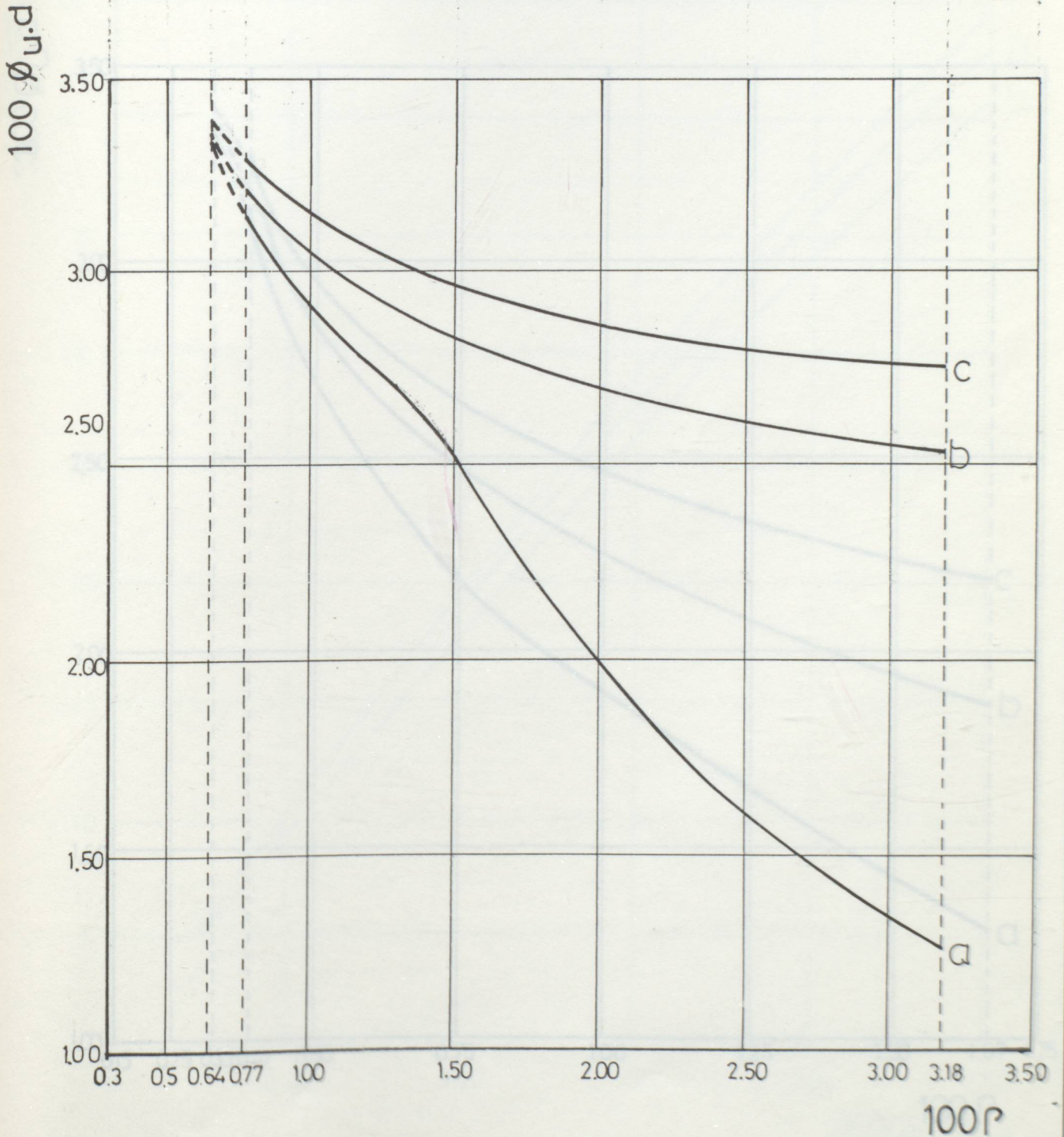


ABAK:3
C25-S220
 $d'/d=0.10$

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE $P-\phi_u$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho=0.50$
- b: $\rho'/\rho=0.75$
- c: $\rho'/\rho=1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S220	0.0064	0.0077
	0.0077	0.0318



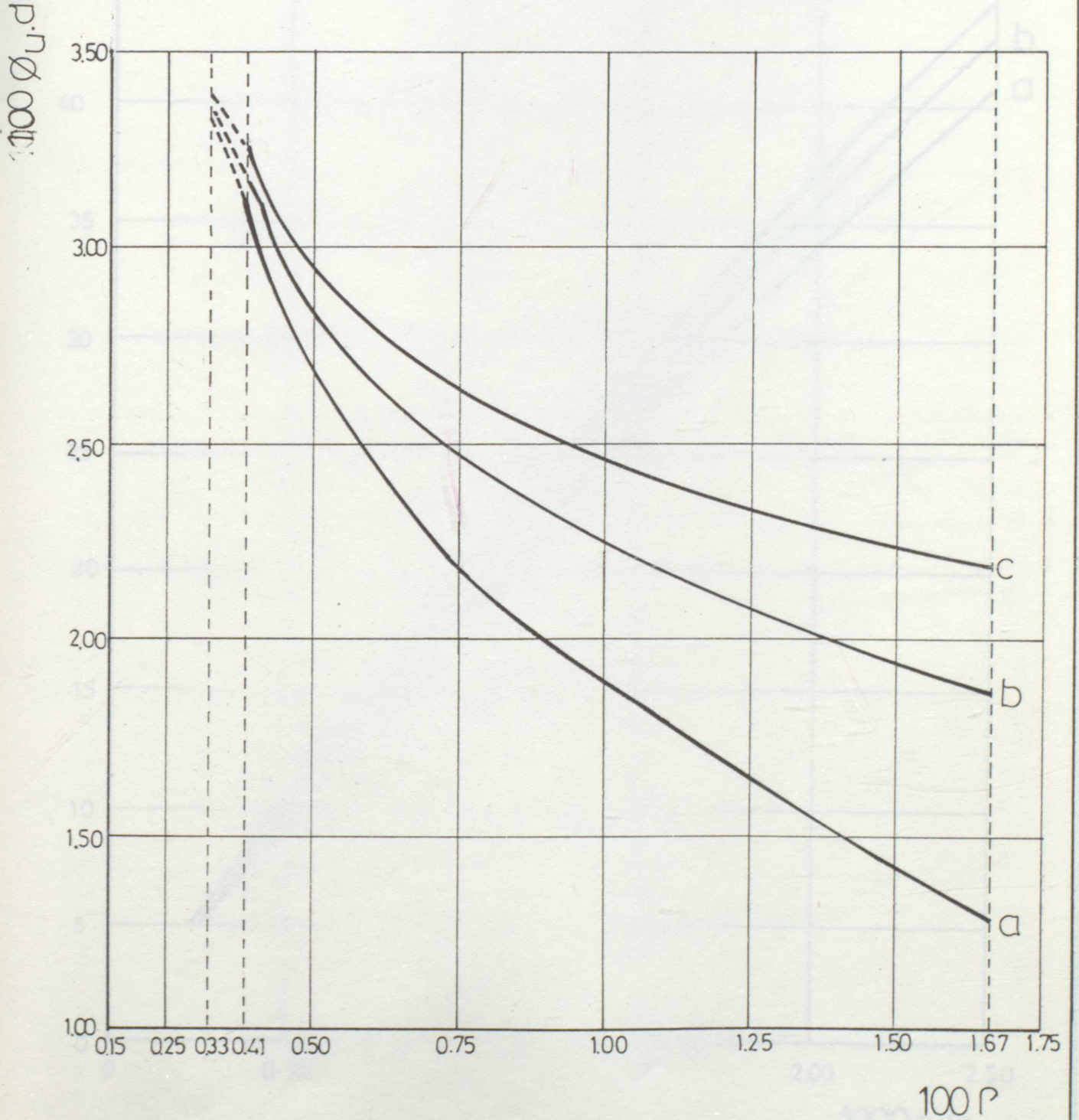
ABAK : 4
C 25-S420
d/d=0.10

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

$\rho - \sigma_u$ ilişkisi

- a: $\dot{\rho}/\rho = 0.50$
b: $\dot{\rho}/\rho = 0.75$
c: $\dot{\rho}/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



ABAK: 5

S220

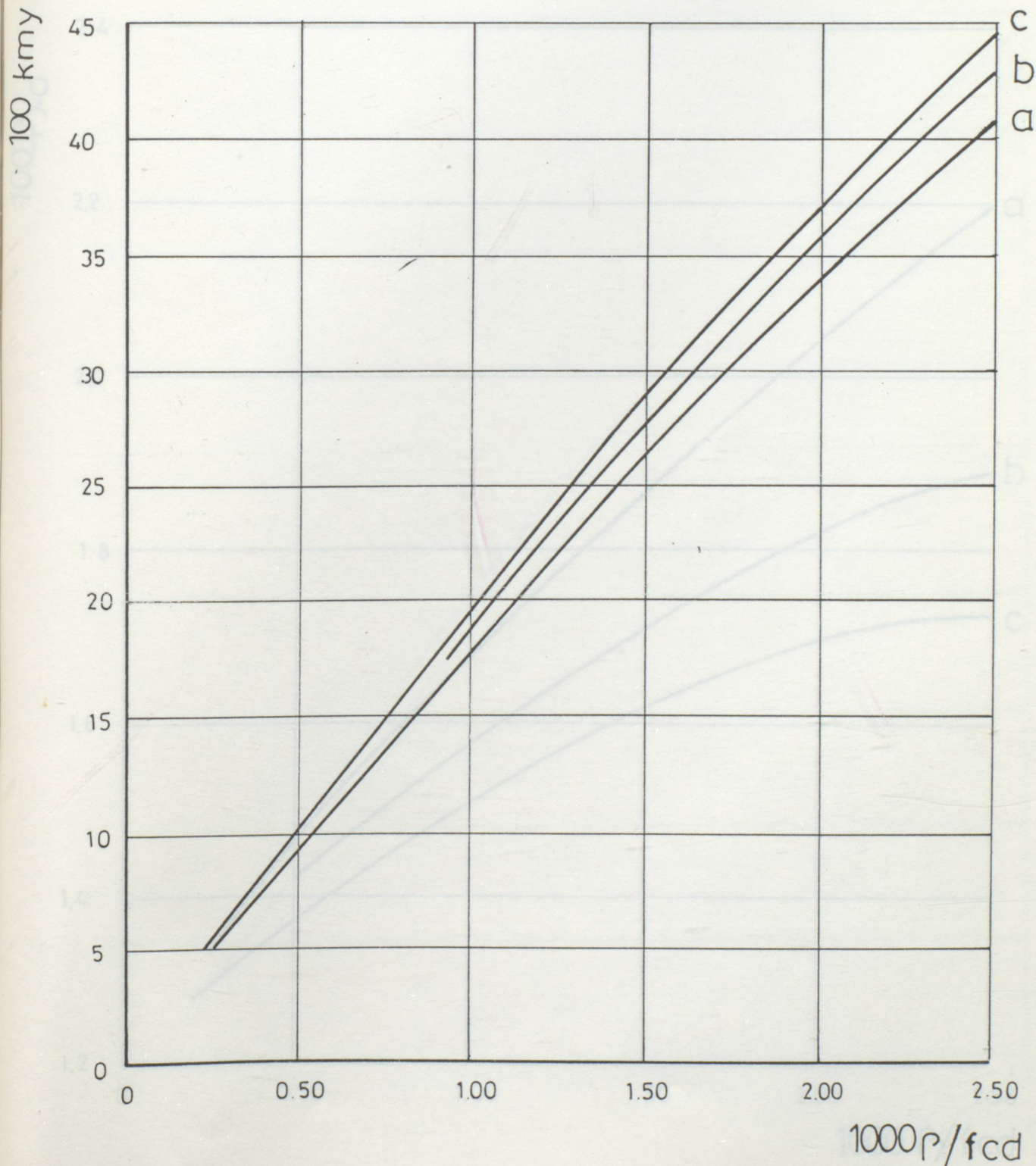
$d'/d = 0.10$

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

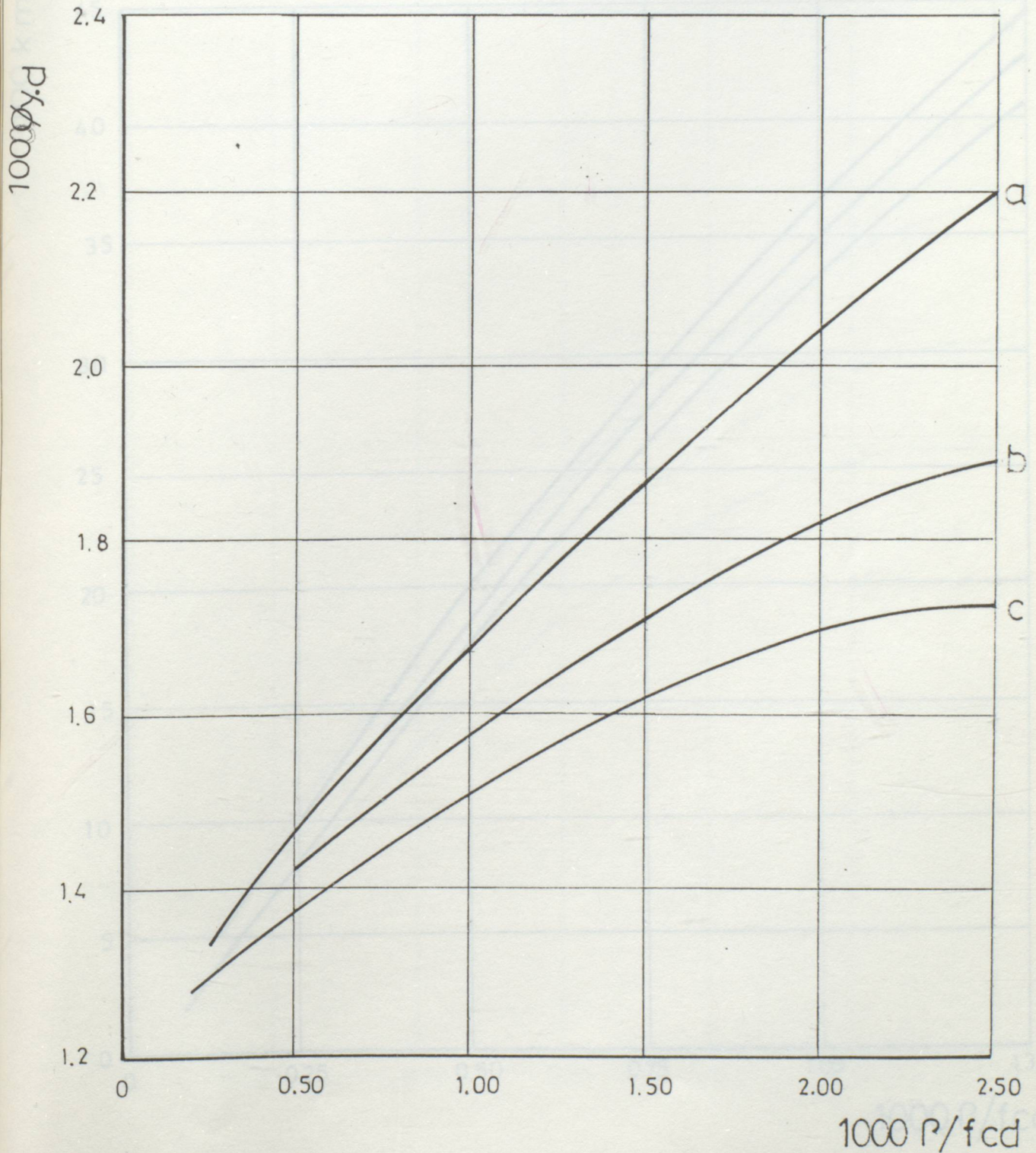
AKMA LİMİT DURUM MOMENTİ



ABA'K: 6
S 2 20
 $d/d = 0.10$

AKMA LİMİT DURUM EĞRİLİĞİ

a: $P/P = 0.50$
b: $P/P = 0.75$
c: $P/P = 1.00$



ABAK: 8

S 4 20

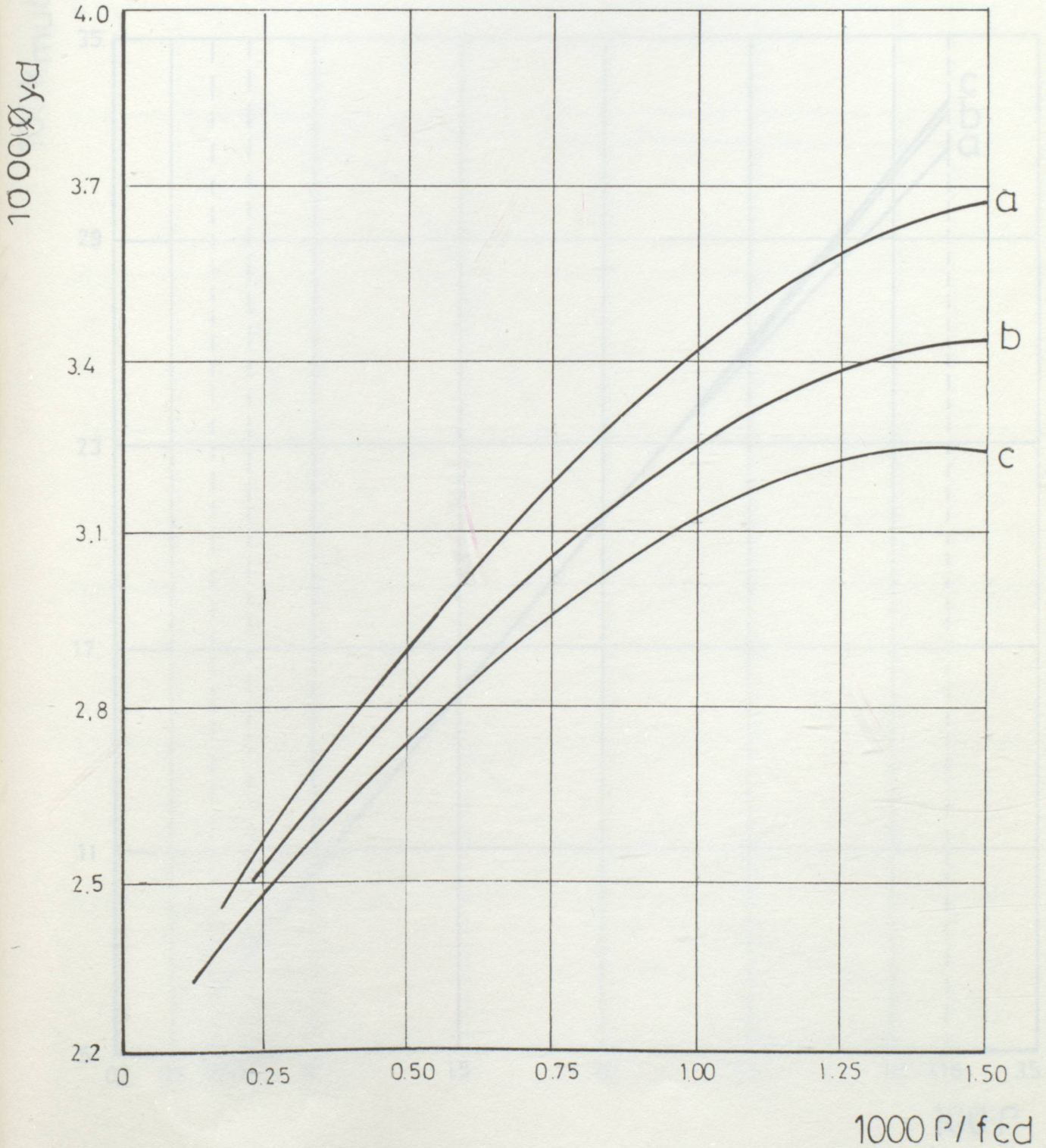
$d'/d=0.10$

a: $\dot{P}/P=0.50$

b: $\dot{P}/P=0.75$

c: $\dot{P}/P=1.00$

AKMA LİMİT DURUM EĞRİLİĞİ



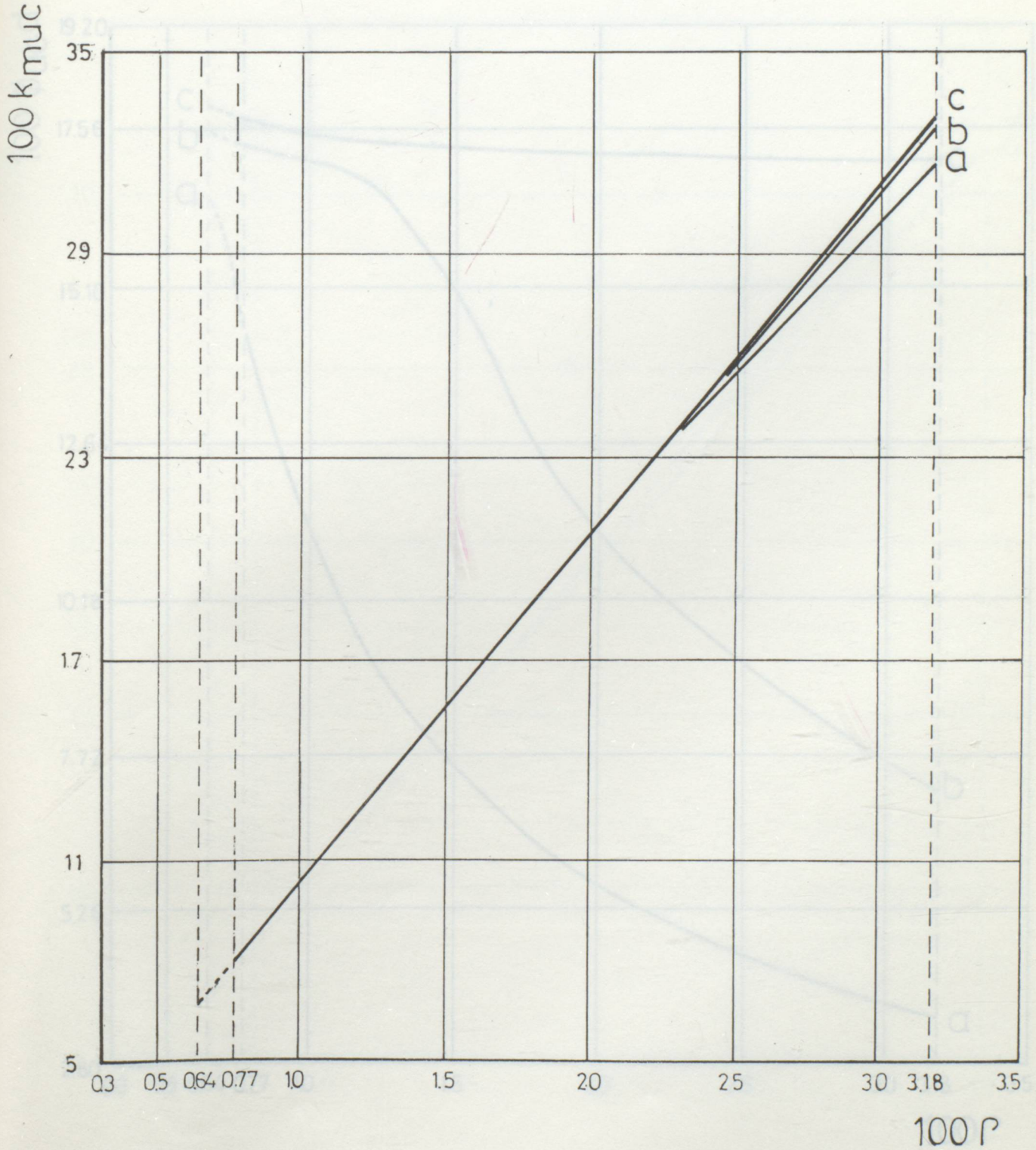
ABAK: 9
C25-S220
 $d'/d = 0.10$

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

$\rho - k_{muc}$ ilişkisi

- a: $\rho/P = 0.50$
- b: $\rho/P = 0.75$
- c: $\rho/P = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 220	0.0064 0.0077	0.0318



ABAK: 10

C25-S220

$d'/d = 0.10$

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

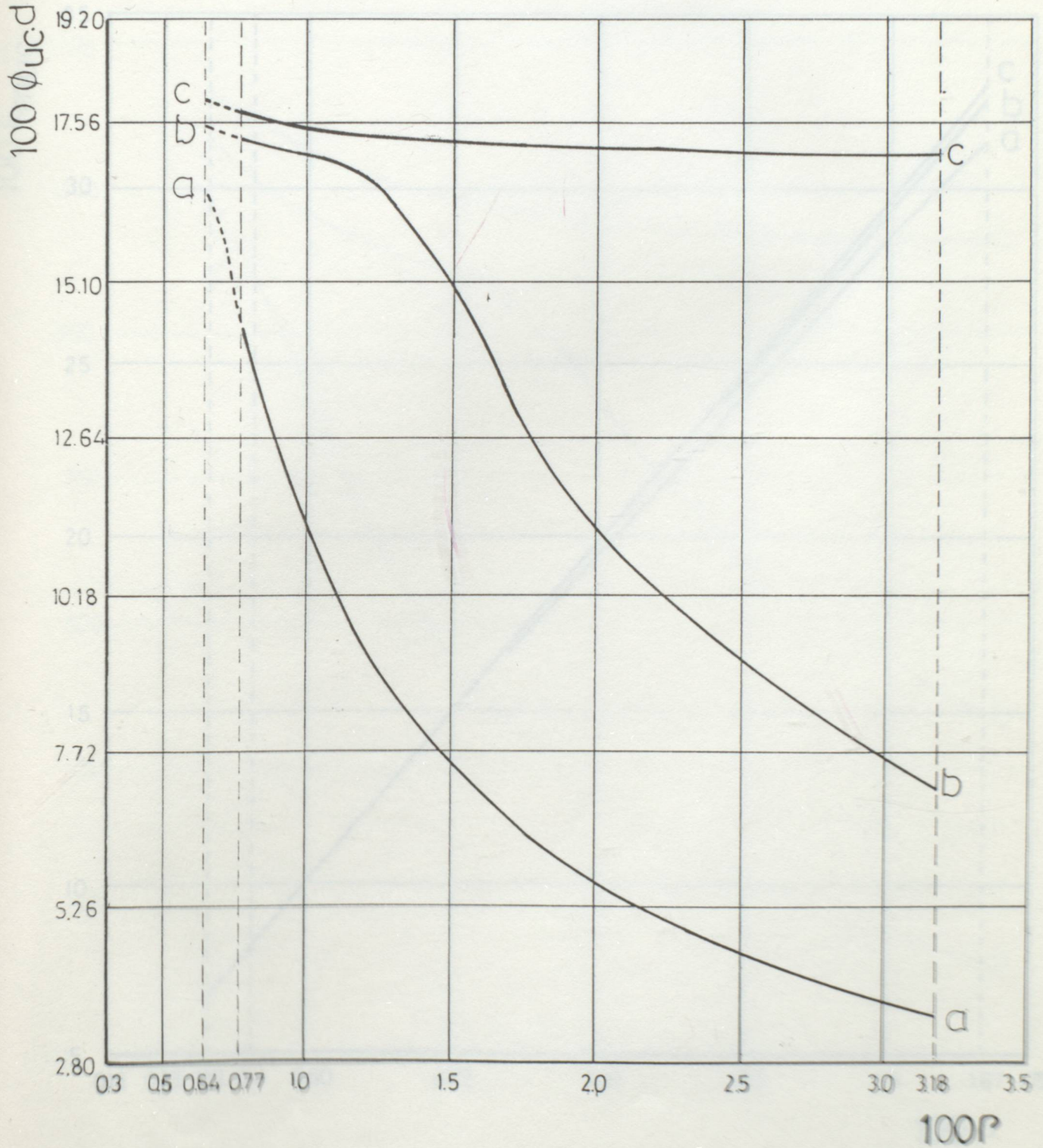
$\rho - \phi_{uc}$ ilişkisi

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S220	0.0064	0.0318



ABAK : 11

C25-S420

$d'/d = 0.10$

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

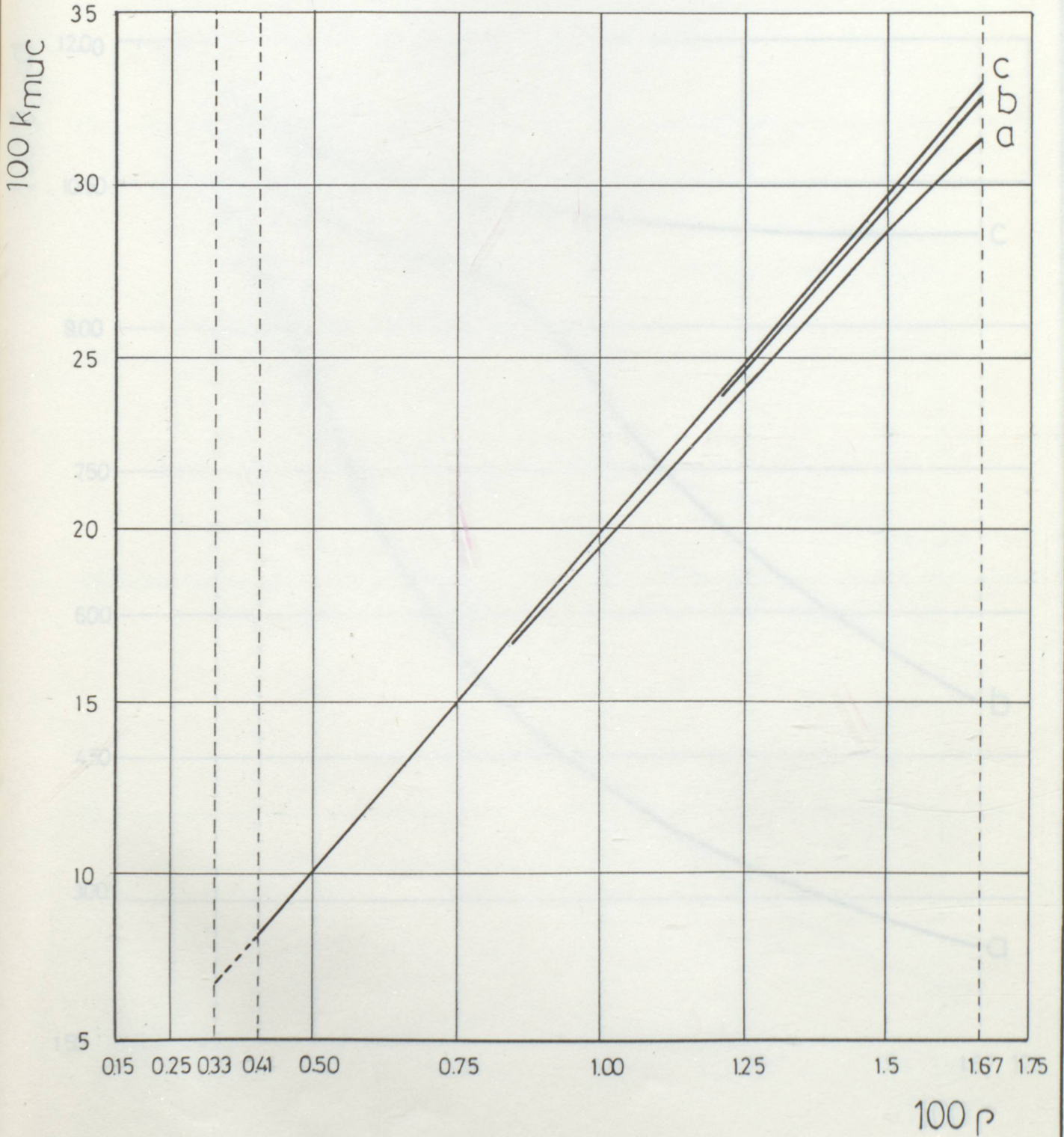
$\rho - k_{muc}$ ilişkisi

a: $\dot{\rho}/\rho = 0.50$

b: $\dot{\rho}/\rho = 0.75$

c: $\dot{\rho}/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



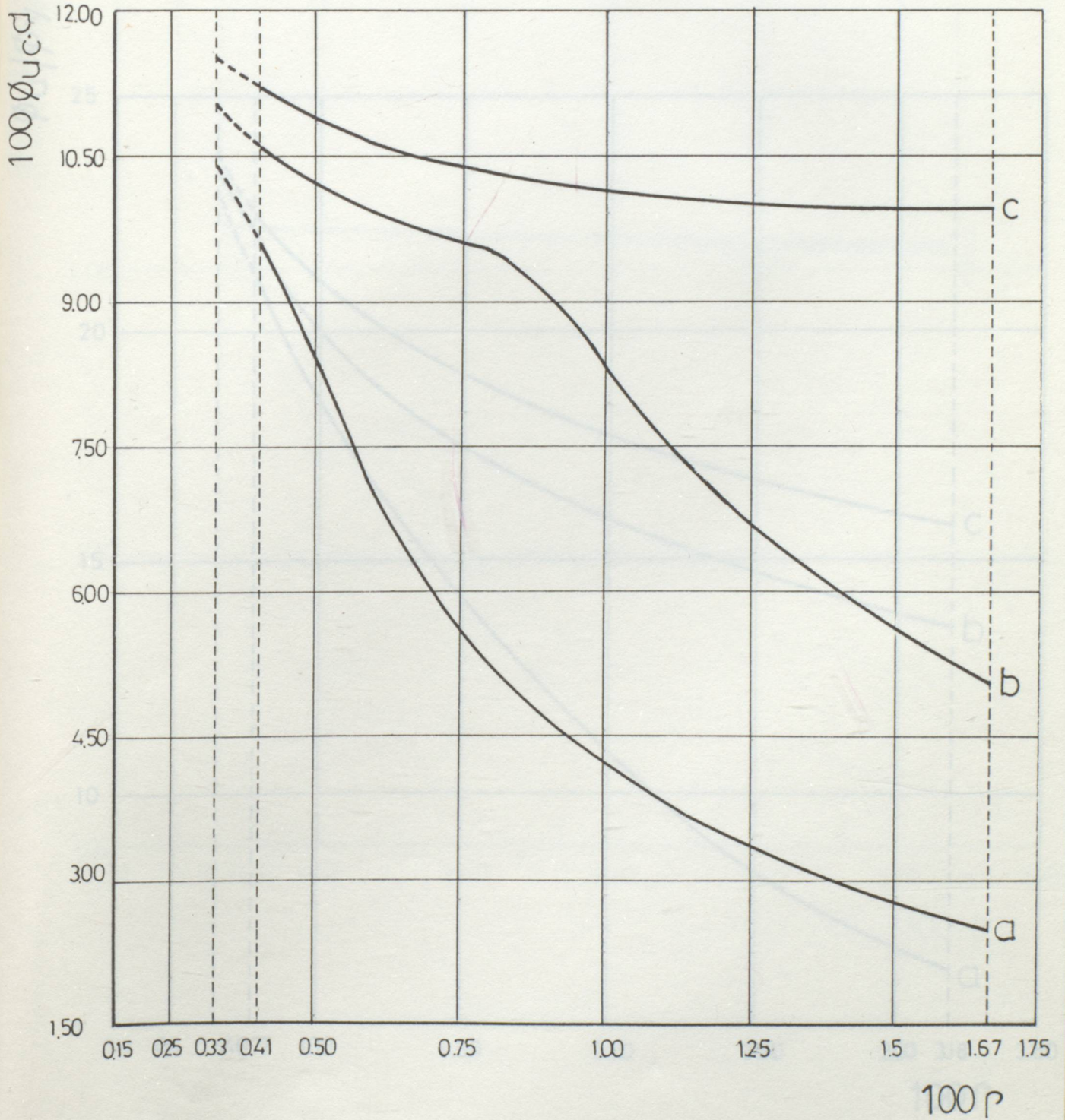
ABAK : 12
C25-S420
d/d = 0.10

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

$\rho - \phi_{uc}$ ilişkisi

a: $\rho/\rho = 0.50$
b: $\rho/\rho = 0.75$
c: $\rho/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



ABAK: 13

C25 - S220

$d'/d = 0.10$

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

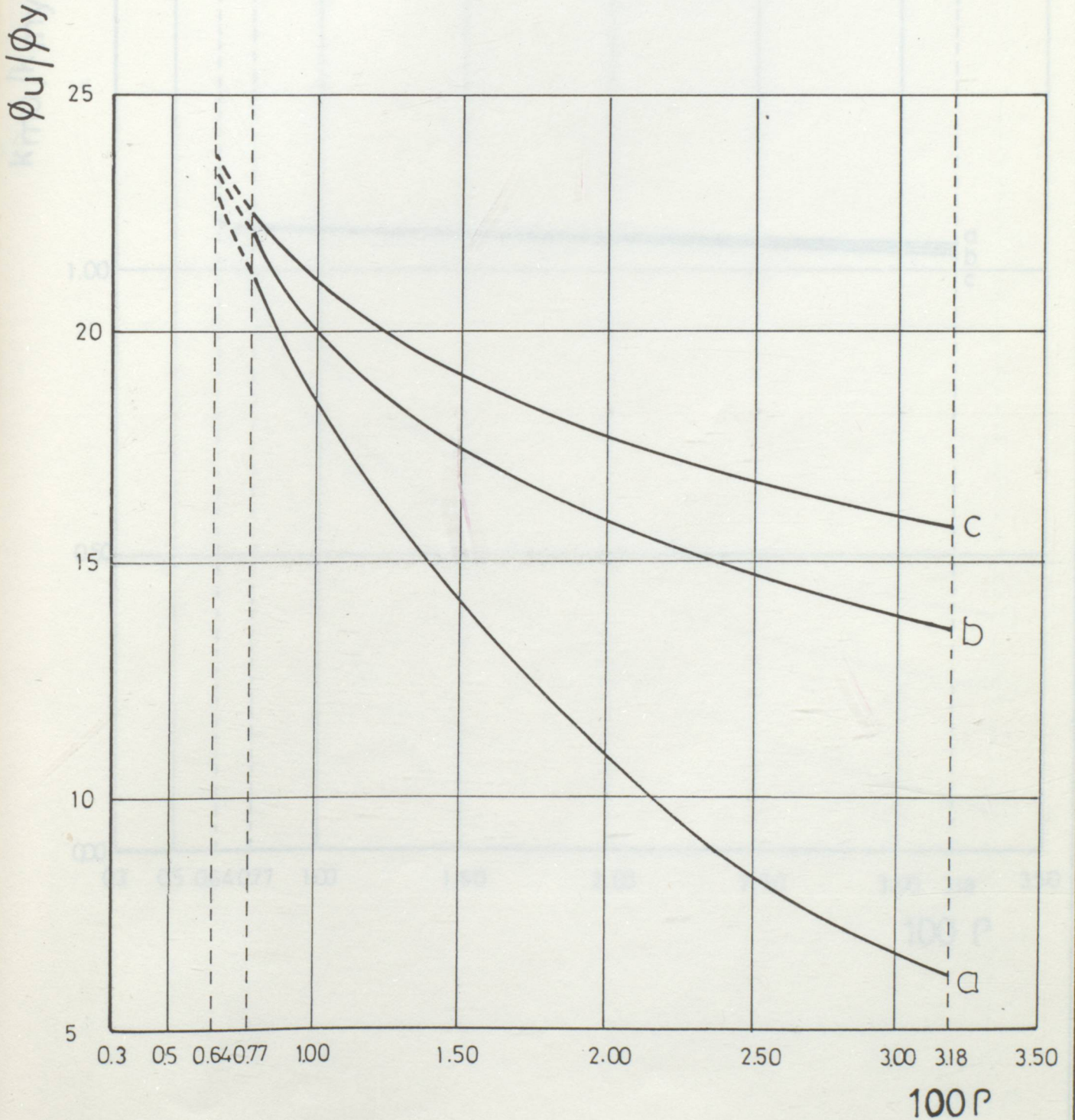
$\rho - \phi_u / \phi_y$ ilişkisi

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 220	0,0064 0,0077	0,0318

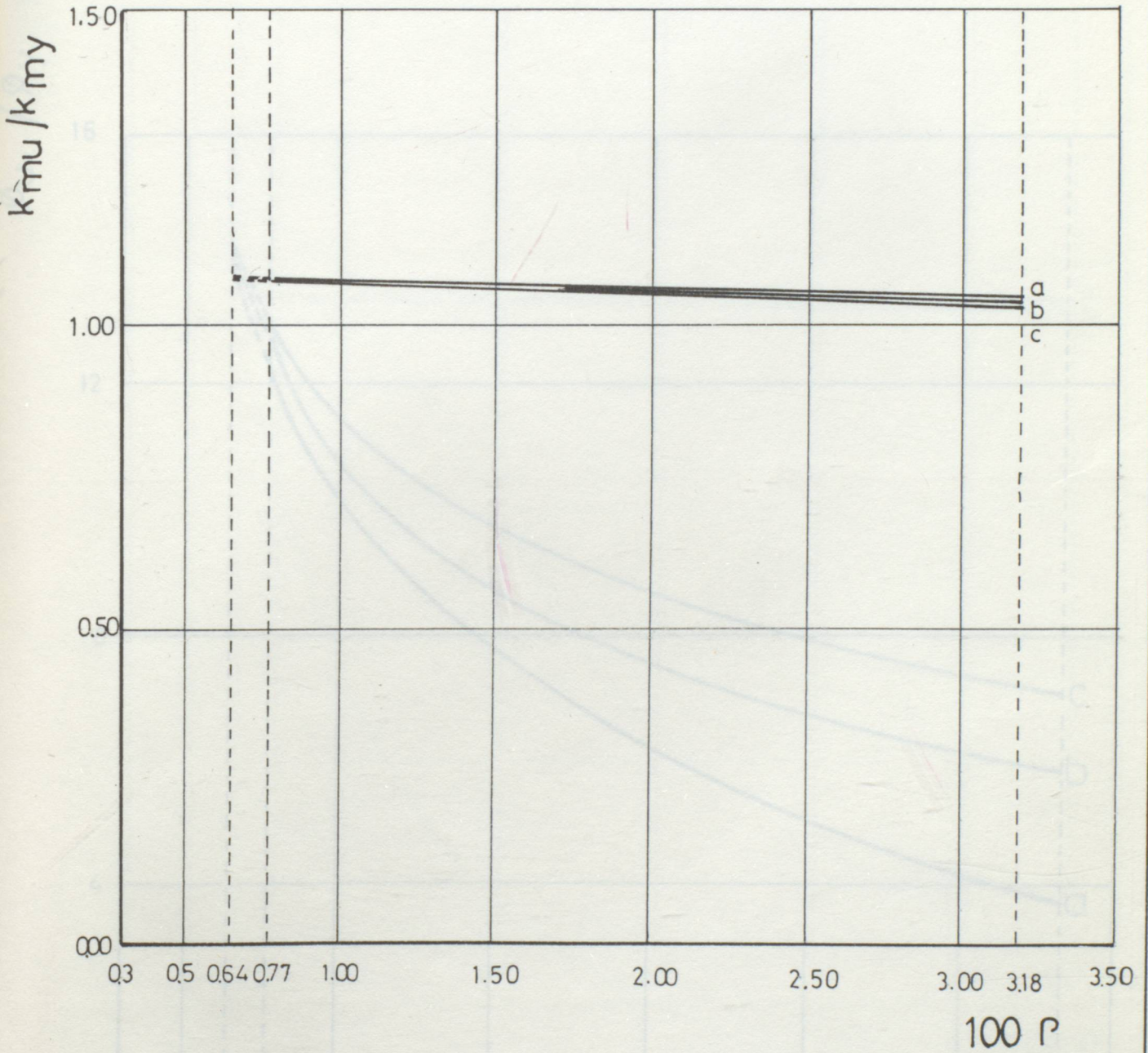


ABAK : 14
C25-S220
d/d=0.10

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE k_{mu}/k_{my} ilişkisi

- a: $\rho/\rho = 0.50$
- b: $\rho/\rho = 0.75$
- c: $\rho/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 220	0.0064 0.0077	0.0318



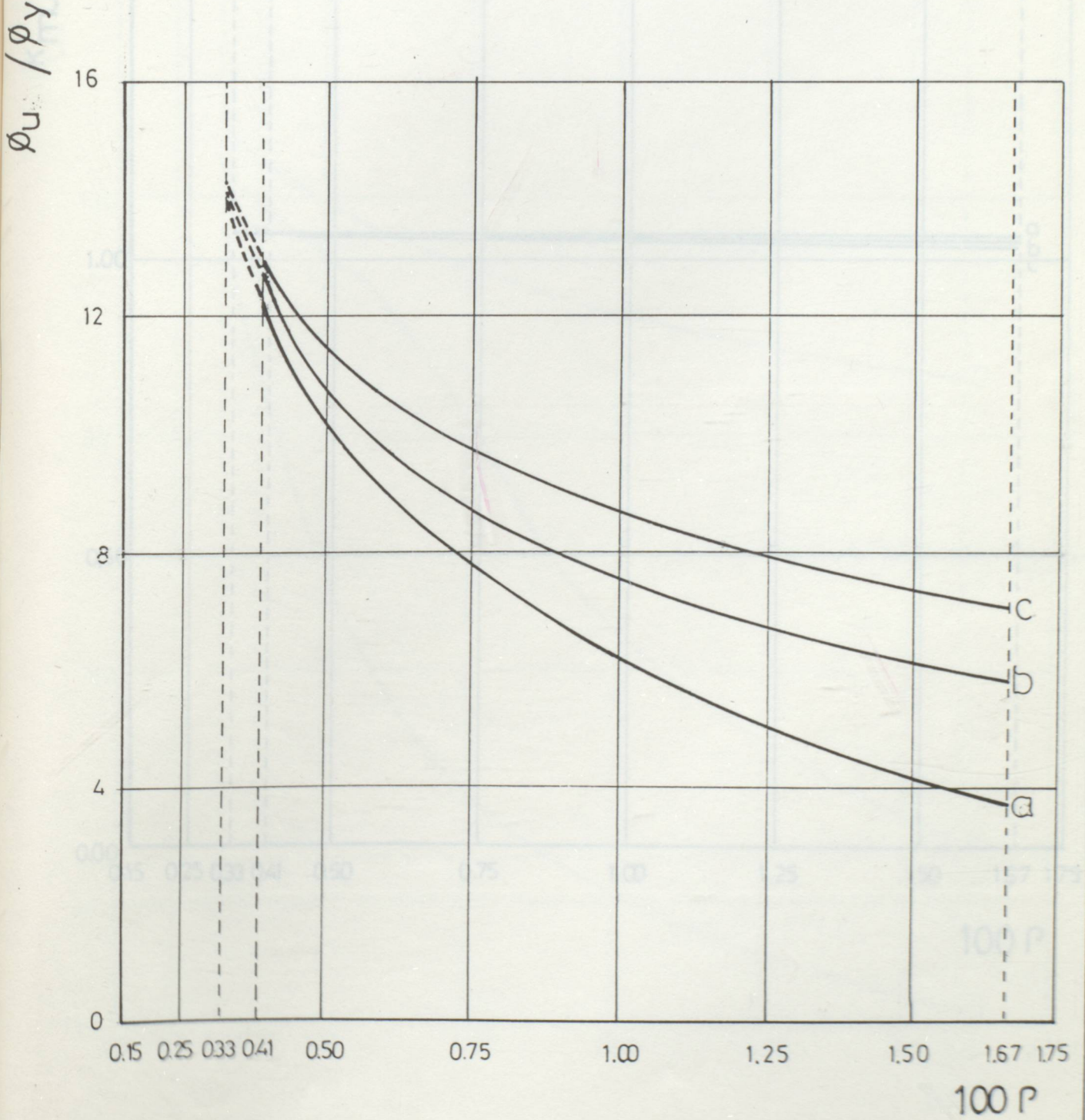
ABAK: 15
C25-S420
d'/d=0.10

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

$\rho - \phi_u / \phi_y$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho = 0.50$
- b: $\rho'/\rho = 0.75$
- c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0,0033 0,0041	0,0167



ABAK: 16
C25-S420
 $d'/d = 0.10$

KUŞATILMAMIŞ KESİTLERDE

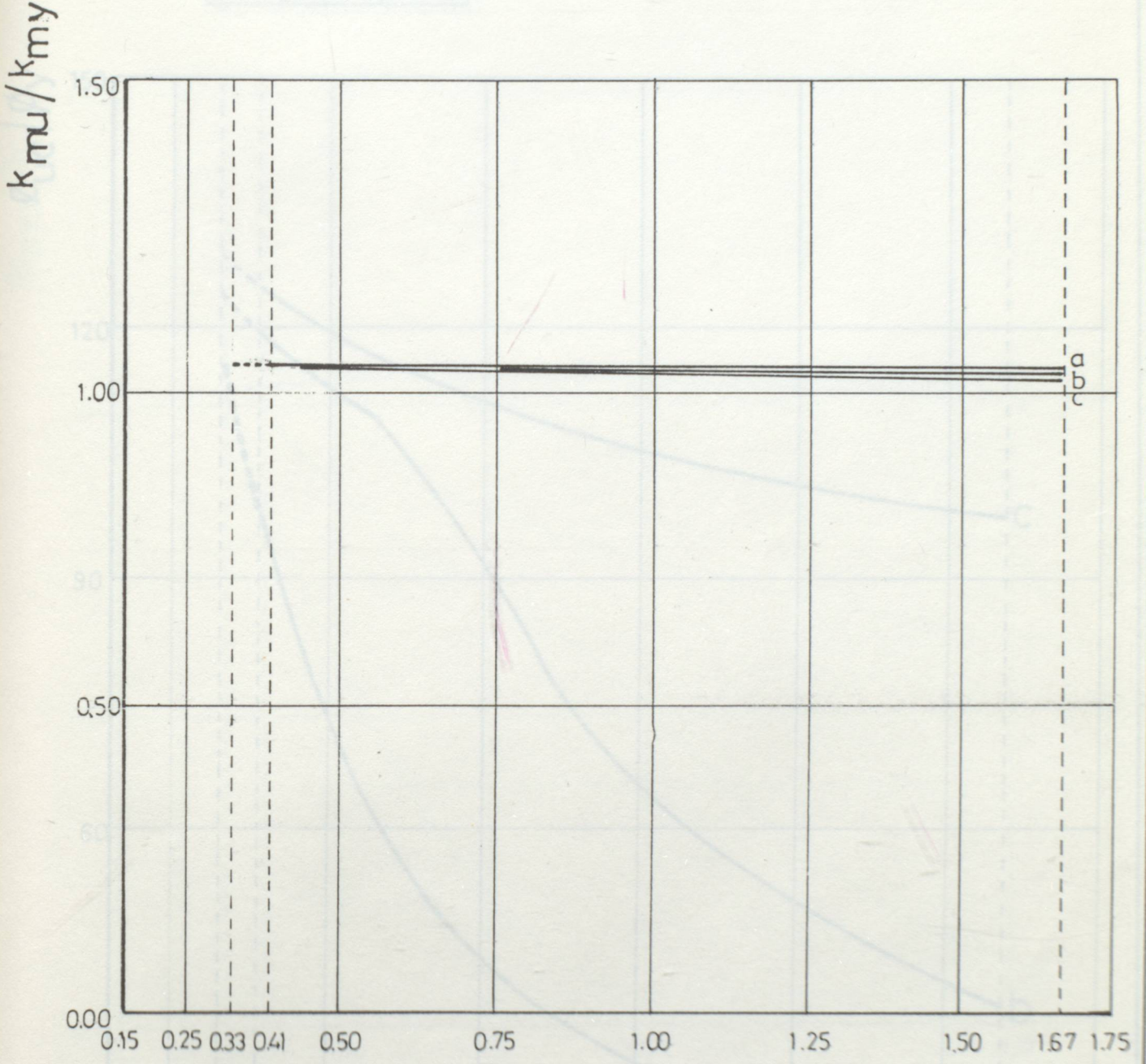
$\rho - k_{mu}/k_{my}$ ilişkisi

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



100 ρ

100 ρ

ABAK: 17

C25 - S220

$d'/d = 0.10$

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

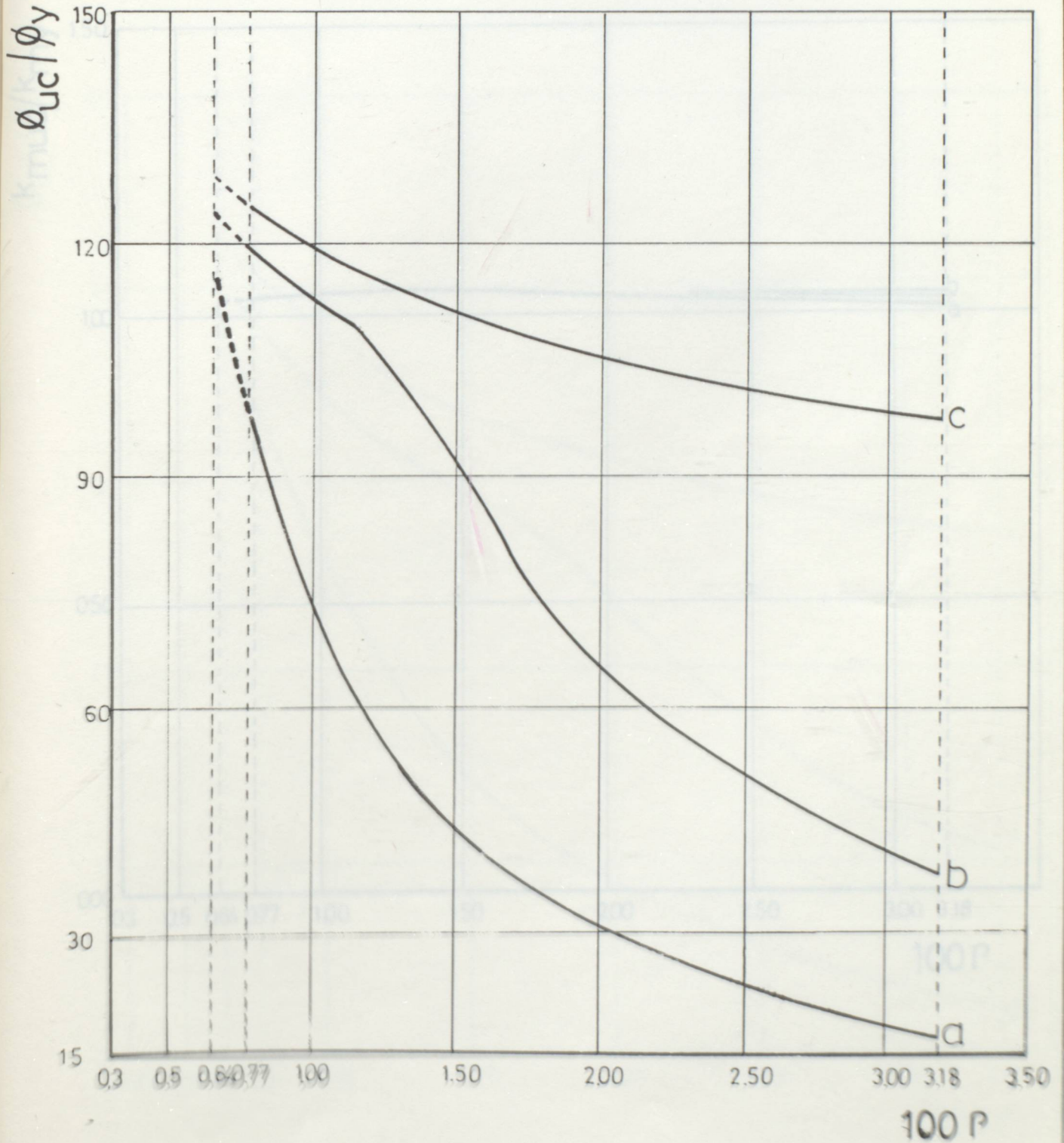
$P - \phi_{uc} / \phi_y$ ilişkisi

a $\rho'/\rho = 0.50$

b $\rho'/\rho = 0.75$

c $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S220	0.0064 0.0077	0.0318



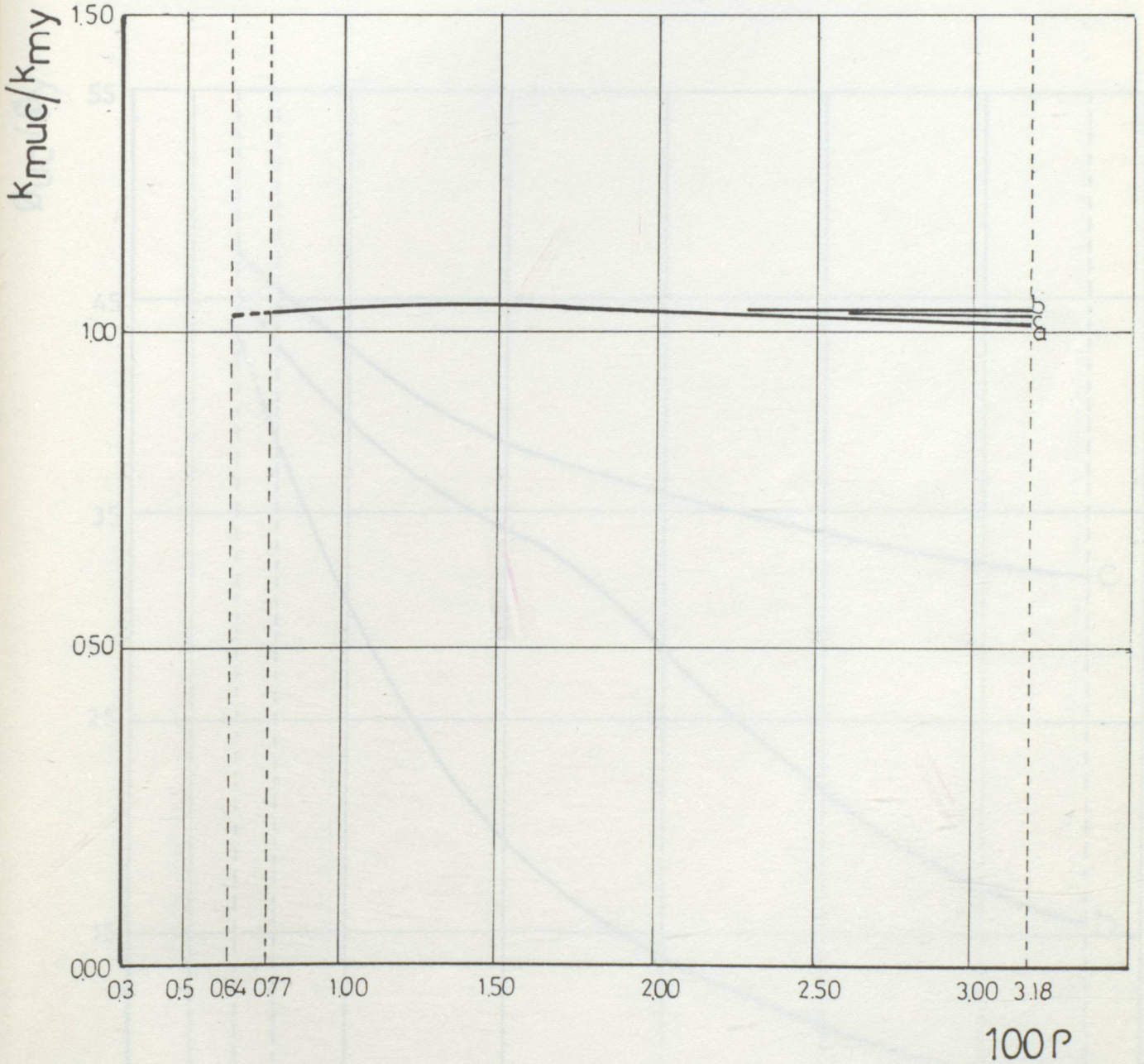
ABAK : 18
C25 - S 220
 $d'/d = 0.10$

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

$\rho - k_{muc} / k_{my}$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho = 0.50$
b: $\rho'/\rho = 0.75$
c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 220	0.0064 0.0077	0.0318



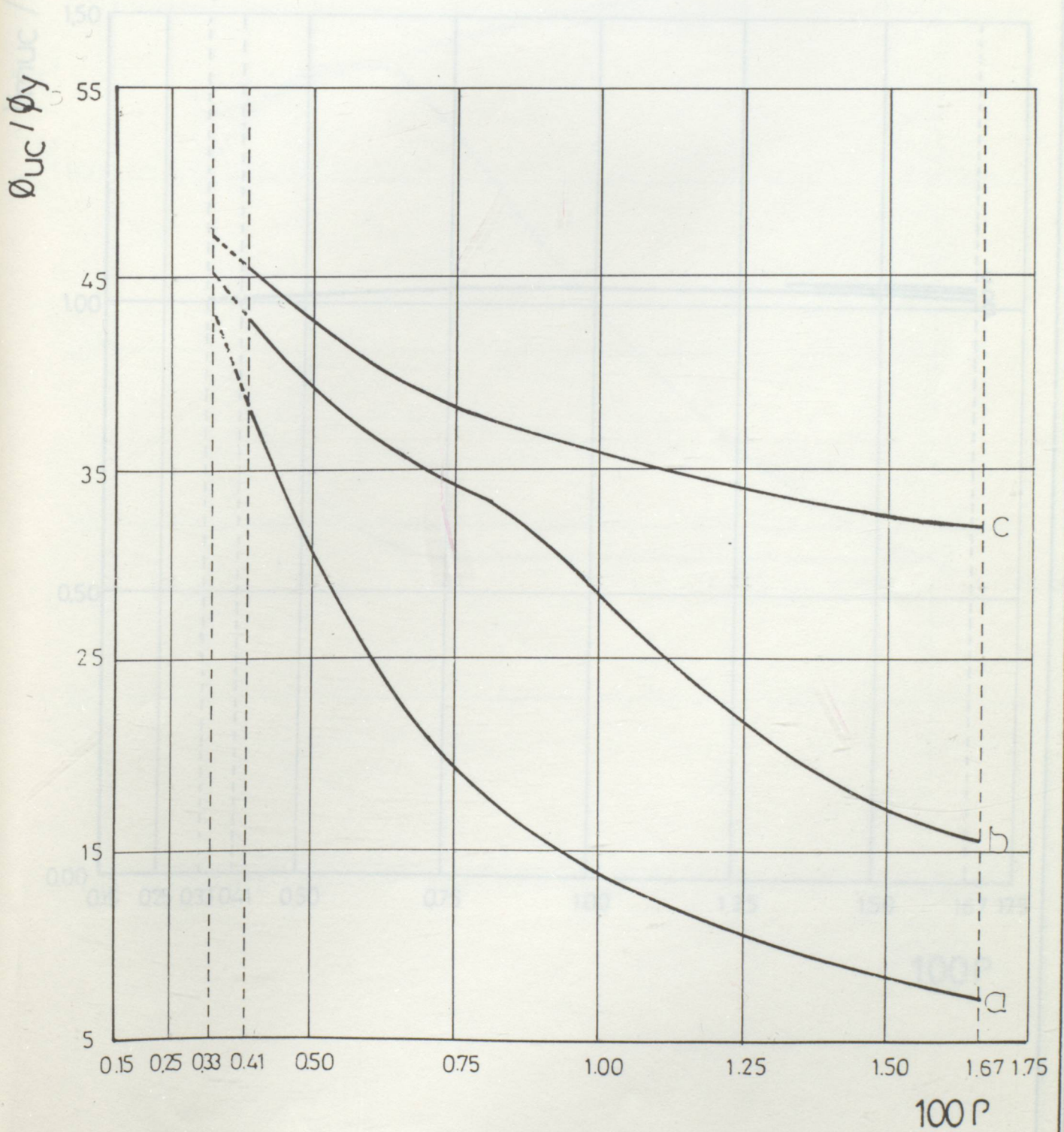
ABAK: 19
C 25-S420
d'/d=0.10

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

$\rho - \sigma_{uc}/\sigma_y$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho = 0.50$
- b: $\rho'/\rho = 0.75$
- c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



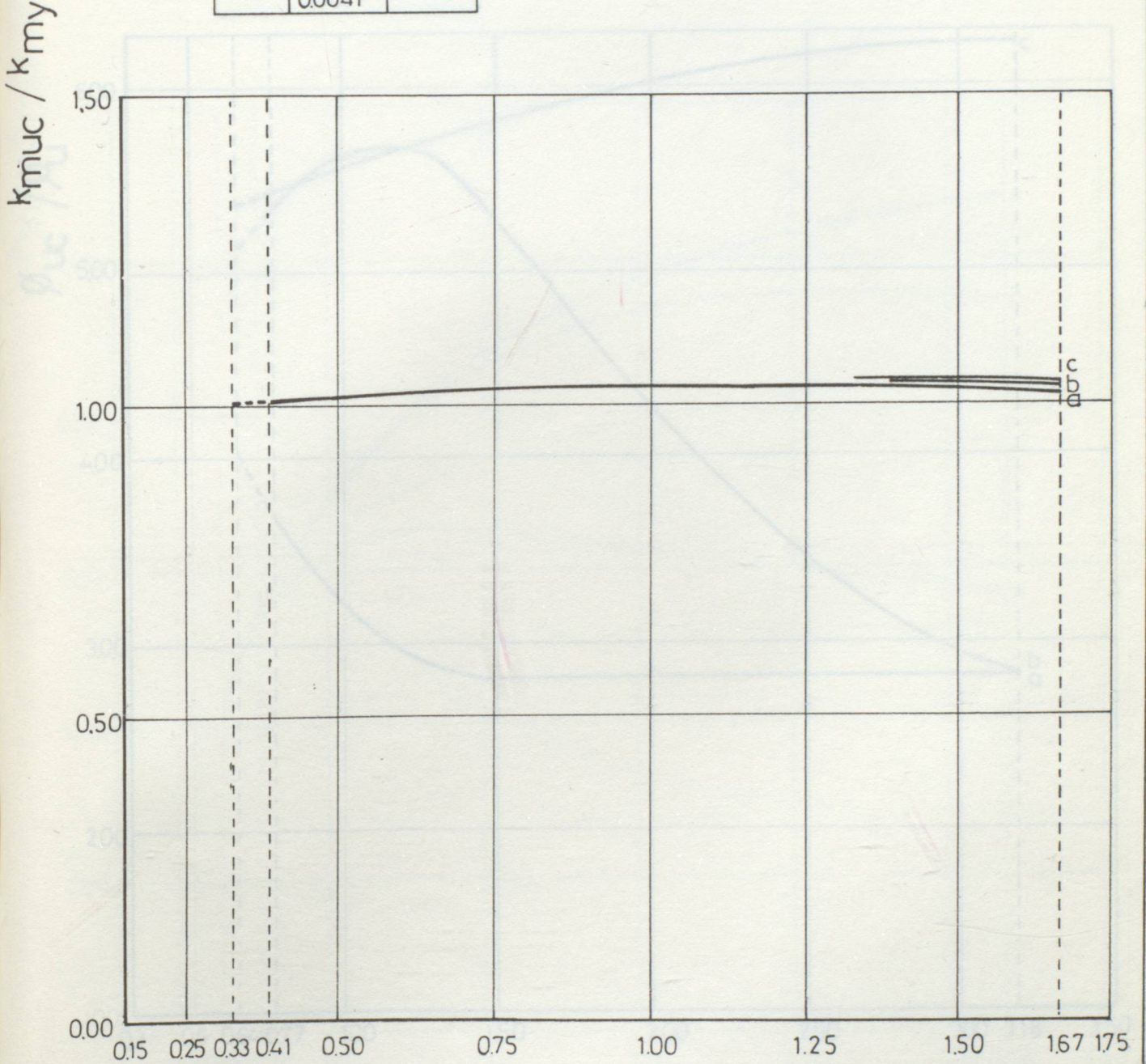
ABAK: 20
C 25 - S 420
d'/d = 0.10

KUŞATILMIŞ KESİTLERDE

$\rho - k_{muc} / k_{my}$ ilişkisi

- a: $\rho' / \rho = 0.50$
- b: $\rho' / \rho = 0.75$
- c: $\rho' / \rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 420	00033 00041	00167



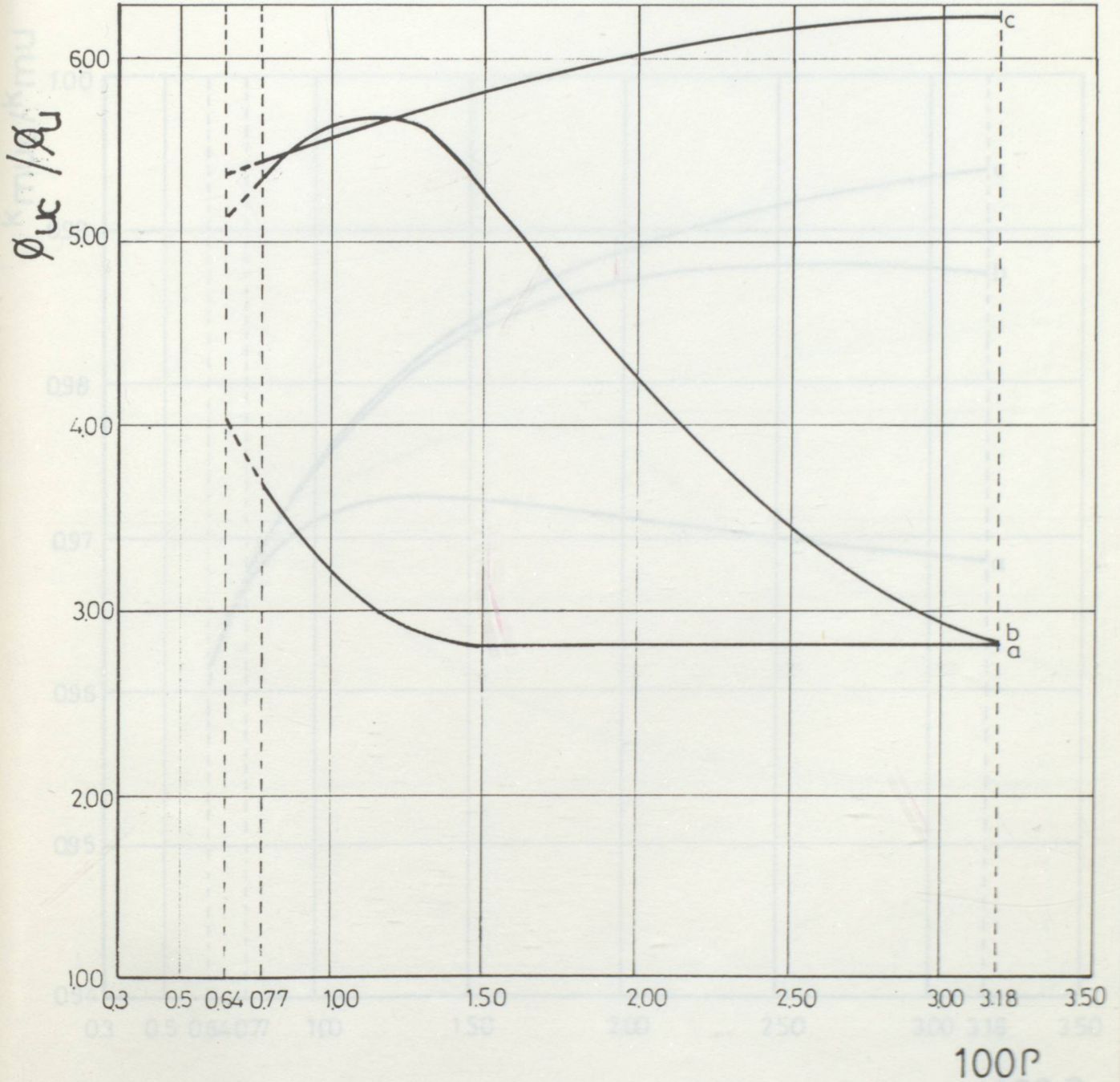
100P

ABAK: 21
C25-S220
 $d'/d = 0.10$

$P - \phi_{uc} / \phi_u$ ilişkisi

- a: $P'/P = 0.50$
- b: $P'/P = 0.75$
- c: $P'/P = 1.00$

	P_{min}	P_{max}
S220	0.0064 0.0077	0.0318

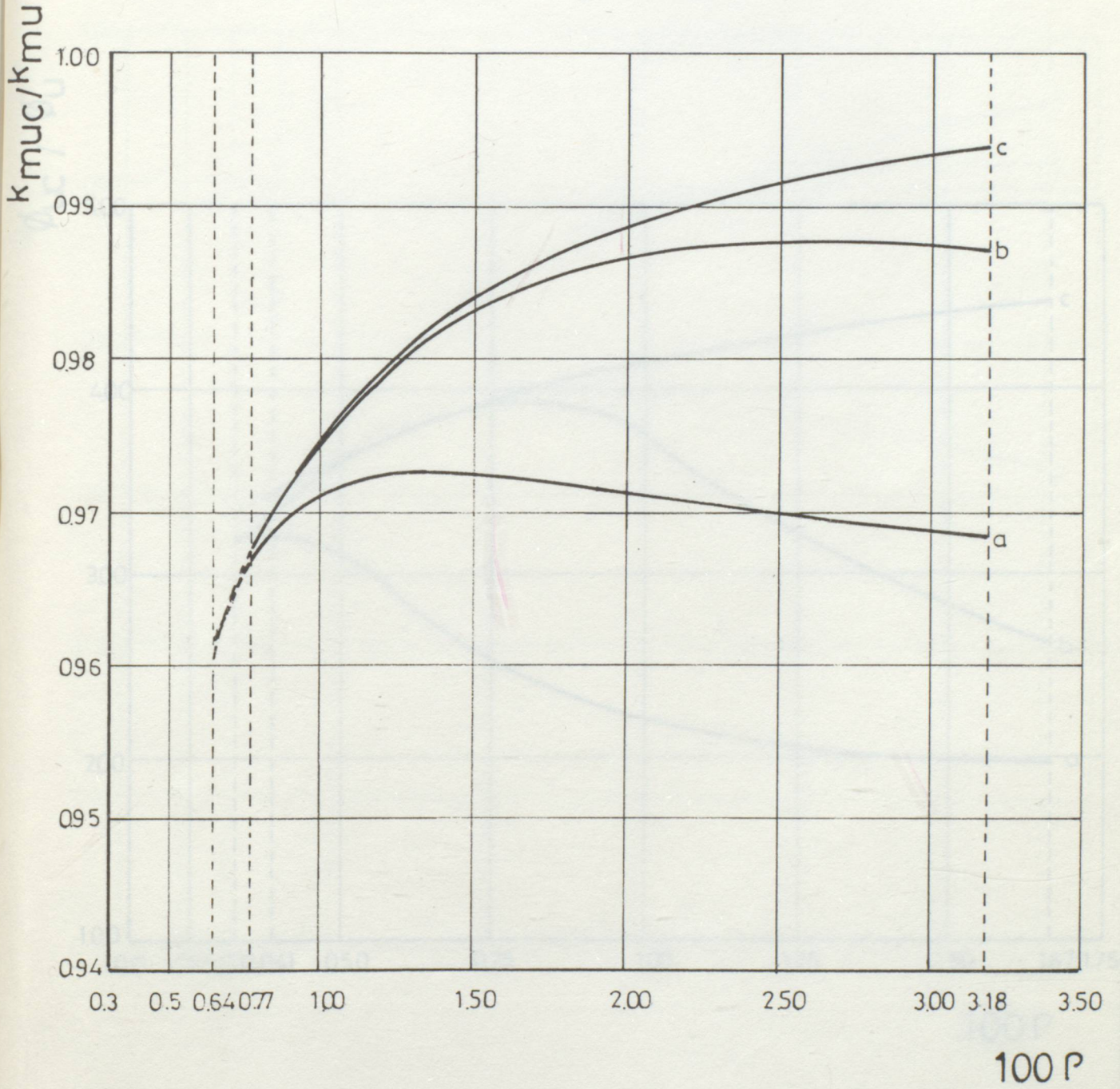


ABAK : 22
C 25-S220
 $d'/d=0.10$

$\rho - k_{muc} / k_{mu}$ ilişkisi

- a: $\rho'/\rho=0.50$
- b: $\rho'/\rho=0.75$
- c: $\rho'/\rho=1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 220	0.0064 0.0077	0.0318

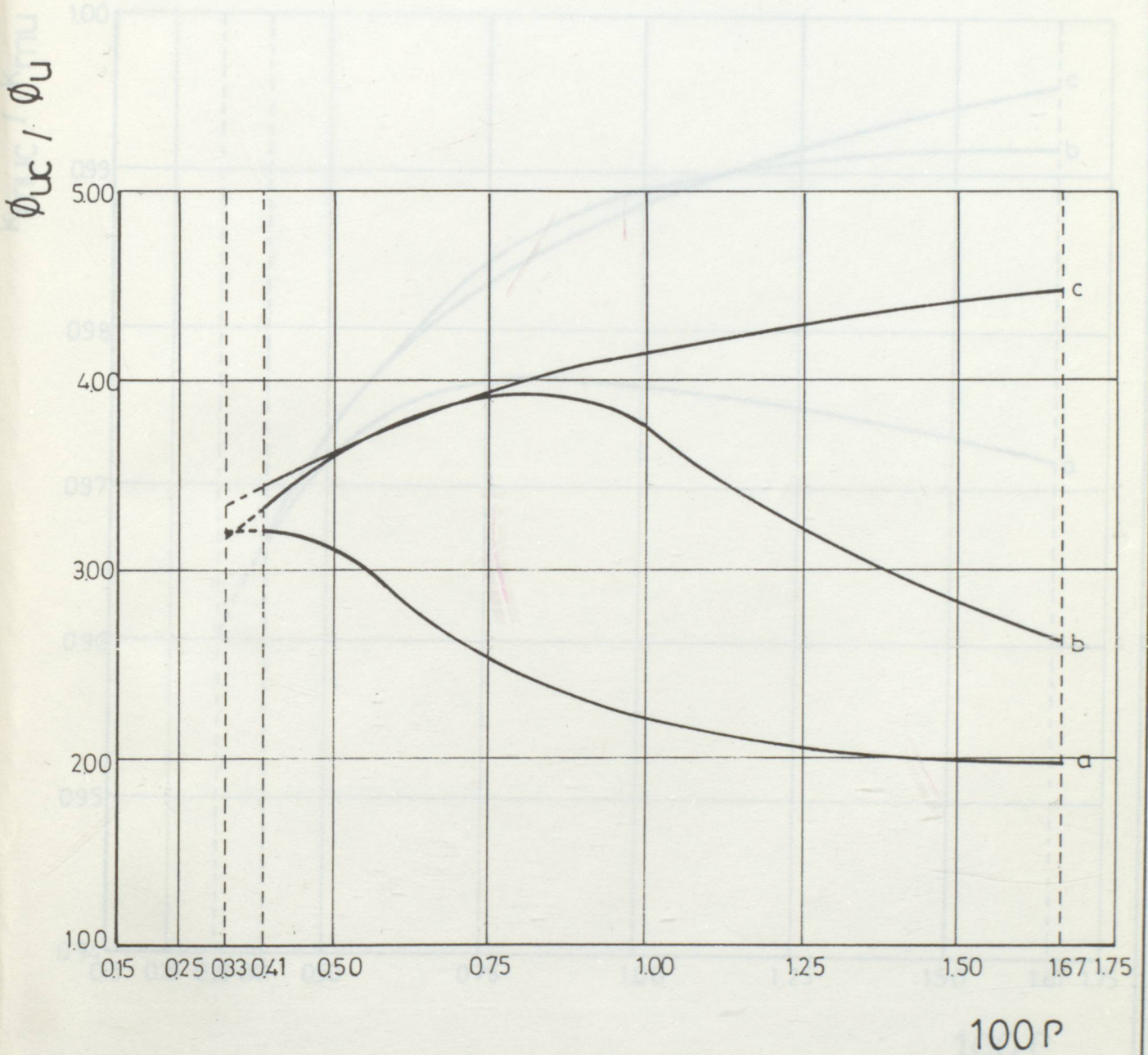


ABAK : 23
C25-S420
d'/d=0.10

$\rho - \phi_{uc} / \phi_u$ ilişkisi

- a: $\rho' / \rho = 0.50$
- b: $\rho' / \rho = 0.75$
- c: $\rho' / \rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S420	0.0033 0.0041	0.0167



ABAK: 24

C 25-S 420

d'/d = 0.10

$\rho - k_{muc} / k_{mu}$ ilişkisi

a: $\rho'/\rho = 0.50$

b: $\rho'/\rho = 0.75$

c: $\rho'/\rho = 1.00$

	ρ_{min}	ρ_{max}
S 420	0.0033 0.0041	0.0167

