

85108

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME KOLONLARIN KUŞATMA VE
PEKLEŞME ETKİLERİ DİKKATE ALINARAK
ÇÖZÜMLENMESİ VE BOYUTLANDIRILMASI**

İnş. Müh. Taner KURTULUŞ

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

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Sema NOYAN ALACALI

Prof. Dr. Gonca Özgen

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

Y. Doç. Dr. Sema NOYAN ALACALI

SA

Prof. Zekeriya POLAT

Zekeriya Polat

İSTANBUL, 1999

İÇİNDEKİLER	ii
SEMBOL LİSTESİ	iv
KISALTMA LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TERMİNOLOJİ	ix
TEŞEKKÜR	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1.0. GİRİŞ	1
1.1. Yapısal tasarım	1
1.2. Çalışmanın konusu, amacı ve kapsamı	3
1.3. Konuyla ilgili önceki çalışmalar	6
2.0. ÇELİK VE BETON İÇİN DAVRANIŞ MODELLERİ	12
2.1. Giriş	12
2.2. Donatı çeliği için davranış modelleri	13
2.2.1. Monotonik yük etkisinde kalan çelik için σ - ϵ ilişkisi	13
2.2.2. Çevrimsel yük etkisinde kalan için σ - ϵ ilişkisi	18
2.3. Kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için davranış modelleri	20
2.3.1. Monotonik yük etkisinde kalan kuşatılmamış ve kuşatılmış betonlar için gerilme-birim kısalma ilişkilerini betimleyen modeller	20
2.3.1.1. Kuşatılmamış beton için σ - ϵ ilişkisi	20
2.3.1.2. Kuşatılmış beton için σ - ϵ ilişkisi	23
2.3.1.3. Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin belirlenmesi	30
2.3.2. Çevrimsel yükler etkisinde kalan beton için gerilme-birim kısalma davranış modeli	31

3.0	BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDE KALAN YAPISAL ELEMEN KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ VE TASARIMI	35
3.1	Kolon kesitlerinin çözümlenmesi ve tasarımı	35
3.1.1.	Son limite göre çözümlenme ve tasarım	35
3.1.1.1.	Çözümlenme	36
3.1.1.1.1.	Dengeli eksantrisite	36
3.1.1.1.2.	Basınç kırılması	38
3.1.1.1.2.1.	Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu	38
3.1.1.1.2.2.	Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu	41
3.1.1.1.3.	Çekme kırılması	42
3.1.1.2.	Tasarım	45
3.1.2.	Akma limitine göre çözümlenme	46
3.1.2.1.	Basınç kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler	48
3.1.2.1.1.	Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu	48
3.1.2.1.2.	Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu	51
3.1.2.2.	Çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler	52
4.0	SAYISAL UYGULAMALAR	54
5.0	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	58
	KAYNAKLAR	63
	EKLER	79
Ek.1.	Akış diyagramları	80
Ek.2.	Bilgisayar programları	91
	ÖZGEÇMİŞ	105

SEMBOL LİSTESİ

b	: Dikdörtgen kesit genişliği
b_h	: Kuşatılmış beton çekirdeğin halka donatı kolları dışında ölçülen genişliği
E_p	: Plastiklik modülü
d	: Çekme donatısı ağırlık merkezinin en dış beton basınç lifine olan uzaklığı
d'	: Basınç donatısı ağırlık merkezinin en dış beton basınç lifine olan uzaklığı
d_c	: Çekme ve basınç donatıları ağırlık merkezleri arasındaki uzaklık
d_c'	: Basınç donatısı ağırlık merkezinin halka kolu dışından ölçülen uzaklığı
EI	: Eğilme rijitliği
e	: Eksantrisite
f_{ck}	: Betonun karakteristik basınç mukavemeti
f_{yd}	: Donatı çeliğinin akma mukavemetinin tasarım değeri
f_{yhd}	: Pekleşme evresinde bulunan donatı çeliğinin akma mukavemetinin tasarım değeri
h	: Kesit yüksekliği
K	: Kuşatma katsayısı
k_x	: Tarafsız eksen katsayısı (genel)
k_{xc}	: Kuşatılmış ve pekleşme kesite ilişkin tarafsız eksen katsayısı
k_1	: Ortalama beton basınç gerilmesi ile maksimum gerilme arasındaki oran
k_{1c}	: Kuşatılmış kesite ilişkin ortalama beton basınç gerilmesi ile maksimum gerilme arasındaki oran
k_2	: Beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran
k_{2c}	: Kuşatılmış kesite ilişkin beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran
k_3	: Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilme ile betonun silindir mukavemeti arasındaki oran
M_d	: Hesap momenti
M_u	: Son limit momenti
M_{uhc}	: Çekme donatısı pekleşme evresinde bulunan kesitin son limit momenti
M_y	: Akma momenti
N_u	: Son limit yükü

N_y	: Akma limitine ilişkin yük
s_h	: Halka donatılar arası mesafe
x	: Tarafsız eksen derinliği
z	: Moment kolu
δ	: Fleksibilite katsayısı
ϵ_c	: Betondaki birim deformasyon
ϵ_{ccu}	: Kuşatılmış kesitin çekirdek beton yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim deformasyonu
ϵ_{co}	: Betonun maksimum gerilmedeki birim deformasyonu
ϵ_{cu}	: En dış beton basınç lifinde oluşan etkili maksimum birim deformasyon
ϵ_{cy}	: Akma limiti karşılığı betondaki birim deformasyon
ϵ_s	: Çekme donatısındaki birim deformasyon
ϵ'_s	: Basınç donatısındaki birim deformasyon
ϵ_{sh}	: Donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu
ϵ_{50h}	: Kuşatma donatısı ile sağlanan birim deformasyon
ϵ_{50u}	: Betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim deformasyon
ϕ_e	: Elastik eğrilik
ϕ_p	: Plastik eğrilik
ϕ_u	: Son limit eğriliği
ϕ_{uh}	: Pekleşmeli kesite ilişkin son limit eğriliği
ϕ_{uhc}	: Kuşatılmış ve pekleşmeli kesite ilişkin son limit eğriliği
ϕ_y	: Akma eğriliği
γ_{mc}	: Beton için malzeme katsayısı
γ_{ms}	: Çelik için malzeme katsayısı
μ	: Kesit eğrilik duktilitesi
ρ	: Çekme donatısı yüzdesi
ρ'	: Basınç donatısı hacimsel yüzdesi
ρ_h	: Halka donatı hacimsel yüzdesi
σ_c	: Betondaki basınç gerilmesi
σ_s	: Donatıdaki çekme gerilmesi

- σ_s' : Donatıdaki basınç gerilmesi
 ω : Çekme donatısı indeksi
 ω' : Basınç donatısı indeksi



KISALTIMA LİSTESİ

ACI = American Concrete Institute (ABD Beton Enstitüsü)

ASCE = American Society of Civil Engineers (ABD İnşaat Mühendisliği Topluluğu)

CEB = Comitee Euro-International du Beton (Uluslararası Avrupa Beton Komitesi)

CP = Code of Practice (Uygulama Yönetmeliği İngiltere)

FIP = Federation Internationale de la Precontrainte (Uluslararası Öngerilme Federasyonu)



ŞEKİL LİSTESİ

- Şekil 2.1 Monotonik yük etkisinde kalan çeliğin pekleşmesiz σ - ϵ davranışını betimleyen model
- Şekil 2.2 Monotonik yük etkisinde kalan çeliğin pekleşmeli σ - ϵ davranışını betimleyen model
- Şekil 2.3 Çeşitli donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri
- Şekil 2.4 Çevrimsel yük etkisinde kalan çelik için σ - ϵ davranış modeli
- Şekil 2.5 Kuşatılmamış beton için σ - ϵ davranış modeli
- Şekil 2.6 Kuşatılmış beton için σ - ϵ davranış modeli
- Şekil 2.7 Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri
- Şekil 2.8 Çevrimsel yük etkisinde kalan beton için σ - ϵ davranış modeli
- Şekil 3.1 Kısa kolonların çözümlenmesi

TERMİNOLOJİ

Akma limit durumu eğriliği / Akma eğriliği :

Son limit duruma çekme kırılmasıyla ulaşan kesitlerde çekme donatısının, çeliğin akma birim uzamasının tasarım değerine ($\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$) ulaştığı durum karşılığı belirlenen eğrilik (ϕ_y). Son limit duruma basınç kırılmasıyla ulaşan kesitlerde, en üst beton basınç lifindeki birim kısalmanın ϵ_{co} değerine ulaştığı durum karşılığı belirlenen eğrilik (ϕ_y). ϵ_{co} = betondaki birim kısalmaların gerilme artmadan artmaya ve betonun yumuşamaya (plastikleşmeye) başladığı birim kısalma (Baker et al, 1964), (Tichy et al, 1977), (Kalevras, 1982). ϵ_{co} kısalmasının değeri tüm beton sınıfları için 0.002 ya da 0.0022 kabul edilebilir (CEB, 1991 A).

Doğrusal çözümleme / Linear analysis :

Malzeme davranışları doğrusal elastik kabul edilerek gerçekleştirilen yapısal çözümleme. Bu tanım, yaklaşımda yanıt verme ilişkisinin doğrusal ve deformasyonların geriye dönüşümlü kabul edildiği anlamına gelir. Çözümleme sonuçlarının gerçekçi kabul edilebilmesi için yüklerin düşük düzeyde bulunması ve yapısal elemanların çatlamamış olması gerekir.

Doğrusal olmayan bölge / Non-linear region :

Belirli bir yük etkisinin gelişimi nedeniyle moment-eğrilik ilişkisinin başlangıçtaki doğrusallığından saptığı yapısal eleman (kiriş, kolon) bölümü. Doğrusal olmayan bölgelerin kapsamı yüklerin artışıyla değişir; genel olarak büyür. Ama hiperstatik sistemlerde, yük etkilerinin yapısal sistemdeki yeniden dağılımı sonucu, belirli bir büyüklüğe ulaştıktan sonra küçülebilir.

Doğrusal olmayan çözümleme / Non-linear analysis :

Malzeme davranışlarının doğrusal olmadığı kabul edilerek gerçekleştirilen yapısal çözümleme. Çözümlemede denge ve uygunluk koşulları sağlanmalıdır, ikinci mertebe etkiler gözönüne alınabilir ya da alınmayabilir.

Göçme / Collapse :

Bir yapının bütünüyle mekanizma durumuna geçmesi.

Göçme (tükenme) / Failure :

En genel anlamda, herhangi bir limit duruma ulaşılması.

Kısmi göçme / Partial collapse :

Bir yapının yalnızca bir bölümünün (örneğin; bir kirişinin, bir kolonunun) mekanizma durumuna geçmesi.

Kısmi yeniden dağılım / Partial redistribution :

Tasarımda kabul edilen yük etkileri yeniden dağılımının kısmen oluşması. Bu olgu, potansiyel plastik mafsalları kesitlerinin anılan dağılımı oluşturabilecek plastik özelliklere sahip olmaması halinde gerçekleşir.

Kritik kesit / Critical section :

Yapısal sistemde, bir plastik mafsalları ve kırılmanın oluşması beklenen bir yer. Hiperstatik sistemlerde, yerleri elastik teoriden elde edilen deneyimle tahmin edilebilecek çok sayıda kritik kesit vardır. Bir kritik kesitte her zaman plastik mafsalları oluşması gerekmez. Kritik kesitler çoğuzaman maksimum eğilme momentlerinin oluştuğu kesimlerde bulunur. Genel olarak kritik kesitlerin sayısı sistemin hiperstatiklik derecesinden fazladır.

Limit tasarım / Limit design :

Doğrusal olmayan malzeme davranışları idealleştirilerek gerçekleştirilen yapısal çözümler. Kimi zaman "Limit çözümler" ya da "Plastik çözümler" terimleriyle de adlandırılan bu tür yaklaşımlar, doğrusal olmayan çözümler genel grubunun, tasarım çözümlerinin matematiksel işlenebilirliğini arttırmak için değiştirilmiş -ayarlanmış- özel biçimleridir.

Performans / Performance :

Yapının ömrü süresince davranışı; ya da yapının işleviyle ilintili gereksemelerin ve beklentilerin gerçekleşme derecesi.

Plastik mafsalsal / Plastic hinge :

Plastik deformasyonların yoğunlaştığı bölgedeki kesit.

Tam yeniden dağılım / Complete distribution :

Tasarımda kabul edilen yeniden dağılımın oluşması. Bu olgu, potansiyel plastik mafsalsal kesitlerinin anılan dağılımın oluşmasını sağlayacak plastik özelliklere sahip olması halinde gerçekleşir.

Yapısal çözümler / Structural analysis :

Son limit durumlarla ve işletilebilme (kullanılabilir) limit durumlarıyla ilgili istemlerin sağlandığını kanıtlamak amacıyla yapının tümü ya da bir bölümü üzerindeki yük etkilerinin belirlenmesi. Bu bağlamda gözönüne alınması gereken yük etkileri: gerilmeler; kesit kuvvetleri (eksenel kuvvetler ve kesme kuvvetleri); momentler (eğilme ve burulma momentleri); geometrik büyüklükler (sehimler, dönmeler, çatlak genişlikleri); ve titreşimler olabilir.

Yapısal sistem / Structural system :

Bir yapının öngörülen performansının önceden belirlenmesi ve değerlendirilmesi amacıyla yapının idealleştirilmiş taşıyıcı sistemi.

Yapısal tasarım / Structural design :

Yapıya uygulanabilecek yüklerin ve etkilerin (yapının kendisinden, kullanımından, çevresel koşullarından kaynaklanan yükler ve etkiler vb.) belirlenmesi; yapısal çözümleme; çözümleme sonucu belirlenen yük etkileri temel alınarak enkesitlerin ve yapının tümünün boyutlandırılması ya da denetlenmesi. Kısaca mühendislik yönünden yapının planlanması süresince yapılan çalışmaların tümü.

Yeniden dağılımlı doğrusal çözümleme / Linear analysis with redistribution :

Doğrusal bir çözümlemeden elde edilen yük etkilerinin yapısal sistem içinde yeniden dağıtıldığı çözümleme. Çözümlemede, denge ve anılan yeniden dağılımın gerçekleşmesi için gerekli düktilite koşulları sağlanmalıdır.

Yük etkilerinin dağılımı / Distribution of load effects :

Herhangi bir yükleme durumu için bir yapıdaki eğilme momentleri, aksenal kuvvetler ve kesme kuvvetleri belirli değerler alır. Bu değerler, ilgili yapısal sisteme ve sistemi oluşturan malzemelerin deformasyon özelliklerine bağlı değişir. Eğilme momenti, aksenal kuvvet ve kesme kuvveti diyagramlarıyla betimlenen anılan değerler takımı kuvvetlerin ve momentlerin yapısal sistem üzerindeki dağılımını belirtir. Bu durumu tanımlayan dağılım, elastik teoriye ya da plastik teoriye göre belirlenebilir. Belirlenen dağılım çoğuzaman, kuvvetlerin ve momentlerin fiili dağılımından farklı olur. Bu farklılık kısmen, çözümlemede kullanılan teorinin gerçeği tam yansıtmamasından, kısmen de kabul edilen yapısal özelliklerin stokastik karakterde olmasından kaynaklanır. Kuvvet ve moment dağılımlarının deneysel yolla belirlenmesi mümkündür.

Yük etkilerinin yeniden dağılımı / Redistribution of load effects :

Bir yapıda, yüklerin değişimiyle -artışıyla- yapısal sistemin fazla zorlanan bölümlerindeki beton ve/veya çelik plastikleşmeye başlar; bu bölümlerin eğilme rijitlikleri azalır. Plastikleşen ve eğilme rijitlikleri azalan bu kesimler, yük değişimlerinin -artımlarının- taşınmasına tam katılamazlar. Dolayısıyla eğilme momentleri ve muhtemelen öteki yük etkileri henüz plastikleşmeye başlamamış ya da plastikleşmesi tamamlanmamış kesimlere aktarılır. Böylece yapısal sistemdeki yük etkileri dağılımı değişir. Bu süreç yük etkilerinin yeniden dağılımı ya da yaygın olarak momentlerin yeniden dağılımı ya da kısaca yeniden dağılım terimiyle adlandırılmaktadır.



TEŐEKKÖR

Bu çalışmanın hazırlanmasında bana yol gösteren ve yardımlarını esirgemeyen danıőman hocam Yrd. Doç. Dr. Sema NOYAN ALACALI 'ya en derin saygı ve teőekkürlerimi sunarım.

ÖZET

Betonarme kolonların elastik ötesi davranışlarının incelendiği bu çalışmada, kolonların davranış şekillerinin gerçekçi bir biçimde tahmin edilmesini sağlayan bir limit tasarım yaklaşımına dayalı çözümlenme ve boyutlandırma önerilmiştir. Anılan çalışma beş bölümden oluşmaktadır. Giriş bölümünde; yapısal tasarımın hedefi belirtilerek, çalışmanın konusu, amacı ve kapsamı açıklanmış, konuyla ilgili daha önceleri yapılan çalışmalar hakkında bilgi verilmiştir. İkinci bölümde; tasarım için geliştirilen ve çalışmada esas alınan malzeme gerilme-birim deformasyon davranış modelleri açıklanmıştır. Donatı çeliği için pekleşmeli gerilme-birim deformasyon davranış modeli önerilmiştir. Betona ilişkin gerilme-birim deformasyon davranış modelleri de, kuşatılmamış ve kuşatılmış betonlar için geliştirilmiştir. Üçüncü bölümde, anılan modeller temel alınarak, bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme kolonların çözümlenmesi ve tasarımına ilişkin algoritmalar oluşturulmuştur. Bu algoritmalar yardımıyla, son limite basınç ya da çekme kırılmasıyla ulaşan iki yüzünde simetrik donatı bulunan, kuşatılmış betonlu ve pekleşmeli dikdörtgen kesitli kısa kolonların çözümlenmesi ve tasarımı amaçlanmıştır. Dördüncü bölümde; irdelenecek sayısal uygulamada kolonlar önerilen limit tasarım yaklaşımlarıyla tasarlanmıştır. Beşinci bölümde; limit tasarım yaklaşımının temelini oluşturan model ve algoritmalar tartışılarak, sonuç ve önerilerde bulunulmuştur. Çalışmanın ekler bölümünde ise betonarme kolonların limit tasarımının kısa sürede gerçekleşmesini sağlayan bilgisayar programları deneme-yanılma yöntemi kullanılarak verilmiştir.

ABSTRACT

In this study, concerning the postelastic behavior of the reinforced concrete column, analysis and dimensioning due to a limit design approach which predicts the behavior types of columns accurately is recommended. The study contains five chapters. In the introductory chapter, the target of the structural design, the subject, the aim and the content of the study and information about previous studies of the subject is presented. In the second chapter, stress-strain behaviour models which have been developed to use in the design are described. The stress-strain relationships of concrete is given for unconfined and confined reinforced concrete while taking a strain hardening model for steel. In the third chapter of the study; depending on the aforementioned models, algorithms for the analysis and design of reinforced concrete columns subjected to flexural bending (with axial load) have been formed. By using these algorithms, strain hardening, confined rectangular short column with compressive reinforcement which have the effect of strain hardening can be designed in an accurate and reasonable way. In the fourth chapter; the columns as numerical examples are designed with the proposed limit design approach. Based on the results, suggestions have been given. In the fifth chapter of the text, models and algorithms, as the basis study, have been discussed. The results and suggestions have been given depending on this discussion. In the appendix, the details of the computer program which provides to the solution very rapidly, has been presented for the limit design of reinforced concrete columns.

1.0. GİRİŞ

Aşağıdaki başlıklar altında yapısal tasarımın dayandığı sebepler genel çizgileriyle açıklanacak; çalışmanın konusu, amacı ve kapsamı belirtilecek; konuyla ilgili yapılan çalışmalar ve bunların tarihsel gelişimi kısaca gözden geçirilip, çalışmanın ana konusu irdelenecektir.

1.1. Yapısal tasarım

Yapısal tasarım, kapsam olarak; herhangi bir yapıya etkiyecek yüklerin ve bunlardan dolayı meydana gelen reaksiyonların saptanması, yapının statik olarak çözümlenmesi ve çözümlene sonuca belirlenen yük etkilerine göre yapının boyutlandırılması ya da denetlenmesi süreçlerini içerir. Söz konusu yükler ve etkiler; yapının kendisinden, kullanımından ve çevresel koşullarından kaynaklanır. Yapısal çözümlene; son limit durumlarla ve işletilebilme (kullanılabilme) limit durumlarıyla ilgili istemlerin ve gereksemelerin sağlandığını kanıtlamak amacıyla yapısal sistem üzerindeki yük etkilerinin belirlenmesidir. Söz konusu yük etkileri, gerilmeler, kesitteki kuvvetler (eksenel kuvvetler ve kesme kuvvetleri), momentler (eğilme ve burulma momentleri), geometrik büyüklükler (sehimler, dönmeler, çatlak genişlikleri vb.), titreşimler ve benzeri etkiler olabilir. Belirlenen yük etkilerine göre yapısal sistem, potansiyel göçme riski kabul edilebilecek bir düzeyi aşmayacak şekilde boyutlandırılır, tasarlanır. Özetle yapısal tasarım, bir yapının beklenen performansının gerçekleşmesi için yapılan teorik ve kimi zaman deneysel çalışmaları ve irdemeleri kapsayan bir belgedir.

Yapısal sistemlerin tasarımı, çoğuzaman teorik modellere dayanılarak yapılır. Örneğe; limit durum denklemleri, algoritmalar, bilgisayar benzeşim programları ve benzerleri gibi. Elde edilen matematiksel modeller, yapıların gerçek davranışlarının idealleştirilmiş ve/veya basitleştirilmiş tanımlamalarıdır. Anılan modeller, deneysel ve/veya teorik araştırmalar sonucu geliştirilen, gerçeği olabildiğince doğru yansıtan, duyarlı ama karmaşık modellerin mühendislik hayal gücü, sezgisi ve deneyimiyle; başka bir anlatımla sübjektif değerlendirmeler ve kabullerle idealleştirilmesi ve/veya basitleştirilmesiyle oluşturulur.

Modellerde yapılan idealleştirme ve/veya basitleştirme tasarım çözümlerinin matematiksel işlenebilirliğini kolaylaştırmak için yapılır. Örneğe; zamanla ve mekanla değişen yükler, eşdeğer üniform statik yüke dönüştürülür; üç boyutlu yapı iki boyutluymuş gibi çözümlenir; birleşimlerin rijit, mesnetlerin tam ankastre olduğu varsayılır; parametreler arasındaki korelasyon ihmal edilir ve bazı parametreler hesaba katılmaz; rasgele değişken olan kimi parametreler deterministik değişken kabul edilir; malzemenin doğrusal olmayan davranışı, doğrusal olmayan geometri, ve zamana-bağlı etkiler gözönüne alınmaz...

Yapısal sistemlerin tasarımında kullanılan hesap modelleri, ilgili araştırma modellerinin güvenilirliğine, idealleştirme ve/veya basitleştirmenin doğruluk derecesine ve kapsamına göre gerçeği yakından yansıtabilir ya da yansıtımayabilir. Araştırma modellerinin güvenilirliği, sağlanabilen bilgilerin yetkinliğine bağlıdır. Güvenilebilirliği, bilgilerin ya da modelin testedilebilirliği belirler. Testedilebilirlik modele ilişkin bilgilerin doğrulanabilirlik ve deneylerin tekrarlanabilirlik derecesiyle ölçülür (Blockley, 1980).

Buna karşın gerçek yapılarla ilgili deneyler, aynı koşullar altında çok seyrek tekrarlanabilirler. Son limit durumlara ilişkin olanlar yokedici niteliktedirler; yapıyı kısmen ya da bütünüyle hasara uğrattırır. Bu yüzden, gerçek bir yapıyla ilişkili çeşitli potansiyel durumların ortaya çıkışları, yalnızca bu olgularla ilgili olasılıklarla ifade edilebilir. Bununla beraber yapılar, işletilebilme koşulları altında test edilebilirler.

Şu halde bir yapı, potansiyel göçme olasılığı kabul edilebilecek bir düzeyi aşmayacak şekilde tasarlanmalıdır. Başka bir anlatımla yapısal tasarımda karar kuralları; öngörülen yapısal performansın belirlenen zaman diliminde gerçekleşmesi olasılığına göre belirlenmelidir.

Şimdiye dek yapılan açıklamaların ilk amacı yapısal tasarımda karşılaşılan sorunların bir belirsizlikler ortamında çözüldüğünü; asıl sorunun yapısal güvenilirlik olduğunu, bunun da yalnızca olasılıksal yolla çözülebileceğini belirtmektir. Şu halde tasarım yapan bir mühendis, yapısal güvenliğin ve performansın olasılıksal karakterini çok iyi şekillendirmelidir. Tasarımda kullanmayı tasarladığı teorik ve/veya deneysel modeller ne kadar duyarlı olursa olsun, bunların betimlediği yapısal davranışın, yapının fiili davranışını

tam yansıtmayacağını kavramalıdır. Bunun için de anılan modellere ilişkin belirsizliklerin nereden kaynaklandığını irdelemeli, ve yapısal davranışı çok yakından bilmelidir. Varsayımları ve kabulleri ihtiyatlı, tarafsız ve duyarlı olmalıdır.

Çalışmanın her aşamasında bu arabölümde değinilen saptamalar gözönünde bulundurulacaktır.

1.2. Çalışmanın konusu, amacı ve kapsamı

Bundan önce yapılan çalışmalarda kiriş kesitlerinde kuşatma ve pekleşme etkilerini de içerecek şekilde kiriş kesitlerinin çözümlenmesi ve tasarımını kapsayan algoritmalar sunulmuştur (Gündüz et al,1994; Noyan et al, 1994). Kuşatma ve pekleşme etkisinin kiriş kesitini nasıl etkilediği ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Betonarme elemanlarının eğilme kapasitelerini arttıran önemli bir faktör bu elemanların yanal donatıyla sarılmasıdır. Diğer taraftan donatı çeliğindeki pekleşmenin hesaba katılmaması, kesit eğrilik düktilitelerinin ve dolayısıyla plastik mafsal dönme kapasitelerinin olduğundan büyük tahmin edilmesine neden olur. Bu çalışmada aynı olgular kolon kesitlerine uygulanacak ve meydana gelen sonuçlar irdelenecektir. Bu olgular gözönünde bulundurularak çalışmada, kuşatılmış ve kuşatılmamış beton, pekleşmesiz ve pekleşmeli çelik için tasarımda kullanmaya elverişli gerilme-birim deformasyon davranış modelleri önerilecektir. Yapısal eleman eğilme rijitliklerinin ve potansiyel plastik mafsal plastik dönme kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan kesit akma limiti ve son limit momentleri ve eğrilikleri, bu davranış modelleri temel alınarak hesaplanacaktır.

Yapısal çözümleme; doğrusal, yeniden dağılımlı doğrusal, doğrusal olmayan ya da limit tasarım yaklaşımlarıyla gerçekleştirilebilir. Yüklemelerden meydana gelecek etkilerinin yapısal sistem üzerindeki dağılımının belirlenmesi için yapısal çözümleme yapısal tasarımın en önemli evresidir.

Doğrusal çözümlemede malzeme davranışları doğrusal elastik kabul edilir. Bu kabul yaklaşımda yük-yapısal sistem yanıtı (response) ilişkisinin doğrusal ve deformasyonlarının geriye dönüşümlü varsayıldığı anlamına gelir. Doğrusal yaklaşım sonuçlarının gerçekçi kabul edilebilmesi için yapısal yüklerin düşük düzeyde bulunması ve yapısal elemanların çatlamamış olması gerekir. CEB MC 90'da doğrusal yaklaşımın daha çok işletilebilme (kullanılabilirlik) limit durumlarına ilişkin yük etkileri dağılımının belirlenmesinde kullanılması salık verilmektedir (CEB, 1991 B).

Yükleri son limit durum tasarım değerlerine yaklaşan bir yapısal sistemin fazla zorlanan kesimlerinde, çelik akmaya ve/veya beton yumuşamaya (Franchi et al, 1982), (CEB, 1983 A), (Darvall et al, 1983 A), (Mendis et al, 1984), (Darvall et al, 1985) başlar. Plastikleşen ve eğilme rijitlikleri azalan bu kesimler, yük etkilerinin taşınmasına eskisi gibi tam olarak katılamazlar. Dolayısıyla, paylarına düşen eğilme momenti ve muhtemelen öteki yük etkisi artımları henüz plastikleşmeye başlamamış ya da plastikleşmemiş kesimlere aktarılır. Bu sayede yapısal sistemdeki yük etkileri dağılımı devamlı bir değişiklik gösterir. Yapısal sisteme uygulanan her yük düzeyi için doğrusal çözümlemeden elde edilenden çeşitli dağılımlar oluşur. Doğrusal olmayan malzeme davranışlarından meydana gelen bu süreç yük etkilerinin yeniden dağılımı ya da yaygın olarak momentlerin yeniden dağılımı ya da kısaca yeniden dağılım terimiyle adlandırılmaktadır.

O zaman, yeniden dağılım olgusu gözönünde bulundurularak doğrusal bir çözümlemeden sağlanan yük etkileri dağılımı üzerinde değişiklik yapılabilir, yük etkileri yapısal sistem içinde tekrar (yeniden) dağıtılabılır. Değişikliğin ölçüsünü önce plastikleşmeleri beklenen kritik kesitlerin deformasyon özellikleri belirler. Bu tür yaklaşımlar, yeniden dağılımlı doğrusal çözümleme terimiyle adlandırılmaktadır. Öngörülen yaklaşımlarda denge ve yeniden dağılımın oluşması için gerekli düktilite koşulları sağlanmalıdır. Yeniden dağılımlı doğrusal çözümlerinin kapsamı ve kuralları yönetmeliklerde verilmiştir (CEB, 1978), (CP110, 1978), (BSI, 1980), (ACI, 1984 A), (TSE, 1984), (ACI, 1984 B), (CEB, 1991 B).

Yapısal sistemi oluşturan elemanların eğilme rijitlikleri, bu elemanların yük düzeyi ve yükleme biçimiyle ilintili zorlanma durumuna bağlı değişir. Kesitlerin gerçek moment-eğrilik ilişkileri biliniyorsa, herhangi bir yük aşamasına ilişkin eğilme rijitlikleri ve

dolayısıyla yük etkileri dağılımı çözümsel yolla belirlenebilir. Doğrusal olmayan çözümlenme, malzeme davranışlarının ve bu nedenle moment-eğrilik ilişkilerinin doğrusal olmadığı kabul edilerek gerçekleştirilen bir yaklaşımdır. Ne var ki, doğrusal olmayan gerçek moment-eğrilik ilişkilerinin temel alınması nedeniyle, kesinlikle tanımlanabilen bir çözümlenme yapılması hemen hemen mümkün değildir. Karmaşık ve zaman alıcı işlemleri gerektiren çözüme ancak iterasyonla ulaşılabilir. İterasyon süreci kapsamlı bilgisayar programları oluşturulmasıyla bir ölçüde kolaylaştırılabilir.

Doğrusal olmayan yapısal çözümlenme sürecinin matematiksel işlenebilirliğini artırmak için doğrusal olmayan malzeme gerçek davranışları ve dolayısıyla yük etkisi-deformasyon ilişkileri idealleştirilebilir. Bu davranışlar ve ilişkiler pekleşmesiz elastik-plastik, pekleşmeli elastik-plastik ya da pekleşmeyi izleyen yumuşamalı elastik-plastik kabul edilebilir. Limit tasarım, bir yapısal sistemin gerçek davranışını tahmin etmek ve onu bu davranışa göre tasarlamak amacıyla anılan idealleştirmelerin yapıldığı bir yaklaşımdır. Başka bir anlatımla limit tasarım yaklaşımları doğrusal olmayan yaklaşımların; tasarım kolaylığı için değiştirilmiş, ayarlanmış özel biçimleridir.

Bu çalışmada son yıllarda konuyla ilişkili yapılan araştırmalar ve sonuçları gözönünde bulundurularak kuşatılmış pekleşmeli betonarme kolonların limit tasarımıyla ilgili bir yaklaşım önerilecektir. Yapılan yaklaşımlar yapısal sistem elemanlarının elastik-ötesi davranışlarının, bu davranışları belirleyen etkenlerin, yeniden dağılım olgusunun nedeninin ve gelişiminin çok yakından irdelenmesini; ve öngörülen yapısal performansın gerçekleşmesi için bu bağlamda çözüm üretilmesini gerektirir. Çalışmada bu konular kapsamlı şekilde ele alınacak, karşılaşılan sorunlara çözüm aranacak ve çözüm üretilecektir.

Çalışmada önerilen yaklaşımın geliştirilmesi sürecinde yapılan tüm irdelemelerin, tartışmaların ve üretilen çözümlerin; tasarım yapan mühendislerin, betonarmenin doğrusal olmayan karmaşık davranışını daha iyi algılamalarına yardımcı olacağını inanıyoruz.

Çalışma beş bölümden oluşmaktadır. Giriş bölümünü izleyen ikinci bölümde pekleşmeli çelik ile kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için tasarımda kullanılmaya elverişli gerilme

birim deformasyon davranış modelleri önerilmiştir. İrdelenen modeller temel alınarak 3.bölümde, bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme kolonların çözümlenmesi ve tasarımına ilişkin algoritmalar oluşturulmuştur. 4.bölümde, irdelenecek sayısal uygulamada kolonlar önerilen limit tasarım yaklaşımlarıyla ekler bölümünde verilecek bilgisayar programları yardımıyla boyutlandırılacak ve donatılacaktır. Bu programlarda deneme-yanılma yöntemi izlenecektir. 5. bölümde ise, sonuç ve önerilerde bulunulacaktır. Kolon kesitlerinin, son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı, akma limitine göre çözümlenmesine ilişkin akış diyagramları ve bilgisayar programları çalışmanın ekler bölümünde verilecektir.

Çalışmada sunulan ilgili algoritmalar esas alınarak geliştirilen bu programlar yardımıyla yapısal sistemlerin limit tasarımı kısa sürede gerçekleştirilebilir.

1.3. Konuyla ilgili önceki çalışmalar

Yapıların gerçek davranışlarını belirlemek için yapılan çalışmalar günümüzden çok öncelere dayanmaktadır. Bu bağlamda, ilk kez bilimsel anlamda araştırma yapan Galileo Galilei (1564-1642) olmuştur. Galilei, kiriş üzerinde yaptığı deneyler sonucu, bunların eğilme mukavemetlerinin genişlikleriyle ve yüksekliklerinin karesiyle doğru orantılı olduğunu keşfetmiştir [(Galilei, 1933)*,(Straub, 1964), (Cowan, 1966), (Blockley, 1980)]. Hiperstatik yapılardaki yeniden dağılım olgusunu ilk kez gözleyen ve teorik açıklamasını yapan kişi ise Kazinczy (1914) olmuştur. Ankastre kirişler üzerinde yaptığı deneyler sonucu göçmenin, kirişlerin üç kesitinin mafsallaşmasıyla gerçekleştiğini tespit eden Kazinczy, plastik mafsallar teorisinin kurucusu sayılabilir [(Kazinczy, 1914)*,(Neal, 1963),(Tichy et al, 1977), (Blockley, 1980)].

Betonarme yapılar heterojen malzemeden oluşmaktadır ve özellikle göçme limitine yakın yükler altında, oldukça karmaşık davranış gösterirler. Bu karmaşıklıktan dolayı yapısal tasarımda plastik yöntemlerin kullanılmasıyla ilgili öncü deneysel ve teorik araştırmalar çelik yapılara ilişkindir. Doğrusal olmayan tasarım yöntemlerinin gelişme süreci hakkında fikir vermesi açısından burada anılan çalışmaların önemlileri açıklanacaktır: Plastik yöntemlerin niceliksel temellere oturmasını sağlayan Maier-Leibnitz (1928-1929)

deneylemleri [(Maier-Leibnitz, 1928)*, (Massonnet et al, 1961), (Neal, 1963), (Blockley, 1980)]. "Limit tasarım" terimini ilk kez kullanan Van den Broek (1940 ve 1948); "Limit tasarım teorisi" [(Van den broek, 1940), (Van den broek, 1948)*, (Neal, 1963)]. Gvozdev (1949); "Limit tasarım yöntemiyle yapıların mukavemetinin belirlenmesi" [(Gvozdev, 1949)*,(Neal, 1963)]. Home (1950); "Yapıların plastik teoriye göre çözümlenmesine ilişkin temel önermeler " [(Horne, 1950), (Hodge, 1959), (Neal, 1963), (Hodge, 1967)]. Greenberg and Prager, "Kiriş ve çerçevelerin limit tasarımı üzerine" [(Greenberg et al, 1952), (Hodge, 1959), (Neal, 1963), (Hodge, 1967)]. Rzhantsyn (1954); "Plastik özelliklerin gözönüne alındığı yapısal çözümlenme" [(Rzhantsyn, 1954)*, (Hodge, 1959), (Neal, 1963), (Hodge, 1967)]. J.F.Baker, Horne ve Heyman (1956); "Plastik davranış ve tasarım" [(Baker et al, 1956), (Hodge, 1959), (Jones,1962), (Neal, 1963), (Hodge , 1967), (Blockley, 1980)]. Hodge (1959); "Yapıların plastik çözümlenmesi" [(Hodge, 1959),(Hodge, 1967)]. Neal (1963); "Yapısal çözümlenmede plastik yöntemler" [(Neal, 1963)].Heyman (1964)...

Betonarme yapısal sistemlerin davranışının gerçekçi bir yaklaşımla kapsamlı şekilde ilk kez irdelenmesi Glanville ve Thomas (1935-1939) tarafından gerçekleştirilmiştir [(Glanville et al, 1935-1936)*, (Glanville et al, 1939)*, (Sawyer, 1964), (Park et al, 1975), (Çelik, 1977)]. Bu araştırmacılar sürekli kirişler ve tek-gözlü çerçeveler üzerinde deney yapmışlar ve göçme limitine yaklaşan yapılarda momentlerin yeniden dağılımının oluşabilmesi için bunların belirli bir duktiliteye sahip olması gerektiği sonucuna ulaşmışlardır.

20. yüzyılın ortalarından günümüze dek birçok araştırmacı tarafından plastik mafsalların gelişimi, momentlerin yeniden dağılımı, kısaca doğrusal olmayan davranışla ilişkili çok sayıda çözümlenme yaklaşımı önerilmiştir [(Levi, 1954), (Ernst, 1956), (Gartner, 1957), (Mattock, 1959), (ABSI, 1961)*, (Tichy et al, 1964), (Cranston, 1965 A), (Cranston, 1965 B), (ACI-ASCE, 1968), (Cohn, 1968), (Cranston et al, 1969), (Furlong, 1970), (Richard et al, 1971), (Blauwendraad, 1972)*, (Majid et al, 1978), (Franchi et al, 1982), (Mendis et al, 1984) (Darvall et al, 1985)]. Burada, bu yaklaşımlardan bazıları genel çizgileriyle açıklayalım.

A.L.L.Baker'in [(Baker, 1949 B), (Baker, 1956), (Baker, 1961), (ICE, 1962), (Baker et al, 1964), (Baker, 1973)*,)] yaklaşımı, önerilen limit tasarım yaklaşımlarından en fazla ilgi uyandıranı olmuştur. Yaklaşımda, önce son limit tasarım yükleriyle dengede bir eğilme momentleri dağılımı kabul edilir. Yapısal sistem bu dağılıma göre boyutlandırılır ve donatılır. Göçme mekanizmasının anılan yükler altında oluştuğu varsayılır. Mekanizmanın oluşabilmesi için kabul edilen momentler dağılımının gerçekleşmesi, ve bunun için de mekanizmayı oluşturan plastik mafsalları kesimlerinin yeterli plastik dönme kapasitesine sahip olmaları gerekir. Sonra, işletme yüklerine ilişkin momentler dağılımı belirlenir; kritik kesitlerdeki gerilmeler hesaplanır. Plastik mafsalların plastik dönme kapasiteleri kabul edilen momentler dağılımının oluşumu için yeterli değilse ve/veya işletme yükleri evresindeki çatlaklar ve sehimler kabul edilebilecek sınırları aşıyorsa; öngörülen koşullar sağlanıncaya dek boyutlar ve donatı ya da kabul edilen momentler dağılımı üzerinde ayarlama yapılır.

Cohn [(Cohn, 1964), (Cohn, 1965), (Cohn, 1966), (Cohn, 1967), (Cohn, 1972)*], limit denge ve işletilebilme koşullarını esas alan, dönme uygunluğunun daha sonra denetlendiği bir limit tasarım yaklaşımı geliştirmiştir. Tasarıma, çeşitli son limit tasarım yükü düzenlerinden sağlanan elastik örtü momentlerinin indirgenmesiyle başlanır. İndirgeme, herhangi bir j kesitindeki momentin, Cohn'un akma güvenliği parametresi terimiyle adlandırdığı azaltma katsayısıyla, $x_j \leq 1$, çarpılmasıyla gerçekleştirilir. x_j 'nin değeri şu koşullar sağlanacak şekilde belirlenir: İşletme yükleri altında kalan yapısal sistemde, kritik kesitler elastik evrede bulunmalıdır; son limit yükleri altında kalan sistemde iç kuvvetler ile dış yükler dengede olmalı ve bir ya da daha fazla göçme mekanizması oluşmalıdır; ve elastik örtü üzerindeki tüm moment azaltmaları maksimum olmalıdır. Yaklaşımın kullanıldığı bir tasarım, işletme evresi için öngörülen yapısal performansı ve son limit yüklerine ilişkin denge koşullarını gerçekleştiren minimum x_j değeri araştırılır. Cohn, "kuvvetli kolon-zayıf kiriş" kuralına göre tasarlanması istenen yapısal sistemlerdeki kolon kesitleri için $x_j = 1$ alınmasını önermekle; böylece göçme sırasında kolonların davranışının elastik kabul edilebileceğini belirtmektedir. Öteki kesitler için $0.6 \leq x_j \leq 1$ alınması öngörülmektedir. Kesitler indirgenmiş momentlere göre hesaplanır, ve plastik mafsalları kesimlerinin plastik dönme kapasiteleri denetlenir. Bu kapasitelerin, kabul edilen son limit momentler dağılımını oluşturabilecek ölçüde olup olmadığı araştırılır.

Kalevras (Kalevras, 1982), betonarme çerçeve sistemlerin çözümlenmesine ve tasarımına ilişkin doğrusal olmayan yaklaşımların bilgisayar yardımıyla çözülebilmesi için bunlarla ilgili akış diyagramları vermiştir.

Sawyer [(Sawyer, 1955), (Johnson et al, 1958), (Sawyer, 1958), (Sawyer, 1964 A), Sawyer, 1964 B)] tarafından önerilen limit tasarım yaklaşımında limit denge ve dönme uygunluğu istemleri önce sağlanmakta, işletilebilme koşulları sonra denetlenmektedir. Çözümlemeye çeşitli son limit tasarım yükü düzenlerinden elde edilen elastik momentler örtüsü üzerinde ayarlamalar yapılarak başlanır. Elastik olmayan bir momentler örtüsü belirlenir. Donatı bu momentler dağılımına göre hesaplanır. Yaklaşımında, akma momenti son limit momentinin 0.85 katına eşit iki doğrulu ve pekleşmeli bir moment-eğrilik ilişkisi kabul edilmiştir. Son limit yüklerine ilişkin her kritik yük düzeni için, ilgili kesitlerin moment kapasitelerini aşmayan, ayarlanmış herhangi bir momentler dağılımı denge koşulunu sağlamalıdır. Bu aşamada her plastik kesim için elastik olmayan eğilme açıları hesaplanır. Sonra, bu elastik olmayan eğilme açıları ve son limit yüklerinin etkisinde kalan yapısal sistemdeki momentler dağılımı, elastik yöntemlerden biriyle belirlenir. Belirlenen momentler ilgili kesitlerin moment kapasitelerini aşıyorsa; bu kesitlere çekme ya da basınç donatısı ilave edilerek kapasiteleri artırılabilir; ya da aşırı plastik dönme yapan, fazla düktil olan kesimlere çekme donatısı eklenebilir. Son limit yüklerinin ve elastik olmayan dönmelerin etkisiyle oluşan momentler yeniden hesaplanır. Kesit moment kapasiteleri aşılmayınca kadar bu işlemler tekrarlanır. Daha sonra elastik teoriye göre işletme yükleri etkisinde kalan sistemde aşırı gerilmelerin oluşup oluşmadığı denetlenir. Görüldüğü gibi, Sawyer'in yaklaşımında uygunluk çözümlenmesi doğrudan yapılmamakta; ardışık yaklaşımlarla gerçekleştirilmektedir.

Çelik [(Çelik, 1977),(Çelik, 1980)], orantılı artmayan yüklerin etkisinde kalan çerçeve sistemlerin çözümlenmesi için bir yaklaşım geliştirmiştir. Yaklaşımında, sistemlerin doğrusal olmayan moment-eğrilik ilişkileri ve ikinci mertebe etkiler gözönüne alınmış ve şu kabuller yapılmıştır: Herhangi bir kesitin eğilme rijitliği, EI , kesite etkiyen eğilme momentinin fonksiyonudur. Moment-eğrilik diyagramı bir dizi doğrusal parçadan oluşur. Genel olarak, bir yapısal elemana ilişkin eğilme momenti ve dolayısıyla elemanın eğriliği ve eğilme rijitliği eleman boyunca değişir. Bu bağlamda elemanlar, küçük parçalara

ayrılabilir ve her parçanın eğilme rijitliğinin sabit ve üzerindeki itibarî momente bağlı değiştiği varsayılabilir. Bu kabulden kaynaklanan hata, parça boyları kısaltılarak azaltılabilir. Küçük yer değiştirmeler teorisi geçerlidir. Yaklaşımında, moment-eğrilik ilişkisindeki iki doğrusal parçanın kesim noktası "kritik nokta" terimiyle adlandırılmaktadır. Yaklaşımın ilkesi, moment-eğrilik ilişkileri üzerinde bir kritik noktadan ötekine geçerek çerçevenin tüm yük-deplasman bağıntısını belirli bir yük faktörüne ya da göçme oluşuncaya kadar elde etmektir. Çözüme iterasyonla ulaşılmakta ve iterasyon durdurulduğu andaki iç kuvvetler ve deplasmanlar yapının verilen yükler altındaki çözümü olmaktadır.

Macchi (Macchi, 1960) dış yükler ile plastik dönmelerden oluşan moment dağılımlarının toplanması kuralına dayanan bir limit tasarım yaklaşımı önermiştir. Yaklaşımında, plastik dönmeler önceden bilinmediği için çözüme iterasyonla ulaşılmaktadır. İterasyon süreci şöyledir: Son limit tasarım yükleri etkisinde kalan sistemdeki momentler dağılımı elastik teoriye göre kuvvet yöntemiyle belirlenir. Kesit hesapları bu dağılıma göre yapılır, ve plastik dönmeler hesaplanır. Kuvvet yöntemiyle plastik dönmelerden oluşan momentler dağılımı belirlenir. Elastik momentler dağılımı ile plastik dönmelerden oluşan momentler dağılımı toplanır. Yeni momentler dağılımına göre donatı hesaplarında ayarlamalar yapılır ve plastik dönmeler yeniden hesaplanır, bu dönmelerden oluşan momentler dağılımı ve toplam dağılım belirlenir. İterasyona ardışık iki moment dağılımı arasındaki fark kabul edilebilir ölçüye ininceye dek devam edilir. Moment-dönme ilişkisinin plastik evresinde deformasyonun momentten daha hızlı artması, iterasyonun yakınsak olmasını sağlar ve çoğuzaman iki basamakta istenilen sonuca ulaşılabilir. Yaklaşımın önemli ve belirsizlik derecesi az olan yapıların tasarımında kullanılması salık verilmektedir (Tichy et al, 1977).

Gutierrez ve Recuero (Gutierrez et al, 1987), çok sayıda betonarme çerçeveyi doğrusal olmayan bir çözümlenme programıyla çözümlemişler ve elde ettikleri sayısal sonuçları değerlendirerek, yanal öteleme yapan çerçeveler için bir yaklaşık çözümlenme yöntemi geliştirmişlerdir.

Doğrusal olmayan çözümlenme yöntemlerindeki model belirsizlikleri üzerinde araştırma yapan Mancini (Mancini, 1987), çözümlenmelerde bu belirsizliklerin gözönüne alınmasını

sağlayan kısmi güvenlik katsayılarını önermiştir. Avrupa Uluslararası Beton Komitesinin (CEB), yayımladığı bilgi bülteninde de (Temmuz 1991), çevrimsel yüklerin etkisinde kalan ve elastik olmayan tepki gösteren betonarme yapıların davranışı ve çözümlemesi ile ilgili malzeme davranış modelleri hakkında kapsamlı bilgi verilmektedir (CEB, 1991 D).

Buraya dek yapılan açıklamalar, betonarme yapıların limit tasarımı -genel anlamda doğrusal olmayan çözümlemeleri- konusunda daha fazla araştırma yapılmasının ve bilgisayar destekli tasarım yaklaşımları üretilmesinin gerekliliğini vurgulamaktadır. Bu tür çalışmalar hem betonarme yapıların gerçek davranışları sonucunda meydana gelecek etkilerine göre doğru bir şekilde tasarlanmalarını hem de karmaşık davranışlarının daha yakından irdelenebilmesini sağlayacaktır.



2.0. ÇELİK VE BETON İÇİN DAVRANIŞ MODELLERİ

2.1. Giriş

Betonarme yapıların ve yapısal elemanlarının davranışı onların deformasyon özelliklerine bağlı değişir. Betonarme çerçeve sistemlerin davranışını da, temel olarak eğilme momenti ile eğrilik arasındaki ilişki belirler. Bu bakımdan, betonarme yapısal sistemlerin doğrusal olmayan yaklaşımlarla ya da limit tasarım yaklaşımlarıyla çözümlenebilmesi için moment-eğrilik ilişkilerinin bilinmesi gerekir.

Basit ya da bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme yapısal elemanlarda akma limit durumu eğriliklerinin, beton basınç gerilmeleri dağılımının doğrusal kabul edilerek elastik teoriye göre hesaplanması; son limit durum eğriliklerinin ise kesit hesaplarında kullanılan yaklaşık algoritmalarla belirlenmesi duyarlı yaklaşımlar olmaz. Çünkü, beton basınç gerilmelerinin kesit üzerindeki dağılımı onun σ - ϵ eğrisine benzer paraboliktir. Akma eğriliğinin (ϕ_y) hesaplanmasında dağılım profilinin üçgen kabul edilmesi, eğriliğin olduğundan küçük tahmin edilmesine neden olur (Park et al, 1975).

Diğer taraftan son limit durumla ilgili kesit hesaplarında, donatıdaki pekleşme nedeniyle oluşan mukavemet artışı genellikle gözönüne alınmaz. Hesaplar, donatının akma mukavemeti temel alınarak yapılır. Bu, mukavemet açısından ihtiyatlı bir yaklaşımdır. Ne var ki bir yapısal elemanda eğriliğin ya da elastik olmayan toplam dönmenin belirlenmesinde, donatının akma mukavemetine göre hesaplanan tarafsız eksen derinliğinin kullanılması ihtiyatlı bir yaklaşım olmaz. Çünkü donatı pekleşiyorsa, çekme mukavemetinin büyümesi nedeniyle, yapısal elemanın donatının akma mukavemetine göre hesaplanan tarafsız eksen derinliği gerçek derinlikten küçük bulunur. Eğrilik ve dönme tarafsız eksen derinliğiyle ters orantılı olduğu için; tarafsız eksen derinliğinin olduğundan küçük tahmin edilmesi, eğriliğin olduğundan büyük tahmin edilmesi anlamına gelir (Gündüz et al, 1988 A).

Limit tasarımda plastik mafsalların plastik dönme kapasiteleri, kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için gerekli yeniden dağılımı sağlayacak büyüklükte

olmalıdır. Deprem tipi yüklerin etkisinde kalan yapılarda da enerjinin tüketilmesi, kritik kesitlerin plastik dönme kapasiteleriyle ilişkilidir. Bu bağlamda, akma limit durumu ve son limit durum eğriliklerinin belirlenmesinde yukarıda anılan yaklaşık algoritmaların kullanılması; kesit eğrilik düktilitelerinin (ϕ_u / ϕ_y) ve bu eğriliklerin fonksiyonu olan potansiyel plastik mafsal plastik dönme kapasitelerinin olduğundan büyük tahmin edilmesine neden olur. Bu da yapısal elemanın ya da yapısal sistemin göçme riskinin artması demektir.

Özetle, yapısal sistemlerin sıfır yükten tasarım yüküne elastik ötesi evrenin sonunadek olan davranışları eğilme momenti-eğrilik ilişkisiyle betimlenebilir. Momentlerin yeniden dağılımı, düktilite ve potansiyel mafsal plastik dönme kapasitesi ile ilgili tahminler anılan betimlemenin gerçeğe yakınlığı ölçüsünde doğru olur. Moment-eğrilik ilişkilerinin güvenilir şekilde belirlenebilmesi için de bu ilişkilerin temelini oluşturan malzeme davranış modelleri gerçeği çok yakından yansıtmalıdır. Bu amaçla bu bölümde pekleşmeli çelik ile kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için σ - ϵ ilişkilerini tanımlayan duyarlı ve güvenilir modeller açıklanacaktır.

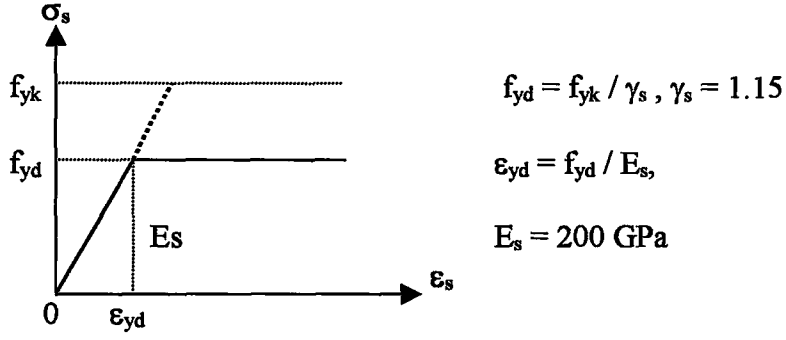
2.2 Donatı çeliği için davranış modelleri

Donatı çeliğinin monotonik ve çevrimsel (tekrarlanan ve yön değiştiren) aksenal yükler altındaki davranışına ilişkin araştırma ve tasarımda kullanılabilecek çeşitli modeller önerilmiştir [(Park et al, 1972), (Park et al, 1975), (Çakıroğlu et al, 1980), (Thompson et al, 1980), (CEB, 1983 B), (Gündüz, 1990 B), (CEB, 1991 A), (CEB, 1991 D)].

Bu bölümde anılan yüklemelerle ilgili iki davranış modeli tanıtılacaktır.

2.2.1. Monotonik yük etkisinde kalan çelik için σ - ϵ ilişkisi

Monotonik yükler için genellikle kabul edilen ve mukavemet hesaplarında yaygın kullanılan bir davranış modeli Şekil 2.1'te gösterilmiştir. Elastik-plastik davranışı betimleyen ve iki doğru ile idealleştirilmiş modelde, elastik davranış yükselen bir doğruyla, plastik davranış yatay bir doğruyla temsil edilmiştir [(CEB, 1978), (CEB, 1991)].



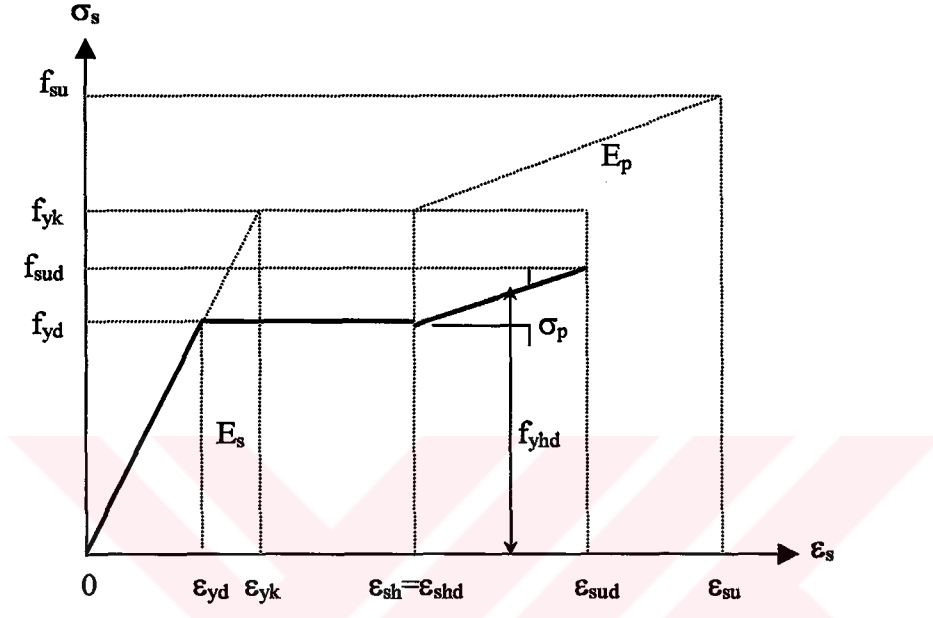
Şekil 2.1 Monotonik yük etkisinde kalan çeliğin pekleşmesiz σ - ϵ davranışını betimleyen model [(CEB, 1978), (CEB, 1991 A)]

Betonarme kesitlerin son limite göre tasarımında donatıdaki pekleşme nedeniyle oluşan mukavemet artışı genellikle gözönüne alınmaz. Tasarım çoğu zaman Şekil 2.1'te betimlenen idealleştirilmiş ve basitleştirilmiş σ - ϵ ilişkisi esas alınarak yapılır. Mukavemet hesapları bakımından bu güvenli yönde bir kabuldür.

Ancak, limit tasarımda ve deprem tasarımında kesit son limit eğriliklerin, pekleşme gözönüne alınmadan belirlenmesi ihtiyatlı bir yaklaşım olmaz. Çünkü ϵ_{sh} pekleşme birim deformasyonundan büyük bir ϵ_s deformasyonu için çeliğin f_{yd} akma mukavemeti σ_p pekleşme gerilmesi kadar artar, pekleşmeli akma gerilmesi (mukavemeti) $f_{yhd} = f_{yd} + \sigma_p$ olur. Başka bir anlatımla, belirli bir kesitin f_{yhd} gerilmesine göre hesaplanan x_{uh} tarafsız eksen derinliği, f_{yd} mukavemetine göre belirlenen tarafsız eksen derinliğinden büyük olur; $x_{uh} > x_u$.

Dolayısıyla kesitin pekleşmeli son limit eğriliği ($\phi_{uh} = \epsilon_{cu} / x_{uh}$), pekleşmesiz eğrilikten ($\phi_u = \epsilon_{cu} / x_u$) küçük bulunur. Bu olgu sonucu, son limit eğriliklerinin fonksiyonu olan plastik mafsal plastik dönme kapasitelerinin ve kesit duktilitelerinin pekleşmesiz eğriliklere göre hesaplanması, bunların olduğundan büyük tahmin edilmeleri anlamına gelir [(Gündüz et al, 1988 A), (Gündüz et al, 1988 C), (Gündüz et al, 1991 C)]. Dolayısıyla bu tür tahminler limit tasarımın ve deprem tasarımın güvenirliliğini azaltır.

Bu bağlamda donatı çeliğinin pekleşmeli davranışını tanımlayan ve tasarım için geliştirilen bir model; pekleşmesiz modeldeki (Şekil 2.1) yatay üst bölüm, ϵ_{sh} deformasyonundan sonra, pekleşmeyi temsil eden ve doğrusal yükselen bir bölümle değiştirilerek oluşturulmuştur (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Monotonik yük etkisinde kalan çeliğin pekleşmeli σ - ϵ davranışını betimleyen model [Gündüz et al, 1988 A), (Gündüz, 1990 A), (Gündüz, 1990 B)]

Genelde üç doğrusal tanımlanan pekleşmeli davranış, pekleşminin akmayla başlaması halinde ($\epsilon_{sh} = \epsilon_y$) iki yükselen doğrusal σ - ϵ ilişkisiyle betimlenebilir (Şekil 2.3c). Modelde pekleşmeyi temsil eden bölümün eğimi, plastiklik modülü, E_p , terimiyle adlandırılmıştır.

$$E_p = (f_{su} - f_{yk}) / (\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}) \quad (2.1)$$

O halde belirli bir $\epsilon_s > \epsilon_{shd}$ ($\epsilon_{shd} = \epsilon_{sh}$) deformasyonu için akma gerilmesinin tasarım değeri aşağıdaki genel bağıntıyla hesaplanabilir.

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) E_p = f_{yd} + \sigma_p \leq f_{sud} \quad (2.2)$$

f_{yhd} değeri ilgili çeliğin son limit tasarım mukavemetinden , f_{sud} , küçük yada en fazla ona eşit olmalıdır. f_{sud} ekstrem mukavemet olduğu için belirlenmesinde çok duyarlı ve ihtiyatlı davranılmalıdır. Stokastik ve matamatiksel model belirsizlikleri [(DIN, 1981), (CEB, 1985 B)] gözönünde bulundurularak tahmin edilmelidir.

Stokastik model belirsizliği, donatı çeliğine ilişkin kısmi güvenlik katsayısının, γ_s artırılmış değeri, γ_s' , kullanılarak hesaba katılabilir [(DIN, 1981), (CEB, 1982 A), (CEB, 1986 B), (Gündüz, 1990 B), (CEB, 1991 C)]. Matematiksel model belirsizliği ise olasılıksal yolla tahmin edilebilir.

$$f_{sud} = f_{su} / \gamma_s' \gamma_{add} \quad (2.3)$$

Uluslararası genel kabullere göre hesap yapılırsa $\gamma_s = 1.16$ ve $\gamma_s' = 1.19$ bulunur [(CEB, 1982 A), (CEB, 1985 B), (Gündüz, 1988), (CEB, 1991), (CEB, 1991 C), (Gündüz, 1991)]. Dolayısıyla $\gamma_s' \gamma_{add} = 1.19 \times 1.1 = 1.3$ olur ve (2.3) bağıntısı şu şekli alır.

$$f_{sud} = f_{su} / 1.3 \quad (2.4)$$

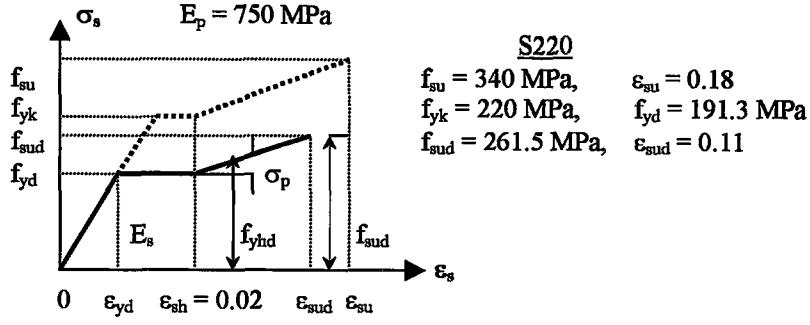
f_{sud} mukavemeti karşılığı son limit birim deformasyonu, ϵ_{sud} , aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir (Şekil 2.2)

$$\epsilon_{sud} = [(f_{sud} - f_{yd}) / E_p + \epsilon_{sh}] \quad (2.5)$$

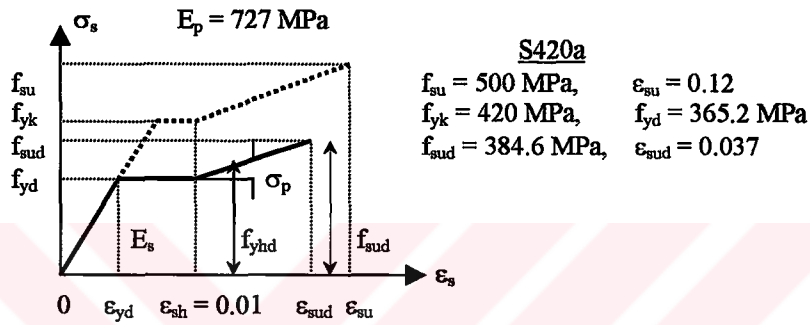
S220, S420a ve S420b için sayısal belirlemeler (Şekil 2.3)

Modelde, yukarıdaki belirlemelerden sonra anılan çeliklere ilişkin f_{su} ve ϵ_{su} değerleri, sırayla şöyle kabul edilmiştir: 340 MPa, 0.18; 500 MPa, 0.12; ve 500 MPa, 0.10 [(TSE, 1984)].

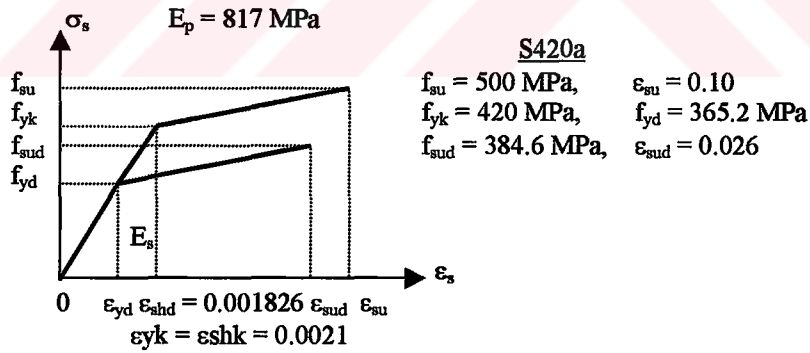
f_{yd} mukavemetinin belirlenmesinde $\gamma_s = 1.15$ alınmıştır [(TSE, 1984), (CEB, 1991)].



(a)



(b)



(c)

Şekil 2.3 Çeşitli donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri:

S220 (a), S420a (b), S420b (c) [(Gündüz et al , 1988 A),

(Gündüz, 1990 B)

Pekleşme başlangıç birim deformasyonları S220 için $\epsilon_{sh} \cong 0.02$, S420a için $\epsilon_{sh} \cong 0.01$; ve S420b için karakteristik ve tasarım akma mukavemetlerine göre, sırayla,

$$\epsilon_{shk} = \epsilon_{yk} = f_{yk} / E_s = 420 / 2 \times 10^5 = 0.0021 \text{ ve}$$

$$\epsilon_{shd} = \epsilon_{yd} = f_{yk} / \gamma_s E_s = 420 / 1.15 \times 2 \times 10^5 = 0.001826$$

kabul edilmiştir. Bu kabullere göre (2.1) bağıntısıyla hesap yapılmış, S220, S420a ve S420b için E_p değerleri, sırayla 750 MPa, 727 MPa ve 817 MPa bulunmuştur.

S220, S420a ve S420b için (2.4) ve (2.5) bağıntılarıyla hesaplanan son limit mukavemet ve birim deformasyon değerleri, sırayla şöyle olmaktadır. 261.5 MPa, 0.114; 384.6 MPa, 0.037; ve 384.6 MPa, 0.026.

Bu bağlama, yukarıdaki belirlemelere göre, çeşitli donatı çelikleri için (2.2) bağıntısı şöyle olur:

$$\text{S220 için } f_{yhd} = 176.3 + 750 \epsilon_s \leq 261.5 \text{ MPa;}$$

$$\text{S420a için } f_{yhd} = 357.9 + 727 \epsilon_s \leq 384.6 \text{ MPa;}$$

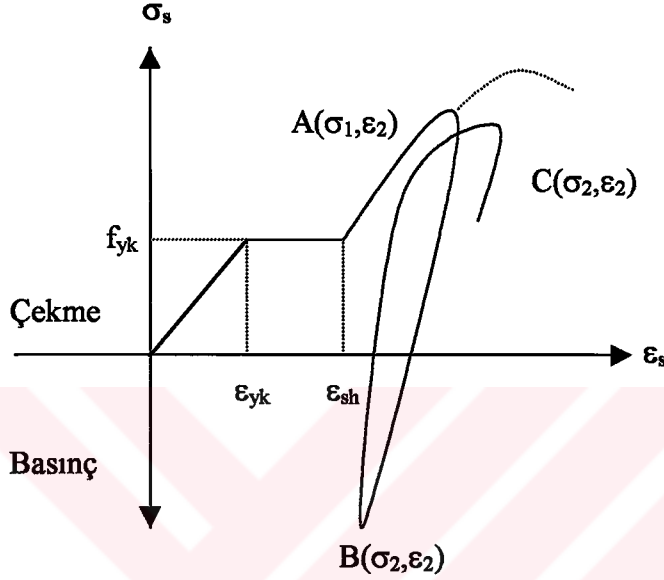
$$\text{S420 için } f_{yhd} = 363.7 + 817 \epsilon_s \leq 384.6 \text{ MPa.}$$

Yapısal tasarımda f_{yhd} ve ϵ_s değerlerinin (2.4) ve (2.5) bağıntılarıyla hesaplanan f_{sud} ve ϵ_{sud} sınır değerlerini aşmaması önerilir.

2.2.2 Çevrimsel yük etkisinde kalan çelik için σ - ϵ ilişkisi

Bundan önce de belirtildiği gibi, çevrimsel yük etkisinde kalan çelik için pek çok σ - ϵ davranış modeli geliştirilmiştir. Burada, Aktan, Karlsson ve Sosen (1973)[(Aktan et al, 1973)*, (CEB, 1983 B)] tarafından geliştirilen bir model en geniş çizgileriyle tanıtılacaktır (Şekil 2.4). "Baushingen olayı" (Pöschl, 1952) nedeniyle yön değiştiren yükler altında kalan çeliğin davranışının tahmin edilebilmesi, onun yük geçmişinin belirlenmesine bağlıdır.

Anılan modelde pekleşme ve “Baushinger etkisi” gözönüne alınmış, σ - ϵ davranışının çeliğin monotonik yüklemeyle ilgili özelliklerine ve ona daha önce uygulanan yüklere bağlı değiştiği kabul edilmiştir. Anılan özelliklere ve yük geçmişine bağlı davranışı betimleyen zarf eğrisi, monotonik yük etkisinde kalan çeliğin Şekil 2.2 da ayrı gösterilen σ - ϵ ilişkisine benzemektedir.



Şekil 2.4 Çevrimsel yük etkisinde kalan çelik için σ - ϵ davranış modeli
 [(Aktan et al, 1973)*, (CEB, 1983 B)].

Model şu şekilde tanımlanan üç bölümden oluşmaktadır:

(i) Doğrusal yükselen elastik bölüm: $\epsilon_s \leq \epsilon_{yk}$ için $\sigma_s = \epsilon_s E_p$.

(ii) Akmayı izleyen yatay üst bölüm : $\epsilon_{yk} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ için $\sigma_s = f_{yk}$; $\epsilon_{sh} = 4.2447 \epsilon_{yk}$

(iii) Pekleşme bölümü. Bu bölümde , yön değiştiren iki gerilme arasındaki her yarım çevrim (AB ya da BC gibi) için σ - ϵ davranışı bir Ramberg-Osgood [(Ramberg et al, 1943)*, (CEB, 1983 B)] fonksiyonu tanımlanmakta ve fonksiyona ilişkin parametreler, deneysel verilere en küçük kareler yöntemi uygulanarak iteratif yolla belirlenmektedir.

2.3. Kuşatılmamış ve kuşatılmış beton için davranış modelleri

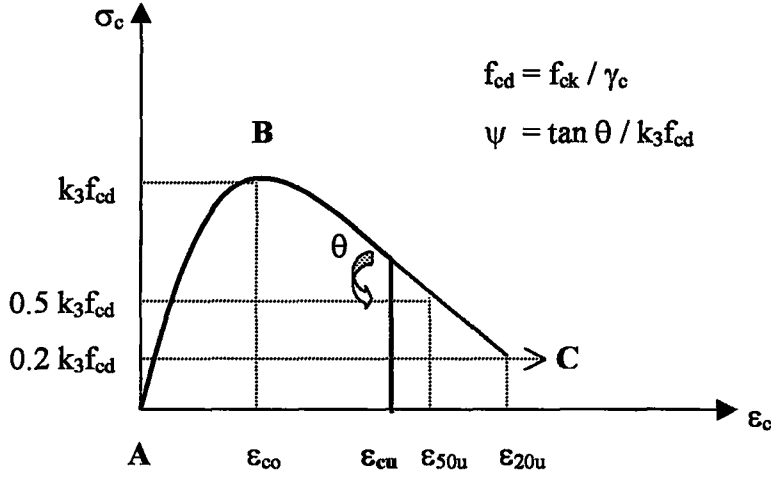
Monotonik ve çevrimsel (tekrarlanan ve tersinen) yükler altında kalan beton için günümüze dek çok sayıda gerilme-birim boy değişimi σ - ϵ davranış modelleri önerilmiştir [(Baker et al, 1964), (Sinha et al, 1964), (Soliman et al, 1967), (Karsan et al, 1969), (Park et al, 1972), (Darwin et al, 1974)*, (Sheik et al, 1982), (Ersoy et al, 1985 A), (Yankelevsky et al, 1987), (CEB, 1991 A), (CEB, 1991 D)]. Anılan modellerin irdelenmesi çalışmanın kapsamı dışındadır. Bu alt bölümde yalnızca, yapısal tasarımda ve özellikle limit tasarım yaklaşımında kullanılabilir ve duyarlı modeller açıklanacaktır.

2.3.1. Monotonik yük etkisinde kalan kuşatılmamış ve kuşatılmış betonlar için gerilme-birim kısalma ilişkilerini betimleyen modeller

Bu alt bölümde monotonik yük etkisinde kalan yanal donatıyla kuşatılmamış ve kuşatılmış betonlar için tasarımda kullanılmaya elverişli σ - ϵ ilişkileri açıklanacak ve yapısal eleman enkesiti üzerinde beton basınç gerilmeleri dağılımını belirleyen parametrelerin teorik yolla hesaplanmasını sağlayan bağıntılar çıkarılacaktır.

2.3.1.1. Kuşatılmamış beton için σ - ϵ ilişkisi

Tek eksenli basınç etkisinde kalan -yanal donatıyla kuşatılmamış- beton için σ - ϵ ilişkisi, maksimum gerilmeye dek bir parabol ve bu gerilmeden sonra bir doğruyla tanımlanabilir [(Hognestad, 1951)*, (Pfrang et al, 1964), (Kent et al, 1971), (Park et al, 1975), (Vallenas et al, 1977)*, (Thompson et al, 1980), (Giannini et al, 1982), (Park et al, 1982), (CEB, 1983 B), (Menegotto, 1983), (Nutti et al, 1984)]. Bu tanımlamaya göre tasarım için geliştirilen σ - ϵ davranış modeli Şekil 2.5 de gösterilmiştir. Modelde σ - ϵ eğrisinin yükselen AB bölümü ikinci derece parabol, alçalan BC bölümü ise doğru kabul edilmiştir. Tasarım hesapları için eğri, etkili maksimum birim kısalmayla (ϵ_{cu}) sınırlandırılmıştır.



Şekil 2.5 Kuşatılmamış beton için σ - ϵ davranış modeli [(Kachanov, 1974)]

Deneyel araştırmalar, birim kısalmaların çok büyük olduğu evrede betonun maksimum gerilmenin %20'sine eşit bir gerilmeyi taşıyabileceğini göstermiştir. [(Yamashiro et al, 1962)*, (Barnard, 1964), (Kent et al, 1971)]. Bu nedenle alçalan doğru $0.20k_3f_{cd}$ gerilmesi karşılığı ϵ_{20u} kısalmasıyla sınırlandırılmıştır.

Maksimum tasarım mukavemetine, k_3f_{cd} , bu gerilmedeki birim kısalmaya, ϵ_{co} , alçalan doğrunun eğimine ilişkin ψ parametresine ve yukarıda belirtilen kabullere göre eğriyi tanımlayan bağıntılar şöyle olur (Gündüz, 1985).

AB bölümü için ($\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$) :

$$\sigma_c = k_3 f_{cd} \left[\left(2\epsilon_c / \epsilon_{co} \right) - \left(\epsilon_c / \epsilon_{co} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

BC bölümü için ($\epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20u}$) :

$$\sigma_c = k_3 f_{cd} \left[1 - \psi \left(\epsilon_c / \epsilon_{co} \right) \right] \quad (2.6)$$

Bağlantıların içerdiği parametrelerle ilgili irdelemeler ve kabuller

(i) Maksimum gerilmedeki kısalma, ϵ_{co} ; betonun ortalama basınç mukavemetine, varyasyon katsayısına, yükleme hızına ve birim deformasyon dağılımının eğimine bağlı değişir [(Yamashiro et al, 1962)*, (FIB/CEB, 1990)]. Pratik amaçla, tüm beton sınıfları için ϵ_{co} kısalmasının değeri 0.002 [(Rüş, 1960), (Kent et al, 1971), (Park et al, 1975),] ya da 0.0022 (CEB, 1991 A) kabul edilebilir.

(ii) Basit ya da bileşik eğilme etkisinde kalan yapısal elemanlardaki kuşatılmamış beton için maksimum tasarım mukavemeti $k_3 f_{ck} / \gamma_{mc}$ bağıntısıyla belirlenir. Bağıntıdaki k_3 katsayısı, deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oranı belirtir. ACI, CP 110 ve TS-500 standartları ile CEB-FIP Model Yönetmeliğinde idealleştirilmiş σ - ϵ ilişkileri ve eşdeğer beton basınç gerilmeleri için anılan katsayının değeri 0.85 kabul edilmektedir [(BSI, 1980), (ACI, 1984 A), (TSE, 1984), (CEB, 1991 A)]. Deneysel sonuçlara göre, duyarlı modeller için ihtiyatlı bir yaklaşımla $k_3 = 1$ alınabilir [(Sturman et al, 1965), (Kent et al, 1971), (Park et al, 1982), (CEB, 1983 B)].

Varyasyon katsayısının $V_c < 0.15$ olması halinde betona ilişkin kısmi güvenlik katsayısının, γ_c , götürü değeri 1.5 kabul edilebilir [(TSE, 1984), (Gündüz, 1988 A), (Gündüz, 1989 A), (CEB, 1991 A)]. Gereken durumlarda bu değer; karakteristik mukavamete ilişkin riske, yapısal göçme riskine ve betonun varyasyon katsayısına göre olasılıksal yolla tahmin edilebilir.

(iii) Beton mukavemeti arttıkça eğrinin alçalan BC bölümünün eğimi büyür. Eğim, betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan ve deneysel sonuçlara göre aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilen ϵ_{50u} birim kısalmasıyla belirlenebilir [(Kent et al, 1971),(Park et al, 1982)].

$$\epsilon_{50u} = (3 + 0.29k_3f_{cd}) / (145k_3f_{cd} - 1000) \quad (2.8)$$

Bağıntı kısa süreli yüklemeler içindir (Kent et al, 1971). Uzun süreli yüklemelerde alçalan doğrunun eğimi küçülür; ϵ_{50u} kısalması büyür (Rüş, 1960). Uygulamada betonun uzun süreli yükleme etkisinde kaldığı gözönünde bulundurularak ϵ_{50u} kısalmasının f_{ck} yerine $k_3 f_{cd}$ ya da f_{cd} ($k_3 = 1$) mukavemetine göre belirlenmesi uygun yaklaşım kabul edilmiştir. O halde BC doğrusunun eğimi bir ψ parametresiyle belirlenebilir.

$$\psi = \tan\theta / k_3 f_{cd} = 0.5 / (\epsilon_{50u} - \epsilon_{co}) \quad (2.9)$$

(iv) Basit ya da bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitin tasarımında, en dış beton basınç lifi için kabul edilen etkili maksimum birim kısalma, ϵ_{cu} ; kesitin son limit eğriliğini ve dolayısıyla plastik mafsallık dönme kapasitesini belirleyen önemli bir değişkendir. TS 500-84'te tüm beton sınıfları için götürü değeri 0.003 kabul edilmiştir (TSE, 1984). Etkili birim kısalma, beton mukavemeti arttıkça azalır [(Park et al, 1975), (FIB/CEB, 1990)]. Bu nedenle CEB/FIP MC 90'da çeşitli beton sınıfları için Tablo 2.1'de verilen değerlerin kullanılması önerilmiştir (CEB, 1991 A).

Tablo 2.1 CEB / FIP MC 90'a göre ϵ_{cu} değeri

Beton sınıfı	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
$10^3 \epsilon_{cu}$	4.3	3.6	3.3	3.0	2.8	2.6	2.4

Bu değerler model yönetmelikte kabul edilen σ - ϵ ilişkisinde, betondaki gerilmenin ortalama mukavemetin yarısına ($0.5f_{cm}$) düştüğü zaman oluşan birim kısaltmalardır (CEB, 1991 A). Deneysel sonuçlar [(Hognestad et al, 1955), (Rüş, 1960), (Mattock et al, 1961), (Baker et al, 1964), (Park et al, 1975),] gözönünde bulundurularak etkili birim kısalma üst sınırının 0.004 kabul edilmesi önerilir.

2.3.1.2. Kuşatılmış beton için σ - ϵ ilişkisi

Deneysel araştırmalar, üç eksenli basınç etkisinde kalan betonda mukavemet ve düktilitenin önemli ölçüde arttığını, betonarme elemanlarda bu artışın yanal donatıyla sağlanabileceğini göstermiştir [(Pfister, 1964), (Stockl, 1964), (Base et al, 1965), (Nawy et

al, 1968), (Park et al, 1975), (Park et al, 1982), (CEB, 1983 B), (Ersoy et al, 1987), (FIB / CEB, 1990)]. Tek-eksenli basınç mukavemeti f_c olan bir beton silindir, σ_L değerinde bir aktif kuşatma [(Gündüz, 1989 B),(Gündüz, 1991 A)] basıncı etkisinde kaldığı zaman ulaşılan kuşatılmış beton eksenel basınç mukavemeti, f_{cc} , şu bağıntıyla belirlenebilir [(Park et al, 1975), (FIB / CEB, 1990)].

$$f_{cc} = f_c + k_c \sigma_L \quad (2.10)$$

Deneysel araştırma sonuçlarına göre [(Mattock et al, 1961),(Park et al, 1975)], k_c aktif kuşatma katsayısı değerinin; $C < C50$ için 4.0, $C \geq C50$ için 3.0 kabul edilmesi uygundur [(FIB / CEB, 1990),(Gündüz, 1991 A)].

Kuşattıkları betonun mukavemetini ve düktilitesini artırmak amacıyla betonarme kiriş ve kolonlara konulan yanal donatı, betondaki basınç gerilmelerinin düşük düzeyde olduğu evrede hemen hemen hiç gerilme almaz, kuşattığı çekirdek betonun davranışını etkilemez. Gerilmelerin betonun tek eksenli basınç mukavemetine yaklaşmasıyla gelişen içsel çatlaklar, betonun hacmini artırır. Büyüyen yanal deformasyonlar nedeniyle beton, yanal donatıya yaslanır, yüklenir. Böyle bir aşamaya ulaşıldığı zaman yanal donatı çekirdek betona, yanal deformasyonları önlemeye yönelik karşı etki yapar. Bu olgu, pasif kuşatma terimiyle adlandırılır [(Gündüz, 1990 A),(Gündüz, 1991 A)]

Deneysel araştırmalar, dairesel spirallerle ya da halkalarla oluşturulan kuşatmanın, dikdörtgen halkalarla sağlanandan daha etkin olduğunu göstermiştir [(Park et al, 1975), (Sheik et al, 1980), (Park et al, 1982), (CEB, 1983 A)]. Nedeni, dairesel yanal donatının, biçimlerinden dolayı yalnızca çekme kuvveti alması ve büyük deformasyonların olduğu evrede, çevreleri boyunca hidrolik basınçla elde edilene yakın kuşatma basıncı sağlamalarıdır. Buna karşılık dikdörtgen halkalarla oluşturulan kuşatmada halka kolları, çekirdek betonun uyguladığı basınç nedeniyle dışa doğru yaylanırlar, hem eksenel çekme hem de eğilme etkisinde kalırlar ve "minimum iş ilkesi"ne (Kachanov, 1974) göre dairesel biçim almaya çalışırlar. Özetle, dikdörtgen halka kullanıldığı zaman, köşeler arasındaki içsel kemerlenme yüzünden çekirdek beton: halka düzleminde, kesitin merkezinde ve köşe

kesimlerinde; halkalar arasında ise kesitin merkezinde etkili biçimde kuşatılabilir [(Gündüz,1989 B), (Gündüz, 1990 A)].

Bu bağlamda bazı deneysel araştırmalar, boyun donatının da kuşatılmaya katkıda bulunduğunu göstermektedir (Nahhas et al, 1972)*.

Dikdörtgen halkalarla kuşatılmış betonun aksenal basınç mukavemetinin karakteristik değeri, f_{cck} , aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilir (Gündüz, 1991 A).

$$f_{cck} = f_{ck} (1 + 0.25 k_c \rho_h f_{yk} / f_{ck}) = K f_{ck} \quad (2.11)$$

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

f_{ccd} = Kuşatılmış betonun tasarım mukavemeti.

f_{yk} = Halka donatı akma mukavemetinin karakteristik değeri

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

$$\rho_h = 2A_{sh} (b_h' + d_h') / (b_h d_h) s_h \quad (2.12)$$

A_{sh} = Halka donatı enkesit alanı

b_h, b_h' = Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırayla halka kolları dışından ve halka kolu eksenlerinden ölçülen genişlikleri.

d_h, d_h' = Kuşatılmış beton çekirdeğin, sırayla, halka kolları dışında ve halka kolu eksenlerinden ölçülen yükseklikleri.

Beton sınıflarına ilişkin K değerleri daha önce belirtilen k_c değerlerine göre belirlenebilir.

C < C50 için:

$$K = 1 + \rho_h (f_{yk} / f_{ck}) \quad (2.13a)$$

Modelde kuşatılmış çekirdek betonun ve halka donatı dışında kalan kuşatılmamış örtü betonun tasarım mukavemetleri, sırayla, Kf_{cd} ve f_{cd} kabul edilmiş; $k_3 = 1$ alınmıştır [(Kent et al, 1971),(Park et al,1982)]. Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların maksimum gerilmeye dek davranışları ikinci derece parabollerle temsil edilmiş; kuşatılmış betonun başlangıç teğetinin eğimi, kuşatılmamış betonunkine eşit alınmış kuşatmanın bu eğimi etkilemediği, başlangıç teğetsel elastiklik modüllerinin aynı olduğu varsayılmıştır. Maksimum gerilmedeki birim kısalma, kuşatılmamış beton için 0.0022 alınmıştır (CEB, 1991 A). Alınan teğetsel modüller eşit kabul edildiği için, kuşatılmış betonun maksimum gerilmedeki birim kısalması $\epsilon_{cco} = 0.0022K$ olur [(Park et al, 1982), (Gündüz, 1985)].

Kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların maksimum gerilmeden sonraki davranışları 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_{50u}) eklenerek bulunan ϵ_{50uc} ($= \epsilon_{50uc} + \epsilon_{50h}$) kısalmasıyla belirlenmiştir. Anılan birim kısaltmalar deneysel sonuçlarla uyuşan aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir [(Kent et al, 1971), (Park et al, 1982)]. ($f_{cd} \Rightarrow \text{MPa}$)

$$\epsilon_{50u} = (3 + 0.29f_{cd}) / (145f_{cd} - 1000) \quad (2.14)$$

$$\epsilon_{50h} = 0.75\rho_h (bh / sh)^{1/2} \quad (2.15)$$

2.3.1.1. bölümde belirtildiği gibi ϵ_{50u} kısalmasını veren (2.14) bağıntısı kısa süreli yüklemeler içindir (Kent et al, 1971). Uygulamada ise beton uzun-süreli yüklemeye etkisinde kalır; ϵ_{50u} kısalması büyür (Rüş, 1960). Bu olgu gözönünde bulundurularak ϵ_{50u} kısalmasının f_{ck} yerine f_{cd} mukavemetine göre hesaplanması uygun olur (Gündüz, 1991).

(2.15) bağıntısı kuşatma donatısıyla sağlanan düktiliteyi belirtir. Beton mukavemeti arttıkça ϵ_{50u} kısalması küçüleceğinden; aynı bir düktilitenin (ϵ_{50uc}) sağlanması sözkonusu olduğu zaman yüksek mukavemetli betonlar, normal mukavemetlilere kıyasla daha fazla kuşatma donatısı gerektirir. Bu gereksinim, dikdörtgen halka çapı büyütülerek ve/veya

halka aralığı küçültülerek karşılanabilir. Kuşatılmış beton için alçalan doğrunun eğimi bir Ψ_c parametresiyle belirlenebilir.

$$\Psi_c = \tan \theta_c / f_{cd} = (K - 0.5) / (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.0022K) \quad (2.16)$$

Kuşatılmamış beton için bağıntı şu şekli alır.

$$\Psi = \tan \theta / f_{cd} = 0.5 / (\varepsilon_{50u} - 0.0022) \quad (2.17)$$

Kısalmaların çok büyük olduğu evrede kuşatılmış ve kuşatılmamış betonların, sırayla $0.2Kf_{cd}$ ve $0.2f_{cd}$ gerilmelerini taşıyabileceği kabul edilebilir ve alçalan doğrular bu gerilmeler karşılığı ε_{20u} ve ε_{20u} kısalmalarıyla sınırlandırılabilir [(Kent et al, 1971), (Park et al, 1982)]. Bu belirlemelere göre kuşatılmış betonun davranışı aşağıdaki bağıntılarla tanımlanabilir (Gündüz, 1990 A).

AB bölümü için ($\varepsilon_c \leq 0.0022K$):

$$\sigma_c = Kf_{cd} [(2\varepsilon_c / 0.0022K) - (\varepsilon_c / 0.0022K)^2] \quad (2.18)$$

BC bölümü için ($0.0022K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20uc}$):

$$\sigma_c = f_{cd} [K - \Psi_c (\varepsilon_c / 0.0022K)] \quad (2.19)$$

Kuşatılmamış betonun davranışını tanımlayan bağıntılar da şöyle olur (Gündüz, 1990 A).

AB' bölümü için ($\varepsilon_c \leq 0.0022$):

$$\sigma_c = f_{cd} [(2\varepsilon_c / 0.0022) - (\varepsilon_c / 0.0022)^2] \quad (2.20)$$

B'C' bölümü için ($0.0022 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20u}$):

$$\sigma_c = f_{cd} [1 - \Psi (\varepsilon_c / 0.0022)] \quad (2.21)$$

Etkili maksimum birim kısalma

Birim deformasyon dağılımı, eğimli kuşatılmış kesitlerde örtübetonun parçalanmasından sonra betondaki maksimum birim kısalma, kuşatılmış çekirdeğin yüzeyinde oluşur. Geçmişte araştırmacılar bu kısalmanın tasarım değeri için amprik bağıntılar vermişlerdir [(Baker et al, 1964), (Corley, 1966), (Mattock, 1967)]. Öte yandan son yirmi yıldaki deneysel çözümler, bu bağıntılarla yapılan tahminlerin çok ihtiyatlı olduğunu göstermektedir [(Park et al, 1982), (Sheik et al, 1982)]. Örneğe, Baker'e (Baker et al, 1964) ve Corley'e (Corley, 1966) göre, sırayla 0.008 ve 0.019 olması gereken kısaltmalar, Park, Priestley ve Gill (1982) tarafından deney sonu yükü için 0.026 bulunmuştur (Park et al, 1982). Sheik ve Üzümeri deneylerinde de gerilmenin $0.85Kf_c$ değerine düştüğü zaman oluşan kısalmanın maksimum 0.03' e ulaştığı görülmüştür. [(Sheik et al, 1980), (Sheik et al, 1982)]. Deney sonu yüklerine ilişkin anılan kısaltmalar son limit değerleri değildir. Yükleme devam edilmesi halinde bu değerlerin üstünde birim kısaltmalar oluşması beklenebilir (Park et al, 1982). Tasarımda ilgilenilen temel sorun yapısal güvenlik olduğu için varsayımların ve kabullerin ihtiyatlı, tek yanlı duyarlılığı olması zorunludur. Bu bakımdan kuşatılmış kesitlerin tasarımında, çekirdek beton yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim kısalmanın, ϵ_{ccu} , bu yüzeydeki gerilmenin $0.8Kf_{cd}$ değerine düştüğü zaman oluşan kısaltmaya eşit alınması uygun yaklaşım kabul edilebilir (Gündüz, 1991 A).

$$\epsilon_{ccu} = K (0.2 / \psi_c + 0.0022) \quad (2.22)$$

Kuşatılmamış kesitlere ilişkin etkili maksimum birim kısalma (ϵ_{cu}) için de aynı yaklaşımda bulunulabilir. Bu kısalma, önce de belirtildiği gibi, üst sınırının 0.004'ü aşmaması koşuluyla, beton yüzeyindeki gerilmenin $0.8f_{cd}$ değerine düştüğü zaman oluşan birim kısaltmaya (ϵ_{80u}) eşit alınabilir (Gündüz, 1991 A).

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{80u} = 0.2 / \psi + 0.0022 \quad (2.23)$$

Çeşitli beton ve $\gamma_{mc} = 1.5$ için (2.23) bağıntısıyla ϵ_{cu} kısaltmaları hesaplanırsa, Tablo 2.1'de verilen CEB / FIP MC 90 değerlerine eşit ya da daha ihtiyatlı yönde yakın değerler elde edilir (Gündüz, 1991 A). Beton mukavemeti büyüdükçe, kuşatılmamış betonun maksimum

gerilmeden sonraki davranışını betimleyen doğru ya da eğri sarpladır; ϵ_{50u} kısalması küçülür. Yanal donatıyla oluşturulan kuşatma, yüksek mukavemetlerin bu olumsuz özelliğini ortadan kaldırır; tüm betonlarda mukavemet ve düktilite artışı sağlayarak davranışlarını yetkinleştirir.

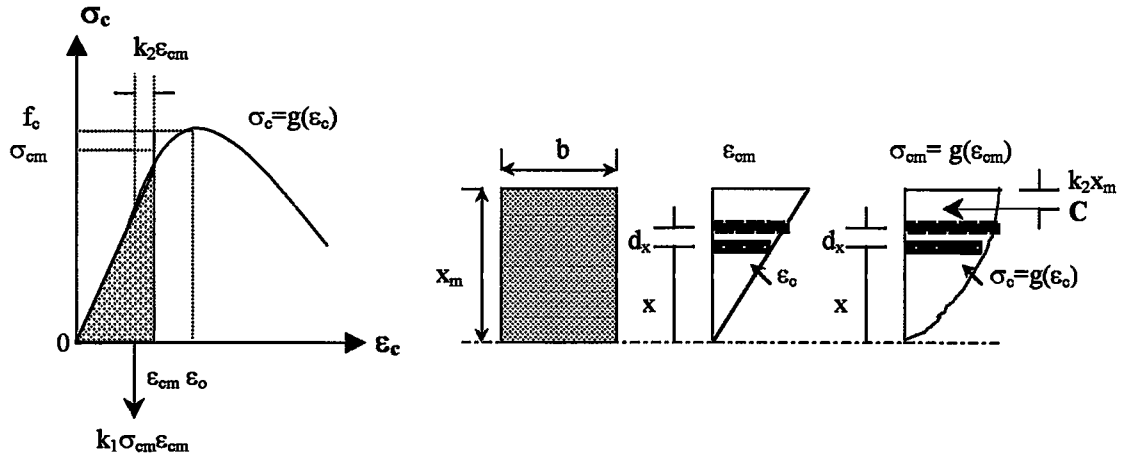
Belirli bir beton mukavemeti b_h / s_h oranı için halka donatı yüzdesi ρ_h değişken alınarak irdeleme yapılırsa ; yüzde büyüdükçe, maksimum gerilmeden sonraki davranışını betimleyen doğrular yelpazesi aralıklarının küçüldüğü görülür. Başka bir anlatımla, anılan yüzde büyüdükçe ϵ_{50h} düktilite artımları bağıl olarak küçülür; halka donatının etkinliği azalır (Kent et al, 1971). Bu nedenle halka donatı oranının % 3 ile sınırlandırılması uygundur [(Kent et al, 1971), (Gündüz, 1991 A)].

2.3.1.3. Beton basınç gerilme dağılımı parametrelerinin belirlenmesi

Basit ya da 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 $\sigma_c = g(\epsilon_c)$ şeklinde ifade edilebiliyorsa, belirli bir en üst beton basınç lifi birim kısalması, ϵ_{cm} , için parametreler aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilir (Şekil 2.7) [(Hognestad et al, 1955), (Yamashiro et al, 1962)*, (Gündüz,1990 A)].

$$k_1 = \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) d\epsilon_c / \sigma_{cm} \epsilon_{cm} \quad (2.24)$$

$$k_2 = 1 - \left\{ \int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c g(\epsilon_c) d\epsilon_c / \sigma_{cm} \epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} g(\epsilon_c) d\epsilon_c \right\} \quad (2.25)$$



Şekil 2.7 Beton basınç gerilme dağılımı parametreleri

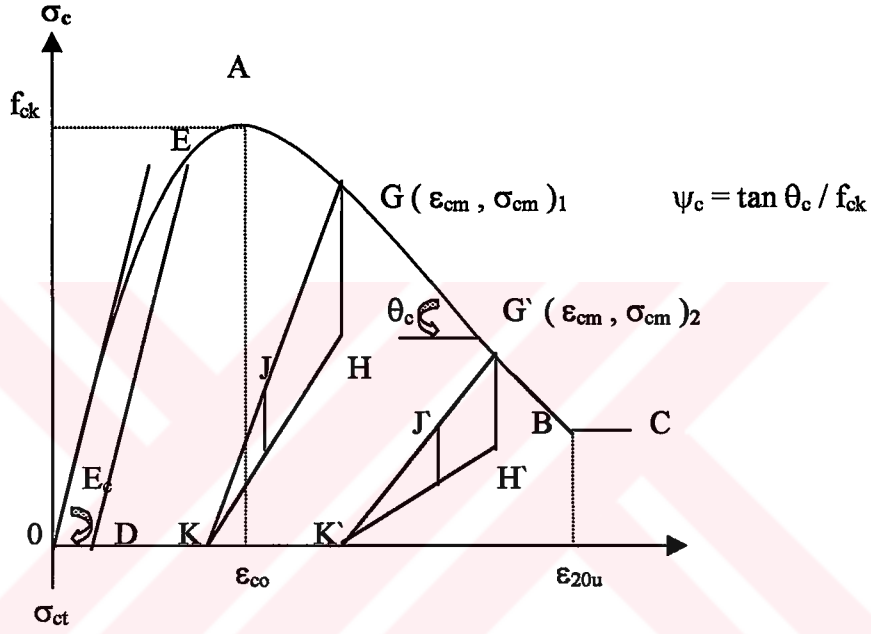
2.3.1.1. ve 2.3.1.2. bölümlerde verilen σ - ϵ davranış modelleri ile (2.24) ve (2.25) bağıntıları kullanılarak kuşatılmamış ya da kuşatılmış yapısal elemanlarda, herhangi bir yük aşaması için beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanabilir. Bu elemanların sıfır yükten son yüke dek davranışlarını betimleyen moment-eğrilik ilişkileri belirlenebilir. Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitlerin tasarımı için duyarlı algoritmalar geliştirilebilir (Gündüz, 1990 A). Bu bağlamda Şekil 2.5'de gösterilen modelde, $k_3 = 0.85$ ve $\gamma_{mc} = 1.5$ kabul edilerek C50'ye kadar olan beton sınıfları ve $\epsilon_{cm} = 0.0002 \sim 0.004$ için (2.24) ve (2.25) bağıntılarıyla hesaplanan k_1 ve k_2 değerleri Kay.82'de verilmiştir. Kesit son limit moment kapasitelerinin ve eğriliklerinin hesaplanmasında anılan parametre değerlerinin kullanılması, TS 500-84'e göre daha ihtiyatlı ve duyarlı sonuçlara ulaşılmasını sağlamaktadır (Gündüz, 1986 A).

2.3.2. Çevrimsel yükler etkisinde kalan beton için gerilme - birim kısalma davranış modeli

Çevrimsel (tekrarlanan ve tersinen, yön değiştiren) basınç yükü etkisinde kalan betonun σ - ϵ davranışıyla ilgili günümüze dek çok sayıda teorik model önerilmiştir [(Sinha et al, 1964), (Park et al, 1972), (Darwin et al, 1974)*, (Park et al, 1975), (Thompson et al, 1980), (CEB, 1983 B), (CEB, 1991 D), J. Bu alt bölümde, Thompson ve Park tarafından önerilen bir σ - ϵ davranış modeli tanıtılacaktır (Thompson et al, 1980). Anılan öteki modellere göre

daha az karmaşık olan modelde, betonarme yapıların depreme göre tasarımında önemli olan kuşatma olgusu da (CEB, 1985 A) gözönüne alınmıştır. Bu bakımdan tasarımda kullanılmaya elverişlidir.

Model, monotonik yük etkisinde kalan kuşatılmış beton için Kent ve Park (Kent et al, 1971) tarafından önerilen, geliştirilen ve 2.3.1.2. bölümde sunulan modelin benzeridir (Şekil 2.8).



Şekil 2.8 Çevrimsel yük etkisinde kalan beton için ϵ - σ davranış modeli
(Thompson et al, 1980).

Modelde, basınç altındaki betona ilişkin zarf eğrisi üç bölümden oluşmaktadır: maksimum gerilmeye kadar bir parabol ve sonra doğrusal iki bölüm.

Zarf eğrisini tanımlayan bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$ ise :

$$\sigma_c = f_{ck} \left[\left(2\epsilon_c / \epsilon_{co} \right) - \left(\epsilon_c / \epsilon_{co} \right)^2 \right] \quad (2.26)$$

Önce de belirtildiği gibi ϵ_{co} kısılmasının değeri 0.002 ya da 0.0022 kabul edilebilir.

$\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{20u}$ ise :

$$\sigma_c = f_{ck} [1 - \psi_c (\epsilon_c - \epsilon_{co})] \quad (2.27)$$

$$\psi_c = 0.5 / \{ [(3 + 0.29f_{ck}) / (145 - 1000f_{ck})] + 0.75\rho_h (b_h / s_h)^{1/2} - \epsilon_{co} \} \quad (2.28)$$

ρ_h , (2.12) bağıntısıyla belirli halka donatı yüzdesi.

$\epsilon_c > \epsilon_{20u}$ ise :

$$\sigma_c = 0.2f_{ck} \quad (2.29)$$

Modelde çekme etkisinde kalan beton σ - ϵ ilişkisi şu bağıntıyla tanımlanmıştır.

$$\sigma_{ct} = (2f_{rk} / \epsilon_{co}) \epsilon_c \quad (2.30)$$

$f_{rk} = 0.625 (f_{ck})^{1/2}$ Mpa; betonun eğilmeye çekme mukavemeti (kırılma modülü). Çevrimsel yüklemeye ilişkin yükleme ve boşalma eğrileri Şekil 2.8'te gösterilmiştir. Uygulanan maksimum birim kısılma $\epsilon_{cm} < \epsilon_{co}$ ise; boşalma doğrusu σ - ϵ ilişkisinin orijindeki teğetine paralel olur ve yeniden yüklemeye aynı yörüngeyi izler (DE doğrusu). $\epsilon_{cm} > \epsilon_{co}$ ise; boşalma eğrisi iki doğrusu olur. Eğrinin ilk bölümü (GH doğrusu), birim kısılma artmadan $0.5E_cF_c$ olur, ve F_c katsayısı şu bağıntıyla belirlenir.

$$F_c = 0.8 - [0.7 (\epsilon_{cm} - \epsilon_{co}) / (\epsilon_{20u} - \epsilon_{co})] \quad (2.31)$$

F_c katsayısının değeri $\epsilon_{cm} = \epsilon_{co}$ için 0.8 (maksimum), $\epsilon_{cm} \geq \epsilon_{20u}$ için 0.1 (minimum) olur. Sıfır gerilmeye ulaşılmadan yediden yükleme oluşması halinde, kısılmada bir artma olmadan gerilme artmaya başlar. Sonra zarf eğrisine dek, yüklemenin sıfır gerilmeye başlaması durumuna ilişkin doğrusal ve eğimi E_cF_c olan yörünge izlenir (IJG yörüngesi).

Sıfır gerilmeye ulaşıldığı zaman (K noktası) beton çatlamamış ise beton, sınır değeri (2.30) bağıntısıyla belirli bir çekme gerilmesini taşıyabilir. Bu gerilme değerine ulaşıldıktan sonra gerilme sıfıra düşer (K noktası).



3.0. BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİNDE KALAN YAPISAL ELEMAN KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ VE TASARIMI

Limit tasarımda kuşatma ve pekleşme etkileri gözönüne alınmaktadır. Bu amaçla bu bölümde, özellikle limit tasarımda kullanılması ön görülen, bileşik eğilme etkisinde kalan betonarme kolon kesitlerinin son limit duruma göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limit durumuna göre çözümlenmesi için geliştirilen algoritmalar tanıtılacaktır. [(Gündüz, 1984), (Gündüz, 1986 A), (Gündüz, 1987), (Gündüz et al, 1988 A), (Gündüz et al, 1990 A), (Gündüz, 1993)].

3.1. Kolon kesitlerinin çözümlenmesi ve tasarımı

Kolonlar, karşılıklı etki abakları kullanılarak ve gerekiyorsa ikinci mertebe momentleri etkisi moment büyültme yöntemi ile belirlenerek çözümlenebilir ve tasarlanabilir [(Winter et al, 1964), (Macgregor et al, 1970), (Furlong, 1971), (Breen et al, 1972), (Kong et al, 1975), (Park et al, 1975), (Hughes, 1976), (CP110, 1978), (Gündüz, 1980), (BSI, 1980), (ACI, 1984 A), (ACI, 1984 B), (TSE, 1984), (Ersoy, 1985 B), (Berktay, 1989), (CEB, 1991 B)]. Bu bölümde iki yüzünde simetrik donatı bulunan, kuşatılmış betonlu ve pekleşmeli dikdörtgen kesitli kısa kolonların son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı ile akma limitine göre çözümlenmesi için geliştirilen algoritmalar tanıtılacaktır (Gündüz et al, 1993). Algoritmalarda kuşatılmış beton ve pekleşmeli çelik için Şekil 2.2'de ve Şekil 2.6'te gösterilen σ - ϵ davranış modelleri esas alınmıştır. Algoritma bağıntılarının içerdiği ϵ_{ccu} birim kısalmasının (2.17) bağıntısıyla hesaplanması önerilir. Çelikteki birim boy değişimi de, ϵ_s , ilgili çelik için 2.3.1. bölümde belirtilen ϵ_{sud} değerini aşmamalıdır. Uzun süreli yükün olumsuz etkisi gözönünde bulundurularak kuşatılmış kesitli kolonlarda $k_3 = 0.85$ alınması uygundur [(Manuel et al, 1967), (Green et al, 1969), (Goyal et al, 1971), (Chovichen et al, 1973), (Diamantidis, 1983), (CEB, 1991 A)].

3.1.1. Son limite göre çözümlenme ve tasarım

Belirli bir kesitin belirli bir yük eksantrisitesi karşılığı son limit yükünü ve momentini veren bağıntılar; bilinmeyen tarafsız eksen derinliğini ($x_u = x = x_{uc} = k_{xuh}$), basınç

donatısındaki gerilmeyi (σ_s') ve basınç gerilmelerinin küçük olduğu ya da çekme gerilmelerinin olduğu kesit bölümünde bulunan donatıdaki gerilmeyi (σ_s) içerir. Bu büyüklükler, anılan bölümde bulunan donatıdaki birim boy değişiminin, ϵ_s , fonksiyonudur: $k_{xu} = k_x = g(\epsilon_s)$, $\sigma_s' = g(\epsilon_s)$, $\sigma_s = g(\epsilon_s)$. Algoritmalarda önce ϵ_s deformasyonun belirlenmesi öngörülmüştür. Bu yaklaşım, özellikle kuşatma etkisinin gözönüne alındığı zaman boyunca donatının (çekme ve /veya basınç) pekleşme evresinde bulunup bulunmadığının bir an önce belirlenmesini ve dolayısıyla pekleşmenin -varsa- hesaba katılmasını sağlar (Gündüz et al, 1983).

3.1.1.1. Çözümleme

Çok katlı ve çok açıklıklı yapısal sistemlerde kolon uç momentleri değişik yüklemeler nedeniyle işaret değiştirilebilir. Çift eksenli kolonlarda kolonun aynı yüzünün bir bölümü basınç öteki bölümü ise çekme etkisinde kalır; uç momentleri işaret değiştirdiği zaman basınca çalışan yüz bölümü çekmeye, çekmeye çalışan yüz bölümü basınca çalışır. Bu nedenle ve kolonlarda sünme etkisinin [(Green et al, 1969), (Goyal et al, 1971), (Chovichen et al, 1973), (Park et al, 1975), (Diamantidis, 1983), (CEB, 1991 A), (CEB, 1991 B)] önemi de gözönünde bulundurularak kolonların simetrik tasarlanması uygun olur. Bu alt bölümde, iki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli bir kısa kolonun, belirli bir yük eksantrisitesi (e) karşılığı son limit yükünün (N_u), momentinin (M_u) ve eğriliğinin (ϕ_u) belirlenmesi için geliştirilen algoritmalar açıklanacaktır.

3.1.1.1.1. Dengeli eksantrisite

Donatı yüzdeleri ve indeksleriyle ilgili şu tanımlamalar yapılabilir: $\rho = \rho' = A_s / bh$, $\omega = \omega' = \rho f_{yd} / f_{cd}$. Dengeli limit durum için $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ ve $\sigma_s = f_{yd}$ olur. Boyutsuz dengeli eksantrisite, e_b / h , uygunluk ilişkileri ile kuvvet ve moment denge deklemlerinden elde edilir (Şekil 3.1).

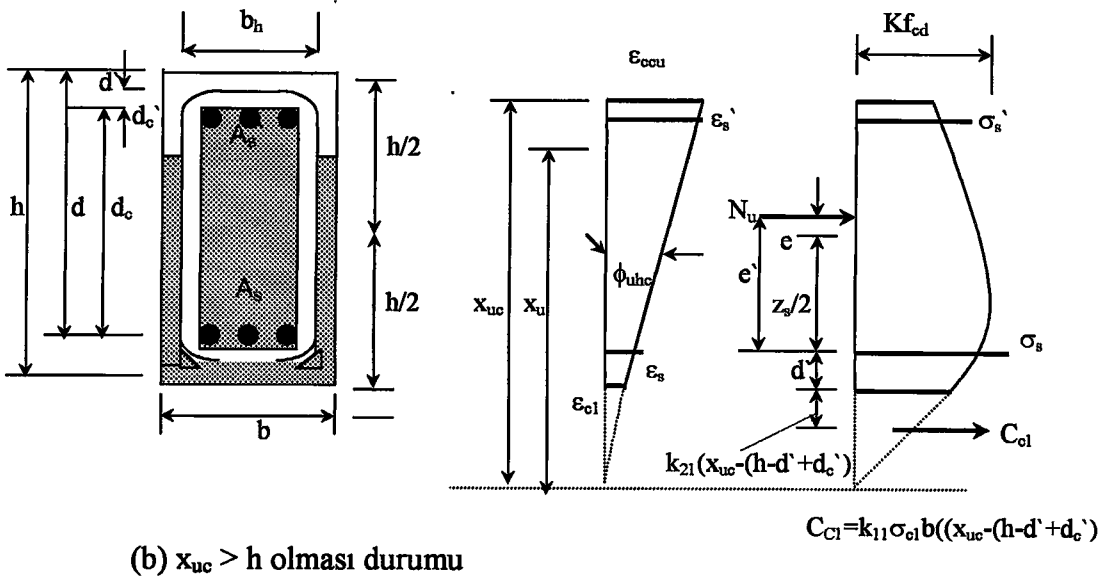
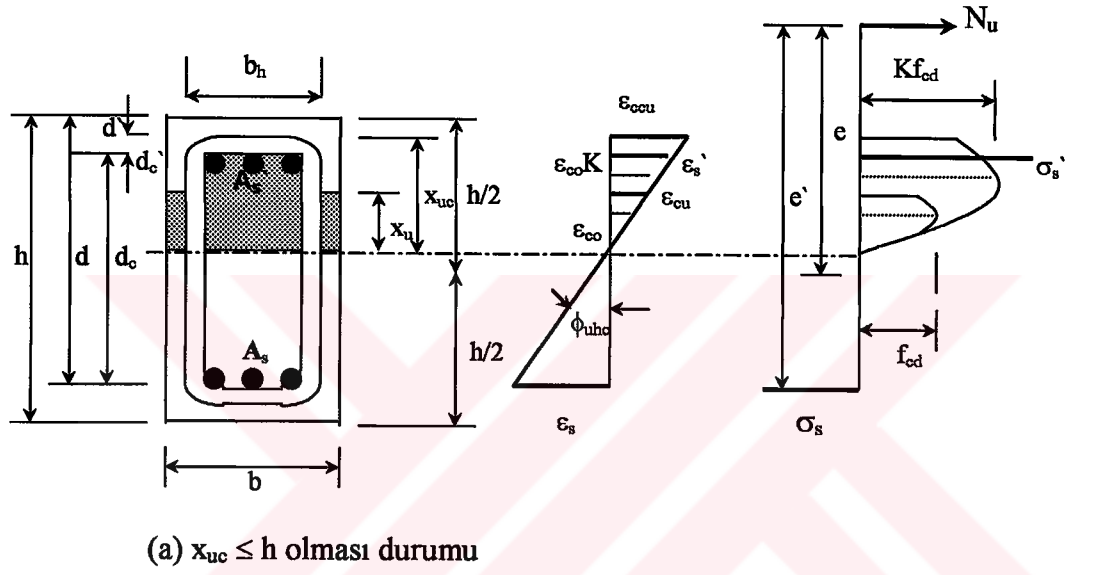
$$\epsilon_s' = \epsilon_{ccu} - (\epsilon_{ccu} + \epsilon_{yd})(d_c' / d_c), \quad \sigma_s' = \epsilon_s' E_s \leq f_{yd} \quad (3.1)$$

$$k_{xcb} = [\epsilon_{ccu} / (\epsilon_{ccu} + \epsilon_{yd})](d_c / h) \quad (3.2)$$

$$N_b = bhf_{cd} (Kk_1k_{xcb} + \omega\sigma_s' / f_{yd} - \omega) \quad (3.3)$$

$$N_b e_b' = N_b (e_b + 0.5z_s) = bhf_{cd} \{ Kk_1k_{xcb} [(d_c + d_c') - k_2k_{xcb}h] + (\omega\sigma_s' / f_{yd}) z_s \} \quad (3.4)$$

$$e_b / h = \frac{ Kk_1k_{xcb} [((d_c + d_c') / h) - k_2k_{xcb}] + (\omega\sigma_s' / f_{yd}) }{ Kk_1k_{xcb} + \omega\sigma_s' / f_{yd} - \omega } - 0.5 (z_s / h) \quad (3.5)$$



Şekil 3.1 Kısa kolonların çözümlenmesi

3.1.1.1.2. Basınç kırılması

$e < e_b$ (veya $e / h < e_b / h$) ise basınç kırılması oluşur. Bu durum için tarafsız eksenin konumuna göre iki algoritma geliştirilebilir.

3.1.1.1.2.1. Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu

$x_{uc} \leq h$ ise şu bağıntılar yazılabilir

$\sigma_s < f_{yd}$, $\sigma_s' < f_{yd}$ ise ;

$$k_{xc} = g(\epsilon_s) = [\epsilon_{ccu} / (\epsilon_{ccu} + \epsilon_s)] (d_c / h) \quad (3.6)$$

$$\epsilon_s' = g(\epsilon_s) = \epsilon_{ccu} - (\epsilon_{ccu} - \epsilon_s) (d_c' / d_c) \quad (3.7)$$

$$\sigma_s' = g(\epsilon_s) = \epsilon_s' E_s = \epsilon_s' (f_{yd} / \epsilon_{yd}) = \{ \epsilon_{ccu} [1 - (d_c' / d_c)] - \epsilon_s (d_c' / d_c) \} (f_{yd} / \epsilon_{yd}) \quad (3.8)$$

$$\sigma_s = g(\epsilon_s) = \epsilon_s E_s = \epsilon_s (f_{yd} / \epsilon_{yd}) \quad (3.9)$$

$$N_u = bhf_{cd} [Kk_1 k_{xc} + \omega \sigma_s' / f_{yd} - \omega \sigma_s / f_{yd}] \quad (3.10)$$

$$N_u e' = bhf_{cd} [Kk_1 k_{xc} ((d_c + d_c') - k_2 k_{xc} h) + (\omega \sigma_s' / f_{yd}) z_s] \quad (3.11)$$

(3.11) denklemindeki N_u yerine (3.10) ile belirtilen ifade yazılır ; k_{xc} , σ_s' ve σ_s yerine bunları ϵ_s türünden belirten (3.7), (3.8) ve (3.9) bağıntıları konular denklem bilinmeyen ϵ_s deformasyonuna göre düzenlenirse :

$$A\epsilon_s^3 + B\epsilon_s^2 + C\epsilon_s + D = 0 \quad (3.12)$$

$$A = - (\omega / \epsilon_{yd}) \{ (d_c' / d_c) [(e' / h) - (z_s / h)] + (e' / h) \} \quad (3.12a)$$

$$B = (\epsilon_{ccu} / \epsilon_{yd}) \omega \{ [1 - 3 (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - 2 (e' / h) \} \quad (3.12b)$$

$$C = \epsilon_{ccu} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + (\epsilon_{ccu} / \epsilon_{yd}) \omega \{ [2 - 3 (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - (e' / h) \} \} \quad (3.12c)$$

$$D = \epsilon_{ccu}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + (k_2 (d_c / h)) + \omega (\epsilon_{ccu} / \epsilon_{yd}) [1 - (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] \} \quad (3.12d)$$

Dengeli eksantrisite için $\epsilon_s' \geq \epsilon_{yd}$ ise, daha küçük eksantrisiteler için $\epsilon_s' \gg \epsilon_{yd}$, dolayısıyla $\sigma_s' = f_{yd}$ olur ve (3.12) denkleminin katsayıları şöyle belirlenir.

$$A = - (\omega / \epsilon_{yd}) (e' / h) \quad (3.12e)$$

$$B = \omega \{ (e' / h) [1 - 2 (\epsilon_{ccu} / \epsilon_{yd})] - (z_s / h) \} \quad (3.12f)$$

$$C = \epsilon_{ccu} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + \omega \{ (e' / h) [2 - (\epsilon_{ccu} / \epsilon_{yd})] - 2 (z_s / h) \} \} \quad (3.12g)$$

$$D = \epsilon_{ccu}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + k_2 (d_c / h) + \omega [(e' / h) - (z_s / h)] \} \quad (3.12h)$$

Basınç donatısı akıp pekleştiği ($\sigma_s' > f_{yd}$) zaman ise şu ilişkiler yazılabilir ;

$$\sigma_s' = \sigma_{sh}' = f_{yd} + (\epsilon_s' - \epsilon_{sh}) E_p \quad (3.13)$$

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) E_p \quad (3.14)$$

$$N_u = bhf_{cd} [Kk_1 k_{xc} + \omega' \sigma_{sh}' / f_{yhd} - \omega \sigma_s' / f_{yd}] \quad (3.15)$$

$$N_u e' = bhf_{cd} [Kk_1 k_{xc} ((d_c + d_c') - k_2 k_{xc} h) + (\omega' \sigma_{sh}' / f_{yhd}) z_s] \quad (3.16)$$

Yukarıda verilen bağıntılar ilgili yerlerine yazılır, ϵ_s deformasyonuna göre düzenlenirse, deklemin formu aşağıdaki gibi olur :

$$A\varepsilon_s^4 + B\varepsilon_s^3 + C\varepsilon_s^2 + D\varepsilon_s + E = 0 \quad (3.17)$$

$$A = -\omega E_p (e'/h) \quad (3.17a)$$

$$B = -\omega' E_p \varepsilon_{yd} [(e'/h) - (z_s/h)](d_c'/d_c) + \omega (e'/h) [-2\varepsilon_{ccu} E_p - f_{yd} + \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.17b)$$

$$C = E_p K k_1 \varepsilon_{ccu} \varepsilon_{yd} (d_c/h) [(e'/h) - (d_c/h)] + \\ + \omega' \varepsilon_{yd} [(e'/h) - (z_s/h)] \{ -2\varepsilon_{ccu} E_p (d_c'/d_c) + f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p + \varepsilon_{ccu} E_p [1 - (d_c'/d_c)] \} + \\ + \varepsilon_{ccu} \omega (e'/h) [-\varepsilon_{ccu} E_p - 2f_{yd} + 2\varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.17c)$$

$$D = [\varepsilon_{ccu} E_p + f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p] \{ K k_1 \varepsilon_{ccu} \varepsilon_{yd} (d_c/h) [(e'/h) - (d_c/h)] \} + \\ + \varepsilon_{ccu} \omega' \varepsilon_{yd} [(e'/h) - (z_s/h)] \{ -\varepsilon_{ccu} E_p (d_c'/d_c) + 2f_{yd} + 2\varepsilon_{ccu} E_p [1 - (d_c'/d_c)] - 2E_p \varepsilon_{sh} \} \\ + \varepsilon_{ccu}^2 E_p K k_1 k_2 \varepsilon_{yd} (d_c/h)^2 + \varepsilon_{ccu}^2 \omega (e'/h) [-f_{yd} + \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.17d)$$

$$E = \{ K k_1 \varepsilon_{ccu}^2 \varepsilon_{yd} (d_c/h) [(e'/h) - (d_c/h)] \} [f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p] + \\ + \varepsilon_{ccu}^2 \omega' \varepsilon_{yd} [(e'/h) - (z_s/h)] \{ f_{yd} + \varepsilon_{ccu} E_p [1 - (d_c'/d_c)] - E_p \varepsilon_{sh} \} + \\ + \varepsilon_{ccu}^2 \varepsilon_{yd} K k_1 k_2 (d_c/h)^2 [f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.17e)$$

Algoritma

(i) $x_{uc} \leq h$ ve $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayılır. Dengeli kırılma için $\varepsilon_s' (3.1) \geq \varepsilon_{yd}$ ise, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı kesinleşir.

(ii) ε_s (3.12, 3.12e~3.12h) belirlenir.

(iii) k_{xc} (3.6) hesaplanır; $k_{xc} \leq 1$ ise $x_{uc} \leq h$ varsayımı doğrulanmıştır. $\varepsilon_s' (3.7)$ hesaplanır, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı denetlenir. $\varepsilon_s' (3.7) < \varepsilon_{yd}$ ise (3.12, 3.12a~3.12d) bağıntılarıyla ε_s deformasyonu yeniden hesaplanır. Şayet $\varepsilon_s' > \varepsilon_{sh}$ ise ε_s (3.17, 3.17a~3.17e) bağıntılarıyla hesaplanmalıdır. k_{xc} (3.6) bulunur ve $x_{uc} \leq h$ varsayımı denetlenir. $k_{xc} > 1$ ($x_{uc} > h$) ise belirlemeler, bu bölümü izleyen bölümde önerilen yolla yapılabilir.

(iv) x_{uc} ve σ_s' ile ilgili bağıntılar doğrulanmışsa son limit yükü , N_u , (3.10) bağıntısıyla belirlenir. $M_u = N_u e$.

(v) Son limite ilişkin eğrilik, ϕ_u (ya da ϕ_{uhc}) aşağıdaki bağıntılardan biriyle hesaplanabilir.

$$\phi_{uhc} = (\epsilon_{ccu} + \epsilon_s) / d_c , \quad \phi_{uhc} h = (\epsilon_{ccu} + \epsilon_s) / (h / d_c) \quad (3.18a)$$

$$\phi_{uhc} = \epsilon_{ccu} / k_{xc} h , \quad \phi_{uhc} h = \epsilon_{ccu} / k_{xc} \quad (3.18b)$$

3.1.1.1.2.2. Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu

ϵ_s deformasyonunun belirlenmesi için $x_{uc} \leq h$ varsayımına göre oluşturulan denklemler çözüldüğü zaman varsayım gerçekleşmeyebilir; $k_{xc} > 1$ bulunabilir. Bu durumda kesit dışında kalan soyut beton basınç gerilmeleri dağılımını belirleyen k_{11} ve k_{21} parametre değerlerini veren entegrallerin (2.19 ve 2.20 bağıntıları) üst sınırı , ϵ_{c1} , bilinmeyen ϵ_s deformasyonunun fonksiyonu olur. ϵ_s deformasyonuna göre çözümü güç yüksek mertebeli denklemler elde edilir. Bu gibi durumlarda çözüme deneme-yanılma yoluyla ulaşılması önerilir.

$x_{uc} > h$ için kuvvet ve moment denge denklemleri şöyle olur.

$$N_u = K k_1 f_{cd} b x_{uc} - k_{11} \sigma_{c1} b (x_{uc} - (h - d' + d_c')) + A_s \sigma_s' + A_s \sigma_s \quad (3.19)$$

$$N_u e' = K k_1 f_{cd} b x_{uc} (d_c - k_2 x_{uc}) - k_{11} \sigma_{c1} b (x_{uc} - (h - d' + d_c')) [k_{21} (x_{uc} - (h - d' + d_c')) + d'] + A_s \sigma_s' d_c \quad (3.20)$$

$$\epsilon_s' = \epsilon_{ccu} (x_{uc} - d_c') / x_{uc} , \quad \sigma_s' = \epsilon_s' E_s , \quad \sigma_s' = f_{yd} , \quad \sigma_{sh}' = f_{yd} + (\epsilon_s' - \epsilon_{sh}) \quad (3.21)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{ccu} [x_{uc} - (d_c + d_c') / x_{uc} , \quad \sigma_s = \epsilon_s E_s < f_{yd} \quad (3.22)$$

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_{ccu} [x_{uc} - (d' + d_c + d_c') / x_{uc} , \quad \sigma_{c1} = K f_{cd} [(2 \epsilon_{c1} / K \epsilon_{co}) - (\epsilon_{c1} / K \epsilon_{co})^2] \quad (3.23)$$

Deneme-yanılma yolu $x_{uc} < h$ (basınç ya da çekme kırılması) durumunda da kullanılabilir. $x_{uc} < h$ için (3.19) ve (3.20) bağıntılarındaki ikinci terim sıfır olur. $x_{uc} < d_c$ için σ_s (3.22) gerilmesinin, dolayısıyla (3.19) bağıntısındaki $A_s\sigma_s$ teriminin işareti (-) olur.

Algoritma

$x_{uc} > h$ olması halinde belirli bir yük eksantrisitesi için N_u , M_u ve ϕ_u değerleri şu işlem sırası izlenerek belirlenebilir:

(i) x_{uc} için bir değer ($x_{uc} > h$) kabul edilir. ϵ_{ccu} ve ϵ_{c1} için (2.19) ve (2.20) bağıntılarıyla k_1 , k_2 ve k_{11} , k_{21} değerleri belirlenir.

(ii) σ_s' (3.21), σ_s (3.22) ve σ_{c1} (3.23) hesaplanır.

(iii) N_u (3.20) belirlenir. Belirlenen değer (3.19) bağıntısıyla denetlenir. (3.19) ve (3.20) bağıntılarından elde edilen N_u değerleri farklıysa, x için yeni bir kabul yapılır ve ilgili işlemler tekrarlanır. Özetle, (3.19) ve (3.20) bağıntılarıyla belirlenen N_u değerlerinin eşit olmasını sağlayan x_{uc} değeri deneme-yanılma yoluyla araştırılır.

(iv) $M_u = N_u e$, $\phi_u = \epsilon_{ccu} / x_{uc}$

3.1.1.1.3. Çekme kırılması

$e > e_b$ (ya da $e / h > e_b / h$) ise çekme kırılması oluşur. Bu durumda (3.10) ve (3.15) denklemlerindeki $\omega\sigma_s / f_{yd}$ terimi ω olur. (3.11) ve (3.16) denklemlerindeki N_u yerine, anılan değişiklik yapılmış (3.10) ve (3.15) bağıntısı yazılır; k_{xc} ve σ_s' yerine (3.6), (3.8), (3.13) bağıntılarıyla belirli ifadeler konulur, denklemler ϵ_s deformasyonuna göre düzenlenir.

$\sigma_s' < f_{yd}$,

$$A\epsilon_s^3 + B\epsilon_s^2 + C\epsilon_s + D = 0 \quad (3.24)$$

$$A = - (\omega / \varepsilon_{yd}) (d_c' / d_c) [(e' / h) - (z_s / h)] \quad (3.24a)$$

$$B = \omega \{ (\varepsilon_{ccu} / \varepsilon_{yd}) [1 - 3 (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - (e' / h) \} \quad (3.24b)$$

$$C = \varepsilon_{ccu} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + \omega \{ (\varepsilon_{ccu} / \varepsilon_{yd}) [2 - 3 (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - 2(e' / h) \} \} \quad (3.24c)$$

$$D = \varepsilon_{ccu}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + (k_2 (d_c / h)) + \omega \{ (\varepsilon_{ccu} / \varepsilon_{yd}) [1 - (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - (e' / h) \} \} \quad (3.24d)$$

$\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$ için $\sigma_s' = f_{yd}$ olur ve ε_s deformasyonu şöyle belirlenir.

$$A\varepsilon_s'^2 + B\varepsilon_s' + C = 0 \quad (3.25)$$

$$A = - \omega (z_s / h) \quad (3.25a)$$

$$B = \varepsilon_{ccu} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] - 2 \omega (z_s / h) \} \quad (3.25b)$$

$$C = \varepsilon_{ccu}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + k_2 (d_c / h) - \omega (z_s / h) \} \quad (3.25c)$$

$\varepsilon_s' > \varepsilon_{sh}$ için $\sigma_{sh}' = f_{yhd}$ olur. Düzenlenen denklemden ε_s aşağıdaki gibi belirlenir.

$$A\varepsilon_s'^3 + B\varepsilon_s'^2 + C\varepsilon_s' + D = 0 \quad (3.26)$$

$$A = - E_p \{ \omega' (d_c' / d_c) [(e' / h) - (z_s / h)] + \omega (e' / h) \} \quad (3.26a)$$

$$B = E_p Kk_1 \varepsilon_{ccu} (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + f_{yd} \omega' [(e' / h) - (z_s / h)] + E_p \omega' \{ - 2\varepsilon_{ccu} (d_c' / d_c) [(e' / h) - (z_s / h)] - \varepsilon_{sh} [(e' / h) - (z_s / h)] + \varepsilon_{ccu} [1 - (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] \} + \omega (e' / h) [- 2\varepsilon_{ccu} E_p - f_{yd} + \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.26b)$$

$$\begin{aligned}
C = & [\varepsilon_{ccu} E_p + f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p] \{ K k_1 \varepsilon_{ccu} (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] \} \\
& + \varepsilon_{ccu} \omega' [(e' / h) - (z_s / h)] \{ - \varepsilon_{ccu} E_p (d_c' / d_c) + 2 f_{yd} + 2 \varepsilon_{ccu} E_p [1 - (d_c' / d_c)] - 2 E_p \varepsilon_{sh} \} \\
& + \varepsilon_{ccu}^2 E_p K k_1 k_2 (d_c / h)^2 + \varepsilon_{ccu} \omega (e' / h) [- \varepsilon_{ccu} E_p - 2 f_{yd} + 2 \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.26c)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D = & (f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p) \{ K k_1 \varepsilon_{ccu}^2 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + \varepsilon_{ccu}^2 \omega' [(e' / h) - (z_s / h)] \} \\
& \{ \varepsilon_{ccu} f_{yd} + \varepsilon_{ccu}^2 E_p [1 - (d_c' / d_c)] - E_p \varepsilon_{sh} \} + \varepsilon_{ccu}^2 K k_1 k_2 (d_c / h)^2 [f_{yd} - \varepsilon_{sh} E_p] \\
& + \varepsilon_{ccu}^2 \omega (e' / h) [- f_{yd} + \varepsilon_{sh} E_p] \quad (3.26d)
\end{aligned}$$

$\sigma_s = \sigma_{sh} = f_{yhd}$ olması durumunda da çekme kırılması için yukarıda verilen denklemler geçerlidir. Bulunan ε_s değerine göre çekme donatısının aktıktan sonra pekleşme aşamasında olup olmadığı saptanır.

Algoritma

(i) $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayılır, ε_s (3.25, 3.25a~3.25c) belirlenir ve varsayım denetlenir. Gerçekleşmiyorsa ε_s (3.24, 3.24a~3.24d) yeniden belirlenir. Eğer (3.25, 3.25a~3.25c) bağıntısından elde edilen ε_s değerine göre belirlenen $\varepsilon_s' > \varepsilon_{sh}$ ise (3.26, 3.26a~3.26d) bağıntılarına göre ε_s deformasyonu tekrar bulunmalıdır.

(ii) k_{xc} ve σ_s' hesaplanır.

(iii) $N_u, M_u = N_u e$, $\phi_u = \varepsilon_{ccu} / x_{uc}$ bulunur.

Belirlemeler

Aşağıda yapılan belirlemeler çözümü programlar yardımıyla değil elle yapmak isteyenler içindir;

(i) Dengeli kırılmaya ilişkin ε_s' deformasyonu; ε_{ccu} kısalmasının 2.2.1.2.bölümde önerilen (2.17) bağıntısı ve çeliklere ilişkin ε_{yd} değerleri için (3.1) bağıntısıyla hesaplanmıştır. Bu hesap sonucu, C70'e ($\varepsilon_{cu} = 0.0028$, bkz.Tablo 2.1) kadar olan betonlar, $d_c' / d_c \leq 0.20$, $\varepsilon_{yd} = 0.0009565$ (S220, $\gamma_{ms} = 1.15$) ve $\varepsilon_{yd} = 0.001826$ (S420, $\gamma_{ms} = 1.15$) için $\varepsilon_s' > \varepsilon_{yd}$ olduğu

belirlenmiştir. O halde, kırılmanın basınçla olduğu durumlarda ϵ_s deformasyonu, genellikle, $\sigma_s' = f_{yd}$ alınarak hesaplanabilir.

(ii) Basınç donatısıyla yer değiştiren betonun gözönüne alınması: Algoritma bağıntıları basınç donatısı nedeniyle beton basınç alanında oluşan azalma gözönüne alınmadan çıkarılmıştır. Bu kabul, az da olsa N_u yükünün ve dolayısıyla M_u momentinin büyük tahmin edilmesi anlamına gelir. Basınç donatısı yüzdesinin 0.02 den büyük değerleri için bu tahmin fazlalığı % 6'ya ulaşabilir (Leonhardt, 1977). Bu bağlamda, basınç donatısının beton basınç alanında kapsadığı alan, basınç donatısındaki gerilme, donatı ağırlık merkezindeki beton gerilmesi kadar azaltılarak hesaba katılabilir. Başka bir anlatımla N_u yükü, bu azaltılmış gerilmeye ya da gerilmelere göre belirlenir.

3.1.1.2. Tasarım

Eksenel yükü moment arasındaki ilişkileri betimleyen karşılıklı-etki eğrileri bulunmadığı zaman kolonların tasarımı 3.1.1.1. bölümde verilen bağıntılar kullanılarak deneme-yanılma yoluyla yapılabilir.

Algoritma

N_d, M_d ve dolayısıyla $e_d = M_d / N_d$ değerleri belirli bir kolon şöyle tasarlanabilir:

(i) b, h ve ρ (dolayısıyla ω) değerleri tahmin edilir.

(ii) N_b (3.3) hesaplanır. N_d ile karşılaştırılarak kırılma biçimi belirlenir.

(iii) $\epsilon_s' \geq \epsilon_{yd}$ ($\sigma_s' = f_{yd}$) varsayılır. Çözümlemeye ilişkin denklemlerden ilgili olanıyla ϵ_s deformasyonu belirlenir, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı denetlenir.

(iv) N_u hesaplanır, $N_u \neq N_d$ ise boyutlar ve/veya ρ için yeni kabuller yapılır. $N_u \cong N_d$ oluncaya dek işlemler tekrarlanır.

(v) $A_s = A_s' = (\omega f_{cd} / f_{yd}) bh = \rho bh$.

Algoritma narin kolonlar için de geçerlidir. Kolon narinse M_d momenti, moment büyültme yöntemiyle hesaplanan ve ikinci mertebe momentinin içeren momente eşit alınır.

Ön boyutlandırma ve donatı yüzdesi

Kolonlarda ön boyutlandırmanın; aksenal tasarım yüküne ve betonun $\gamma_{mc} = 1.8$ alınarak belirlenen tasarım mukavemetine göre yapılması önerilir (Kinney, 1957).

$$A_c \geq N_d / (f_{ck} / \gamma_{mc}) \quad \Leftrightarrow$$

$$A_c \geq N_d / 0.56f_{ck} \quad (3.34)$$

A_c = Kolonun enkesit alanı, boyuna donatı toplam yüzdesi 0.01~0.02 kabul edilerek tasarlanması uygundur.

Karşılıklı-etki eğrilerinin belirlenmesi

Karşılıklı etki eğrilerinin belirlenmesini sağlayan boyutsuz yük ve moment değerleri, 3.1.1.1. bölümde ϵ_s deformasyonunun fonksiyonu olarak verilen çözümlene bağıntılarıyla hesaplanabilir: $N / bhf_{cd} = g(\epsilon_s)$, $M / bh^2f_{cd} = g(\epsilon_s)$. Eğrilerin ϵ_s deformasyonuna göre belirlenmesi, pekleşmenin hesaba katılmasını sağlar.

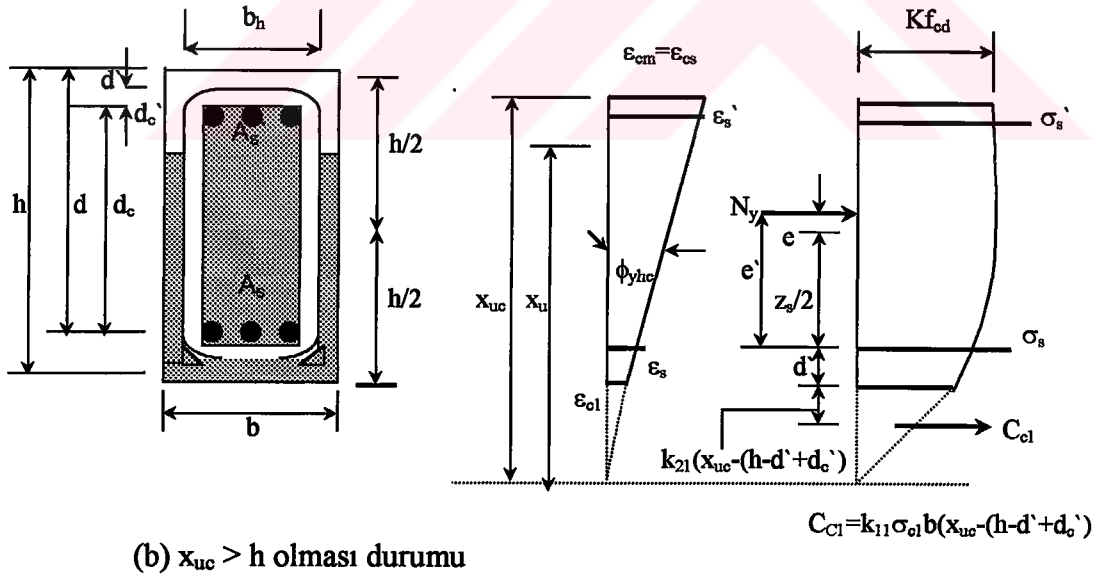
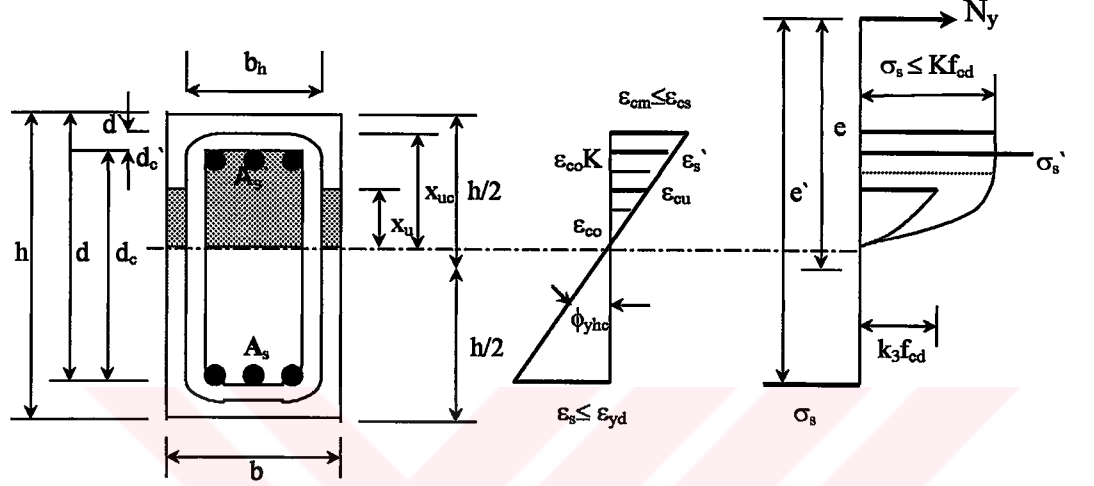
3.1.2. Akma limite göre çözümlene ve tasarım

Çalışmanın bu bölümünde, son limite basınç ya da çekme kırılmasıyla ulaşan, iki yüzünde simetrik donatı bulunan dikdörtgen kesitli kısa kolonlarda akma limitiyle ilgili yükün (N_y), momentin (M_y) ve eğriliğin (ϕ_y) belirlenmesi için geliştirilen algoritmalar verilecektir.

Basınç kırılmasıyla son limite ulaşan kolonlarda $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ olduğu için akma limitine ilişkin N_y , M_y ve ϕ_y değerleri en dış beton basınç lifindeki birim kısalma $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cs}$ (0.002 ya da 0.0022) kabul edilerek hesaplanabilir (Şekil 3.2a,b). Çekme kırılmasıyla ($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$) son limite ulaşan kolonlarda ise akma limitine ilişkin belirlemeler, hangisine daha önce

ulaşıyorsa $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ ya da $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cs}$ deformasyonuna göre yapılabilir. Başka bir deyişle belirlemelerde, $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ için; $\epsilon_{cm} < \epsilon_{cs}$ ise ϵ_{yd} deformasyonu, $\epsilon_{cm} > \epsilon_{cs}$ ise ϵ_{cs} deformasyonu esas alınabilir (Şekil 3.2a).

Algoritmalarda akma limiti ve son limit yük eksantrisitetlerinin yaklaşık eşit olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 3.2 Kısa kolonlarda akma limiti yükünün, momentinin ve eğriliğinin belirlenmesi. (a) Basınç ya da çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda (b) Basınç kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda.

3.1.2.1. Basınç kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler

basınç kırılmasıyla son limite ulaşan bir kesite ilişkin N_y , M_y ve ϕ_y değerlerinin belirlenmesi için, tarafsız eksenin konumuna bağlı iki algoritma geliştirilebilir.

3.1.2.1.1. Tarafsız eksenin kesit içinde kalması durumu

$x_{uc} \leq h$ iken $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cs} = 0.002$ ya da 0.0022 kabul edilir. $\epsilon = e + 0.5z_s$, $\rho = \rho' = A_s / bh$, $\omega = \omega' = \rho f_{yd} / f_{cd}$ olur ve aşağıdaki ilişkiler yazılabilir.

$$k_{xc} = g(\epsilon_s) = [\epsilon_{ccs} / (\epsilon_{ccs} + \epsilon_s)] (d_c / h) \quad (3.35)$$

$$\epsilon_s' = g(\epsilon_s) = \epsilon_{ccs} - (\epsilon_{ccs} - \epsilon_s) (d_c' / d_c) \quad (3.36)$$

$$\sigma_s' = g(\epsilon_s) = \epsilon_s' E_s = \epsilon_s' (f_{yd} / \epsilon_{yd}) = \{\epsilon_{ccs} [1 - (d_c' / d_c)] - \epsilon_s (d_c' / d_c)\} (f_{yd} / \epsilon_{yd}) \quad (3.37)$$

$$\sigma_s = g(\epsilon_s) = \epsilon_s E_s = \epsilon_s (f_{yd} / \epsilon_{yd}) \quad (3.38)$$

$$\sigma_{cm} = Kk_3 f_{cd} \quad (3.39)$$

$$N_y = bh f_{cd} [Kk_1 k_{xc} + \omega \sigma_s' / f_{yd} - \omega \sigma_s / f_{yd}] \quad (3.40)$$

$$N_y e' = bh f_{cd} [Kk_1 k_{xc} ((d_c + d_c') - k_2 k_{xc} h) + (\omega \sigma_s' / f_{yd}) z_s] \quad (3.41)$$

(3.41) denklemindeki N_y yerine (3.40) ile belirtilen ifade yazılır ; k_{xc} , σ_s' ve σ_s yerine bunları ϵ_s türünden belirten (3.35), (3.37) ve (3.38) bağıntıları konular denklem bilinmeyen ϵ_s deformasyonuna göre düzenlenirse :

$$A\varepsilon_s^3 + B\varepsilon_s^2 + C\varepsilon_s + D = 0 \quad (3.42)$$

$$A = -(\omega / \varepsilon_{yd}) \{ (d_c' / d_c) [(e' / h) - (z_s / h)] + (e' / h) \} \quad (3.42a)$$

$$B = (\varepsilon_{ccs} / \varepsilon_{yd}) \omega \{ [1 - 3(d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - 2(e' / h) \} \quad (3.42b)$$

$$C = \varepsilon_{ccs} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + (\varepsilon_{ccs} / \varepsilon_{yd}) \omega \{ [2 - 3(d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] - (e' / h) \} \} \quad (3.42c)$$

$$D = \varepsilon_{ccs}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + k_2 (d_c / h) \} + \omega (\varepsilon_{ccs} / \varepsilon_{yd}) [1 - (d_c' / d_c)] [(e' / h) - (z_s / h)] \quad (3.42d)$$

Dengeli eksantrisite için $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$ ise, daha küçük eksantrisiteler için $\varepsilon_s' \gg \varepsilon_{yd}$, dolayısıyla $\sigma_s' = f_{yd}$ olur ve (3.42) denkleminin katsayıları şöyle belirlenir .

$$A = -(\omega / \varepsilon_{yd}) (e' / h) \quad (3.42e)$$

$$B = \omega \{ (e' / h) [1 - 2(\varepsilon_{ccs} / \varepsilon_{yd})] - (z_s / h) \} \quad (3.42f)$$

$$C = \varepsilon_{ccs} \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + \omega \{ (e' / h) [2 - (\varepsilon_{ccs} / \varepsilon_{yd})] - 2(z_s / h) \} \} \quad (3.42g)$$

$$D = \varepsilon_{ccs}^2 \{ Kk_1 (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + k_2 (d_c / h) \} + \omega [(e' / h) - (z_s / h)] \quad (3.42h)$$

Basınç donatısı akıp pekleştiği ($\sigma_s' > f_{yd}$) zaman ise şu ilişkiler yazılabilir ;

$$\sigma_s' = \sigma_{sh}' = f_{yd} + (\varepsilon_s' - \varepsilon_{sh}) E_p \quad (3.43)$$

$$f_{yhd} = f_{yd} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) E_p \quad (3.44)$$

$$N_y = bhf_{cd} [Kk_1 k_{xc} + \omega' \sigma_{sh}' / f_{yhd} - \omega \sigma_s' / f_{yd}] \quad (3.45)$$

$$N_{ye} = bhf_{cd} [Kk_1k_{xc} ((d_c + d_c') - k_2k_{xc}h) + (\omega' \sigma_{sh}' / f_{yhd}) z_s] \quad (3.46)$$

Yukarıda verilen bağıntılar ilgili yerlerine yazılır , ϵ_s deformasyonuna göre düzenlenirse, deklemin formu aşağıdaki gibi olur :

$$A\epsilon_s^4 + B\epsilon_s^3 + C\epsilon_s^2 + D\epsilon_s + E = 0 \quad (3.47)$$

$$A = - \omega E_p (e' / h) \quad (3.47a)$$

$$B = - \omega' E_p \epsilon_{yd} [(e' / h) - (z_s / h)](d_c' / d_c) + \omega (e' / h) [- 2\epsilon_{ccs} E_p - f_{yd} + \epsilon_{sh} E_p] \quad (3.47b)$$

$$C = E_p Kk_1 \epsilon_{ccs} \epsilon_{yd} (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] + \\ + \omega' \epsilon_{yd} [(e' / h) - (z_s / h)] \{ - 2\epsilon_{ccs} E_p (d_c' / d_c) + f_{yd} - \epsilon_{sh} E_p + \epsilon_{ccs} E_p [1 - (d_c' / d_c)] \} + \\ + \epsilon_{ccs} \omega (e' / h) [- \epsilon_{ccs} E_p - 2f_{yd} + 2 \epsilon_{sh} E_p] \quad (3.47c)$$

$$D = [\epsilon_{ccs} E_p + f_{yd} - \epsilon_{sh} E_p] \{ Kk_1 \epsilon_{ccs} \epsilon_{yd} (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] \} + \\ + \epsilon_{ccs} \omega' \epsilon_{yd} [(e' / h) - (z_s / h)] \{ - \epsilon_{ccs} E_p (d_c' / d_c) + 2f_{yd} + 2\epsilon_{ccs} E_p [1 - (d_c' / d_c)] - 2E_p \epsilon_{sh} \} \\ + \epsilon_{ccs}^2 E_p Kk_1 k_2 \epsilon_{yd} (d_c / h)^2 + \epsilon_{ccs}^2 \omega (e' / h) [- f_{yd} + \epsilon_{sh} E_p] \quad (3.47d)$$

$$E = \{ Kk_1 \epsilon_{ccs}^2 \epsilon_{yd} (d_c / h) [(e' / h) - (d_c / h)] \} [f_{yd} - \epsilon_{sh} E_p] + \\ + \epsilon_{ccs}^2 \omega' \epsilon_{yd} [(e' / h) - (z_s / h)] \{ f_{yd} + \epsilon_{ccs} E_p [1 - (d_c' / d_c)] - E_p \epsilon_{sh} \} + \\ + \epsilon_{ccs}^2 \epsilon_{yd} Kk_1 k_2 (d_c / h)^2 [f_{yd} - \epsilon_{sh} E_p] \quad (3.47e)$$

Algoritma

(i) $x_{uc} \leq h$ ve $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayılır. $\epsilon_s'(3.1) \geq \epsilon_{yd}$ ise, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı kesinleşir.

(ii) ϵ_s (3.42, 3.42e~3.42h) belirlenir.

(iii) k_{xc} (3.6) hesaplanır; $k_{xc} \leq 1$ ise $x \leq h$ varsayımı doğrulanmıştır. $\epsilon_s'(3.36)$ hesaplanır, $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı denetlenir. $\epsilon_s'(3.36) < \epsilon_{yd}$ ise (3.42, 3.42a~3.42d) bağıntılarıyla ϵ_s

deformasyonu yeniden hesaplanır. Şayet $\varepsilon_s' > \varepsilon_{sh}$ ise ε_s (3.43, 3.43a~3.43e) bağıntılarıyla hesaplanmalıdır. k_{xc} (3.35) bulunur ve $x_{uc} \leq h$ varsayımı denetlenir. $k_{xc} > 1$ ($x_{uc} > h$) ise belirlemeler, bu bölümü izleyen bölümde önerilen yolla yapılabilir.

(iv) x_{uc} ve σ_s' ile ilgili bağıntılar doğrulanmışsa son limit yükü, N_y , (3.40) bağıntısıyla belirlenir. $M_y = N_y e$.

(v) Akma limitine ilişkin eğrilik, ϕ_y (ya da ϕ_{yhc}) aşağıdaki bağıntılardan biriyle hesaplanabilir.

$$\phi_y = (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_s) / d_c, \quad \phi_{yhc} h = (\varepsilon_{ccs} + \varepsilon_s) / (h / d_c) \quad (3.48a)$$

$$\phi_y = \varepsilon_{cs} / k_{xc} h, \quad \phi_{yhc} h = \varepsilon_{ccs} / k_{xc} \quad (3.48b)$$

3.1.2.1.2. Tarafsız eksenin kesit dışında kalması durumu

ε_s deformasyonunun belirlenmesi için $x_{uc} \leq h$ varsayımına göre oluşturulan denklemler çözüldüğü zaman varsayım gerçekleşmeyebilir; $k_{xc} > 1$ bulunabilir. Bu durumda kesit dışında kalan soyut beton basınç gerilmeleri dağılımını belirleyen k_{11} ve k_{21} parametre değerlerini veren entegrallerin (2.19 ve 2.20 bağıntıları) üst sınırı, ε_{c1} , bilinmeyen ε_s deformasyonunun fonksiyonu olur. ε_s deformasyonuna göre çözümü güç yüksek mertebeli denklemler elde edilir. Bu gibi durumlarda çözüme deneme-yanılma yoluyla ulaşılması önerilir.

$x_{uc} > h$ için kuvvet ve moment denge denklemleri şöyle olur.

$$N_y = K k_1 f_{cd} b x_{uc} - k_{11} \sigma_{c1} b (x_{uc} - (h - d' + d_c')) + A_s \sigma_s' + A_s \sigma_s \quad (3.49)$$

$$N_y e' = K k_1 f_{cd} b x_{uc} (d_c - k_2 x_{uc}) - k_{11} \sigma_{c1} b (x_{uc} - (h - d' + d_c')) [k_{21} (x_{uc} - (h - d' + d_c')) + d'] + A_s \sigma_s' d_c \quad (3.50)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cs} (x_{uc} - d_c') / x_{uc} , \quad \sigma_s' = \varepsilon_s' E_s , \quad (3.51)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cs} [x_{uc} - (d_c + d_c')] / x_{uc} , \quad \sigma_s = \varepsilon_s E_s < f_{yd} \quad (3.52)$$

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cs} [x_{uc} - (d' + d_c + d_c')] / x_{uc} , \quad \sigma_{c1} = K f_{cd} [(2\varepsilon_{c1} / K\varepsilon_{co}) - (\varepsilon_{c1} / K\varepsilon_{co})^2] \quad (3.53)$$

Deneme-yanılma yolu $x_{uc} < h$ (basınç ya da çekme kırılması) durumunda da kullanılabilir. $x_{uc} < h$ için (3.49) ve (3.50) bağıntılarındaki ikinci terim sıfır olur. $x_{uc} < d_c$ için σ_s (3.52) gerilmesinin, dolayısıyla (3.14) bağıntısındaki $A_s \sigma_s$ teriminin işareti (-) olur.

Algoritma

$x_{uc} > h$ olması halinde belirli bir yük eksantrisitesi için N_y , M_y ve ϕ_{yh} değerleri şu işlem sırası izlenerek belirlenebilir:

(i) x_{uc} için bir değer ($x_{uc} > h$) kabul edilir. $\varepsilon_{cs}=0.002$ ya da 0.0022 ve ε_{c1} için (2.19) ve (2.20) bağıntılarıyla k_1 , k_2 ve k_{11} , k_{21} değerleri belirlenir.

(ii) σ_s' (3.51), σ_s (3.52) ve σ_{c1} (3.53) hesaplanır.

(iii) N_y (3.50) belirlenir. Belirlenen değer (3.49) bağıntısıyla denetlenir. (3.49) ve (3.50) bağıntılarından elde edilen N_y değerleri farklıysa, x_{uc} için yeni bir kabul yapılır ve ilgili işlemler tekrarlanır. Özetle, (3.49) ve (3.50) bağıntılarıyla belirlenen N_u değerlerinin eşit olmasını sağlayan x_{uc} değeri deneme-yanılma yoluyla araştırılır.

(iv) $M_y = N_y e$, $\phi_{yh} = \varepsilon_{cs} / x_{uc}$

3.1.2.2. Çekme kırılmasıyla son limite ulaşılması durumunda akma limitine ilişkin belirlemeler

Çekme kırılmasıyla son limite ulaşan bir kesitte N_y , M_y ve ϕ_{yh} değerlerinin hesaplanmasında çoğu zaman karşılaşılan sorun $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ karşılığı $\varepsilon_{cm} (\leq \varepsilon_{cs})$ kısılmasının

belirlenmesidir. ϵ_{cm} kısılmasının doğrudan belirlenmesini sağlayan denklem, bu bilinmeyen deformasyonun fonksiyonu olan $\sigma_{cm}=g(\epsilon_{cm})$ gerilmesini, $k_1=g(\epsilon_{cm})$ ve $k_2=g(\epsilon_{cm})$ parametrelerini içerir. ϵ_{cm} deformasyonunun deneme-yanılıma yoluyla belirlenmesi uygun olur. Bu bağlamda şu ilişkiler yazılabilir.

$$x_{uc} = [\epsilon_{cm} / (\epsilon_{cm} + \epsilon_{yd})] d_c \quad (3.54)$$

$$\epsilon_s' = \epsilon_{cm} (x_{uc} - d_c) / x_{uc} , \quad \sigma_s' = \epsilon_s' E_s \leq f_{yd} \quad (3.55)$$

$$\sigma_{cm} = K f_{cd} [(2\epsilon_{cm} / K \epsilon_{cs}) - (\epsilon_{cm} / K \epsilon_{cs})^2] \leq K f_{cd} \quad (3.56)$$

$$N_y = k_1 \sigma_{cm} b x_{uc} + A_s \sigma_s' - A_s \sigma_s \quad (3.57)$$

$$N_y \leq k_1 \sigma_{cm} b x_{uc} (d_c - k_2 x_{uc}) + A_s \sigma_s' d_c \quad (3.58)$$

Algoritma

(i) ϵ_{cm} için bir değer belirlenir ($\leq 0.002K$ ya da $0.0022K$) k_1 ve k_2 parametre değerleri (2.19) ve (2.20) bağıntılarıyla hesaplanır.

(ii) x_{uc} (3.54), σ_s' (3.55) ve σ_{cm} (3.56) değerleri hesaplanır.

(iii) N_y (3.57) belirlenir, (3.58) bağıntısıyla denetlenir. Bu bağıntılardan elde edilen N_y değerleri yaklaşık eşit oluncaya dek işlemler tekrarlanır.

Önce de belirtildiği gibi, çekme kırılmasıyla son limite ulaşan kolonlarda akma limitine ilişkin belirlemeler, hangisine daha önce ulaşıyorsa $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ ya da $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cs}$ deformasyonu temel alınarak yapılır. Bu bakımdan $\epsilon_{cm} \leq \epsilon_{cs}$ değerleri için N_y (3.57) \neq N_y (3.58) oluyorsa $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cs}$ alınır ve 3.1.2.1.1. bölümde açıklanan algoritmayla ϵ_s deformasyonu hesaplanır; N_y , M_y ve ϕ_{yh} değerleri belirlenir .

4.0 SAYISAL UYGULAMALAR

Uygulama 1

Aşağıdaki verilere göre simetrik donatılı bir dikdörtgen kesitin kuşatılmış ve kuşatılmamış olarak çözümlenmesi;

$M_u = 85 \text{ kNm}$. $N_u = 28480 \text{ N}$. $b = 400 \text{ mm}$. $h = 400 \text{ mm}$. $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$ $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ $\rho_h = 0.005$ $\epsilon_{cu} = 0.0035$ $b_h/s_h = 3$ $d' = 50 \text{ mm}$. $d_c' = 20 \text{ mm}$. $E_p = 750 \text{ Mpa}$.

KOLON GİRİŞ BİLGİLERİ

M _{prc} (kNm)	:	85.00
B kolon (mm.)	:	400.00
D' (mm)	:	50.00
Dc' (mm)	:	20.00
N _u (N)	:	28480.00
H kolon (mm)	:	400.00
GAMAc	:	1.50
GAMAs	:	1.15
f _{ck} (Mpa)	:	20.00
f _{yk} (Mpa)	:	220.00
ρ _h	:	0.0050
E _{pcu}	:	0.00350
b _h /s _h	:	3.00
Kuşatılmış kesit 1 giriniz	:	1
SX>H (mm)	:	1500.00
ARTTIRIM	:	0.0000010
E _p (Mpa)	:	750.00

BOYUTLANDIRMA VE SON LİMİT EĞRİLİĞİ

As,prc (mm ²)	=	1390.61
Qu,prc (rad/m)	=	0.29349117
Kırılma biçimi	=	ÇEKME
M _{prc} (kNm)	=	85.00
kxc	=	0.056
As,prc' (mm ²)	=	1390.61
e/h	=	7.461
e (mm)	=	2984.55
p	=	0.008691

AKMA MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

Myprc (kNm)	=	74.61
Qyprc (rad/m)	=	0.00511507

PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİ VE EĞİLME RİJİTLİĞİ

EI _{pr'} (kNm ²)	=	14587.03
θ _{a,prc} (rad)	=	0.04602625

KOLON GİRİŞ BİLGİLERİ

M _{prc} (kNm)	:	85.00
B kolon (mm.)	:	400.00
D' (mm)	:	50.00
N _u (N)	:	28480.00
H kolon (mm)	:	400.00
GAM _{Ac}	:	1.50
GAM _{As}	:	1.15
f _{ck} (Mpa)	:	20.00
f _{yk} (Mpa)	:	220.00
E _{pcu}	:	0.00350
SX>H (mm)	:	1500.00
ARTTIRIM	:	0.0000010

BOYUTLANDIRMA VE SON LİMİT EĞRİLİĞİ

As, _{prc} (mm ²) =	1302.50
Qu, _{prc} (rad/m) =	0.065703
Kırılma biçimi =	ÇEKME
M _{prc} (kNm) =	85.00
k _x =	0.133
As, _{prc'} (mm ²) =	1302.50
e/h =	7.461
e (mm) =	2984.55
p =	0.008140

AKMA MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

M _{yprc} (kNm) =	77.59
Q _{yprc} (rad/m) =	0.004379

PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİ VE EĞİLME RİJİTLİĞİ

EI _{pr'} (kNm ²) =	17722.03
θ _{a,prc} (rad) =	0.009745

Uygulama 2

Aşağıdaki verilere göre simetrik donatılı bir dikdörtgen kesitin kuşatılmış ve kuşatılmamış olarak çözümlenmesi;

$M_u = 164 \text{ kNm}$. $N_u = 2735 \text{ N}$. $b = 300 \text{ mm}$. $h = 600 \text{ mm}$. $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ $\rho_h = 0.005$ $\epsilon_{cu} = 0.0035$ $b_h/s_h = 3$ $d' = 50 \text{ mm}$. $d_c' = 20 \text{ mm}$. $E_p = 750 \text{ Mpa}$.

KOLON GİRİŞ BİLGİLERİ

M _{prc} (kNm)	:	164.00
B kolon (mm.)	:	300.00
D' (mm)	:	50.00
Dc' (mm)	:	20.00
N _u (N)	:	2735.00
H kolon (mm)	:	600.00
GAMAc	:	1.50
GAMAs	:	1.15
f _{ck} (Mpa)	:	30.00
f _{yk} (Mpa)	:	220.00
roh	:	0.0050
E _{pcu}	:	0.00350
b _h /s _h	:	3.00
Kuşatılmış kesit 1 giriniz	:	1
SX>H (mm)	:	1500.00
ARTTIRIM	:	0.0000010
E _p (Mpa)	:	750.00

BOYUTLANDIRMA VE SON LİMİT EĞRİLİĞİ

As,prc (mm²) = 1695.45
 Qu,prc (rad/m) = 0.24585155
 Kırılma biçimi = ÇEKME
 M_{prc} (kNm) = 164.00
 kxc = 0.037
 As,prc' (mm²) = 1695.45
 e (mm) = 59963.43
 p = 0.009419

AKMA MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

M_{yprc} (kNm) = 119.92
 Q_{yprc} (rad/m) = 0.00279904

PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİ VE EĞİLME RİJİTLİĞİ

EI_{pr'} (kNm²) = 42845.66
 θ_{a,prc} (rad) = 0.05808572

KOLON GİRİŞ BİLGİLERİ

M _{prc} (kNm)	:	164.00
B kolon (mm.)	:	300.00
D' (mm)	:	50.00
N _u (N)	:	2735.00
H kolon (mm)	:	600.00
GAMAc	:	1.50
GAMAs	:	1.15
f _{ck} (Mpa)	:	30.00
f _{yk} (Mpa)	:	220.00
E _{pcu}	:	0.00350
SX>H (mm)	:	1500.00
ARTTIRIM	:	0.0000010

BOYUTLANDIRMA VE SON LİMİT EĞRİLİĞİ

As,prc (mm ²)	=	1640.59
Qu,prc (rad/m)	=	0.06535947
Kırılma biçimi	=	ÇEKME
M _{prc} (kNm)	=	164.00
k _x	=	0.089
As,prc' (mm ²)	=	1640.59
e (mm)	=	59963.43
p	=	0.009114

AKMA MOMENTİ VE EĞRİLİĞİ

M _{yprc} (kNm)	=	119.92
Q _{yprc} (rad/m)	=	0.00254276

PLASTİK MAFSAL DÖNME KAPASİTESİ VE EĞİLME RİJİTLİĞİ

EI _{pr'} (kNm ²)	=	47163.92
θ _{a,prc} (rad)	=	0.01485173

Yapılan iki uygulamadan açıkça görüldüğü gibi, kuşatılmış bir kesitin son limit eğriliği ve plastik mafsalsal dönme kapasitesi, kuşatılmamış kesite oranla 4-5 kat artmıştır. Bu da bizim gerçekleşmesini beklediğimiz bir sonuçtur. Yine uygulamalardan görüldüğü gibi kuşatma etkisinin donatı alanına etkisi olmamıştır.

5.0 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, son limit tasarım yükleri etkisinde kalan betonarme kolonların kuşatma ve pekleşme etkileri dikkate alınarak elastik ötesi davranışlarının gerçekçi biçimde tahmin edilmesini sağlayacak bir yaklaşım önerilmiştir. Bu yaklaşımda; ilgili kabullerin, varsayımların, idealleştirmelerin ve değerlendirmelerin gerçekçi ve güvenilir olması gerekir. Bu amaçla önce deneysel bulgularla uyuşan, tasarımda kullanılmaya elverişli malzeme davranış modelleri geliştirilmiştir. Sonra anılan modeller temel alınarak, bileşik eğilme etkisinde kalan kuşatılmış pekleşmeli betonarme kolon kesitlerinin çözümlenmesi ve tasarımına ilişkin algoritmalar oluşturulmuştur.

Malzeme davranış modelleri

Betona ilişkin σ - ϵ davranış modelleri kuşatılmamış ve kuşatılmış betonlar için geliştirilmiştir. Bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitin tasarımında en üst beton basınç lifi için kabul edilen etkili maksimum birim kısalma; kesitin son limit eğriliğini ve dolayısıyla plastik mafsal dönme kapasitesini belirleyen önemli bir değişkendir. Bu nedenle, kuşatılmamış kesitlerde anılan kısalmanın, üst sınırın 0.004 olması koşuluyla beton sınıfına göre değişken alınması önerilir. Kuşatılmış kesitlerde ise etkili maksimum birim kısalmanın çalışmanın ikinci bölümünde önerilen bağıntıyla belirlenmesi uygundur. Bileşik eğilme etkisinde kalan kesitlerin çözümlenmesi ve tasarımı için üçüncü bölümde geliştirilen algoritmalarla yapılan işlemlerde; beton basınç gerilme dağılımını belirleyen parametrelerin (k_1, k_2) değerleri, duyarlı bir yaklaşımla ilgili limit duruma ve ilgili beton σ - ϵ davranış modeline göre belirlenmiştir.

Betonarme kolon kesitlerinin son limite göre tasarımında donatıdaki pekleşme nedeniyle oluşan mukavemet artışı genellikle gözönüne alınmamaktadır. Bu, mukavemet hesapları bakımından güvenli yönde bir kabuldür. Ne var ki, limit tasarımda son limit eğriliklerinin pekleşme (oluşuyorsa) gözönüne alınmadan belirlenmesi, ikinci bölümde ayrıntılı belirtildiği gibi, ihtiyatlı bir yaklaşım olmamakta; bu eğriliklerin fonksiyonu olan potansiyel plastik mafsal plastik dönme kapasitelerinin olduğundan büyük tahmin edilmesine yolaçmaktadır. Bu nedenle kesitlere ilişkin çözümlenme ve tasarım

algoritmaları, ikinci bölümde önerilen ve donatı çeliğinin pekleşmeli σ - ϵ davranışını betimleyen model mesnet alınarak geliştirilmiştir.

Kolon kesitlerin çözümlenmesi ve tasarımına ilişkin algoritmalar

Limit tasarımda, potansiyel plastik mafsallı kesitlerinin güvenilir ve duyarlı algoritmalarla çözümlenmesi ve tasarlanması gerekmektedir. Çalışmanın üçüncü bölümünde önerilen algoritmalar bu istemler gözönünde bulundurularak geliştirilmiştir. Basit ya da bileşik eğilme etkisinde kalan yapısal eleman kesitleri bu algoritmalarla, son limit durum için çözümlenebilir ve tasarlanabilir; akma limit durumu için çözümlenebilir. Kolonlar için hazırlanan algoritmalar ve bu algoritma bağıntıları esas alınarak geliştirilen bilgisayar programlarıyla; son limite basınç ya da çekme kırılmasıyla ulaşan, iki yüzünde simetrik donatı bulunan, kuşatılmış betonlu ve pekleşmeli dikdörtgen kesitli kısa kolonlar güvenilir ve duyarlı şekilde çözümlenebilir ve tasarlanabilir; akma limitine ilişkin eksenel yükler, eğilme momentleri ve eğrilikler belirlenebilir.

Anılan algoritmaların içerdiği parametrelere ilişkin gerekçeli öneriler ilgili ara bölümlerde ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Bu bağlamda kuşatılmış kesitlerin, kuşatılmamış kesit donatı yüzdeleri ya da indeksleriyle ilgili sınırlar aşılmayacak şekilde tasarlanması; gene anılan bölümlerde belirtilen nedenlerden ötürü halka donatı yüzdesinin %3'ten fazla alınmaması önerilir.

Kesit eğrilik düktiliteleri, halka donatı çapı büyütülerek ve/veya halka donatı aralıkları daraltılarak artırılabilir.

Betonarme bir yapısal elemanın akma limitinin, hangi malzemenin akma limitine önce ulaşıyorsa o limit ile belirlenmesi önerilir. Yapısal elemanın akma limitini betonun belirlemesi halinde akma limitinin; betondaki birim kısalmaların gerilme artmadan artmaya -betonun yumuşamaya- başladığı birim kısalmaya eşit alınması salık verilir. Anılan birim kısalma, kuşatılmamış betonlar için 0.002 yada 0.0022; kuşatılmış betonlar için 0.002K ya da 0.0022K kabul edilebilir. Bu kabul kesit düktilitelerinin, dolayısıyla potansiyel

plastik mafsal dönmelerinin duyarlı şekilde tahmin edilmesini sağlar ve limit tasarımın güvenilirliğini artırır.

Plastik mafsalın dönme kapasitesi

Betonarme yapısal sistemlerin limit tasarımında, doğrusal elastik çözümlemeyle belirlenenden farklı olan bir eğilme momentleri dağılımı tasarımı yapan mühendis tarafından seçilir; sistem, bu dağılıma göre boyutlandırılır ve donatılır. Ne var ki, seçilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşebilmesi ve bu dağılım altında göçme mekanizmasının oluşabilmesi için kabul edilen plastik mafsal kesitleri yeterli dönme kapasitesine sahip olmalıdır. Anılan kapasitelerin, θ_a , çalışmanın dördüncü bölümünde verilen, deneysel bulgularla uyuşan yaklaşımlarla tahmin edilmesi önerilir.

Bir plastik mafsalın plastik dönme kapasitesi, ilgili kesitin son limit ve akma limit eğrilikleri ile kesit dolayında plastikleşmenin yayıldığı kabul edilen eşdeğer eleman uzunluğunun (L_p) fonksiyonudur. Plastik mafsal eşdeğer boy uzunluğunun, L_p , kesit kuşatılmış ya da kuşatılmamış olsun, ihtiyatlı yaklaşımla, $0.4h$ alınması uygun olur. Tasarım momentleri dağılımını gerçekleştiren plastik mafsal plastik dönmeleri θ_i olduğundan büyük tahmin edilmemelidir. Bu amaçla, güvenli bir tahmin için çerçeve sistem elemanlarının mesnet kesitlerindeki eğilme rijitliklerinin $EI=M_y/\phi_y$ ilişkisiyle hesaplanması önerilir.

Plastik mafsal plastik dönme kapasitesinin değeri, θ_a , ilgili tasarım momentleri dağılımın gelişmesi için yeterli değilse; başka bir anlatımla, plastik mafsalın belirlenen plastik dönme değerinden küçükse; basınç donatısı ve/veya kuşatma donatısı miktarı artırılarak ön görülen kapasite artırılabilir. Kapasitenin tahmin edilmesinde kullanılan son limit durum ve akma limit durumu momentleri ve eğrilikleri kesitin, kuşatılmamış ya da kuşatılmış, pekleşmesiz ya da pekleşmeli olması durumlarından ilgili olanıyla belirlenmelidir. Önce de belirtildiği gibi, kolon kesitlerinde pekleşme etkisinin (varsa) gözönüne alınması, plastik mafsal dönme kapasitelerinin olduğundan büyük tahmin edilmemesini sağlar.

Limit tasarım yaklaşımı

Limit tasarım yaklaşımıyla bir yapısal sistemin gerçek davranışı çok yakından tahmin edilebilir ve algılanabilir. Limit yaklaşımına, yapısal sistemi oluşturan elemanların elastik ötesi davranışları ve bu davranışları belirleyen etkiler, yeniden dağılım olgusu gözönünde bulundurulurarak irdelenebilir; öngörülen yapısal performans gerçekleşecek biçimde tasarım yapılabilir.

Yaklaşımın en olumlu özelliği, tek bir çözüme (elastik çözüm) bağımlılığın ortadan kalkmış olmasıdır. Başka bir anlatımla, çok sayıda çözüm üretilmesine ve en elverişli çözümün araştırılmasına imkan vermesidir. Böylece yapısal sistem, elastik tepe momentleri yerine, en ekonomik çözümü veren eğilme momentleri dağılımına göre tasarlanabilir. Gene limit tasarımda mesnetlerde donatı yığılması oluşturmeyen bir momentler dağılımının kabul edilmesi ve dolayısıyla donatının kiriş boyunca dengeli dağılmasının sağlanması; anılan yığılmalarının betonun mekanik özellikleri üzerindeki olumsuz etkilerin ortadan kaldırılması mümkündür.

Önerilen limit tasarım yaklaşımından gidilerek kolon elemanları için elastik yaklaşımdan elde edilecek elastik moment değerleri esas alınabilir ve gerçek eğilme rijitlikleri kullanılarak sistem kısmi elastik bir yaklaşımla (zayıf kiriş-kuvvetli kolon) tasarlanabilir.

Ne varki irdelemeler, kullanılacak kısmi elastik yaklaşımda da, gerçek eğilme rijitliklerin kullanılacağından dolayı plastik mafsallarda kesimlerinde plastik dönmeler oluşturacağını; sistemin kısmen plastik aşamada bulunduğunu gösterecektir. Ayrıca irdelemelere göre; limit tasarımda gerekli plastik dönme kapasitesinin sağlanabilmesi için, plastik mafsallarda kesimlerinin çoğu zaman yanal donatıyla kuşatılması zorunlu olmaktadır. Limit tasarımda kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşmesi için gereken plastik mafsallarda bölgelerinin plastik mafsallarda dönme kapasiteleri, kuşatma etkisiyle büyük ölçüde artmaktadır. Bu da , özellikle depreme göre tasarımda kiriş-kolon birleşim bölgelerinin yanal donatıyla kuşatılmasının önemi bir kez daha vurgulamaktadır.

Kolon kesitlerinin kuşatma ve pekleşme etkileri gözönüne alınarak son limite göre çözümlenmesi ve tasarımı, akma limitine göre çözümlenmesi; dolayısıyla gerçekçi plastik mafsallık dönme kapasitelerinin hesaplanmasına ilişkin bilgisayar programları çalışmanın ekler bölümünde verilmiştir. Çalışmada önerilen algoritmalar esas alınarak geliştirilen bu programlarla yapısal çerçeve sistemlerin kolon kesitlerinin kuşatma ve pekleşme etkileri gözönüne alınarak tasarımı ve plastik mafsallık dönme kapasitelerinin duyarlı hesaplanması kısa sürede gerçekleştirilebilir.



KAYNAKLAR

ABSI, E., 1961. Essai de résolution des systèmes hyperstatiques dans le domaine élasto-pastique, Annales de L'ITBTB, 158.

ACI-ASCE Committee 428, 1968. Progress report on code clauses for limit design, **ACI Journal, Proceedings**, V.65, No.9, September, 713-720.

ACI Committee 348, 1971. Probabilistic design of reinforced concrete buildings, **ACI Publication**, SP 31, Detroit, March, 260 pp.

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

ACI Committee 318 1984 B. **Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 RM- 83)**, ACI Publication, Detroit, 155 pp.

AKTAN, A.E., KARLSSON, B.I., and SOZEN, M.A., 1973. Stress-strain relationship of reinforced bars subjected to large strain reversals, Civil Engineering Studies, **Structural Research Series No. 397**, University of Illinois, Urbana, June.

ANG, A. H-S., and TANG, W.H., 1984. Probability Concepts in Engineering Planning and Design, V.II., Decision, Risk, and Reliability, Wiley, New York, 562 pp.

BACHMAN, H., 1970. Influence of shear and bond on rotational capacity of reinforced concrete beams, Publications IABSE, V.30, Part 2, Zurich, 11-18.

BAKER, A.L.L., 1949 B. A plastic theory of design for ordinary reinforced and prestressed concrete including moment redistribution in continuous members, Magazine of Concrete Research, V.1, No.2, June, 57-66.

BAKER, A.L.L., 1956. The Ultimate-Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames, Concrete Publications, London, 91 pp.

BAKER, J.F., HORNE, M.R., and HEYMAN, J., 1956. The Steel Skeleton V.2: Plastic Behaviour and Design, Cambridge University Press, New York, 408 pp.

BAKER, A.L.L., 1961. A general equation for frame analysis, Concrete and Constructional Engineering, V.56, March, 97-103.

BAKER, A.L.L., and AMARAKONE, A.M.N., 1964. Inelastic hyperstatic frames analysis, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, ACI SP-12, Miami, November, 85-142.

BAKER, A.L.L., 1973. The stability of a reinforced concrete building frame: design by trial adjustment, Proceeding of the Institution of Civil Engineers (ICE), V.54, Part 2.

BARNARD, P.R., 1964. Research into the complete stress-strain curve for concrete, Magazine of Concrete Research, V.16, No.49, December, 203-210.

BASE, G.B., and READ, J.B., 1965. Effectiveness of helical binding in compression zone of concrete beams, ACI Journal, Proceedings, V.62, No.7, July, 763-781.

BENJAMIN, J.R., and CORNELL, C.A., 1970. Probability, Statistics, and Decision for Engineers, McGraw-Hill, New York, 684 pp.

BERKTAY, İ., 1989. Betonarme I, Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yayını, İstanbul, 335 s.

BLAUWENDRAAD, J., 1972. Realistic analysis of reinforced concrete framed structures, Heron, V.18, No.4, Delft, 31 pp.

BLOCKLEY, D.I., 1980. **The Nature of Structural Design and Safety**, Ellis Horwood, Chichester, England, 365 pp.

BLUME, J.A., NEWMARK, N.M., and CORNING, L.H., 1961. **Design of Multi-storey Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions**, Portland Cement Association, Chicago, 318 pp.

BREEN, J.E., MACGREGOR, J.G., and PFRANG, E.O., 1972. Determination of effective length factors for slender concrete columns, *ACI Journal*, **Proceedings**, V.69, No.11, November, 669-672.

British Standards Institution (BSI), 1980. **Code of Practice for Structural Use of Concrete (CP 110, Part 1: Design, materials and workmanship**. November 1972), London, 154 pp.

BURNS, N.H., and SIESS, C.P., 1966. Plastic hinging in reinforced concrete, **Proceedings ASCE**, V.92, ST5, October, 45-64.

CEB, CEB-FIB 1978. Model Code for Concrete Structures, **Bulletin d'Information** 124/125, Paris, April, V.I., 101 pp; V.II, 336 pp.

CEB, 1982 A. Conceptual preparation of future codes, **Progress Report**, **Bulletin d'Information** 147, Paris, February, 230 pp.

CEB, 1982 B. Bond action and bond behaviour of reinforcement, **Bulletin d'Information** 151, state-of-the-Art report, Paris, april, 160 pp.

CEB, 1983 A. Concrete under multiaxial state of stress constitutive equations for practical design, **Bulletin d'Information** 156, Paris, June, 149 pp.

CEB, 1983 B. Response of reinforced concrete critical regions under large amplitude reversed actions, **Bulletin d'Information** 161, Lausanne, August, 306 pp.

CEB, 1985 A. CEB Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, **Bulletin d'Information** 165, Lausanne, April, 58 pp.

CEB, 1985 B. Basic notes on model uncertainties, State-of-the-Art Report, **Bulletin d'Information** 170, Lausanne, February, 1-33.

CEB, 1988. General principles on reliability for structures, A commentary on ISO 2394, **Bulletin d'Information** 191, Lausanne, July, 51 pp.

CEB, 1991 A. CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft , Chapter 1-3, **Bulletin d'Information** 203, Lausanne, July, 154 pp.

CEB, 1991 B. CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Chapter 4-10, **Bulletin d'Information** 204, Lausanne, July 262 pp.

CEB, 1991 C. Reliability of concrete structures, Final Report of Permanent Commission 1, **Bulletin d'Information** 202, Lausanne, July, 163 pp.

CEB, 1991 D. Behaviour and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response, V.1: General models, **Bulletin d'Information** 210, Lausanne, July, 296 pp.

Cement and Concrete Association, 1978. Handbook on the Unified Code for Structural Concrete (CP 110: 1972), Published by the Cement and Concrete Association, London, 153 pp.

COHN, M.Z., 1964. Rotational compatibility in limit design of reinforced concrete continuous beams, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE_ACI, SP-12, Miami, November, 359-382.

COHN, M.Z., 1965. Optimum limit design for reinforced concrete continuous beams, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE), V.30, London, April, 675-707.

COHN, M.Z., 1966. Limit design of continuous reinforced crane girders, Proceedings ASCE, V.92, ST3, June, 161-177.

COHN, M.Z., 1967. Limit design solutions for concrete structures, Proceedings ASCE, V.93, ST1, February, 37-57.

COHN, M.Z., 1968. Limit design of reinforced concrete frames, Proceedings ASCE, V.94, ST10, October, 2467-2483.

*COHN, M.Z., 1972. Equilibrium methods of limit design for concrete frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE), Paper 7514 S, London, 263-275.

CORLEY, W.G., 1966. Rotational capacity of reinforced concrete beams, Proceedings ASCE, V.92, ST5, October, 121-146.

COTTADI, L., DONATO, O.de, and MAIER, G., 1974. Inelastic analysis of reinforced concrete frames, Proceedings ASCE, V.100, ST9, September, 1925-1942.

COWAN, H.J., 1966. An Historical Outline of Architectural Science, Elsevier, Amsterdam, 175 pp.

CRANSTON, W.B., 1965 A. A computer method for inelastic analysis of plane frames, Technical Report, TRA-386, Cement and Concrete Association, London, March, 38 pp.

CRANSTON, W.B., 1965 B. Tests on reinforced concrete frames, Part 1: Pinned portal frames, Technical Report, TRA-392, Cement and Concrete Association, London, August.

CRANSTON, W.B., and CRACNELL, J.A., 1969. Tests on reinforced concrete frames, Part 2: Portal frames with fixed feet, Technical Report, TRA-420, Cement and Concrete Association, London, September, 35 pp.

ÇAKIROĞLU, A., ve ÖZER, E., 1980. **Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler**, İTÜ Kütüphanesi, Sayı 1168, İstanbul, 218 s.

ÇELİK, T., 1977. Elastic-plastic analysis of complete structures ith shear walls and frames, **Ph.D.thesis**, The University of Aston in Birmingham, uly, 183 pp.

ÇELİK, T., 1980. Betonarme çerçevelerin lineer olmayan çözümlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı, Tübitak VII. Bilim Kongresi, Kongre kitabı, Ankara, Ekim, 1069-1081.

DARVALL, P.Le P., and MENDIS, 1985. Elastic-plastic-softening analysis of plane rames, Proceedings ASCE, V.111, ST4, April, 871-888.

*DARWIN, D., and PECNOLD, D.A.W., 1974. Inelastic model for cyclic biaxial loading of einforced concrete, SRS No.409, University of Illinois, Urbana-Champaign.

DIAMANTIDIS, D., 1983. On the variability of the excentricity of slender columns under sustained load, Bulletin d'Information 155, CEB, Lausanne, September, 201-220.

DIN 1981. Deutsches Institut für Normung e.V., General Principles on the Specification of Safety Requirements for Structures, Beuth Verlag, Berlin (West), 62 pp.

ELIGEHAUSEN, R., and LANGER, P., 1987 A. The rotation capacity of plastic hinges in reinforced concrete beams and slabs, Bulletin d'Information 175, CEB, Lausanne, March, I7.9-I7.41.

ELIGEHAUSEN, R., and LANGER, P., 1987 B. The rotation capacity of plastic hinges in reinforced concrete beams and slabs, Bulletin d'Information 178/179, CEB, Lausanne, March, 93-102.

ERSOY, U., et al. 1985 A. A study on the stress-strain relationship of confined concrete- influence of strain gradient and strain history, Research Report, METU, January, 19 pp.

- ERNST, G.G.,1956. A brief for limit design, Transactions ASCE, V. 121, 605-632.
- ERSOY, U, 1985 B. Betonarme, Temel İlkeler ve Raşıma Gücü Hesabı, Cilt 1, Bizim Büro Basımevi, Ankara, 643 s.
- ERSOY, U., TANKUT, T., and UZUMERI, S.M., 1987. The influence of strain history and strain gradient of confined concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, V.14, No.3, 336-341.
- FIP/CEB, 1990. High strenggth concrete, Bulletin d'Information 197, CEB, State of the Art Report, Published by FIP, London, August, 61 pp.
- FRANCHI, A., and RONCA, P., 1982. Elastic-plastic-brittle constitutive model and structural analysis, Bulletin d'Information 153, CEB, Paris, April, 67-89.
- FURLONG, R.W., 1970. Design of concrete frames by assigned limit moments, **ACI Journal**, Proceedings, V.67, No.4, April, 341-353.
- FURLONG, R.W., 1971. Column slenderness and charts for design, **ACI Journal**, **Proceedings**, V.68, No.1, January, 9-18.
- *GALILEI, G., 1933. **Two New Sciences**, Translated by H.Crew and A.de Salvio, Macmillan, New York.
- GARTNER, R., 1957. Design of statically indetermine structures by the plastic hingemehod, Concrete and Constructional Engineering, London, May, 161-174.
- GIANNINI, R., and MENEGOTTO, M., 1982. A reliability analysis of slender columns design ules, Bulletin d'Information 154, CEB, Paris, April 1982, 55-74.

*GLANVILLE, W.H., and THOMAS, F.G., 1935-1936. The redistribution of moments in reinforced concrete beams and frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE), V.3, No.7, London, 291-329.

*GLANVILLE, W.H., and THOMAS, F.G., 1939. Moment redistribution in reinforced concrete, **Building Research Technical Paper No.22, H.M.Stationary Office, London.**

GOYAL, B.B., and JACKSON, N., 1971. Slender concrete columns under sustained load, Proceedings ASCE, V.97, ST11, November, 2729-2750.

GREENBERG, H.J., and PRAGER, W., 1952. On limit design of beams and frames, Transactions of ASCE, V.117, 447-458.

GREEN, R., and BREEN, J.E., 1969. Eccentrically loaded concrete columns under sustained load, ACI Journal, Proceedings, V.66, No.11, November, 866-874.

GUTIERREZ, J., and RECUERO, A., 1987. An approximate method for analysis of reinforced concrete sway frames, Bulletin d'Information 178/179, CEB, Lausanne, March, 141-147.

GÜNDÜZ, A., 1978. Betonarme, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 454 s.

GÜNDÜZ, A., 1980. Betonarme, Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesap, Kazmaz Matbaası, İstanbul, 154 s.

GÜNDÜZ, A., 1984. Kuşatılmış betonlu dikdörtgen kiriş kesitlerinin hesaplanmasıyla ilgili bir algoritma, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 1, İstanbul, 21-34.

GÜNDÜZ, A., 1985. Kuşatılmamış betonla ilgili bir gerilme-birim deformasyon hesap ilişkisi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 2, İstanbul, 29-36.

GÜNDÜZ, A., 1986 A. Kuşatılmamış betonlu dikdörtgen kiriş kesitlerinde moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesiyle ilgili bir tasarım algoritması, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 1, İstanbul, 17-28.

GÜNDÜZ, A., 1986 B. Assessment of model unccertainties in structural design, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 4, İstanbul, 65-76.

GÜNDÜZ, A. 1987. Betonarme kiriş kesitlerinin CEB Deprem Yönetmeliğine göre tasarımıyla ilgili bir algoritma, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 3-4, İstanbul, 27-34.

GÜNDÜZ, A., 1988 A. Beton mukavemetinin betonarme yapıların göçme riski üzerindeki etkisi, Ülkemizin kalkınmasında mühendisliğin rolü sempozyumu, Yıldız Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Sempozyum Kitabı, İstanbul, 20-24, Haziran, 153-161.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., 1988 A. Kuşatılmamış kesitli betonarme kirişlerin son imit eğriliği ve momenti üzerinde çelik pekleşmesi etkisi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 1, İstanbul, 35-42.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., 1988 B. Kuşatılmış kesitli betonarme kirişlerde sonlimit momentinin ve eğriliğinin donatıdaki pekleşme gözönüne alınarak belirlenmesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 2, İstanbul, 13-20.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., 1988 C. Kuşatılmış kesitli betonarme kirişlerde akma limiti ve son limit momentlerinin ve duktilite oranının belirlenmesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, Sayı 1, İstanbul, 43-52.

GÜNDÜZ, A., 1989 A. Beton mukavemetindeki değişkenliğin betonarme yapısal elemanların göçme riski üzerindeki etkisi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi 1.Ulusal Beton Kongresi, Kongre Kitabı, İstanbul, İstanbul, 24-26 Mayıs, 13-23.

GÜNDÜZ, A., 1989 B. Dikdörtgen çelik halkalarla kuşatılmış basınç etkisinde kalan betonun gerilme-birim deformasyon davranışıyla ilgili geliştirilmiş bir tasarım modeli, **Yıldız Üniversitesi Dergisi**, Sayı 1, İstanbul, 1-10.

GÜNDÜZ, A., 1990 A. Kuşatılmış betonlu dikdörtgen kiriş kesitleriyle ilgili bir tasarım algoritması, **Teknik dergi**, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Cilt 1, Sayı 3, Ankara, Temmuz, 133-146.

GÜNDÜZ, A., 1990 B. Donatı çeliği son limit birim deformasyon tasarım değerinin belirlenmesi, **Türkiye Mühendislik Haberleri**, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Cilt 36, Sayı 350, Ankara, Mayıs-Haziran, 7-10.

GÜNDÜZ, A., 1991 A. Yüksek ve normal mukavemetli betonların davranışının yanıl donatıyla yetkinleştirilmesi, **TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi 2.Ulusal Beton Kongresi**, Kongre Kitabı, İstanbul, 27-30 Mayıs, 147-158.

GÜNDÜZ, A., 1991 B. Yapısal güvenilirlik ve betonarme yapısal sistemlerin güvenilirliğine dayanan tasarımı, **Teknik Dergi**, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Cilt 2, Sayı 3, Ankara, Temmuz, 367-383.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., 1991. Betonarme kirişlerde plastik mafsal dönme kapasitelerinin belirlenmesiyle ilgili bir yaklaşım, **Yıldız Üniversitesi Dergisi**, sayı 1-4, İstanbul, 29-36.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., 1993. Kuşatılmamış betonlu kısa kolonlar için geliştirilmiş tasarım algoritmaları, **Yıldız Teknik Üniversitesi Dergisi**, Sayı 4, İstanbul, 17-26.

GÜNDÜZ, A., ve NOYAN, S., ?. Betonarme kısa kolonların akma limitine göre çözümlenmesi 23.10.1991'de **Yıldız Teknik Üniversitesi Dergisi**'ne verilmiş, Dergi Başkanlığının 31.10.1991 gün ve 332 sayılı yazısına göre Dergi'de yayımlanması kabul edilmiştir.

*GVOZDEV, A.A., 1949. Determination of the Strength of Structures by the Method of Limit Design (in Russian), stroiizdat, Moscow.

HEYMAN, J, 1964. Beams and Framed Structures, Pergamon, Oxford, 141 pp.

HODGE, P.G., 1959. Plastic Analysis of Structures, Mc Graw-hill, New York.

HODGE, P.G., 1967. Yapıların Elastik Analizi, Çevirenler. E.Şuhubi ve V.Cinemre, İTÜ Yayını, Sayı 708, İstanbul, 412 s.

*HOGNESTAD, E., 1951. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, **Bulletin** No.399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, November, 128 pp.

HOGNESTAD, E., HANSON, N.W., and MCHENRY, D., 1955. Concrete stress distribution in ultimate strength design, **ACI Journal, Proceedings**, V.52, No.12, December, 455-479.

HORNE, M.R., 1950. Fundamental propositions in the plastic theory of structures, **proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)**, V.34, London, 174-177.

HUGHES, B.F., 1976. **Limit State Theory for Reinforced Concrete Design**, Pitman, London, 697 pp.

HÜTTE, 1956. **Des Ingenieurs Taaschenbuch**, Hütte III, Bautechnik, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 37-39.

Institution Research Committee, 1962. Ultimate Load design of concrete structures, search Report, **Proceedings of the Institution of Civil Engineering (ICE)**, V.21, London, February 1962, 399-442; Discussion, V.23, October 1962, 225-269; Reply to written discussion, 24, November, 532-537.

JOHNSON, L.P., and SAWYER, H.A., 1958. Elastic-plastic analysis of continuous frames and beams, **Proceedings ASCE**, V.84, ST5, December, Paper 1879, 1-23.

JONES, L.L., 1962. Ultimate Load Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures, Chatto and Windus, London, 248 pp.

KACHANOV, L.M., 1974. **Fundamentals of the Theory of Plasticity**, Mir Publishers, Moscow, 445 pp.

KALEVRAS, V.C., 1982. Aids for nonlinear analysis and design of concrete frames, **Bulletin d'Information 153**, CEB, Paris, April, 117-157.

KARSAN, I.D., and JIRSA, J.O., 1969. Behaviour of concrete under compressive loadings, **Proceedings ASCE**, V.95, ST12, December, 2543-2563.

*KAZINCZY, G., 1914. Researches of beams fixed-ended in masonry (in Hungarian), **Betonszemle**, No.4,5,6.

KENT, D.C., and PARK, R., 1971. Flexural members with confined concrete, **Proceedings ASCE**, V.97, ST7, July, 1969-1990.

KESKİNEL, F., 1971. **Yapı Sistemlerinde Güvenlik Hesabı**, İTÜ Mimarlık Fakültesi Yayını, İstanbul, 121 s.

KINNEY, J.S., 1957. **Indeterminate Structural Analysis**, Addison-Wesley, Massachusetts, 655 pp.

KONG, F.K., and EVANS, R.H., 1975. **Reinforced and Prestressed Concrete**, Nelson, London, 229 pp.

KUZNETSOV, V., and DARKOV, A., 1965. **Structural Mechanics**, Mir Publishers, Moscow, 703 pp.

LEONHARDT, F., 1977. Vorlesungen über Massivbau, Vierter Teil, Springer Verlag, Berlin, 1977, 194 pp.

*LEVI, F., 1954. Analisi di fenomeni anelastici proseguita fino a rottura, *Giornale del Genio Civile*, No.3

LIMA, L.J., 1982. A discussion about structural ductility. *Bulletin d'Information* 153, CEB, Paris, April, 159-170.

LIMA, L.J., and LIMA, E., 1982. Some experimental results about the ductility of beams, *Bulletin d'Information* 153. CEB, Paris, 171-182.

MACCHI, G., 1960. Proposition de calcul basée sur la théorie des rotation imposées *Bulletin d'Information* 21, CEB, Paris, January , 121-158.

MACGREGOR, J.G., BREEN, J.E., and PFRANG, E.O., 1970. Design of slender concrete columns, *ACI Journal*, Proceedings, V.67, No.1, Januar, 6-28.

MAIER-LEIBNITZ, H., 1928. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St. 37 und aus Holz, *Bautechnik*, V.6, p.11.

MAIER-LEIBNITZ, H., 1929. Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-form aus St 37, *Bautechnik*, V.7, p. 313.

MAJID, K.I., SAKA, M.P., and ÇELİK, T., 1978. The theorems of structural variation generalized for rigidly jointed frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)*, V.65, Part 2, December, 839-856.

MATTOCK, A.H., 1959. Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)*, V.13, London, May, 35-46.

MATTOCK, A.H., KRIZ, L.B., and HOGNESTAD, E., 1961. Rectangular stress distribution in ultimate strength design, **ACI Journal, Proceedings**, V.57, No.2, February, 875-928.

MATTOCK, A.H., 1967. Discussion of, Rotational capacity of reinforced concrete beams, by W.G.Corley, **Proceedings ASCE**, V.93, ST2, April, 519-522.

NAHHAS,U., and YU, C.W., 1972. The elastic-plastic design of reinforced concrete sway frames against instability, **Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)**, V.53, Part, 2, June.

NAWY,E.G., DANESI, R.F., and GROSKO, J.J., 1968. Rectangular spiral binders effect on plastic hinge rotation capacity in reinforced concrete beams, **ACI Journal, Proceedings**, V.65, No.12, December, 1001-1010.

NEAL, B.G., 1963. **The Plastic Methods of Structural Analysis**, Chapman and Hall, London, 358 pp.

NOYAN,S., 1994. Çok katlı ve çok açıklıklı betonarme düzlem çerçeve sistemlerin limit tasarımı için geliştirilmiş bir yaklaşım, İstanbul

PARK,R., KENT, D.C., and SAMPSON, R.A., 1972. Reinforced concrete members with cyclic loading, **Proceedings ASCE**, V.98, ST7, July, 1341-1360.

PARK, R., and PAULAY, T., 1975. **Reinforced Concrete Structures**, Wiley, New York, 769 pp.

PARK, R., PRIESTLEY, M.J., and GILL, W.D., 1982. Ductility of square-confined concrete columns, **Proceedings ASCE**, V.108, ST4, April, 929-950.

PÖSCHL, T., 1952. **Elemanter Mukavemet**, Çeviri: M.İnan, İTÜ Kütüphanesi, Sayı 278, İstanbul, 292 s.

RAMBERG, W., and OSGOOD, W.R., 1943. Description of stress strain curve by three parameters, Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, July.

RZHANITZNY, A.A., 1954. Structural Analysis Taking Account of Plastic Properties (in Russian), 2 nd Edition, Stroiizdat, Moscow.

SAWYER, H.A., 1955. Elastic-plastic design of single span beams and frames, Proceedings ASCE, V.81, December, Paper 851, 1-29.

SAWYER, H.A., 1964 A. The status and potentialities of nonlinear design of concrete frames, **Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete**, ASCE-ACI, SP-12, Miami, November.

SHEIK, S.A., and UZUMERI, S.M., 1980. Strength and ductility of tied concrete columns, Proceedings ASCE, V.106, ST5, May, 1079-1102.

SHEIKH, S.A., and UZUMERI, S.M., 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns, **Proceedings ASCE**, V.108, ST12, December, 2703-2722.

SOMES, N.F., 1970. Compression tests of hoop-reinforced concrete, **Proceedings ASCE**, V.96, ST7, July, 1495-1509.

STOCKL, S., 1964. Discussion of, Ductility of concrete, by H.E.H.Roy and M.A.Sozen, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, ACI SP-12, Miami,

STRAUB, H., 1964. **A History of Civil Engineering**, The MIT (Massachusetts Institute Technology) Press, Massachusetts, 258 pp.

TANKUT, T., 1990. Yerinde tutulmuş boyuna çubukların sargılama etkisi, **Teknik Dergi**, **TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası**, Cilt 1, Sayı 3, Ankara, Temmuz, 169-175.

TICHÝ, M., and VORLIČEK, 1964. Safety of reinforced concrete framed structures, **Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete**, ASCE-ACI, ACI SP-12, Miami, November, 53-79.

TICHÝ, M., and RÁKOZNIK, J., 1977. **Plastic Analysis of Concrete Frames**, Collet's (Publishers), London, 319 pp.

Türk Standartları Enstitüsü (TSE), 1984. **Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS 500-84)**, Ankara, 75 s.

VALLENAS, J., BERTERO, V.V., and POPOV, E.P., 1977. Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial loads, **Earthquake Engineering Research Center**, Report No. UCB/EERC-77/13, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, august, 114 pp.

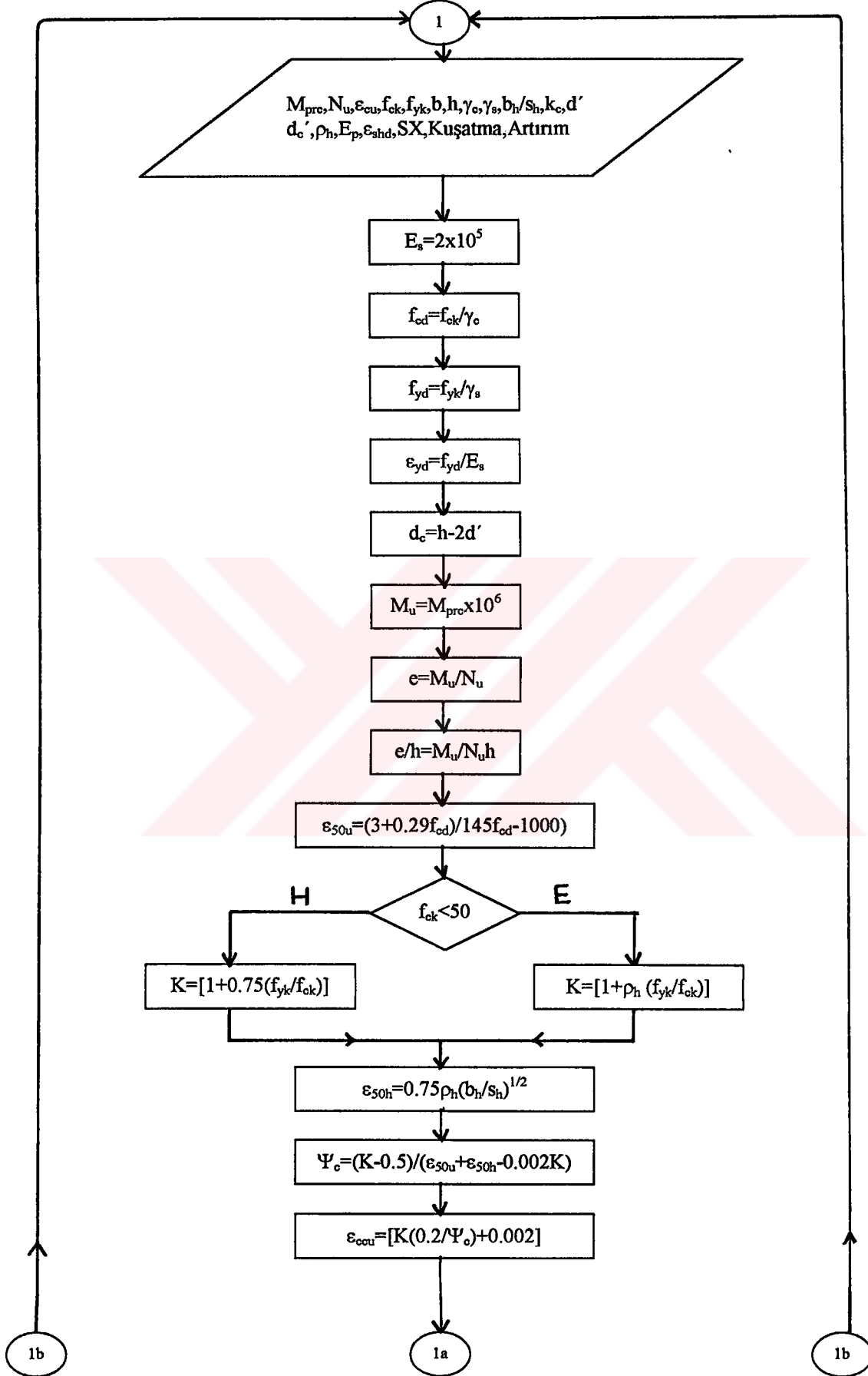
VAN DEN BROEK, J.A., 1948. **Theory of Limit Design**, Chapman and Hall, London.

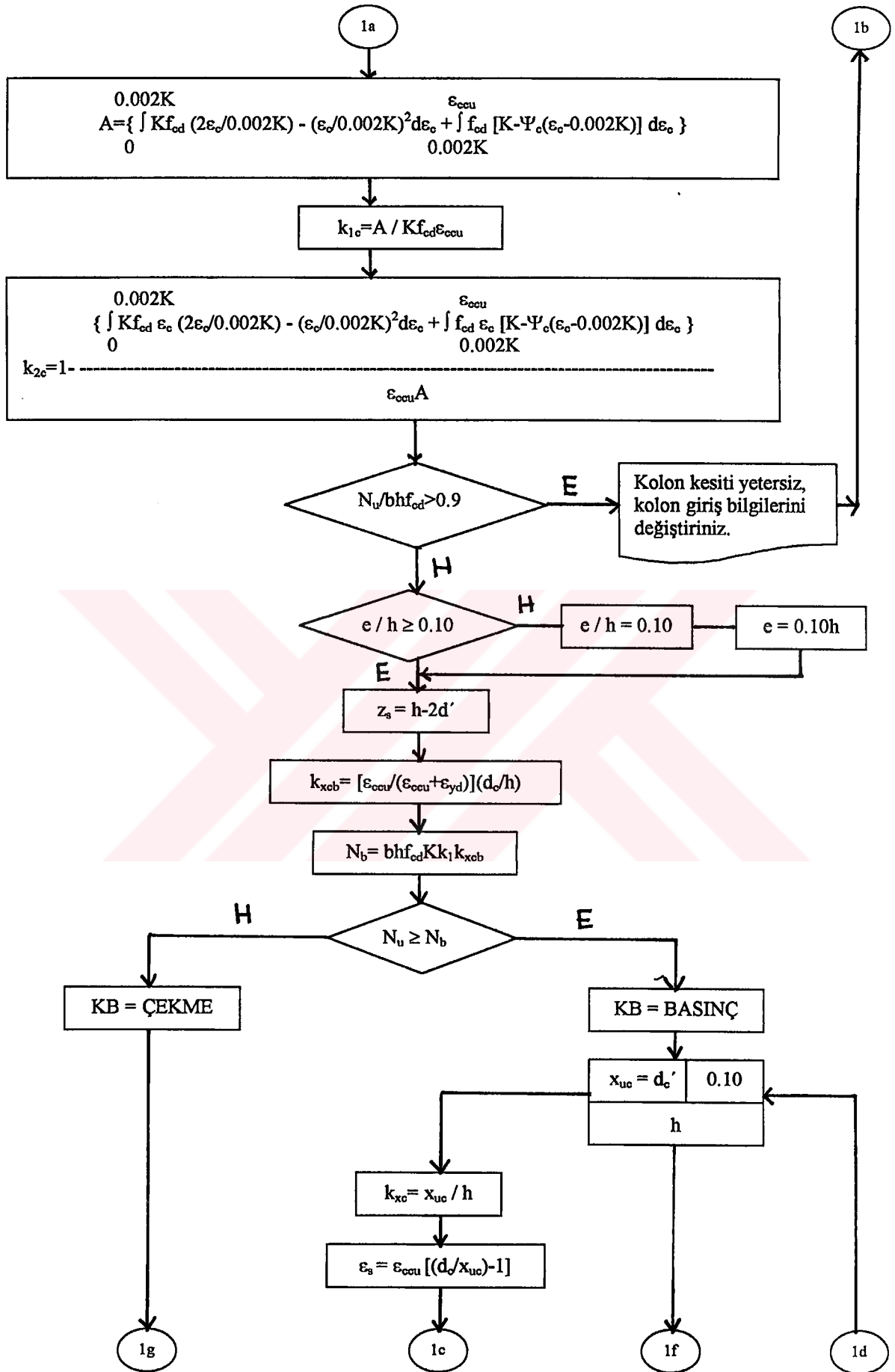
WINTER, G., O'ROURKE, C.E., and NILSON, A.H., 1964. **Design of Concrete Structures**, McGraw-Hill, New York, 660 pp.

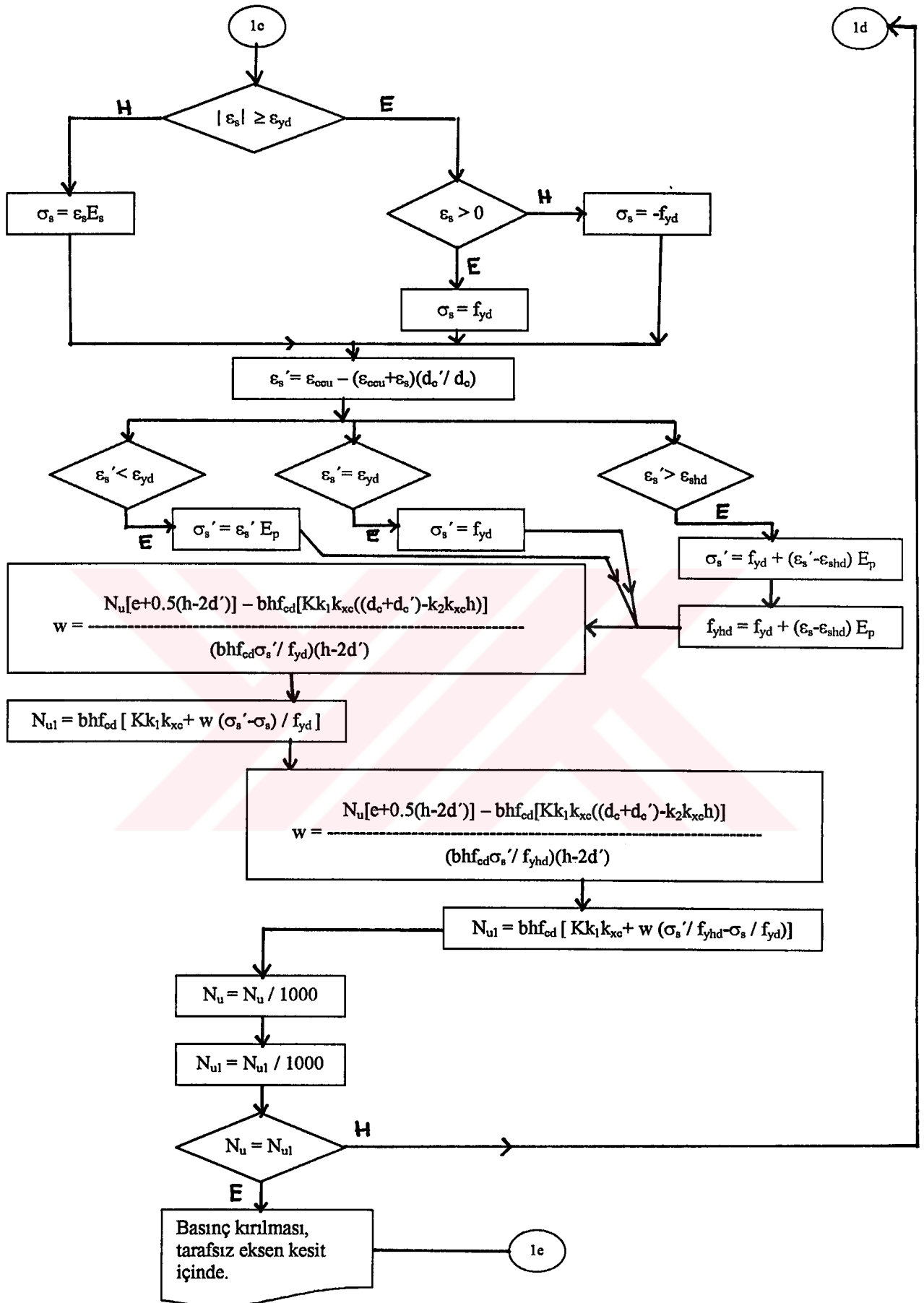
YAMASHIRO, R., and SIESS, C.P., 1962. Moment-rotation characteristics of reinforced concrete members subjected to bending, shear and axial load, Civil Engineering, Structural Research Series No.260, University of Illinois, Urbana, December.

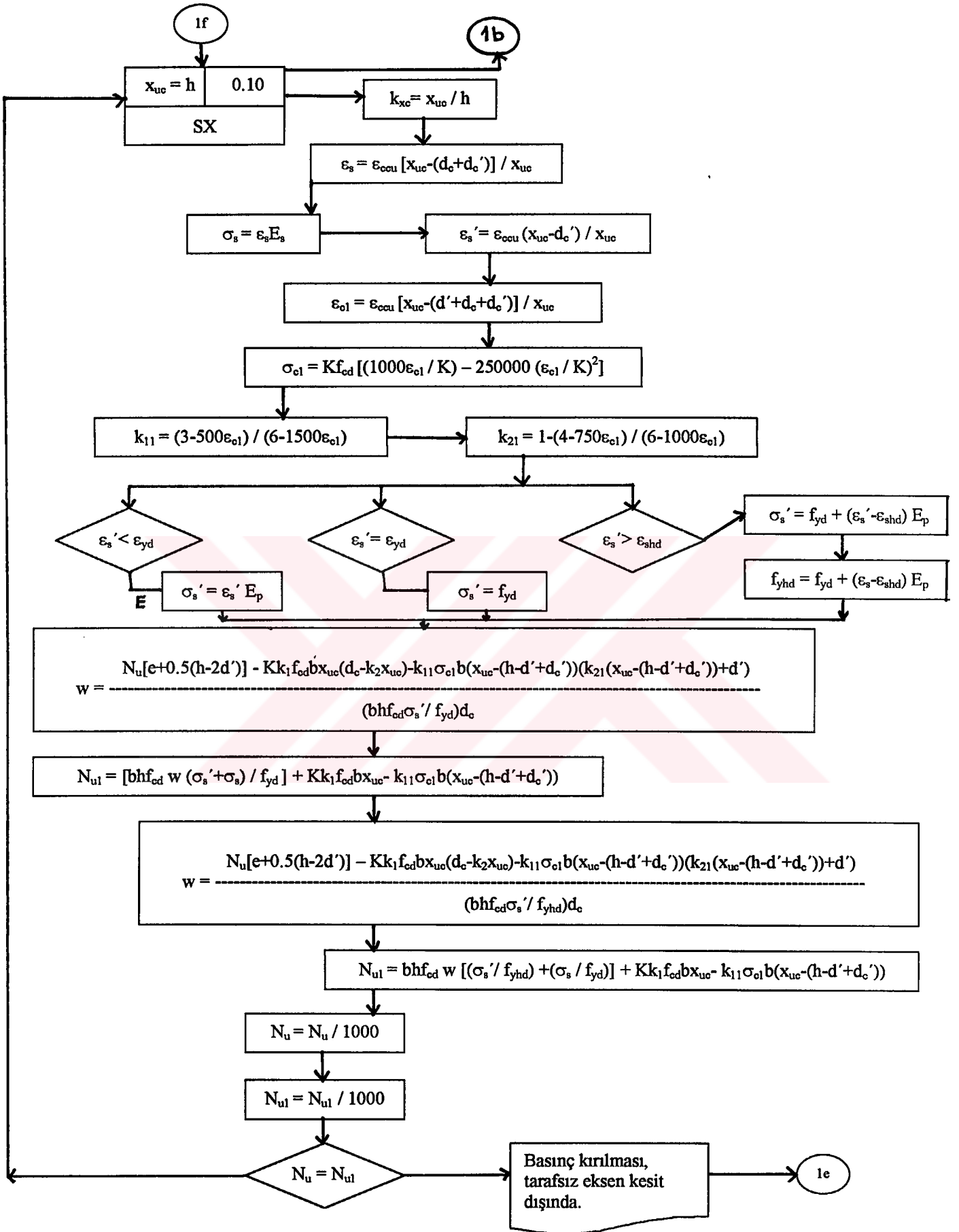
EKLER**EK.1. AKIŞ DİYAGRAMLARI****EK.2. BİLGİSAYAR PROGRAMLARI**

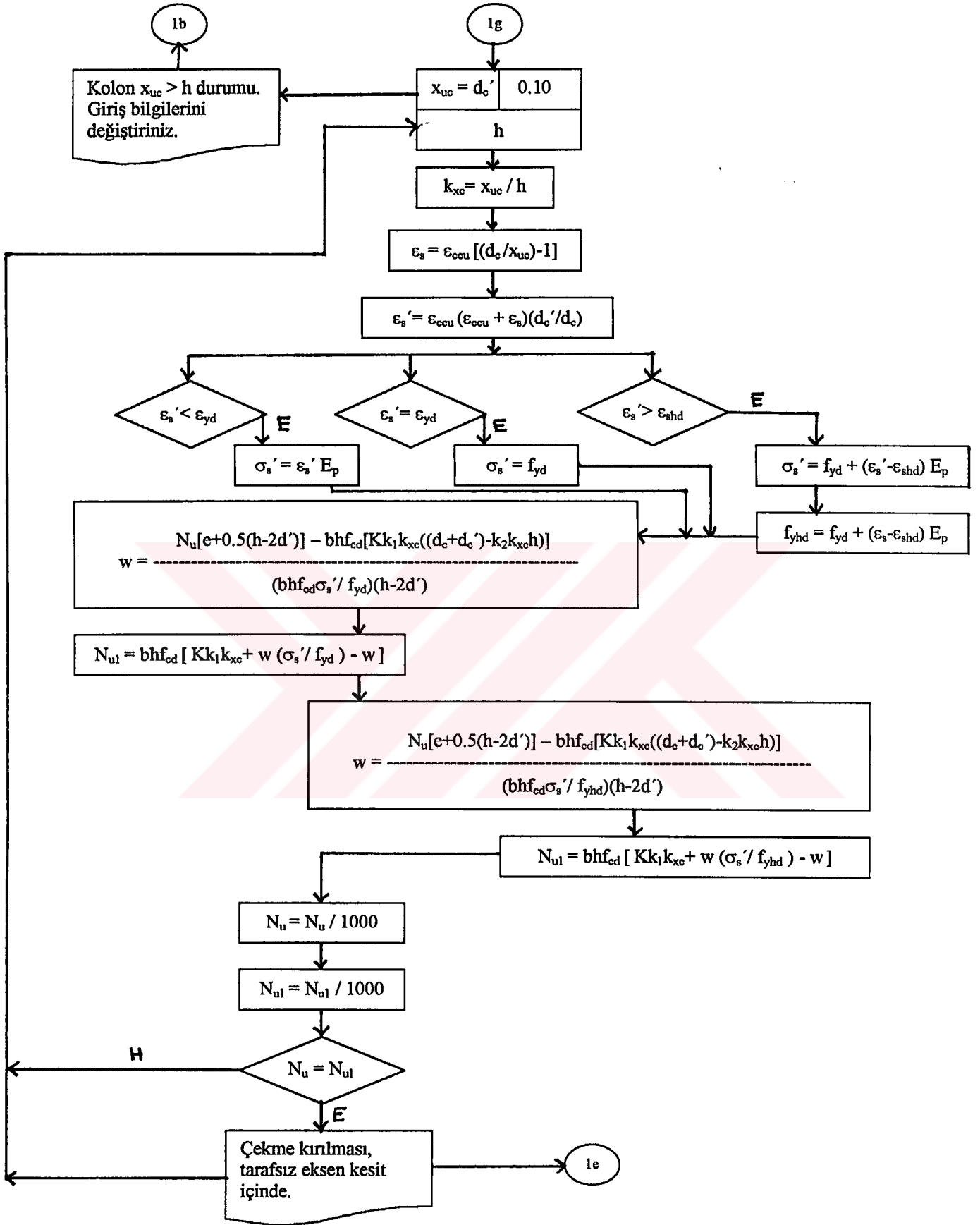
KOLON KESİT HESABI
(DENEME-YANILMA YÖNTEMİ)

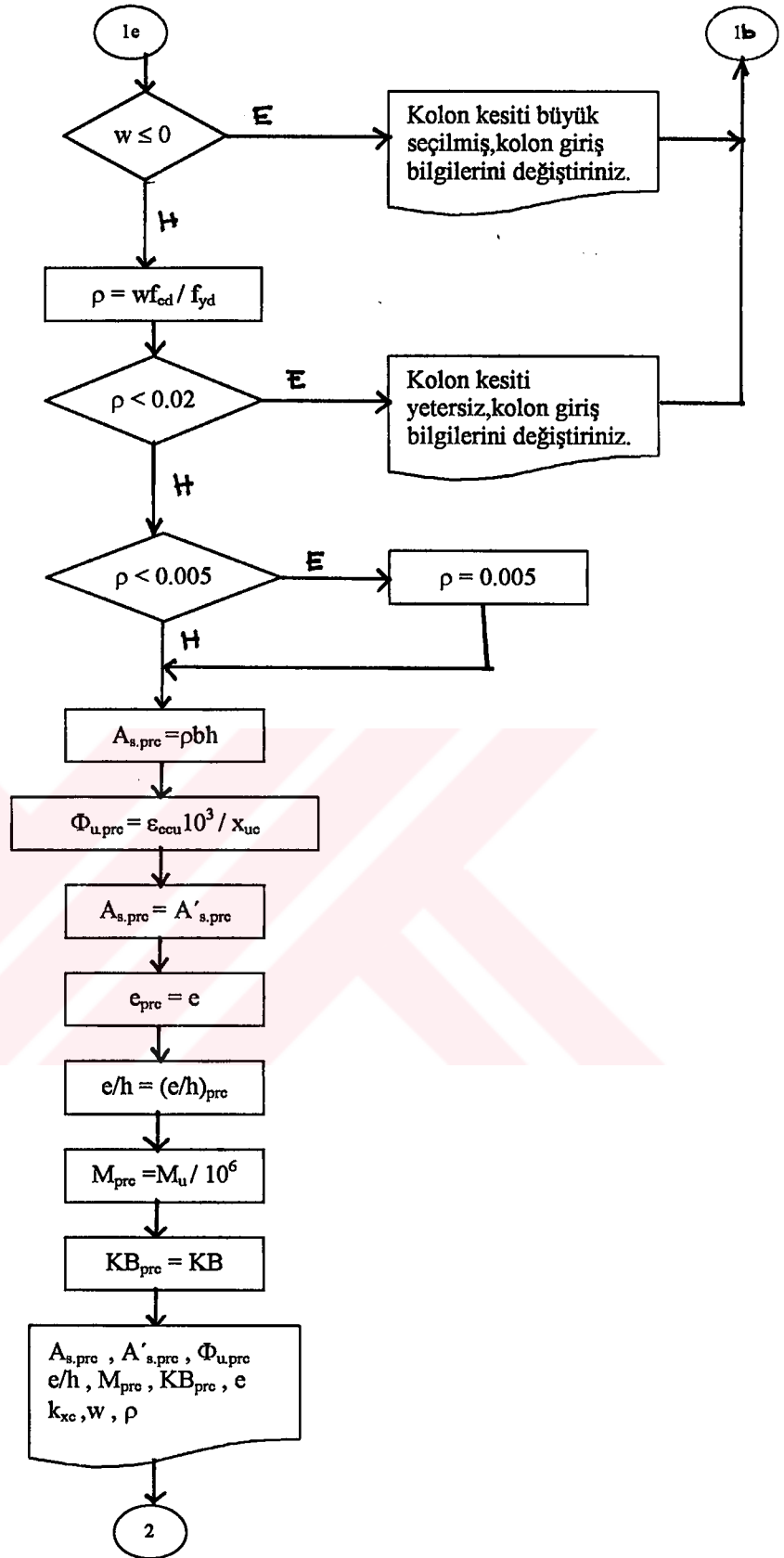




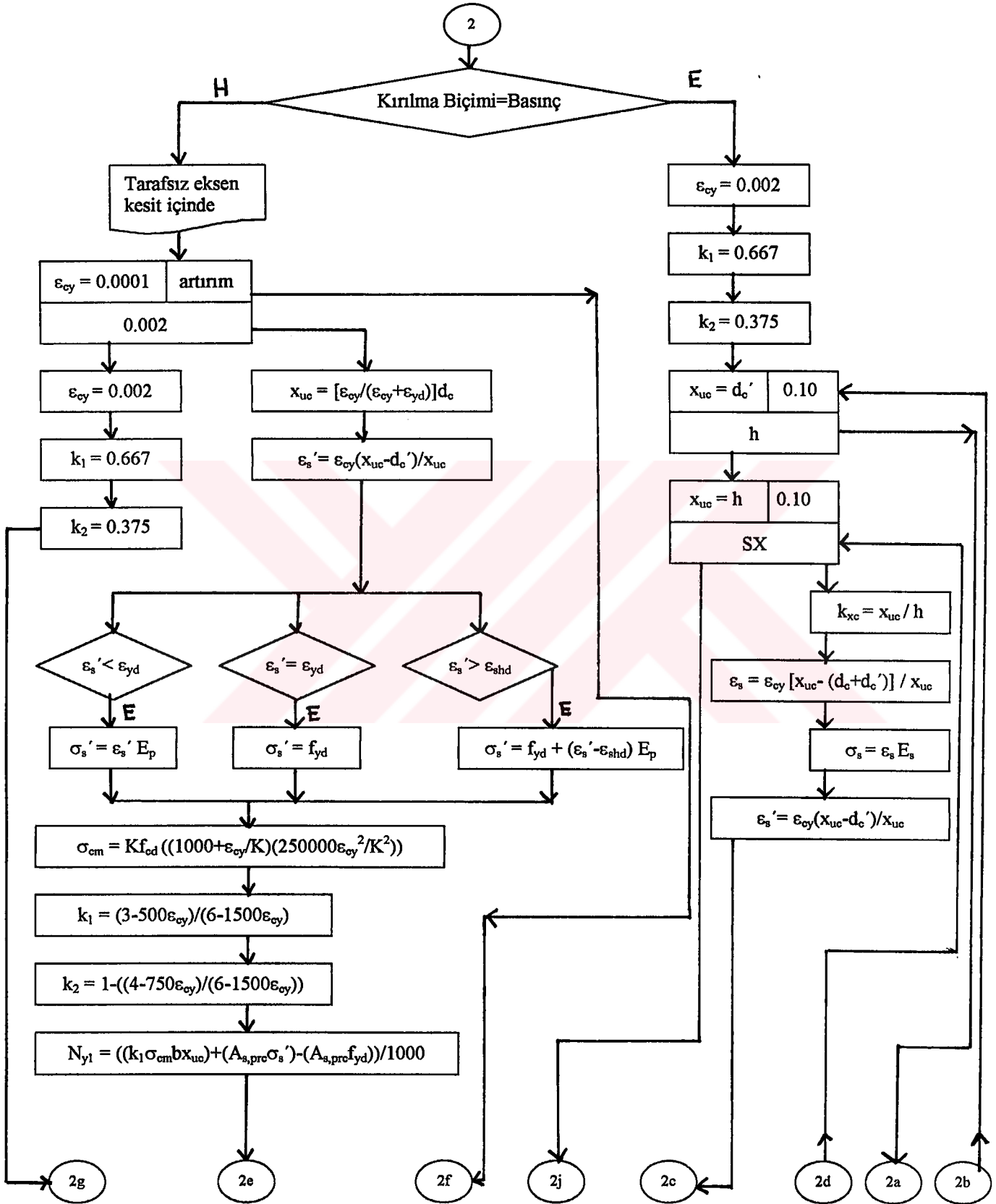


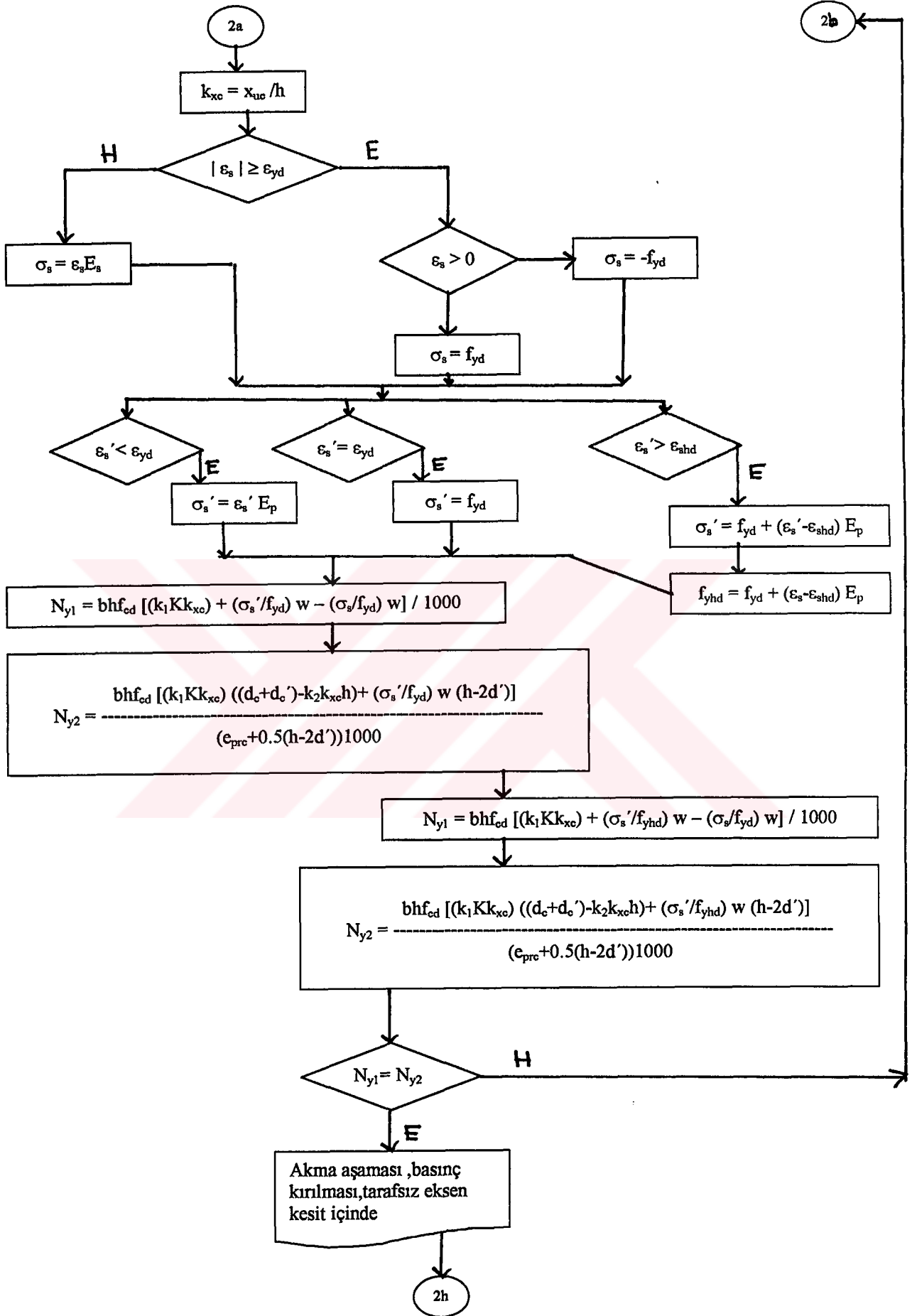


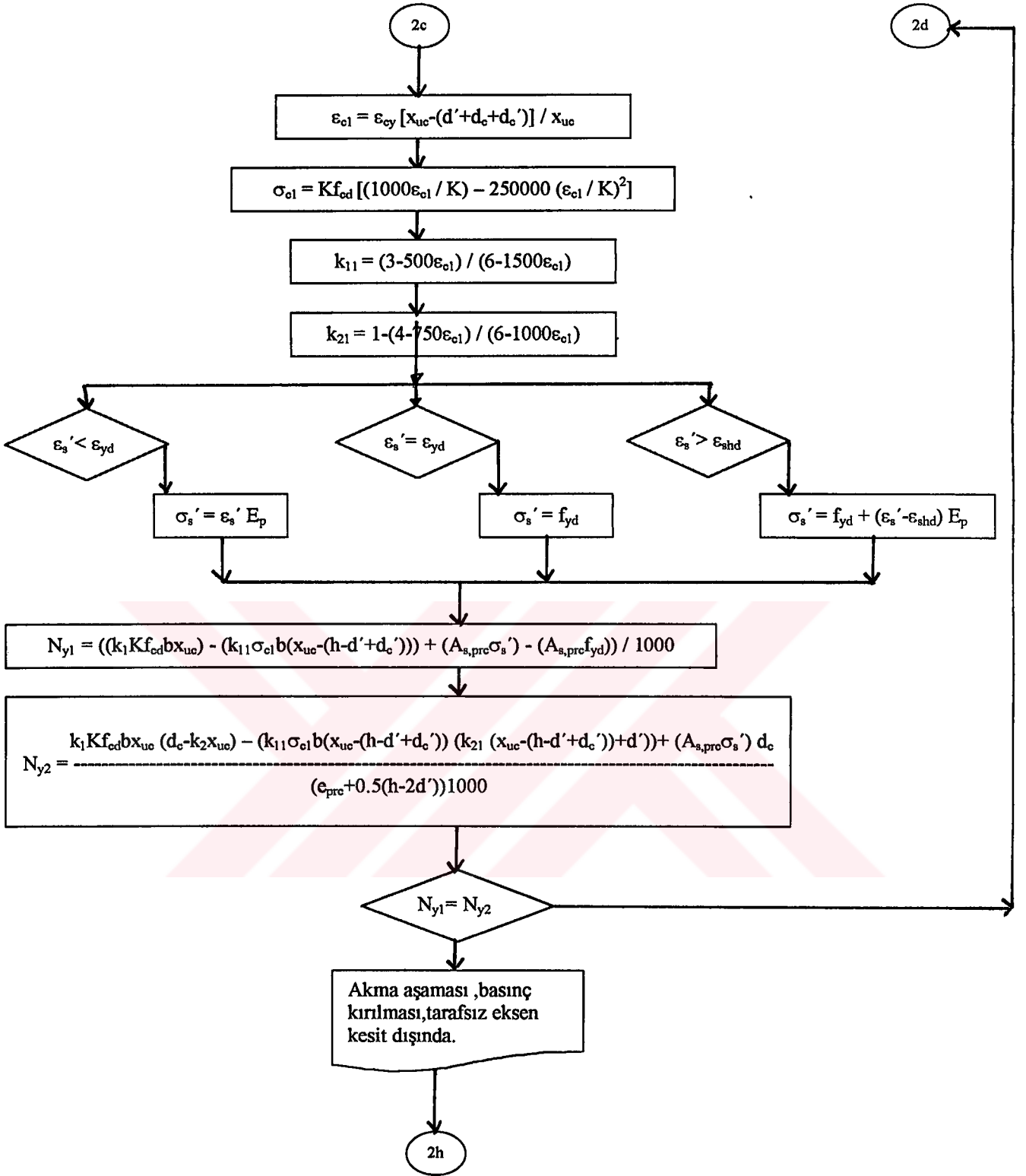


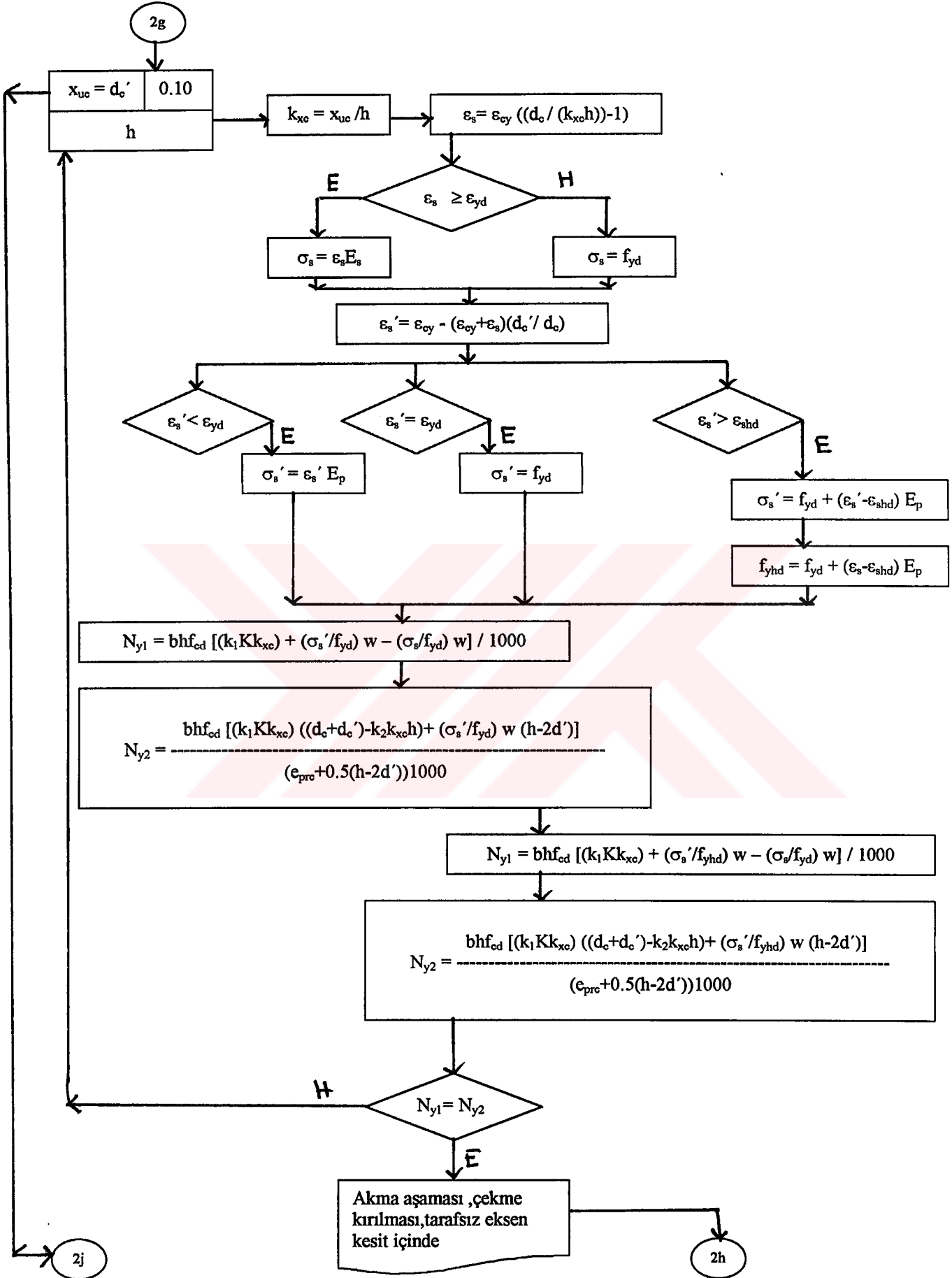


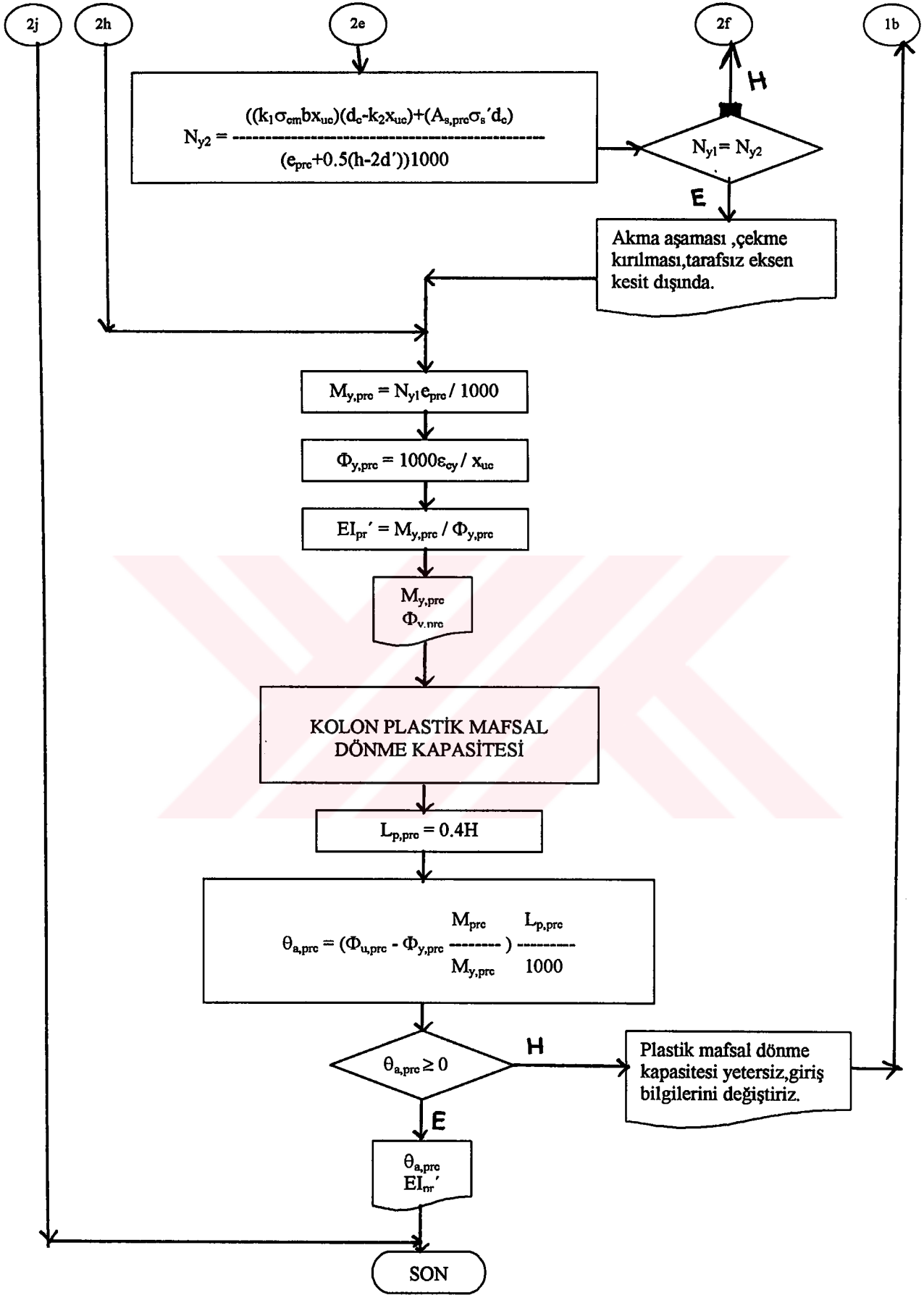
KOLON AKMA MOMENTİ
VE EĞRİLİĞİ











```

use proje
set exac off
set deci to 10
set talk off
set scor off
set stat off

```

```

t=1
do while t=1
@ 2,2 say "*****"
@ 3,2 say "KOLON GIRIS BILGILERI "
@ 4,2 say "*****"
@ 5,2 say "Mprc(kNm)           :\" get PROJE->MPRC
@ 6,2 SAY "B kolon (mm)       :\" get PROJE->b
@ 7,2 say "D'(mm)            :\" get PROJE->DUS
@ 8,2 say "Dc'(mm)           :\" get PROJE->DCUS
@ 9,2 say "Nu(N)              :\" get PROJE->NU
@ 10,2 say "H kolon (mm)      :\" get PROJE->H
@ 11,2 say "GAMAc             :\" get PROJE->GAC
@ 12,2 say "GAMAs             :\" get PROJE->GAS
@ 13,2 say "fck(MPa)          :\" get PROJE->FCK
@ 14,2 say "fyk(MPa)          :\" get PROJE->FYK
@ 15,2 say "roh               :\" get PROJE->ROH
@ 16,2 say "Epcu              :\" get PROJE->EPCU
@ 17,2 say "bh/sh             :\" get PROJE->BHSH
@ 18,2 say "Kuşatılmış kesit 1 girin :\" get PROJE->kus
@ 19,2 say "SX>H SX(MM)       :\" get PROJE->SX
@ 20,2 say "ARTTIRIM          :\" get PROJE->ART
@ 21,2 say "Ep(MPa)           :\" get PROJE->Ep
@ 22,2 say "*****"
READ
CLEA
***** KOLON KESIT HESABI (1.PROGRAM) *****

```

```

publ nu
es=2*10^5
fcd=fck/gac
fyd=fyk/gas
epyd=fyd/es
epshd=fyk/(gas*es)
dc=h-(2*dus)
mu=mprc
mu=mu*1000000
e=mu/nu
eh=mu/(nu*h)

```

```

eps50u=(3+0.29*fcd)/(145*fcd-1000)
eps50h=0.75*roh*(bhsh^(1/2))

```

```

if fck<50
K=1+(roh*(fyk/fck))
else
if fck>=50
K=1+(0.75*roh*(fyk/fck))
endif
endif
if kus=0
K=1
endif

```

```

psic=(K-0.5)/(eps50u+eps50h-0.002*K)
epccu=K*((0.2/psic)+0.002)
kh=epcu/epccu

```

```

if kus=0
kh=1
epccu=epcu
endif

```

```

k1m=(0.002)*K*K*(0.000666666*K*K)
k1n=(K*epccu-(0.5*psic*epccu*epccu)+psic*0.002*epccu*K-0.002*K*K)
k1r=(psic*0.000002*K*K-psic*0.000004*K*K)
k1c=(k1m+k1n+k1r)/(K*epccu)

k2m=K*K*K*2.66666666*10^(-6)-(1*10^(-6)*K*K*K)
k2p=(0.5*epccu*epccu*K)-(psic*(epccu^3)/3)
k2n=(psic*0.001*K*(epccu^2))-(K*K*K*0.000002)+(psic*(0.002^3)/3)*K*K*K
k2r=(-K*K*K*psic*(0.002^3)/2)
k2c=1-((k2m+k2p+k2n+k2r)/(epccu*(k1m+k1n+k1r)))

```

```

psi=(0.5)/(eps50u-0.002)

```

```

k1as=0.0013333+(epcu-(psi*0.5*(epcu^2))+psi*0.002*epcu)
k1ak=-((0.002+(2*10^(-6)*psi))
k1a=k1as+k1ak
k1=k1a/epcu

```

```

kka=1.6667*10^(-6)+(epcu^2/2)-((psi/3)*epcu^3)+(0.001*psi*epcu^2)
kkb=-((2*10^(-6)+(4/3)*10^(-9)*psi)
kk=kka+kkb

```

```

ppa1=(4/3)*10^(-3)+(epcu-(0.5*psi*epcu^2)+0.002*psi*epcu)
ppa2=-((0.002+psi*2*10^(-6))
ppa=ppa1+ppa2

```

```

pp=epcu*ppa
k2=1-(kk/pp)

```

```

if nu/(b*h*fcd)>0.9
  @ 23,1 say "Nu/BHfcd>0.9 KOLON KESITI YETERSİZ,"
  @ 24,1 say "KOLON GIRIS BILGILERINI DEGISTIRINIZ"
  READ
  CLEA
exit
go top
endif

if .not.eh>=0.1
  eh=0.1
  e=0.10*h
endif

zs=h-(2*dus)
kxcb=(epccu/(epccu+epyd))*(dc/h)
nb=b*h*fcd*k1*K*kxcb

if nu>=nb
  kb=1
else
  kb=2
endif

if kb=2
  xuc=dcus+2
  do while xuc<=h
    kxc=xuc/h
    eps=epccu*((dc/xuc)-1)
    epsus=epccu-(epccu+eps)*(dcus/dc)

if epsus<epyd
  tosus=epsus*es
endif

if epsus=epyd
  tosus=fyd
endif

w1=(nu*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(b*h*fcd*(k1*K*kxc*((dc+dcus)-k2*kxc*h))))
w2=((b*h*fcd*tosus/fyd)*(h-(2*dus)))
w=w1/w2
nu1=(b*h*fcd*(k1*K*kxc+w*(tosus/fyd)-w))/1000

if epsus>epshd
  tosus=fyd+(epsus-epshd)*Ep
  fyhd=fyd+(eps-epshd)*Ep

```

```

w1=(nu*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(b*h*fcd*(k1*K*kxc*((dc+dcus)-k2*kxc*h))))
w2=((b*h*fcd*tosus/fyhd)*(h-(2*dus)))
w=w1/w2
nu1=(b*h*fcd*(k1*K*kxc+w*(tosus/fyhd)-w))/1000
endif

cac=int(nu1)
bab=int(nu/1000)
?cac
?bab

if bab=cac
  @ 24,1 say "CEKME KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT ICINDE"
  READ
  CLEA
  CAF=XUC
  exit
else
  xuc=xuc+0.01
endif
enddo
endif

if kb=1
  xuc=dus+2
  kus=0
  do while xuc<=h
    kxc=xuc/h
    eps=epccu*((dc/xuc)-1)

if abs(eps)>=epyd
  if eps>0
    tos=fyd
  else
    tos=-1*fyd
  endif
else
  tos=eps*es
  endif
epsus=epccu-(epccu+eps)*(dcus/dc)

if epsus<epyd
  tosus=epsus*es
endif

if epsus=epyd
  tosus=fyd
endif

```

```

w1=(nu*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(b*h*fcd*(k1*K*kxc*((dc+dcus)-k2*kxc*h))))
w2=((b*h*fcd*tosus/fyd)*(h-(2*dus)))
w=w1/w2
nu1=(b*h*fcd*(k1*K*kxc+(w*(tosus-tos)/fyd)))/1000

```

```

if epsus>eps hd
  tosus=fyd+(epsus-eps hd)*Ep
  fyhd=fyd+(eps-eps hd)*Ep

```

```

w1=(nu*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(b*h*fcd*(k1*K*kxc*((dc+dcus)-k2*kxc*h))))
w2=((b*h*fcd*tosus/fyhd)*(h-(2*dus)))
w=w1/w2
nu1=(b*h*fcd*(k1*K*kxc+(w*((tosus/fyhd)-(tos/fyd)))))/1000

```

```
endif
```

```

cac=int(nu1)
bab=int(nu/1000)
?cac
?bab

```

```

if bab=cac
  @ 24,1 say "BASINC KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT ICINDE"
  kus=1
  READ
  CLEA

  CAF=XUC
  exit
else
  xuc=xuc+0.01
endif
enddo

```

```

if kus=0
  xuc=h
  do while xuc<=sx
    kxc=xuc/h
    eps=epccu*(xuc-(dc+dcus))/xuc
    tos=eps*es
    epsus=epccu*(xuc-dcus)/xuc

```

```

if epsus<epyd
  tosus=epsus*es
endif

```

```

if epsus=epyd
  tosus=fyd
endif

```

```

epc1=epccu*(xuc-(dus+dc+dcus))/xuc
toc1=K*fcd*((1000*epc1/K)-250000*((epc1/K)^2))

k11=(3-500*epc1)/(6-1500*epc1)
k21=1-((4-750*epc1)/(6-1000*epc1))

w1a=nul*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(k1*K*fcd*b*xuc*(dc-k2*xuc))
w1b=-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus))*(k21*(xuc-(h-dus+dcus))+dus))
w1=w1a+w1b

w2=(b*h*tosus*dc*fcd/fyd)
w=w1/w2
nula=((w*fcd*b*h*(tosus+tos)/fyd)+(k1*K*fcd*b*xuc)-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus))))
nul=nula/1000

if epsus>eps hd
tosus=fyd+(epsus-eps hd)*Ep
fyhd=fyd+(eps-eps hd)*Ep

w1a=nul*(e+0.5*(h-(2*dus)))-(k1*K*fcd*b*xuc*(dc-k2*xuc))
w1b=-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus))*(k21*(xuc-(h-dus+dcus))+dus))
w1=w1a+w1b
w2=(b*h*tosus*dc*fcd/fyhd)
w=w1/w2
nula=((w*fcd*b*h*((tosus/fyhd)+(tos/fyd)))+(k1*K*fcd*b*xuc)-(k11*toc1*b*(xuc-(h-
dus+dcus))))
nul=nula/1000
endif

cac=int(nul)
bab=int(nul/1000)
?cac
?bab

if cac=bab
@ 24,1 say "BASINC KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT DISINDA"
READ
CLEA
CAF=XUC
exit
else
xuc=xuc+0.01
endif
enddo
endif
endif

if w<=0
Asmin=0.005*b*h
@ 25,1 say "w<=0..KOLON KESITI BUYUK SECILMIS"

```

```

@ 26,1 say "Asmin" get Asmin
READ
CLEA
exit
endif

```

```
ro=w*fcd/fyd
```

```
if ro>0.02
```

```

@ 23,1 say "p>0.02..KOLON KESITI YETERSIZ,KOLON GIRIS BILGILERINI"
@ 24,1 say "DEGISTIRINIZ"
READ
CLEA
exit
endif

```

```
if ro<0.005
```

```

Asmin=0.005*b*h
@ 23,1 say "p<0.005...KOLON KESITI BUYUK SECILMIS"
@ 24,1 say "Asmin" get Asmin
READ
CLEA
exit
endif

```

```

asprc=ro*b*h
XOS=EPCCU
fiuprc=XOS*1000/CAF
TIK=FIUPRC
asprcus=asprc
eprc=e
ehprc=eh

```

```
IF KB=1
```

```

  KBPRC="BASINC"
  ASLAN="BASINC"
ENDIF

```

```
IF KB=2
```

```

  KBPRC="CEKME"
  ASLAN="CEKME"
ENDIF

```

```
mprc=mu/1000000
```

```

@ 1,1 say "As,prc (mm2)=" +trans(ASPRC,"999999.99")
@ 2,1 say "Qu,prc(rad/m)= " +trans(FIUPRC,"9.99999999")
@ 3,1 say "Kirilma bicimi=" get ASLAN
@ 4,1 say "Mprc(kNm)   =" +trans(MPRC,"999999.99")
@ 5,1 say "kxc       " +trans(KXC,"9.999")

```

```

@ 6,1 say "w=          " +trans(W,"9.999")
@ 7,1 say "As,prc'(mm2)= " +trans(ASPRCUS,"999999.99")
@ 8,1 say "e/h=        " +trans(EHPRC,"9.999")
@ 9,1 say "e(mm)=      " +trans(EPRC,"999999.99")
@ 10,1 say "p=         " +trans(RO,"9.999999")
READ
CLEA

```

***** KOLON AKMA MOMENTI VE EGRILIGI (2.PROGRAM) *****

```

k1=0
k2=0
xuc=0
kxc=0
eps=0
epsus=0
tos=0
tosus=0

```

```
do case
```

```
  case kb=1
```

```
***** do basinc*****
```

```
epcy=0.002
```

```
k1y=0.667
```

```
k2y=0.375
```

```
xuc=dcus+2
```

```
do while xuc<h
```

```
  nay=0
```

```
  kxc=xuc/h
```

```
  eps=epcy*(dc/(kxc*h)-1)
```

```
  epsus=epcy-(epcy+eps)*(dcus/dc)
```

```
if abs(eps)>=epyd
```

```
  if eps>0
```

```
    tos=fyd
```

```
  else
```

```
    tos=-1*fyd
```

```
  endif
```

```
else
```

```
  tos=eps*es
```

```
endif
```

```
if epsus<epyd
```

```
  tosus=epsus*es
```

```
endif
```

```
if epsus=epyd
```

```
  tosus=fyd
```

```
endif
```

```

ny1=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)+(tosus/fyd)*w-(tos/fyd)*w)/1000
ny2s=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)*((dc+dcus)-k2y*kxc*h)+((tosus/fyd)*w*(h-(2*dus))))
ny2g=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2s/ny2g

```

```

if epsus>epshd
  tosus=fyd+(epsus-epshd)*Ep
  fyhd=fyd+(eps-epshd)*Ep

```

```

ny1=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)+(tosus/fyhd)*w-(tos/fyd)*w)/1000
ny2s=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)*((dc+dcus)-k2y*kxc*h)+((tosus/fyhd)*w*(h-(2*dus))))
ny2g=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2s/ny2g

```

```
endif
```

```
ny1=int(ny1)
ny2=int(ny2)
```

```
?ny2
?ny2
```

```
if ny1=ny2
  KIL=NY1
  TUY=NY2
  YUN=XUC

```

@ 23,1 say "ISLEM TAMAM"

@ 24,1 say "AKMA ASAMASI,BASINC KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT ICINDE"

```

nay=1
READ
CLEA
exit
else
xuc=xuc+0.03
endif
enddo

```

```

if nay=0
  xuc=h
  do while xuc<sx
    kxc=xuc/h
    eps=epcy*(xuc-(dc+dcus))/xuc
    tos=eps*es
    epsus=epcy*(xuc-dcus)/xuc

```

```

if epsus<epyd
  tosus=epsus*es
endif

```

```

if epsus=epyd
  tosus=fyd
endif

epc1=epcy*(xuc-(dus+dc+dcus))/xuc
toc1=K*fcd*((1000*epc1/K)-(250000*epc1*epc1/(K*K)))
k11=(3-500*epc1)/(6-1500*epc1)
k21=1-((4-750*epc1)/(6-1000*epc1))

ny1a=((k1y*K*fcd*b*xuc)-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus)))+(asprc*tosus)+(asprc*tos))
ny1=ny1a/1000

ny2k1=(k1y*K*fcd*b*xuc)*(dc-k2y*xuc)-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus)))*(k21*(xuc-(h-
  dus+dcus))+dus)
ny2k2=(asprc*tosus*dc)
ny2k=ny2k1+ny2k2
ny2s=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2k/ny2s

if epsus>epshd
  tosus=fyd+(epsus-epshd)*Ep
endif

ny1a=((k1y*K*fcd*b*xuc)-(k11*toc1*b*(x-(h-dus+dcus)))+(asprc*tosus)+(asprc*tos))
ny1=ny1a/1000

ny2k1=(k1y*K*fcd*b*xuc)*(dc-k2y*xuc)-(k11*toc1*b*(xuc-(h-dus+dcus)))*(k21*(xuc-(h-
  dus+dcus))+dus)
ny2k2=(asprc*tosus*dc)
ny2k=ny2k1+ny2k2
ny2s=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2k/ny2s

ny1=int(ny1)
ny2=int(ny2)

?ny1
?ny2

if ny1=ny2
@ 22,1 say "ISLEM TAMAMI!"
@ 23,1 say "AKMA ASAMASI,BASINC KIRILMASI,
@ 24,1 say "TARAFSIZ EKSEN KESIT DISINDA"
READ
CLEA

KIL=NY1
TUY=NY2
YUN=XUC

```

```

exit
else
xuc=xuc+0.03
endif
enddo
endif

***** basinc sonu*****
case kb=2
***** do cekme *****

epcy=0.0001
do while epcy<0.002
  fir=0
  xuc=(epcy/(epcy+epyd))*dc
  epsus=epcy*(xuc-dcus)/xuc

if epsus<epyd
  tosus=epsus*es
endif

if epsus=epyd
  tosus=fyd
endif

to cm=K*fcd*((1000*epcy/K)-(250000*epcy*epcy/(K*K)))
k1y=(3-500*epcy)/(6-1500*epcy)
k2y=1-((4-750*epcy)/(6-1000*epcy))

ny1=((k1y*to cm*b*xuc)+(asprc*tosus)-(asprc*fyd))/1000

ny2k=((k1y*to cm*b*xuc*(dc-k2y*xuc)+(asprc*tosus*dc))
ny2s=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2k/ny2s

if epsus>eps hd
  tosus=fyd+(epsus-eps hd)*Ep

ny1=((k1y*to cm*b*xuc)+(asprc*tosus)-(asprc*fyd))/1000

ny2k=((k1y*to cm*b*xuc*(dc-k2y*xuc)+(asprc*tosus*dc))
ny2s=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=ny2k/ny2s

endif

ny1=int(ny1)
ny2=int(ny2)

```

?ny1

?ny2

if ny1=ny2

@ 23,1 say "ISLEM TAMAM"

@ 24,1 say "AKMA ASAMASI,CEKME KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT
DISINDA"

fir=1

READ

CLEA

KIL=NY1

TUY=NY2

YUN=XUC

exit

else

epcy=epcy+art

endif

enddo

if fir=0

epcy=0.002

k1y=0.667

k2y=0.375

xuc=dcus+2

do while xuc<h

kxc=xuc/h

eps=epcy*((dc/(kxc*h))-1)

if eps>=epyd

tos=fyd

else

tos=es*eps

endif

epsus=epcy-(eps+epcy)*(dcus/dc)

if epsus<epyd

tosus=epsus*es

endif

if epsus=epyd

tosus=fyd

endif

ny1=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)+(tosus/fyd)*w-(tos/fyd)*w)/1000

nya=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)*((dc+dcus)-k2y*kxc*h)+((tosus/fyd)*w*(h-(2*dus))))

nyb=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)

ny2=nya/nyb

```

if epsus>epshd
  tosus=fyd+(epsus-epshd)*Ep
  fyhd=fyd+(eps-epshd)*Ep

ny1=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)+(tosus/fyhd)*w-(tos/fyd)*w)/1000

nya=b*h*fcd*((k1y*K*kxc)*((dc+dcus)-k2y*kxc*h)+((tosus/fyhd)*w*(h-(2*dus))))
nyb=((eprc+0.5*(h-(2*dus)))*1000)
ny2=nya/nyb

endif

ny1=int(ny1)
ny2=int(ny2)

?ny1
?ny2
if ny1=ny2

@ 23,1 say "ISLEM TAMAM"
@ 24,1 say "AKMA ASAMASI,CEKME KIRILMASI,TARAFSIZ EKSEN KESIT ICINDE"

READ
CLEA

KIL=NY1
TUY=NY2
YUN=XUC
exit
else
XUC=XUC+0.03
endif
enddo
endif

***** cekme sonu*****

endcase

MYPRC=KIL*E/1000
FIYPRC=1000*EPCY/YUN
EIPRUS=MYPRC/FIYPRC

@ 1,1 say "Myprc (kNm)=" +trans(MYPRC,"999999.99")
@ 2,1 say "Qyprc (rad/m)=" +trans(FIYPRC,"9.99999999")
READ
CLEA

```

*****KOLON PLASTIK MAFSAL DONME KAPASITESI HESABI 3.PROGRAM)*****

LPPRC=0.4*H

TETAPRC=((TIK-(FIYPRC*MPRC/MYPRC))*LPPRC)/1000

IF TETAPRC>=0

@ 2,1 say "EIpr'(kNm2)= " +trans(EIPRUS, "99999999.99")

@ 3,1 say "Qa,prc (rad)=" +trans(TETAPRC, "9.99999999")

READ

CLEA

ELSE

@ 2,1 say "PLASTIK MAFSAL DONME KAPASITESI YETERSIZ"

@ 3,1 say "GIRIS BILGILERINIZI DEGISTIRINIZ"

READ

CLEA

ENDIF

ENDDO



ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi	09.04.1975	
Doğum Yeri	İzmir	
İlkokul	1981-1986	Yeşiltepe İlkokulu
Ortaokul	1986-1989	Eşrefpaşa Ortaokulu
Lise	1989-1992	İzmir Atatürk Lisesi
Lisans	1992-1996	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	1996-Devam	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İnşaat Yapı Programı
Çalıştığı Kurumlar	1997-1998	Altınyıldız Mühendislik Müşavirlik Ltd. Şti.
	1998-Devam	Dizayn Grup Müş. İnş. Sa. Tic. Ltd. Şti.

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**