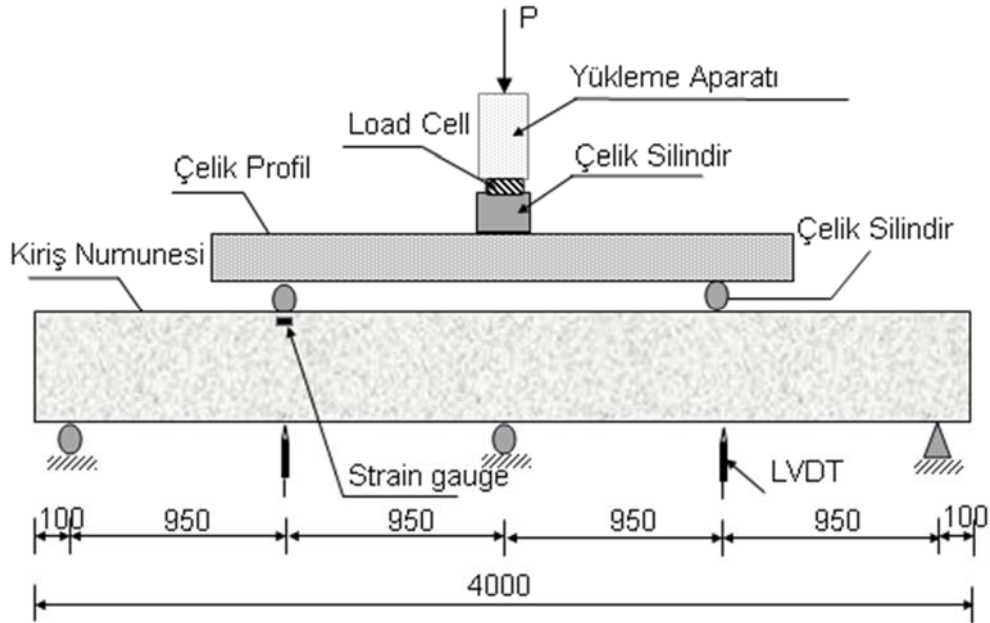




ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ



Çukurova Üniversitesi Yapı Laboratuvarı

GÜZ YARIYILI İMZ 303 BETONARME 1

DERS NOTLARI

(2018 Deprem Yönetmeliğine Göre Hazırlanmıştır)

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Eylül 2019



BETONARME - 1

DERS NOTLARI

BÖLÜM 1

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

1



- 9) TS500 "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları"
- 10) Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018)
- 11) Nilson, Winter "Design of Concrete Structures" Mc Graw Hill International Editions, 1991.
- 12) Ferguson "Reinforced Concrete Fundamentals" John Wiley and Sons, Forth Edition, 1981.
- 13) Park, Paulay "Reinforced Concrete Structures" John Wiley and Sons, 1975.
- 14) Leet "Reinforced Concrete Design" Mc Graw Hill, Second Edition, 1991.
- 15) Hassoun, M. N., Al-Manaseer, Akthem "Structural Concrete" John Wiley and Sons, 2015.
- 16) ACI 318-19 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" American Concrete Institute, 2019.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

3



YARARLANILABİLECEK KAYNAKLAR

- 1) Uğur Ersoy "Betonarme" (Cilt1, Cilt2)
- 2) Cengiz Dündar, Serkan Tokgöz, A.K. Tanrıkulu "Örnek Problemlerle Betonarme" ÇÜ Müh.-Mim. Fak. Yayın No:02
- 3) Altay Gündüz "Betonarme Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesap"
- 4) C. Dündar, E. Kırıl ve Y. Mengi "Yapı Mekanğinde Bilgisayar Programları"
- 5) Arda, Aka, Keskinel "Betonarmeye Giriş"
- 6) Zekai Celep, Nahit Kumbasar "Betonarme Yapılar"
- 7) Zekai Celep, Nahit Kumbasar "Örneklerle Betonarme"
- 8) Dündar, Tanrıkulu, Kırıl, Tokgöz "Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Bina Analiz ve Tasarımı"

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

2



GÜZ YARIYILINDA İŞLENECEK KONULAR

1. BETON VE BETONARME
 - *Betonun Tarihçesi
 - *Betonu oluşturan malzemeler ve mekanik özellikleri
 - *Betonun gerilme- deformasyon ilişkisi ve kullanılan matematiksel modeller
 - *İnşaat çeliği ile ilgili özellikler
2. BETONARME DAVRANIŞI VE HESAP İÇİN TEMEL İLKELER
 - *Betonarme bir yapının oluşturulmasında izlenecek adımlar
 - *Betonarme davranışı
 - *Eğilme ve Bileşik eğilme altındaki elemanların moment eğrilik ilişkisi
 - *Betonarme elemanların kırılma türleri

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

4



- * Betonarme kesit hesabı
- a) Sınır Durumlar Yöntemi
- b) Emniyet Gerilmeleri Yöntemi
- * Betonarmada Uyum(Yeniden Dağılım)
- 3. YAPI GÜVENLİĞİ
- * Yapı güvenliği kavramı
- * Taşıma gücü malzeme katsayıları
- * Yük katsayıları
- * Yük kombinezonları
- 4. EKSENEL KUVVET ALTINDAKİ ELEMANLAR
- * Eksenel Basınç Taşıyan Elemanlar (Kolonlar)
- * Başlıca kolon türleri ve hesap esasları

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

5



- 5. BASİT EĞİLME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ
- 5.1. Basit Eğilme Etkisindeki Kirişlerin Davranışı
- * Kesit taşıma gücünün hesabı
- * Basit Donatılı, Dikdörtgen Kesitli, Dengeli Kirişlerin Taşıma Gücü
- * Basit Donatılı, Dikdörtgen Kesitli Denge Altı Kirişlerin Taşıma Gücü
- 5.2. Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler
- 5.3. Tablalı Kesitler
- * Değişik geometriye sahip kirişler
- 5.4. Kesit Hesabı (Boyutlandırma ve donatı hesabı)
- * Basit Donatılı Dikdörtgen Kesitli kirişler
- * Çift Donatılı Dikdörtgen Kesitler
- * Tablalı Kesitler

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

6



- * Donatının detaylandırılması
- 6. Bileşik Eğilme - Eksenel Basınç Ve Eğilme Altındaki Elemanların Taşıma Gücü
- * Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Elemanların Taşıma Gücü
- * Karşılıklı Etki Diyagramı tayini ve özellikleri
- * Bileşik eğilme etkisi altındaki elemanların kırılma biçimleri
- * İki Yüzü Donatılı (Simetrik donatılı) Dikdörtgen Kesitlerin Taşıma Gücü Hesabı
- * Ara Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Taşıma Gücü Hesabı
- * Dikdörtgen Olmayan Kesitlerin Taşıma Gücü Hesabı
- * Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Taşıyan Elemanların Taşıma Gücü

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

7



- * Bresler ve CP110 (İngiliz Betonarme Yönetmeliği) Yöntemleri
- * Boyutlandırma ve Donatı Hesabı
- * Kolon Taşıma Gücü Abakları
- * Narinlik Etkisi
- * Hesap Yöntemi
- * Narin kolon tasarımı

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

8



BETON ve BETONARME

Betonun Tarihçesi:

İnsanoğlu binlerce yıl önce taşı yapı malzemesi olarak kullanmaya başladığında elinde iyi bir bağlayıcı olmadığından inşaat uygulamaları sınırlı kalmıştır.

Eski Grek, İyon ve Roma tapınaklarında belirli açıklıkların geçilmesi için tek parça taşlardan oluşan kırışlar kullanılmıştır. Ancak taşın çekme dayanımı düşük olduğundan geçen açıklıklar sınırlı kalmış ve büyük kesitler gerektiğinden ağır elemanların taşınması ve yerine konması büyük sorun olmuştur.



Daha sonra daha büyük açıklıkların geçilebilmesi için yeni yapı sistemleri oluşturulmaya çalışılmış ve tüm kesitin basınca çalıştığı ”**Kemer**” yapı sistemi geliştirilmiştir.

Kireç ve doğal çimento gibi bağlayıcıların bulunması ile daha dayanıklı yapılar inşa edilebilmiştir.



Bugün kullandığımız çimento JOHN ASPDIN adlı bir İngiliz duvarcı ustası tarafından bulunmuştur. Aspdin, imal ettiği çimentonun patentini alırken, çimento Portland’ daki taşlara benzediğinden adını PORTLAND çimentosu olarak tescil ettirmiştir.

Çimentoya kum, çakıl ve su karıştırılarak elde edilen betonun, çekmeye ve darbe etkilerine dayanıklı olmadığı görülmüş ve bu malzemenin demir çubuklarla güçlendirilmesi yoluna gidilmiştir.

LAMBOT 1848 yılında betondan imal ettiği bir tekneyi karesel bir ağ oluşturan demir çubuklarla güçlendirmeye çalışmıştır.



Betonun demir çubuklarla güçlendirilmesi ile oluşan malzeme betonarme olarak adlandırılmış ve bu konuda ilk patent 1855’de **COIGNET** ve 1857’de **MONIER** tarafından alınmıştır.

1872’de **Monier** tarafından yapılan 130 m³ lük betonarme su deposu büyük bir başarı olarak tarihe geçmiştir.

1882’de **COIGNET** Paris kentinin drenaj sistemindeki 5 metre çaplı tünelin kaplanmasını betonarme ile gerçekleştirmeye başarmıştır.

19. yüzyılın sonunda yaygınlaşmaya başlayan betonarme yapıların ilginç örneklerinden biri 1892'de **PERCY** tarafından gerçekleştirilen Stanford Üniversitesindeki müze binasıdır.

Açıklıkları 14 metreyi bulan bir betonarme sisteminin kullanıldığı bu binanın, 1906 Kaliforniya depremini hasarsız olarak atlatabilmesi büyük başarı sayılmıştır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

13

Betonarme bina Percy ve Hamilton Mimarlık firması ile yapı mühendisi Ernest L. Ransome ile birlikte orijinal olarak 1858.1 m² olarak tasarlanmış ve 200.000 dolara (2005 yılı maliyeti olarak 4.1 milyon dolar) mal olmuştur. Uygulamada burularak yüzeyi deforme hale getirilmiş kare kesitli donatı çubukları ile yerinde döküm beton kullanılmış ve yapı normal yağma yapı için gerekli zamanın üçte ikisinde ve maliyetinin yarısında tamamlanmıştır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

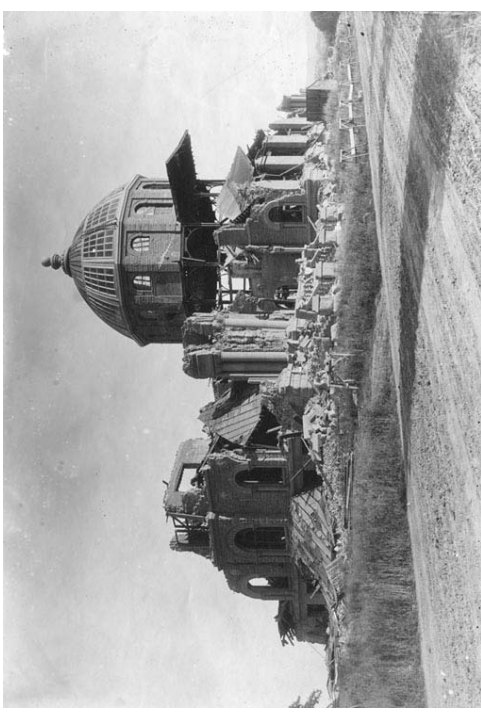
15



Kanat ilaveleri olmadan orijinal müze, Stanford Üniversitesi

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

14



Palo Alto, Kaliforniya kütüphanesinin kalıntıları.
Nisan 1906

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

16



1906 depreminden sonra Spor Salonuna verilen hasarın görüntüsü.
Stanford Üniversitesi

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

17

Hesap ilke ve yöntemleri ile ilgili ilk kitap 1887'de **Wayss ve Koenen** tarafından yayınlanan "**Monier Sistemi**" adlı yapıttır.

Kitapta uygulamada **Monier** Sistemi olarak bilinen yapı tarzının teorisi tanıtılmaktadır. İlgili olan, söz konusu kitapta bu gün de temel ilke olarak kabul ettiğimiz **3 hususun** dile getirilmesidir.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

18

1. Betonarme elemanlarda çekmenin tamamı çelik çubuklar tarafından karşılanır.
2. Beton ve çeliğin birlikte çalışması bu iki malzeme arasındaki bağ kuvvetleri ile (**aderans**) sağlanır.
3. Beton ve çeliğin genleşme katsayıları özdeşdir.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

19

Tarafsız eksenin bulunmasında çeliğin elastisite modülünün betonunkine oranı olan modüller oranının kullanılması 1890 da **NEUMAN** tarafından önerilmiştir.

Çağdaş betonarmenin temelini oluşturan deneysel araştırma ve deneysel bulguların ışığı altında gerçek davranışın temel alınarak hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde **COIGNET(1874)** öncülük yapmıştır.

Birçok kolon ve kiriş deneyleri yapan **COIGNET** bu bilgilere dayanarak **TEDESCO** ile birlikte hazırladıkları kitapçıkta çağdaş hesap yöntemlerinin oluşturulmasında ilk adımı atmıştır.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

20



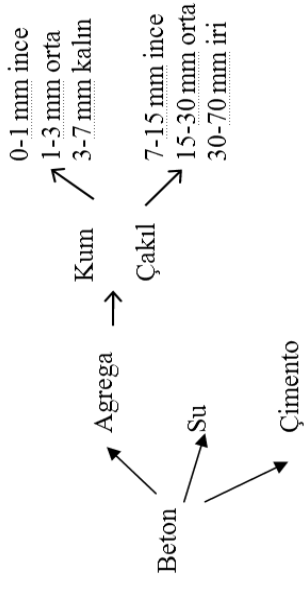
COIGNET'in ilk deneyleri yaptığı 19. yüzyıl sonundan bu yana yapılan analitik ve özellikle deneysel çalışmalarla betonarme alanında bilgi birikimi artmış ve bunun sonucu olarak daha gerçekçi, daha ekonomik hesap yöntemleri geliştirilmiştir.

Bugün çeşitli ülkelerde yoğun bir biçimde devam etmekte olan bu araştırmalar betonarme davranışı daha iyi anlamamızı sağlamakta ve daha sağlıklı yapılar oluşturmamıza olanak sağlamaktadır.



BETON

Beton, kum, çakıl (veya kırma taş, hafif agregâ vb.), çimento ve suyun karıştırılmasından elde edilen bir yapı malzemesidir.



ÇİMENTO

Kalker ve kil taşları karışımının yüksek sıcaklıkta pişirildikten sonra öğütülmesinden elde edilen bağlayıcı bir malzemedir. Betonun katılaşıp serleşmesine **priz** adı verilir.

Prizin süresi ortamın koşullarına bağlıdır. Normal koşullar altında katılaşma 1-10 saat arasında gerçekleşir.



Çimento Türleri

a) Portland Çimentosu: Portland çimentosu yapılarda en yaygın olarak kullanılan çimentodur. Üretilen çimentoların **TS19'a** uyma zorunluluğu vardır.

TS19 standardında üç tür portland çimentosu vardır.

- i) Normal portland çimentosu (NPÇ 350)
- ii) Yüksek dayanımlı portland çimentosu (YPÇ 500)
- iii) İlk dayanımı yüksek portland çimentosu (İPÇ 600).

b) Yüksek Fırınlı Cüruf Çimentosu: Bileşimi Normal portland çimentosuna benzer. Aradaki en önemli fark, Bu tür çimentoya öğütme aşamasında granüle duruma getirilmiş bazık yüksek fırın cürufunun eklenmesidir.

c) Traslı Çimentolar: İmalat sırasında portland çimentosu klinkerine aktif volkanik tüfler veya benzeri traslar (silisli ve alüminli mad.) katılarak, bunların öğütülmesi ile elde edilir.

d) Alüminli Çimentolar: Bu tür çimentoların dayanım kazanma hızları çok fazladır. Bir gün içinde PÇ'nun 28 günlük mukavemetine erişebilir.

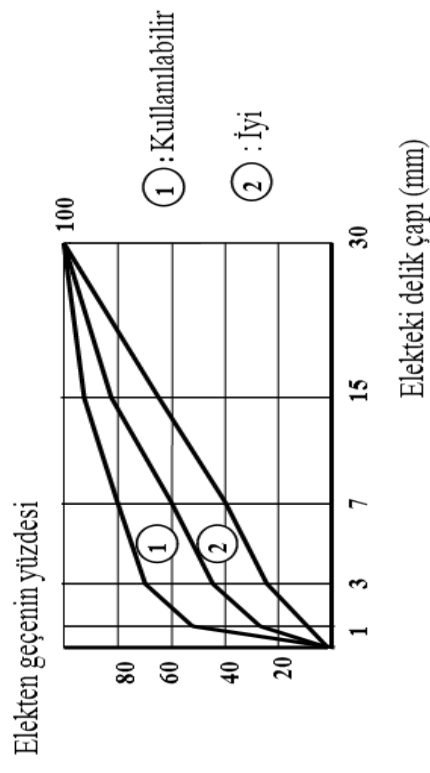
e) Havalı çimento: Havalı çimentonun içinde hava taşıyan katkı maddeleri bulunduğundan bu çimento ile yapılan betonun donma-çözölmeye karşı direnci artar.

Agrega

Kum (0-7 mm) ve çakıl (7-70 mm) karışımı agrega olarak tanımlanır. Agregaya esas olarak bir dolgu malzemesidir. En önemli fonksiyonu betondaki **hacim değişikliklerini** azaltmaktır.

Agreganın betona girmesi hem bu hacim değişikliğini azaltır hem de agrega çimentodan daha ucuz olduğundan ekonomi sağlar.

Betonun iyi işlenebilmesi için agreganın granulometrisi çok önemlidir. Bilindiği gibi granulometri geçirimsizlik, rötre ve sünmeyi önemli ölçüde etkilemektedir. Agregaya ile ilgili Türk Standartları **TS706**.



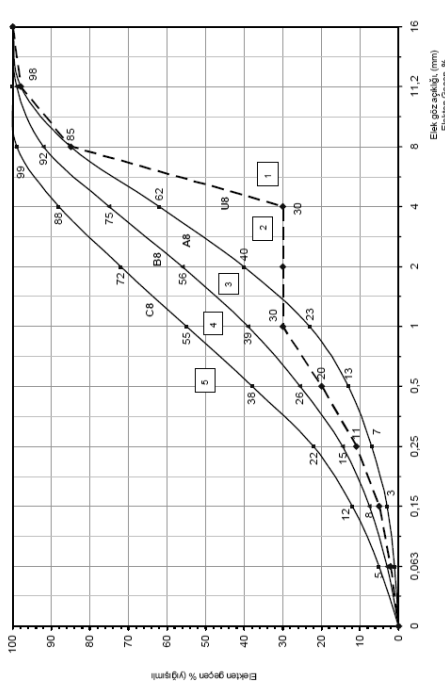
Aşağıda verilen ve en büyük tane büyüklüğü farklı agregalar için gösterilen tane dağılımları Şekil 1, Şekil 2, Şekil 3 ve Şekil 4 de gösterilen 3 numaralı ve 4 numaralı bölgelerde bulunacak şekilde seçilmelidir.

3 numaralı bölgeye düşecek tane dağılımları, uygun bölge olduğu için, tercih edilmelidir.

Bunun mümkün olmaması halinde 4 numaralı kullanılabilir bölgeye düşen tane dağılımları kullanılmalıdır.

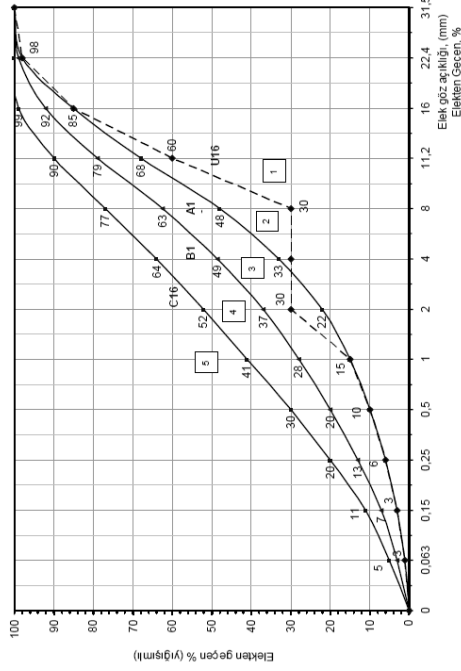
Zorunlu durumlarda 2 numaralı bölgeye düşen kesikli tane dağılımları da kullanılabilir. 5 numaralı bölgeye düşen tane dağılımları kullanılmamalıdır

TS 802 Agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



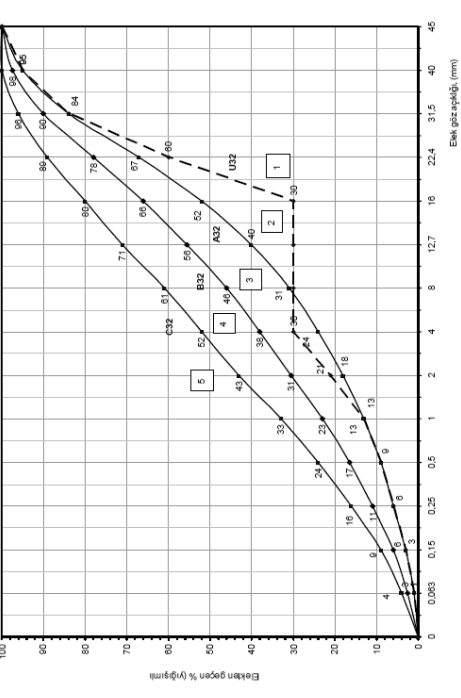
Şekil 1 - Agregatane büyük tane büyüklüğü 8,0 mm olan beton için belirlenen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar

TS 802 Agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



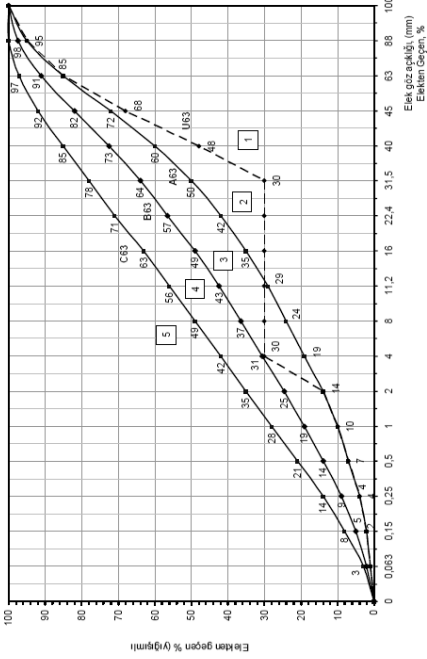
Şekil 2 - Agregatane büyük tane büyüklüğü 16,0 mm olan beton için belirlenen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar

TS 802 Agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



Şekil 3 - Agregatane büyük tane büyüklüğü 32,0 mm (31,5 mm) olan beton için verilen agregatane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar

TS 802 Agregada dane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar



Şekil 4 -Agrega en büyük tane büyüklüğü 63,0 mm olan beton için verilen agregada tane büyüklüğü dağılımı eğrisine ait sınırlar

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

33

Pompa ile iletilen beton

Döküleceği yere bir pompa vasıtası ile bir hortum veya boru içerisinde aktarılan beton olarak tanımlanmaktadır. Bu durumda agregada dağılım eğrileri sınırları değişmekte olup bu sınırlar TS 802 de maksimum agregada tane büyüklüğüne bağlı olarak ayrıntılı grafikler ile verilmektedir.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

34

Su

Betona zarar verecek maddeler (organik maddeler, endüstri artıkları vb.) ihtiva etmemelidir. İçme suyu olarak kullanılmasına müsaade edilmiş su beton için kullanılabilir.

Beton karışımları ile ilgili Türk Standardı **TS802** dir. Malzeme oranlarının iyi ayarlandığı bir karışımın hazırlanmış olması gerekir.

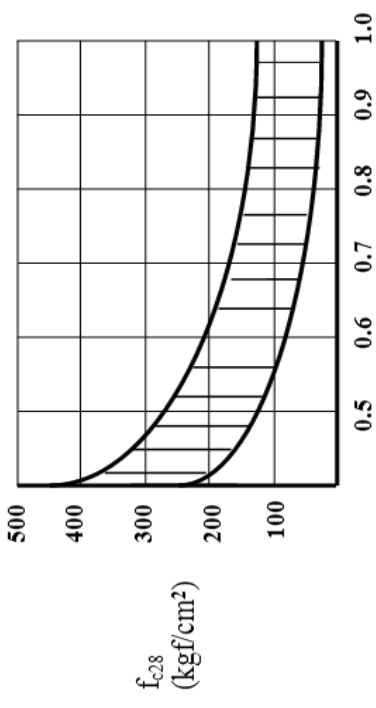
Betonda bulunan en önemli özellik mukavemettir. Agregada granulometrisi iyi ayarlanmış bir betonda beton basınç mukavemeti su/çimento oranı ile değişir.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

35

Aşağıdaki şekil Türk çimentoları kullanılarak elde edilmiştir.

Deneyler arasında farklılık görüldüğünden ilişki tek eğri yerine bir bant olarak gösterilmiştir.



Su/Çimento Oranı

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

36



BETONUN YERLEŞTİRİLMESİ VE BAKIMI

Betonun karıştırılması, taşınması ve yerleştirilmesi sırasında malzemede ayrışım olmamasına dikkat edilmelidir. Beton kalıplara döküldükten sonra vibratör ile sıkıştırılmalıdır. Küçük çapta işlerde beton şişlenerek ve tokmaklanarak da sıkıştırılabilir.

Beton zamanla dayanım kazanan bir malzemedir. Bileşimindeki suyun bir bölümü belirli bir zaman süresi içinde hidratasyon için kullanılır. Bu suyun buharlaşarak kaybolması, hidratasyon için gereken suyun yok olması ve dolayısı ile betonun gereken dayanımını kazanamaması ile sonuçlanır. Bu nedenle taze betonun bakımı karışımın hazırlanması kadar önemlidir.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

37



Betonarme hesapları betonun 28 günlük dayanımına göre yapılır. Beton genel olarak 7 günde 28 günlük dayanımın %70 ine ulaşır. Bu nedenle, betonun 28 günlük dayanımını, özellikle ilk hafta içinde bulunduğu ortamın nem oranı ve sıcaklığı önemli ölçüde etkiler.

Betonun normal prizini yapması için en uygun sıcaklık 15-25 C dir. Yüksek sıcaklık betonun prizini hızlandırır. Bu durumda gerekli nem sağlanmazsa, betonda büzülme (**rötre**), çatlakları oluşur.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

38



BETONUN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Beton, homojen ve elastik olmayan bir malzemedir. Kendine özgü davranışı zamana ve yük geçmişine bağlıdır.

Betonun Basınç Dayanımı

Beton, diğer birçok gevrek yapı malzemesi gibi basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı düşük bir malzemedir. Beton standart basınç dayanımı, suda saklanmış 28 günlük, çapı 150 mm boyu 300 mm olan silindir numunelerin eksenel basınç altındaki dayanımı olarak tanımlanır. Gerilme cinsinden ifade edilen dayanım, kırılma yükünün, silindirin alanına bölünmesiyle elde edilir.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

39



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

40

Ülkemizde ve diğer bazı ülkelerde silindirik yerine zaman zaman 200x200x200 veya 150x150x150 mm' lik küp numuneleri de kullanılmaktadır.

Küp ve silindirik dayanımları arasındaki ilişkiyi saptayabilmek için çok sayıda deney yapılmıştır. Bu araştırmalar sonunda, silindirik dayanımının küp dayanımına oranının, ortalama 0.80-0.85 olduğu bulunmuştur da, birçok numunede bu oranın, 0.7'ye kadar düştüğü veya 1.1'e kadar yükseldiği gözlenmiştir.

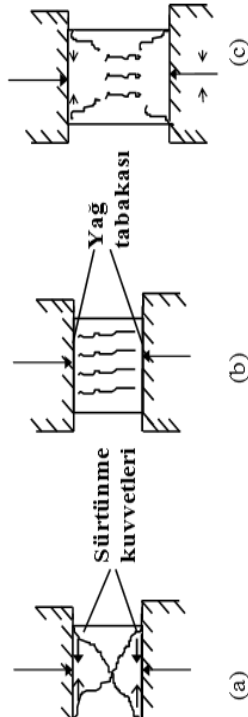
Burada küpten silindirik dayanımına çevrimin, normal dayanımlı betonlar için 0.80, daha yüksek dayanımlı betonlar için 0.85 ve çok yüksek dayanımlı betonlar için de 0.90 katsayıları kullanılarak yapılması öğütülenecektir. Yapılan çevrimin %30 a varan hatalar içerebileceği hiçbir zaman unutulmamalıdır.

25 yıl öncesine kadar silindirik ABD de, küp ise Avrupa'da Standart numune olarak kabul ediliyordu. Ancak yapılan çalışmalar silindirin küpten daha iyi olduğunu kanıtlandığından, CEB de silindiri Standart numune kabul etmiştir.

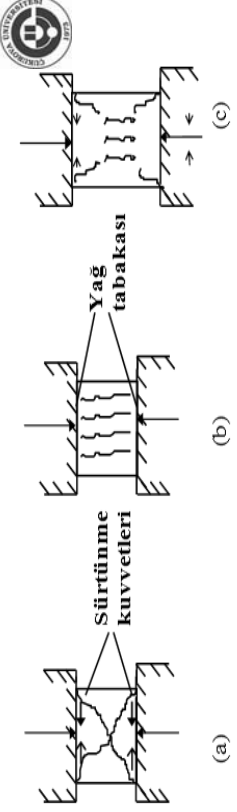
Nedenleri kısaca aşağıda özetlenmektedir.

- ✓ 200 mm' lik küp numunesinin alanı ve dayanımı silindire oranla daha büyük olduğundan, kırılma yükü yaklaşık olarak %40 daha fazladır. Bu durumda şantiyede kullanılan presin kapasitesi küp deneyi için yeterli olmayabilir. Kapasite sorunu nedeniyle son yıllarda 150 mm' lik küplerde kullanılmaya başlanmıştır.

- ✓ Küpün keskin köşelerinde büzülme(rötre) gerilme yığılmaları olabilir.



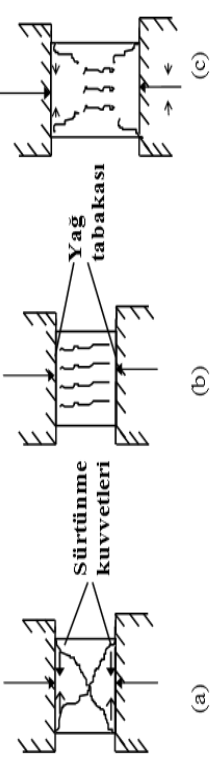
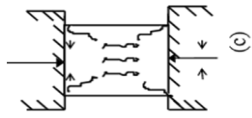
- ✓ Küp numunelerde kırılma **Şekil a'** da gösterildiği gibi, eğik çatlakların oluşması ile başlar ve giderek bir piramit biçiminde kırılmasına neden olur.



Eksenel basınç altındaki bir numunenin bu tür kırılışının nedeni, pres tablası ile numune arasındaki sürtünmeden oluşan yük eksenine dik kesme kuvvetleridir.

Yapılan deneyle, numunenin alt ve üst yüzeyleri ile pres tablası arasında oluşturulan yağ tabakasının, sürtünmeyi azaltarak, kırılma biçimini değiştirdiği görülmüştür (Şekil b). Dayanımda % 50 ye varan azalmalar görülmektedir.

- ✓ Standart silindir basınç deneyinde, yönetmeliklerde öngörülen küçült ve parafinden oluşan başlık kullanılmaktadır. Bu başlık, sürtünmeyi azalttıktan sonra, kırılma c de gösterildiği gibi olmaktadır.



✓ Pres tablası ile numune yüzeyleri arasında sürtünme nedeniyle oluşan kesme kuvvetlerinin etkisi, yükün uygulandığı yüzeyden uzaklaştıkça azalmaktadır.

Bunun doğal sonucu olarak, numune yüksekliğinin kesit boyutuna oranı büyüdükçe, sürtünme etkisi kırılmayı daha az etkimektedir. Bu nedenle yüksekliğin kesit boyutuna oranı 2 olan silindir, oranın 1 olan küpe kıyasla daha güvenilir bir numune olmaktadır.



Beton zamanla dayanım kazanan bir malzemedir. İlk 7 günde çok hızlı olan dayanım kazanımı, yavaşlayarak devam eder. Bu nedenle Standart dayanımın belirli bir beton yaşı ile ifade edilmesi zorunlu olmuştur.

Bugün tüm uluslar arası yönetmeliklerde 28 günlük dayanım standart kabul edilmiştir. Betonarmede normal dayanımlı betonun 28 günlük basınç dayanımı, genelde 16 ile 50 MPa arasında değişir.



Betonun basınç dayanımını etkileyen nedenler

i) Numune geometrisi ve boyutları:

Belirli bir numune geometrisi alındığında, (örneğin küp) boyutları dayanımı önemli ölçüde etkilemektedir. Genellikle numune boyutları küçüldükçe dayanım artmaktadır. Boyut etkisine birçok değişkenin neden olduğu kestirilmele beraber henüz kesin bir yargıya varılamamıştır.

49

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Numune boyunun, kesit boyutuna olan oranının da dayanımı etkilediği bilinmektedir. Bunun en önemli nedeni, pres ile numune arasında var olan sürtünme etkisinin, yükün uyguladığı yüzeyden uzaklaştıkça azalmasıdır.

Yükseklüğün Kesit Boyutuna Oranının Dayanımına Etkisi

h/a oranı	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
Boyutuna eşit bir numune dayanımına oranı	1.0	0.87	0.80	0.75	0.74

51

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



Numune Boyutunun Basınç Dayanımına Etkisi

Numune Geometrisi	Numune Boyutları (mm)	Basınç Dayanımı/Standard Numune Basınç Dayanımı
Küp	300x300x300	0.90
Küp	200x200x200(Standard)	1.00
Küp	150x150x150	1.10
Küp	100x100x100	1.25
Silindirik	250x500	0.95
Silindirik	150x300(Standard)	1.00
Silindirik	100x200	1.05

50

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ



ii) Yükleme hızı:

Beton zamana bağlı deformasyon gösteren bir malzeme olduğundan yükleme hızı çok önemlidir. Yapılan deneyler, yavaş yüklenen bir numune dayanımının, hızlı yüklenen bir numuneye oranla daha düşük olduğunu göstermiştir.

iii) Diğer etkenler:

Su/çimento oranı, numunenin bakımı, deney sırasında numunenin nemli olup olmaması ve deney presinin özellikleri dayanımı etkileyen diğer önemli faktörlerdir. Nemli denenen bir numune, kuru numuneye oranla %25 e varan bir dayanım azalması gösterebilir.

52

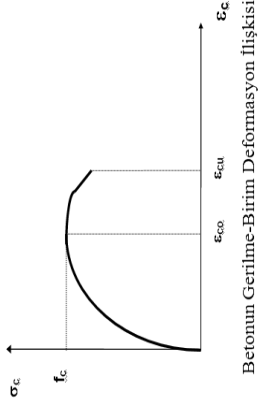
İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Betonun Gerilme-Deformasyon Özellikleri:

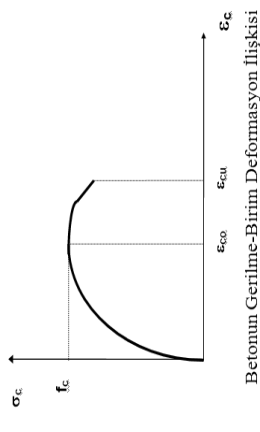
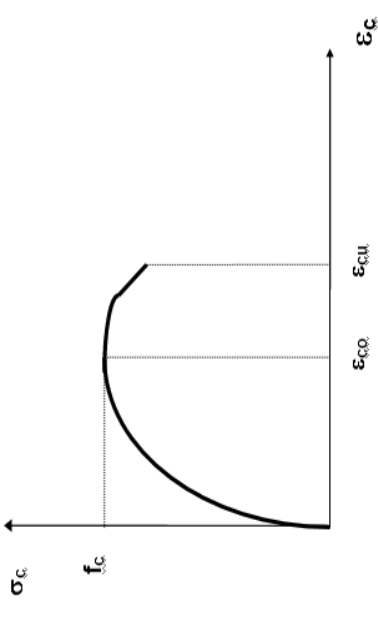
Bir mekanik problemin çözümünde izlenecek yol üç aşamada özetlenebilir.

- Denge koşulunun sağlanması
- Uygunluk koşullarının sağlanması
- Malzeme veya malzemeler için gerilme-birim deformasyon ilişkilerinin belirlenmesi.

Betonun çekme dayanımı düşük olduğundan genellikle hesaplarda dikkate alınmaz. Beton için önemli olan basınç dayanımıdır, dolayısıyla basınç altındaki gerilme-birim deformasyon ilişkisidir ($\sigma-\epsilon$). Bu davranışı belirleyen ($\sigma-\epsilon$) eğrileri **15*30** cm lik **standard silindrilerin** eksenel basınç altında denenmesinden elde edilir.

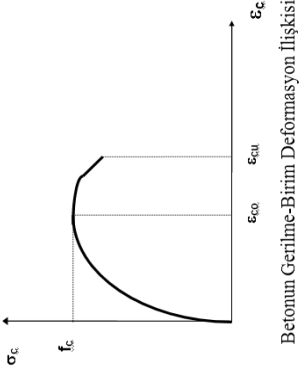


Betonun gerilme-birim deformasyon özelliklerini birçok değişken etkiler. Bu değişkenlerin etkilerinden dolayı beton için tek ve kesin bir ($\sigma-\epsilon$) eğrisi tanımlamak olanaksızdır. Bu nedenle şekilde verilen eğri, sadece betonun genel davranışı hakkında fikir vermek amacı ile verilmiştir.



Şekilden görülebileceği gibi ($\sigma-\epsilon$) eğrisinin düşük gerilmeler altında eğimi çok az değiştiğinden eğrinin bu bölümü doğrusal kabul edilebilir. Ancak bu durum hızlı yüklemeler için geçerlidir. Beton zamanla deformasyon gösteren bir malzeme olduğundan uzun süreli yükler altında eğrinin ilk bölümünün dahi doğrusal kabul edilmesi yanıltıcı sonuçlara götürebilir.

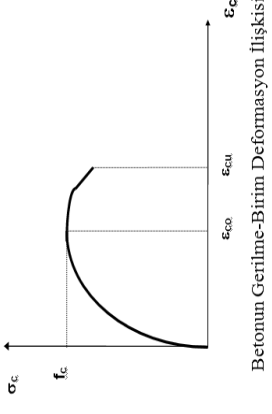
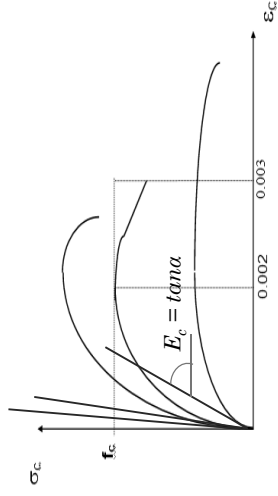
Şekilde gösterilen eğrinin diğer bir ilginç özelliği de maksimum gerilme ve dayanıma karşılık olan birim kısalma ϵ_{c0} aşıldığında, artan deformasyon altında gerilmelerin azalmasıdır.



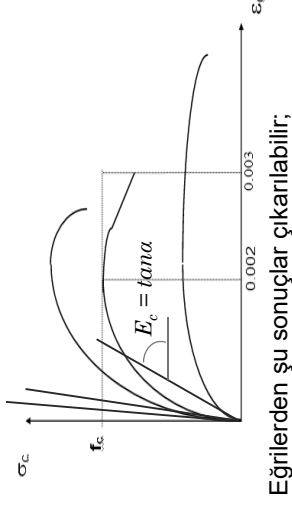
Kırılma anındaki birim kısaltmaya karşılık gelen gerilme, maksimum gerilmeden çok düşüktür. Betonun (σ - ϵ) eğrisinin bu kuyruk kısmı ihmal edilemeyecek kadar önemlidir..

Dayanımın σ - ϵ Eğrisi Üzerindeki Etkisi

Dayanımın σ - ϵ eğrisi üzerindeki etkilerini göstermek amacı ile aşağıdaki şekilde çeşitli beton dayanımları için σ - ϵ eğrileri gösterilmiştir.



Bu davranış sayesinde betonarme bir elemanda maksimum gerilmeye ulaşan bir lif, artan birim kısalma ile gerilmeleri başka liflere aktarabilir. Bu durumda en fazla zorlanan dış lifteki ezilme, maksimum gerilmeye karşı olan ϵ_{c0} birim kısaltmasında değil, ϵ_{cu} da oluşacaktır. Betonun (σ - ϵ) eğrisinin kuyruk bölümünün var olması nedeni ile fazla zorlanan liflerin daha az zorlanan liflere gerilme aktarabilme özelliğine **"gerilme uyumu"** denir

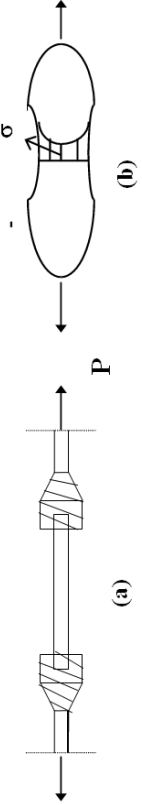


Eğrilerden şu sonuçlar çıkarılabilir;

- ✓ Eğrilerin başlangıç eğimi (elastisite modülü olarak tanımlanabilir), beton kalitesi yükseldikçe artmaktadır.
- ✓ Yüksek kaliteli betonun tepe noktaları daha belirgindir.
- ✓ Düşük dayanımlı betonlar, yüksek dayanımlı olanlara oranla daha sünekler.
- ✓ Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma ϵ_{c0} , beton dayanımından bağımsız olarak 0.002 mertebesinde.

Betonun Çekme Dayanımı:

Bu dayanım basınç mukavemetine oranla çok küçüktür (%10 f_c). Direk çekme deneyi çekme mukavemetinin belirlenmesi için idealdir. Fakat bu konuda yapılan deneyler başarılı olmamıştır.

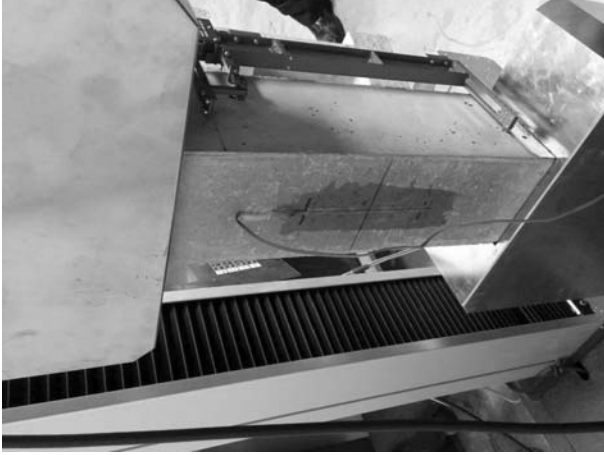


(a) da ki durumda pres çenelerinin sebep olduğu yöresel gerilmeler nedeni ile elemanlar çenenin numuneyi kavradığı yerdende kırılmıştır. Bu durumda (b) deki duruma gidilmiş fakat görüldüğü gibi gerilme yığılmaları nedeni ile iyi sonuç alınamamıştır.

Geliştirilmiş Eksenel Çekme Deneyi



Strain Gauge ve Komperatör ile Birim Deformasyon Ölçümü



Beton veya donatı üzerine Strain Gauge yapıştırma için gerekli malzemeler

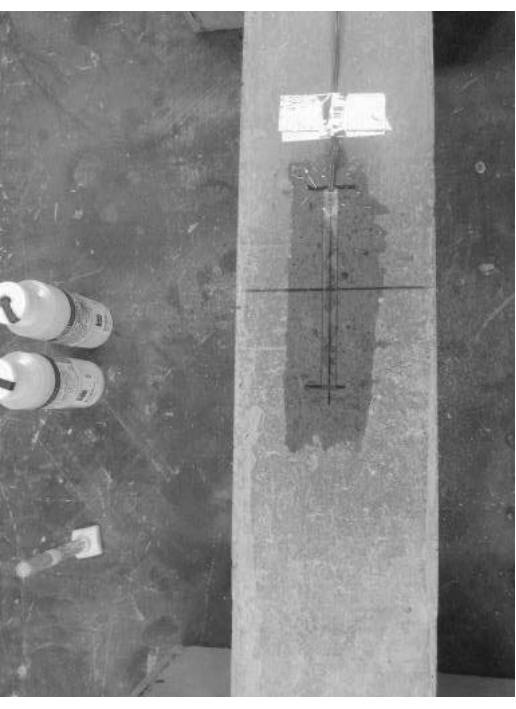




65



Beton Birim Çekme Deformasyon Ölçümü (Strain Gauge)

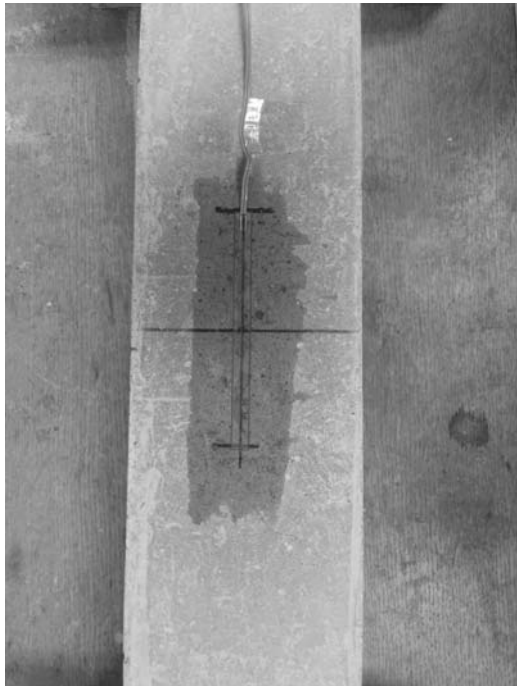


İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

66



Beton Birim Çekme Deformasyon Ölçümü (Strain Gauge)



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

67



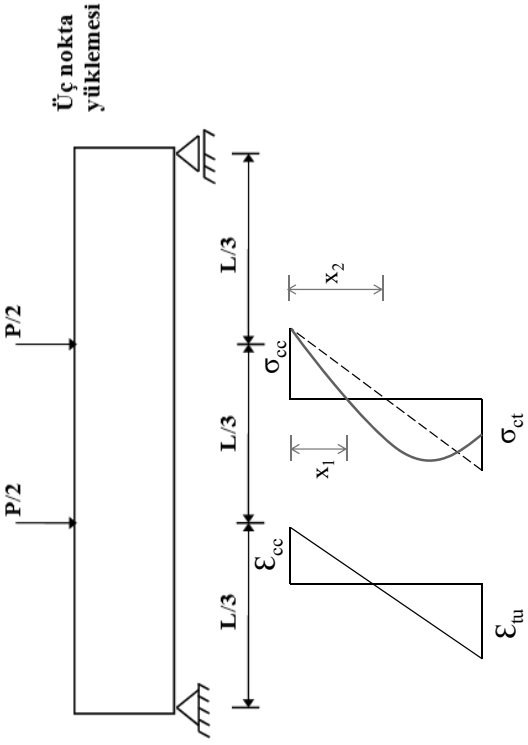
Yük Birim Çekme Deformasyon Değerlerinin Kayıt Edilmesi



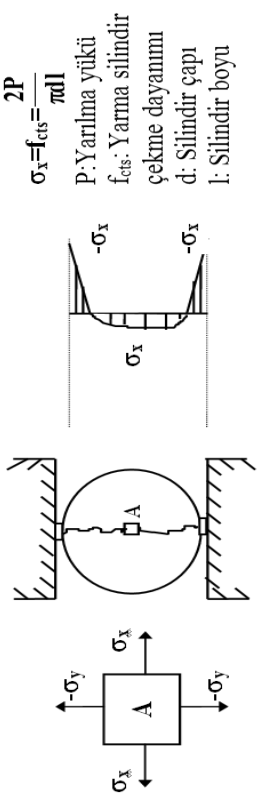
İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

68

Çekme Dayanımının Dolaylı Olarak Belirlenmesi



Silindir Yarma Deneyi:



$$\sigma_x = f_{ct} = \frac{2P}{\pi d l}$$

P: Yarlama yükü
f_{ct}: Yarma silindir çekme dayanımı
d: Silindir çapı
l: Silindir boyu

TS500 (eksenel çekme) $f_{ctk} = 1.1 \sqrt{f_{ck}}$ $f_{ctk} = 0.35 \sqrt{f_{ck}}$ N/mm²

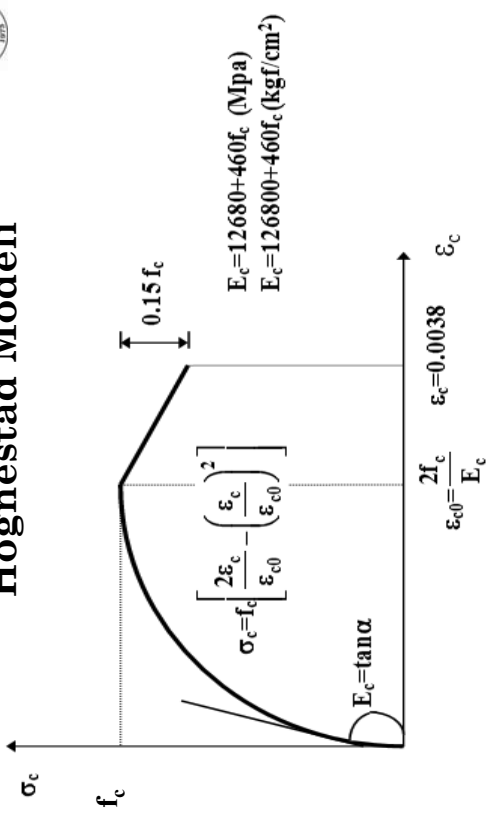
ACI (eğilme çekme dayanımı) $f_{ctf} = 2.0 \sqrt{f_c}$ $f_{ctf} = 0.63 \sqrt{f_c}$ N/mm²

Kayma Dayanımı

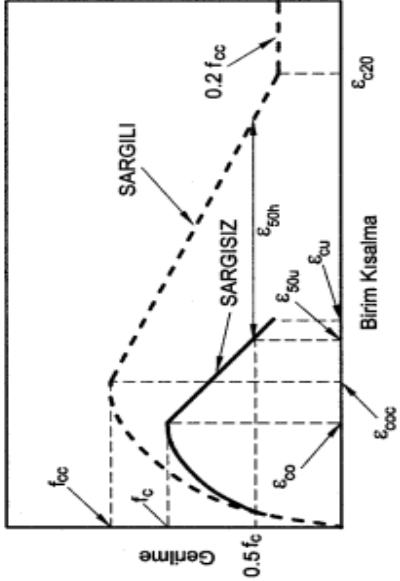
Kayma dayanımı, basınç dayanımının %35 i ile %80 i arasında değişir. Betonda klasik kesme kırılmasına ender rastlanır. Basit kayma durumunda dahi kırılma çekme dayanımının tükenmesi ile meydana gelir.

Betonun σ-ε eğrisini çok sayıda değişkenin etkilediği ve bu nedenle her durum için gerekli tek bir eğrinin tanımlanmasının olanaksız olduğu söylenmiştir. Ancak kesin olmasa bile problemin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için betonun σ-ε ilişkisini belirleyen modellere gereksinime vardır.

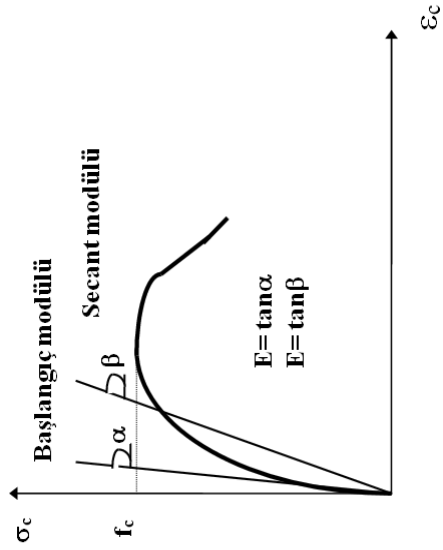
Hognestad Modeli



Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli



Betonun Elastisite Modülü:



Parabolik Eğri:

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad \text{Sargısız beton}$$

ε_{co} , normal dayanımlı betonlar için yaklaşık 0.002 alınabilir.

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right] \quad \text{Sargılı beton}$$

$\varepsilon_{coc} = K \varepsilon_{co}$ (K aşağıda tanımlanmıştır).

Doğrusal Eğri (Gerilmenin azaldığı bölüm):

Sargısız beton:

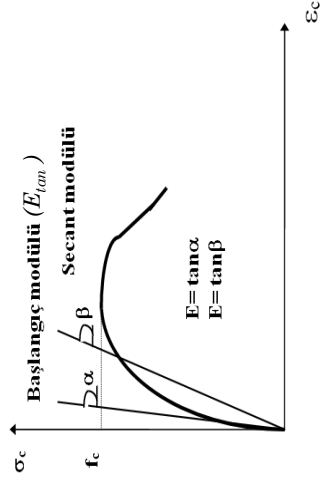
$$\sigma_c = f_c [1 - Z_u (\varepsilon_c - \varepsilon_{co})]$$

$$Z_u = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}$$

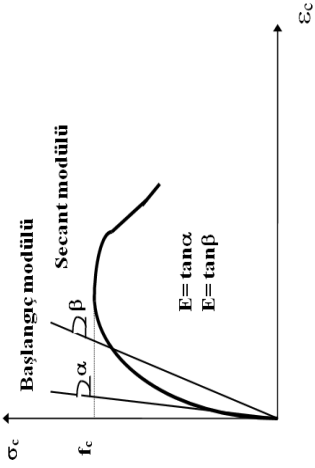


Betonun elastisite modülünün belirlenmesi için çeşitli tanımlamalar yapılmıştır.

- **Başlangıç elastisite modülü**, σ - ε eğrisinin başlangıç noktasına çizilen teğetin eğimi olarak tanımlanabilir.
- **Teğet modülü**, σ - ε eğrisine herhangi bir noktada çizilen teğetin eğimidir.



- **Secant modülü**, orijinden σ - ϵ eğrisindeki herhangi bir noktaya çizilen sekantın eğimi olarak tanımlanır. Genelde sekant modülü, $0.5f_c$ gerilme düzeyine göre hesaplanır.



$$TS500 \quad E_{cj}=10270 \sqrt{f_{cj}} + 140000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_{cj}=3250 \sqrt{f_{cj}} + 14000 \text{ N/mm}^2$$

$$ACI 318-19 \quad E_{cj} = w^{1.5} 1362 \sqrt{f_{cj}} \text{ (normal ağırlıktaki beton için } w=23 \text{ kN/m}^3)$$

$$E_{cj}: j \text{ günlük betonun elastisite modülü. } ACI 318.19 \quad E_{cj} = 4750 \sqrt{f_{cj}}$$

Bu bağıntılar ani yüklemeler içindir, zamandan bağımsızdır. Ayrıca;

$$\text{Betonun Poisson Oranı: } TS500 \quad \mu_{cj}=0.2$$

$$\text{Betonun Kayma Modülü: } G_{cj} = \frac{E_{cj}}{2(1 + \mu_{cj})}$$

CEB ve TS500 de $G_{cj}=0.4E_{cj}$

Donatı

Betonarme donatısı olarak kullanılan çelikler, imalat biçimine göre iki sınıfa ayrılır.

- Sıcakta haddelenmiş çelik, buna doğal sertlikteki çelikte denir.
- Soğukta işlem görmüş çelik.

Çelik çubuklar düz yüzeyli veya daha yüksek aderans sağlamak için nervürlü olabilir. Çapları 6 mm ile 40 mm arasında değişir. Hesaplarda $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$ olarak alınır.

ÇİZELGE 3.1 - Donatı Çeliklerinin Mekanik Özellikleri (TS 708 den)

Mekanik Özellikler	Donatı Çubukları				Hasır Donatı	
	Doğal Sertlikte		Soğukta İşlem Görmüş		S500bs	
	S220a	S220a	S500a	S420b	S500bs	S500bk
Minimum akma dayanımı f_{yk} (MPa)	220	420	500	420	500	500
Minimum kopma dayanımı f_{tu} (MPa)	340	500	550	550	550	550
$\phi \leq 32$						
Minimum kopma uzaması ϵ_{su} (%)	18	12	12	10	8	5
$32 < \phi \leq 50$						
Minimum kopma uzaması ϵ_{su} (%)	18	10	10	10	8	5

BETON ve ÇELİK SINIFLARI



Beton Sınıfları

Beton, 28 günlük silindirik dayanımı temel alınarak sınıflandırılmaktadır. Sözü edilen dayanım karakteristik dayanımdır.

Karakteristik dayanım, o dayanımdan düşük değerlerin elde edilmesi belirli bir olasılıkla mümkün olan dayanımdır (TS500 de bu olasılık %10). Beton sınıfları BS olarak ifade edilmektedir.

Örnek olarak BS20 28 günlük karakteristik silindirik basınç dayanımı 20 N/mm² (200 kgf/cm²) olan betondur.

Beton karakteristik basınç dayanımı f_{ck} , denenecek silindirlerden elde edilecek basınç dayanımlarının bu değerden düşük olma olasılığı belirli bir oran (**genellikle %10**) olan değerdir.

ÇİZELGE 3.2 - Beton Sınıfları ve Dayanımları

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck} MPa	Eşdeğer Küp (200 mm) Basınç Dayanımı MPa	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, f_{tk} MPa	28 Günlük Elastisite Modülü, E_c MPa
C16	16	20	1,4	27 000
C18	18	22	1,5	27 500
C20	20	25	1,6	28 000
C25	25	30	1,8	30 000
C30	30	37	1,9	32 000
C35	35	45	2,1	33 000
C40	40	50	2,2	34 000
C45	45	55	2,3	36 000
C50	50	60	2,5	37 000

Boyutları 200 mm olan küp için f_{tk} değerleri, Çizelge 3.2 de verilmiştir.

Boyutları 150 mm olan küp için bu değerler yaklaşık olarak %5 arttırılır



Çelik Sınıfları

Betonarme donatısı olarak kullanılan çeliğin en önemli özelliği; akma ve kopma dayanımı ile kopma birim uzamasıdır.

S220 çeliği, karakteristik akma dayanımı 220 N/mm² (2200 kgf/cm²) olan çeliktir.

BETONARME

Çelik ve betondan oluşan kompozit yapı malzemesine **betonarme** denir. Betonarmede genel olarak betonun görevi basınç, çeliğin görevi ise çekme gerilmelerinin karşılanmasıdır.

Çelik ve betondan oluşan malzemenin betonarme olabilmesi için, bu iki malzemenin birbirine kaynaşmış olması gerekir. Çelik ve etrafını saran betonun birlikte çalışmasını sağlayan olay **kenetlenme** veya **aderans** olarak adlandırılır.

BETONARME – 1

DERS NOTLARI

BÖLÜM 2

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

ÇİZELGE 3.1 - Donatı Çeliklerinin Mekanik Özellikleri (TS 708 den)

Mekanik Özellikler	Donatı Çubukları			Hasır Donatı	
	Doğal Sertlikte	S220a	S220b	S500a	S500b
Minimum akma dayanımı (f_k)	220	420	500	500	500
Minimum kopma dayanımı (f_{su})	340	500	550	550	550
$\phi \leq 32$					
Minimum kopma uzaması (ϵ_{su})	18	12	10	10	8
$32 < \phi \leq 50$					
Minimum kopma uzaması (ϵ_{su})	18	10	10	10	8

Betonarme bir elemanda asal çekme gerilmeleri, betonun düşük olan çekme dayanımını geçtiği anda, beton bu gerilmelere dik yönde çatlayacaktır. Bu bölgeye yerleştirilmiş çelik çubuklar bu çatlamayı önleyemez.

Çatlama beton ile ilgili bir olaydır, çatlak oluşmasına donatının etkisi olmaz. Ancak yeterli ve bilinçli yerleştirilmiş donatı, çatlakların genişlemesine engel olarak kılcal düzeyde kalmasını sağlar.



BETONARME DAVRANIŞI VE HESAP İÇİN

TEMEL İLKELER

Betonarme hesabı yapan bir mühendis, birçok basitleştirici varsayım yapmak zorundadır. Betonarme yapılarda, sistemin çözümünü için yapılan klasik varsayımların yanında malzeme davranışı ile ilgili bazı varsayımlarında yapılması zorunludur. Betonarme gibi elastik ve doğrusal olmayan, gerilmeleri zamana ve yük geçmişiye bağlı bir malzemenin davranışını hesaplara yansıtma kolay değildir. Bu nedenle hesaplarda daha az önemli olan değişkenler ihmal edilir, diğerleri için de basitleştirici birçok varsayım yapılarak hesapların kolaylaştırılmasına çalışılır.



Yapılan varsayım ve basitleştirmelerin doğruluk ve geçerliliğinin saptanması, çözümün tüm aşamalarının ve sonuçlarının sağlam bir davranış bilgisi ışığı altında değerlendirilmesi ve tecrübe süzgecinden geçirilmesi gerekir. Sağlam bir davranış bilgisi ve tecrübe olmadan betonarme yapı oluşturmak olanaksızdır. Davranış bilgisi ve mühendislik önsezisinin oluşabilmesi için iyi bir yapı mekaniği bilgisine sahip olmak şarttır.



Herhangi bir betonarme yapının oluşturulmasında izlenen aşamalar beş grupta toplanır:

- a) Yapı taşıyıcı sistemin seçimi.
- b) Yapı ömrü süresince yapıya etkiyecek yüklerin tespit edilmesi.
- c) Bu yükler altında varsayılan rijitlikler temel alınarak, kesit zorlamalarının bulunması.



d) Yapıyı oluşturan elemanların, teker teker ve bir arada hesaplanan kesit zorlamaları altında dayanım, deformasyon ve çatlak genişliği açısından belirli bir güvenliği sağlayacak şekilde boyutlandırılması ve donatının hesabı, hesaplanan donatının detaylandırılması

e) Yapının tasarımda öngörülene uygun olarak yapılması.



Yapı sistemi yapısal davranışı etkileyen en önemli faktörlerden biri olması nedeni ile bu ilk aşamada seçim yapılırken gereken özen gösterilmelidir. Yanlış seçilen bir sistemin sağlıklı davranmasını sağlamak için sonraki aşamalarda gösterilecek çaba çok pahalıya mal olabilir. Yapı sistemi seçilirken mimari ve ekonomik faktörlerde göz önünde bulundurulmalıdır.



İkinci aşamada olan yapıya etkiyen yüklerin seçiminde genellikle " **Yük Yönetmeliklerinden** " yararlanılır. Ülkemizdeki yükler için zorunlu yönetmelikler **TS498** ve "**Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği TBDY-2018**" dir.



Kesit zorlamalarının bulunmasında yapıya etkimesi olası yüklerin en elverişsiz kombinasyonları göz önünde bulundurulmalıdır. Yapısal çözümleme, yapı mekaniği çözümlerini temel alan yaklaşık yöntemlerle yapılır. Hiç bir yöntem kesin değildir.

Malzeme davranışının doğrusal elastik olduğu varsayımına dayanan çözümleme **doğrusal çözümleme**, davranışın elasto-plastik olduğu varsayımına dayanan ise **limit analiz**, betonarmenin doğrusal elastik olmayan gerçek davranışını temel alan çözümlemeye de **orantısız çözümleme** denir.



Dördüncü aşama olan boyutlandırma ve donatı hesabında iki yöntem vardır. Bunlardan, çelik ve betonun doğrusal elastik davranışını varsayan " **Emniyet Gerilmeleri Yöntemi** " veya " **Elastik Yöntem** " olarak adlandırılır. İkinci yöntem daha gerçekçi olan iki aşamalı " **Sınır Durumlar Yöntemi** " dir. İki sınır durum olan;

- a) Taşıma gücü
- b) Kullanılabilirlik sınır durumu güvenliğinin sağlanmasına çalışır.

Kesit zorlamalarının bulunacağı yapısal çözümlemelerde eleman rijitliklerinin bilinmesi gerekir, dolayısı ile boyutların saptanabilmesi içinde kesit zorlamalarının bulunması gerekir. Sorun iki aşamalı bir yaklaşımla çözümlenir (**ön tasarım, kesin tasarım**).

Son aşama olan yapıım ölkemizde genellikle en az özen gösterilen aşamadır. Böylece yapıı denetimden yoksun olarak inşa ediliğinden projede öngöröülden oldukça değişik özelliklere sahip olur.

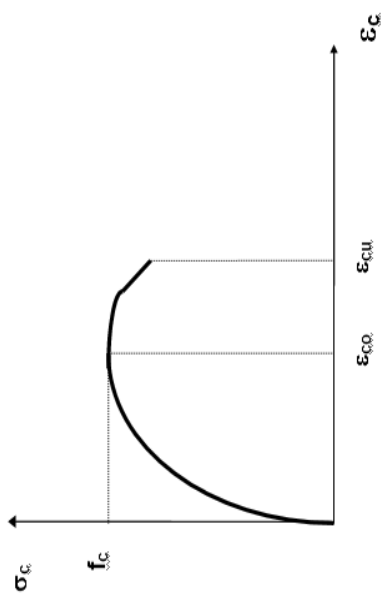
Eleman boyutları ve donatı yerleştirilmesindeki hataların yanı sıra, beton kalitesinin tasarımıda öngöröülden çok düşük olduğu sık rastlanan, bir olaydır.

Betonarme problemlerini diğer malzeme problemlerinden değişik tutan son aşama olan **c** dir. Bu aşamada betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun σ - ϵ özelliklerinin bilinmesi gerekir. Bu belirleme çelik için oldukça kolay olmasına karşın beton için oldukça zordur. Betonun σ - ϵ eğrisini birçok değişkenin etkilediği için tek ve kesin bir σ - ϵ eğrisi önermek zordur.

BETONARME DAVRANIŞI

Herhangi bir mekanik problemin çözümünde izlenen yol üç aşamada özetlenir;

- Denge koşullarının sağlanması
- Uygunluk koşullarının sağlanması
- Malzeme ve malzemeler için σ - ϵ ilişkisinin belirlenmesi.

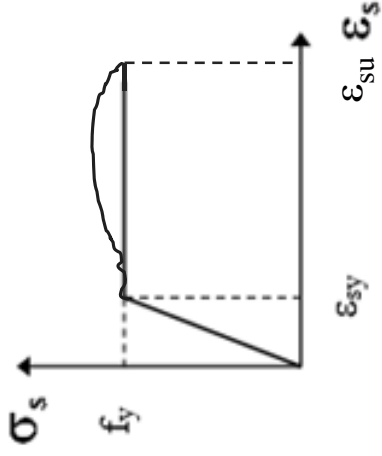


Betonun Gerilme-Birim Deformasyon İlişkisi

Betonarme elemanların basınç bölgesindeki gerilme değerinin eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen $\sigma-\epsilon$ eğrisine benzediğini varsaymak doğru bir yaklaşım olur. Yapılan çok sayıda deney bu varsayımın doğruluğunu kanıtlar.

Çeliğin $\sigma-\epsilon$ ilişkisi ise, elasto-plastik varsayılabilir. Buna göre donatı çeliği akma gerilmesine ulaşıncaya kadar doğrusal elastik, bu noktadan sonra plastik bir malzeme gibi davranacaktır.

Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan bu dayanımın ihmal edilmesi önemli bir hata getirmez. Betonarme elemanlarda oluşan çekme gerilmeleri, bu bölgelere yerleştirilen çelik çubuklarla karşılanır.



Çeliğin Elasto-Plastik Gerilme Şekil Değiştirme İlişkisi

EĞİLME VEYA BİLEŞİK EĞİLME ALTINDAKİ BETONARME ELEMANLARIN MOMENT EĞRİLİK İLİŞKİSİ

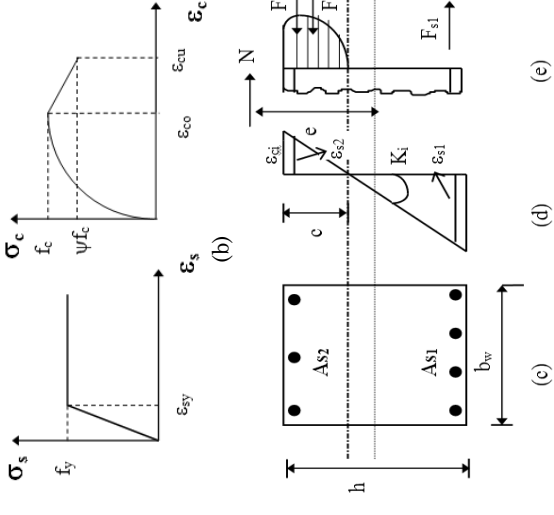
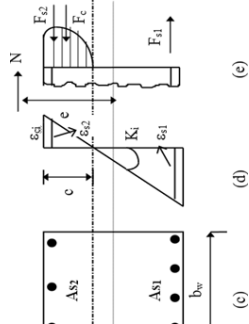
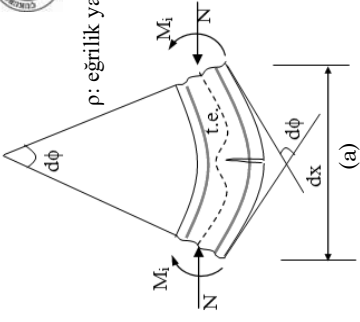
Eğilme ve eksenel yük veya yalnız eğilme altındaki bir kesitin davranışı gerçek malzeme davranışını temel alarak hesaplanmış veya deneysel verilerden elde edilmiş Moment-Eğrilik eğrilerinden izlenebilir

Mukavemet derslerinden

hatırlanacağı gibi, eğrilik birim dönme açısıdır. Eğrilik (a) da gösterildiği gibi, iki kesit arasındaki dönme açısı farkından veya (d) de gösterildiği gibi doğrudan birim deformasyondan yararlanılarak bulunabilir.

$$\text{Eğrilik} = \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = K$$

$$\text{veya } K = \frac{\epsilon_x}{y}$$

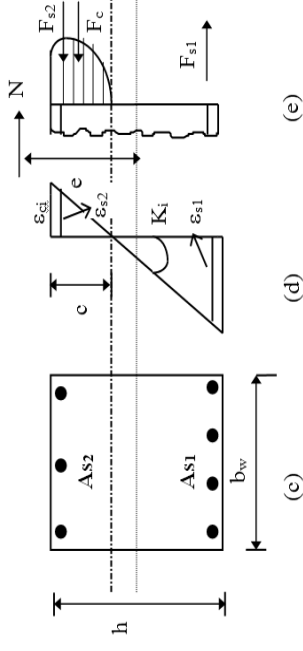


$$\text{Eğrilik} = \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{1}{\rho} = K$$

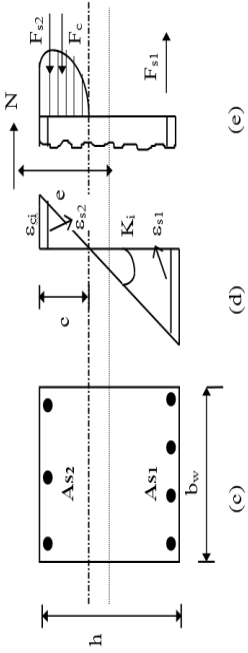
$$\text{veya } K = \frac{\epsilon_x}{y}$$

İlk denkleme eğilmiş kirişin geometrisinden, ikinci ise düzlem kesitlerin eğilmeden sonra düzlem kalacağı varsayımından elde edilmiştir.

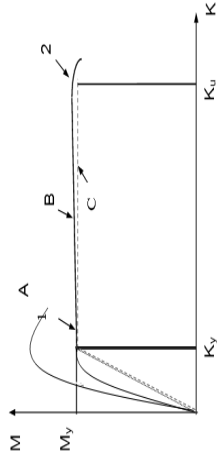
Belirli bir eksenel yük altında betonarme kesitin moment-eğrilik eğrisini oluşturan, M_i ve K_i değerleri, seçilen bir maksimum birim kısalma için yazılacak denge ve uygunluk denklemlerinden elde edilir.



- Çözüme tarafsız eksen derinliği için bir varsayım yapılarak başlanır.
- Tarafsız eksen derinliği c, ilk denge denklemi $\sum F = 0$ sağlanıncaya kadar değiştirilir.
- İlk denge denklemi sağlandıktan sonra, şekil (e) de gösterilen iç kuvvetlerin ağırlık merkezi etrafındaki momenti hesaplanarak M_i bulunur.



- Deformasyon değerleri, ϵ_{si} (d) deki birim deformasyon dağılımından yararlanılarak yazılacak uygunluk denklemlerinden bulunur.
- Çelik ve betonun kuvvet bileşenleri, çelik ve betonun (b) de gösterilen σ - ϵ eğrilerine bulunan ϵ değerleri ile birlikte girilerek saptanan gerilmeler temel alınarak hesaplanır.
- Betonun çekme dayanımı olmadığı dolayısı ile çekme kuvvetinin tümünün donatı tarafından karşılandığı varsayılır.
- Eğrilik $K_i = \frac{\epsilon_{ci}}{c}$ den bulunur.



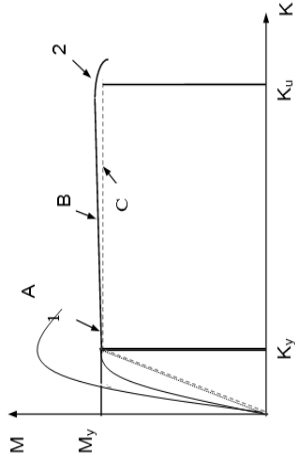
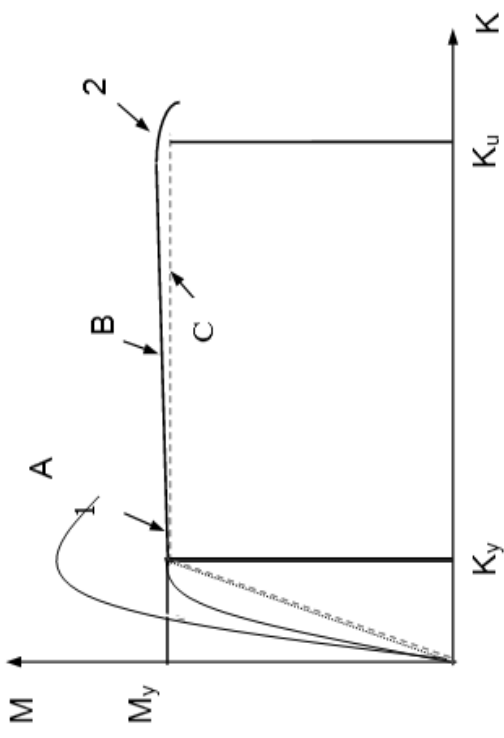
Bileşik eğilme altındaki bir kesitin M-K ilişkisi, kesitteki eksenel yük düzeyine göre değişir. Şekilde bileşik eğilme altındaki bir kesitin, yüksek ve çok düşük düzeyde eksenel yükler altındaki moment-eğrilik ilişkileri gösterilmiştir.

A eğrisi eksenel yükün büyük, B eğrisi ise eksenel yükün düşük, sıfıra yakın olduğu durumlar için geçerlidir.

Süneklik yük taşıma kapasitesinden düşme olmadan kesitin büyük deformasyon yapabilme özelliğidir.

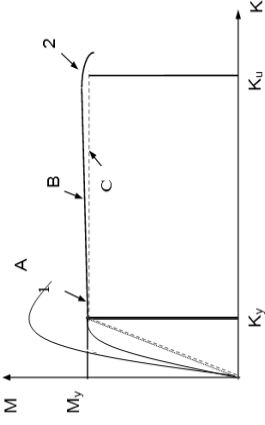
A eğrisi **gevrek** B eğrisi ise **sünek** bir davranışı simgeler.

Böylece betonarme bir kesitin M-K eğrisi çizilebilir.

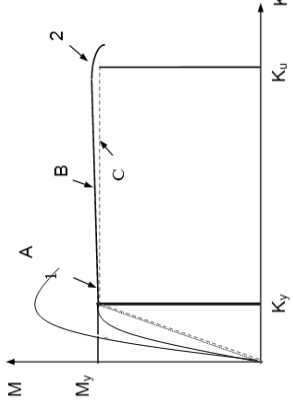


Deprem mühendisliğinde kesit sünekliği genellikle süneklik katsayısı ile ifade edilir. **Süneklik katsayısı**, kırılma anındaki eğrilğin akma anındaki eğrilğe oranı olarak tanımlanır. B eğrisi ile elde edilen

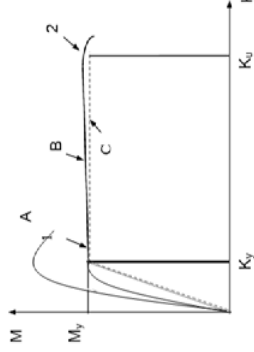
süneklik katsayısı $\lambda_c = \frac{K_u}{K_y}$ dir.



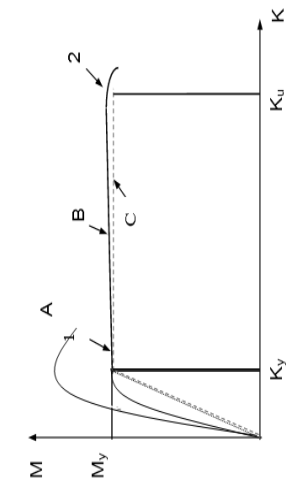
M-K eğrisi altında kalan alan, kesitin enerji yutma kapasitesini gösterir. **Sünek** davranışı simgeleyen B eğrisi ile tüketilen enerjinin, **gevrek** davranışı simgeleyen A eğrisinden çok daha büyük olduğu açıktır. Bu nedenle deprem gibi **enerji yutma kapasitesinin** önemli olduğu yerlerde eksenel yük düzeyini düşük tutmak gerekir.



Şekilden görüldüğü gibi eksenel yükün sıfır veya çok düşük olduğu durumlarda (B) çekme donatısının akmasına karşılık olan **My** momentine erişilinceye kadar, eğilme rijitliğinde fazla bir değişme olmamaktadır.



Akma momentine ulaşıldıktan sonra ise, eğilme rijitliği sıfıra yaklaşıp, hemen hemen sabit kalan bir moment altında eğrilik hızla artmaktadır. Bu durumda B eğrisi C eğrisi ile değiştirilirse az hata içeren basit bir eğri elde edilir. Akmadan sonra momentin sabit kaldığı kabul edildiğinden, **elasto-plastik** bir malzeme davranışı elde edilir. Eğrilik **Ky** ye kadar doğrusal kalmakta **Ku** eğrilğine gelindiğinde **en dış basınç lifindeki beton ezilme birim kısalmasına ulaştığından** beton ezilmekte ve moment taşıma kapasitesi tükenmektedir.



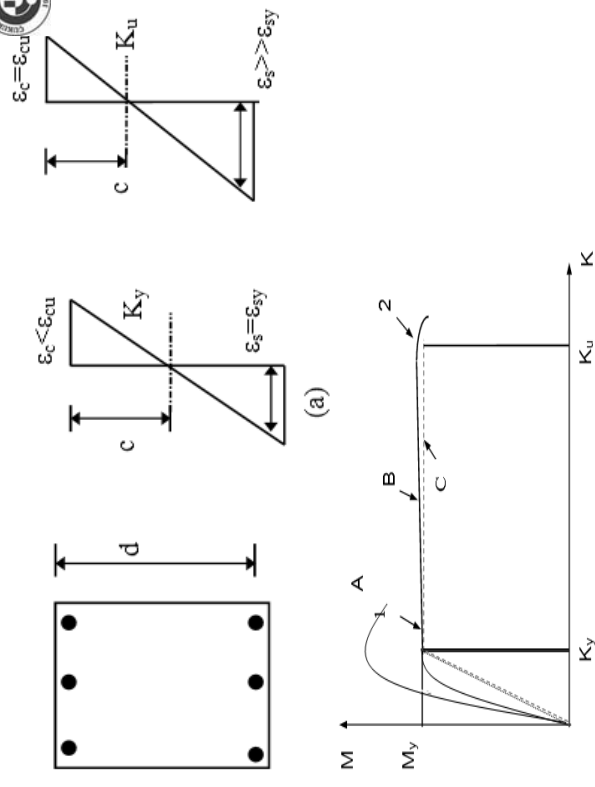
1 olarak işaretlenen noktada sabit moment altında eğrilik hızla arttığından bu davranış mafsalsı davranışına benzetilebilir. **Klasik mafsalla C eğrisi ile simgeleyen davranış arasındaki tek fark klasik mafsalda moment "sıfır" C eğrisinin simgelediği mafsalda ise dönmenin sabit bir moment altında olmasıdır.** Bu tür davranışın gözlemlendiği kesit, yani sabit akma momenti altında "**Plastik mafsalsı**" olarak tanımlanır.

Plastik mafsal davranışı betonarme davranışında çok önemlidir. Herhangi bir betonarme yapı elemanında ($N=0$) bir noktada çekme donatısı aktığı zaman, orada bir plastik mafsal oluşacak ve o kesit sabit moment altında serbestçe dönebilecektir. Göçme ancak yapıyı veya bir yapı elemanını mekanizmaya dönüştürecek sayıda plastik mafsal oluştuğundan sonra meydana gelir.

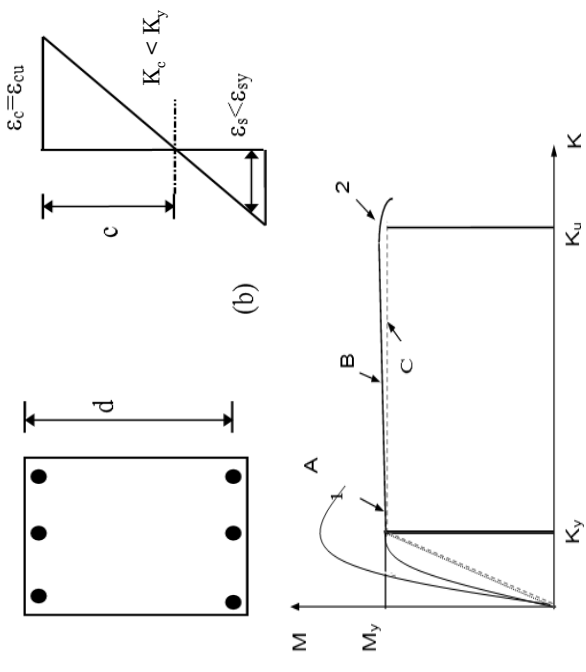
Eğer çekme donatısı kırılma konumuna ulaşmadan akmışsa, $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ ve $\epsilon_c \approx \epsilon_{cu}$, kırılmaya çeliğin özelliği hakim olur ve kırılma **sünek** olur. Bu durumda elemanın (M-K) ilişkisi çeliğin elasto-plastik σ - ϵ eğrisine benzer. Bu kırılma türü “**çekme kırılması**” olarak adlandırılır. Kırılma konumuna gelindiğinde birim deformasyon dağılımı (a) da gösterilmiştir.

EĞİLME VE BİLEŞİK EĞİLME ALTINDAKİ BETONARME ELEMANLARIN KIRILMA TÜRLERİ

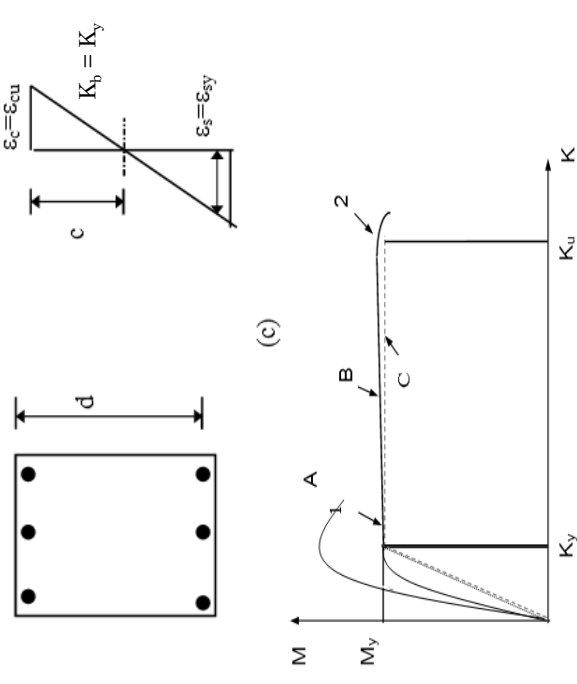
Eğilme veya eğilme ile birlikte eksenel basınç altındaki betonarme elemanlar kırılma konumuna (moment taşıma kapasitesine) en dış lifteki betonun ezilmesi ile ulaşırlar. Ezilme anında en dış lifteki birim kısalma ϵ_{cu} dur. Bu konuma ulaşıldığında çekme donatısının akıp akmadığı davranış açısından son derece önemlidir.



Kırılma konumuna ulaşıldığında ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) çekme donatısı henüz akmamışsa; akma birim uzamasına ulaşmamışsa ($\epsilon_s < \epsilon_{sy}$) kırılmaya betonun özellikleri hakim olur ve kırılma gevrek olur, bu tür kırılma " **Basınç kırılması** " olarak adlandırılır (Şekil b). Basınç kırılmasındaki davranış A olarak gösterilen (M-K) eğrisinden izlenebilir.

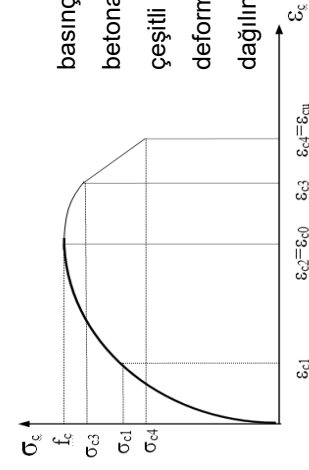


Doğal olarak çekme ve basınç kırılması arasında bir sınır durum olması gerekir. " **Dengeli kırılma** " olarak adlandırılan bu sınır durumda en dış lifteki beton ezilmesi ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) ile çekme donatısının akması ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) aynı anda olmaktadır (Şekil c). Dengeli kırılma, donatı aktığı anda oluştuğundan gevrek kırılmadır. Mühendislikte (M-K) ilişkisinden görülebileceği gibi **sünek kırılma** tercih edilen bir davranış biçimidir.



Kesitlerin tümünün **sünek** davranış gösterecek bir biçimde boyutlandırılıp, donatılarla gevrek kırılmanın önlenmesi her zaman mümkün değildir. Kiriş davranışı kesitteki donatı oranına bağlı olduğundan, bu oranı sınırlandırarak **sünek** davranışı sağlamak mümkündür. Ancak bileşik eğilme altındaki elemanların sünek veya gevrek davranışları eksenel yük düzeyine bağlı olduğundan, bir sınırlama ile gevrek davranışı önlemek mümkün olsa bile, ekonomik olmayabilir (M-K ilişkisi A ve B eğrileri). Bu tür elemanlarda istenilen süneklik tam sağlanmasa bile, kesit boyutlarında cömert davranarak eksenel yük düzeyini düşürmenin ve sık yerleştirilmiş sargı donatısı bulundurmaının önemli etkileri vardır. Sargı donatısı ϵ_{cu} ya dolayısıyla K_u yu artırarak sünekliliği önemli ölçüde artırır.

GERİLME UYUMU

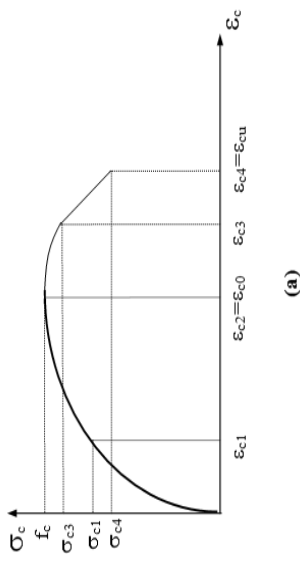


(a)

Beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımının, eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen (a) da gösterilen σ - ϵ eğrisi gibi olduğu varsayılmaktadır.

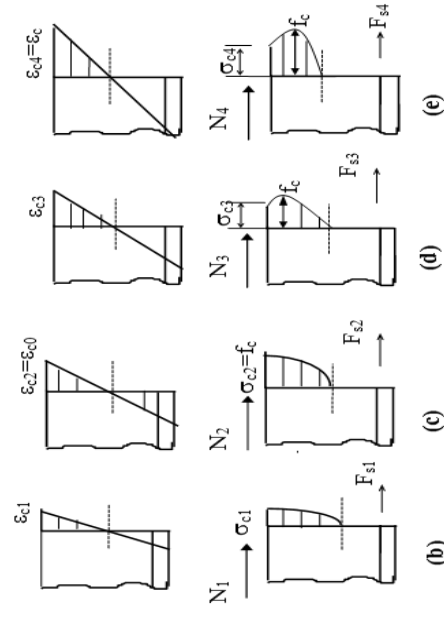
BETONARMEDE UYUM (YENİDEN DAĞILIM)

Betonarmeyi diğer yapı malzemelerinden ayıran en önemli özelliklerden biri de uyumdur. Uyum, fazla zorlanan bir lifin veya kesitin veya elemanın zorlamaları komşu lif, kesit veya elemana aktarabilme özelliğidir. Öncelikle, liften life gerilme aktarımı olan **gerilme uyumu** ele alınacaktır.

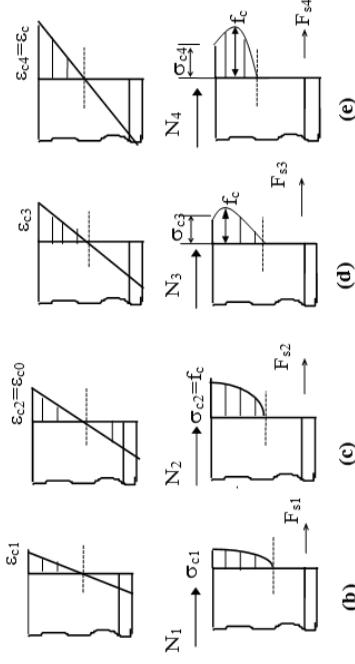


(a)

Şekilde gösterilen basınç gerilmesi dağılımları (a) da gösterilen σ - ϵ eğrisine, en dış lifteki birim kısalma değerleri ϵ_{ci} ile girilerek bulunmuştur.



(e)

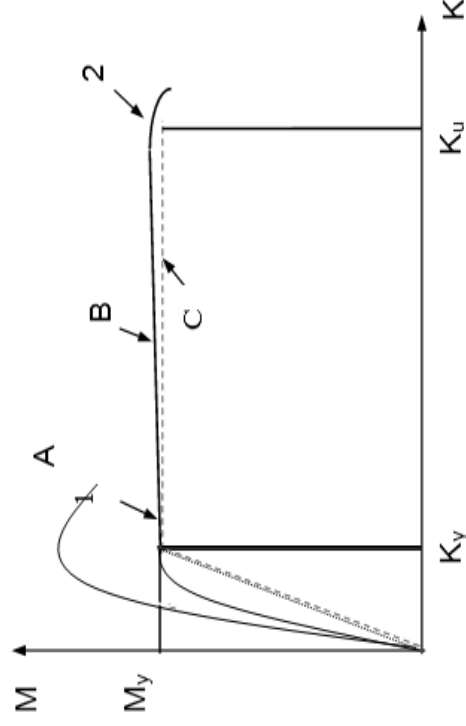
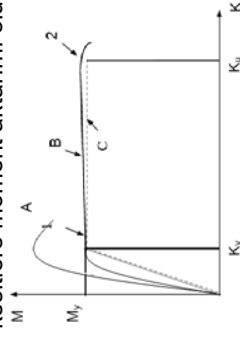


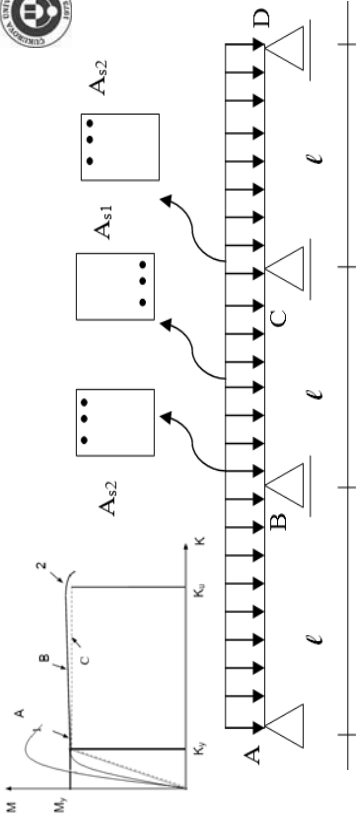
(c) den (e) ye gidilirken, gerilmelerin diğer liflere nasıl aktarıldığı açıkça görülmektedir. Gerilme uyumu veya gerilme aktarımı birim deformasyon dağılımının eğimine göre değişir. Eğim azaldıkça, komşu lifle olan birim deformasyon farkı azalacağından gerilme aktarımı olanağı azalır. Bu nedenle basit eğilme altındaki kirişlerde uyum aksinel yük düzeyi yüksek olan bir kolondan daha fazladır.

BETONARME ELEMANLARDA PLASTİK MAFSAL OLUŞUMU

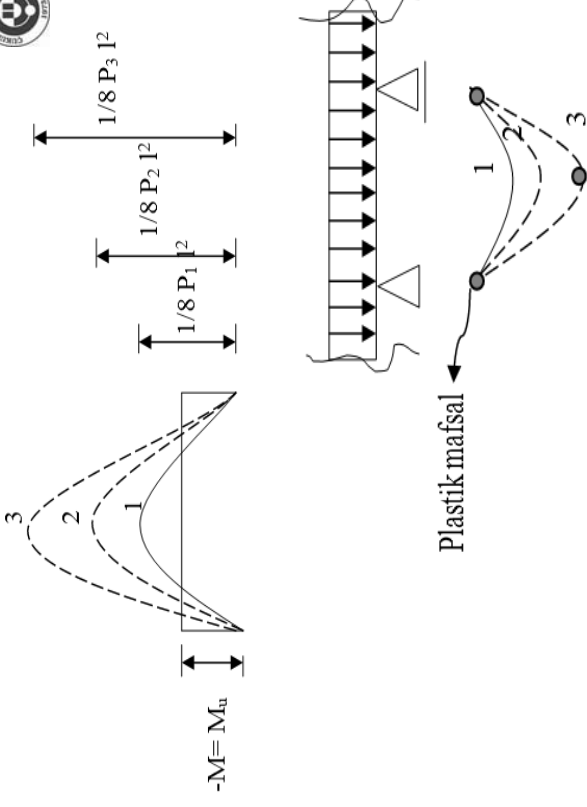
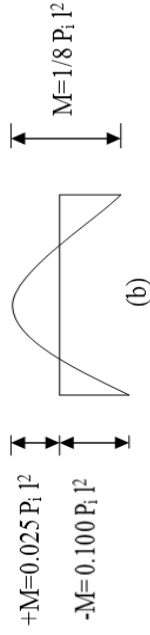
Moment altında zorlanan bir betonarme elemanda momentin en yüksek olduğu kesit akma momentine ulaştığında eleman yük taşımaya devam eder. Söz konusu kesit taşıma gücüne eriştiğinde o noktada plastik mafsal meydana gelir. M-K grafiğinde ki C eğrisinden de izleneceği gibi kesit sabit moment altında dönebilmektedir. Bunun doğal bir sonucu olarak artan yükler altında taşıma gücüne ulaşmayan diğer kesitlere moment aktarımı olur.

Böylece doğrusal çözümlemeler elde edilen moment dağılımı önemli ölçüde değişir. Göçme ancak elemanda yeterli sayıda plastik mafsal oluşuktan sonra meydana gelir.





(a)



Plastik mafsalsal

KESİT HESABI

Yapının oluşturulmasındaki aşamalardan biri de, yapısal çözümleme ile bulunan kesit zorlamaları temel alınarak kesit boyutlarının ve donatısının saptanmasıdır. Önemli olan, seçilecek kesit boyutları ve donatı ile ön görülen zorlamalar altında yapı ve yapı elemanlarının kullanılabilir durumda kalması (aşırı deformasyon ve çatlama olmaması) ve yıkılmaya karşı gerekli güvenliğin sağlanmasıdır.

Kesit hesaplarında iki ayrı sorunla karşılaşılır. Bazı durumda kesit boyutları, donatı alanı ve malzeme dayanımları bilinmemektedir. Amaç kesitin ön görülen bir zorlamayı güvenle taşıyıp taşıyamayacağıdır. Buna **kesit tahkiki** denir.

İkinci tür sorunda kesit zorlamaları ve malzeme dayanımı bilinmemektedir; amaç kesitin bu zorlamaları güvenle taşıyacak biçimde boyutlandırılıp donatılmasıdır. Buna **kesit hesabı** denir. Kesit hesabı iki aşamada yapılır.

- Boyutların belirlendiği ön tasarım
- Boyutların kontrol edilip donatının hesaplandığı kesin tasarım.

Kesit hesabı için iki yöntem vardır.



Emniyet Gerilmeleri Yöntemi

Kesit hesabının elastisite teorisine göre yapıldığı bu yöntemde, beton ve çeliğin doğrusal-elastik davranışları varsayılır. Hesaplarda donatı alanı modüler oran olarak bilinen $n=E_s/E_c$ ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına çevrilir. Betonun çekme dayanımı ihmal edilerek, elde edilen bu eşdeğer beton kesitteki gerilmeler hesaplanır. Donatıdaki gerilmeler eşdeğer beton için bulunan gerilmelerin modüler oran n , ile çarpılması ile bulunur. Yöntemde amaç hesaplanan gerilmelerin daha önce yönetmeliklerle belirlenmiş emniyet gerilmesini aşmamasıdır.



Emniyet gerilmeleri yöntemine yönetilen eleştiriler, genellikle iki noktada toplanabilir.

- a) Betonarmede gerilmelerin hesabı olanaksızdır. Hâlbuki bu yöntem gerilme hesabına dayanır.
- b) Gerilme hesabında modüler oran n kullanılırken beton elastisite modülünün sabit olduğu varsayılmaktadır. Betonun elastisite modülünün çeşitli etkenler altında büyük çapta değiştiği bilinmektedir. Betonarmedeki gerilmelerin ve beton elastisite modülünün doğru olarak hesaplanmasının olanaksız olduğunun anlaşılması, gerilme hesabını ve modüler oranı temel alan bir yöntemin geçersizliğini açıkça ortaya koymuştur. Bu nedenle bu yöntem çoğu ülkelerde terk edilmiştir.



Sınır Durumlar Yöntemi

a) **Taşıma gücü sınır durumu:** Bu sınır durum, kesitin taşıma gücünü, başka bir deyişle, güç tükenme sınırını tanımlar.

b) **Kullanabilirlik sınır durumu:** Bu sınır duruma, yapının veya yapı elemanlarının, normal kullanım yükleri altında, kullanımı olumsuz bir biçimde etkileyecek duruma gelmeleri ile erişilir. Söz konusu sınıra, yapıda veya bazı yapı elemanlarında aşırı çatlama, aşırı deformasyon veya aşırı titreşim olduğu zaman ulaşılır.

Normal olarak, kesit boyutlandırılması ve donatı hesabı, taşıma gücü sınır durumuna göre yapılır. Bu sınır durumda sorun çıktığı takdirde, kesit boyutları ve/veya donatısı buna göre değiştirilir.



TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ

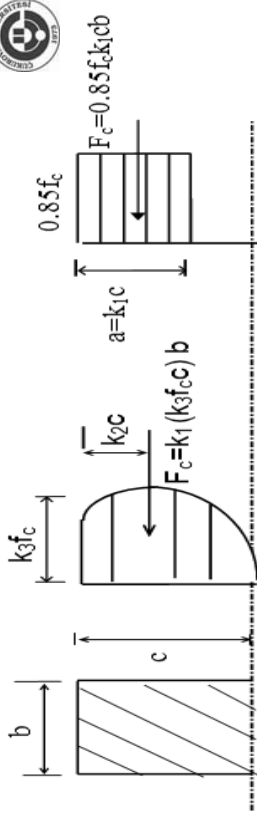
Taşıma gücü yönteminin amacı, kesitin güç tükenme anındaki kapasitesinin hesabıdır. Bu yöntemde gerilme hesabı yoktur. Kesit hesabı için geliştirilen bu yöntemle çözüme gidilirken yazılacak denge ve uygunluk denklemleri, emniyet gerilmelerinde kullanılanlarla aynıdır. Aradaki tek fark taşıma gücü yönteminde çelik ve betonun gerçek davranışları temel alınır. Basit ve bileşik eğilme altındaki bir betonarme kesitin taşıma gücü hesabı, gerekli denge, uygunluk denklemleri yazılarak ve malzemeler için gerilme-birim deformasyon ilişkileri belirlenerek yapılır.

Çözümde yapılan varsayımlar;

- Şekil değişiminden önce düzlem olan kesitler şekil değişiminden sonra da düzlem kalır (birim deformasyon dağılımı doğrusaldır).
- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
- Beton ve donatı arasında tam aderans vardır. Yani donatı çubuğundaki birim boy değişimi, komşu liflerdeki birim boy değişimi ile özdeşir.
- Donatı çeliğinin gerilme-birim deformasyon ilişkisi elasto-plastiktir ($\sigma_{sl} = \epsilon_{sl} E_s \leq f_y$)
- Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesinin en dış lifindeki beton birim kısalması ϵ_{cu} dur (TS500 $\epsilon_{cu} = 0.003$).

- Basınç bölgesindeki gerilme dağılımı her iki denge denkleminde de yer almaktadır. $\Sigma F = 0$ ve $\Sigma M = 0$. Bu denklemler için önemli olan, basınç gerilmesi dağılımının geometrisi değil bu dağılımın altındaki alan ve alanın ağırlık merkezidir. Bu nedenle TS500 de beton basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için, geçerliliği deneysel verilerle kanıtlanmış herhangi bir dağılım kullanılabılır. Açıkça kullanılacak gerilme dağılımının alanı ve ağırlık merkezi, deneysel olarak saptanan değerlerle uyusmalıdır.

- Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı, eksenel basınç altında denenene numunelerden elde edilen σ - ϵ eğrisi gibidir.
- Yapılan son varsayım, basınç bölgesindeki beton basınç dağılımı ile ilgilidir. Bu dağılımın, eksenel basınç deneylerinden elde edilen σ - ϵ eğrisi gibi olduğu varsayımı, son derece mantıklıdır. Ancak betonun σ - ϵ eğrisini birçok değişken etkilediğinden, tek ve kesin bir eğrinin önerilmesi olanaksızdır.



Gerçek Dağılım Eşdeğer Dikdörtgen Dağılımı

$$f_{cd} \leq 25 \text{ N/mm}^2 \quad (250 \text{ kgf/cm}^2) \quad k_1 = 0.85$$

$$f_{cd} > 25 \text{ N/mm}^2 \quad (250 \text{ kgf/cm}^2) \quad k_1 = 0.85 - 0.006(f_{cd} - 25)$$

$$k_1 k_3 f_c = 0.85 \left(\frac{a}{c} \right) f_c \quad k_1 k_3 = 0.85 \left(\frac{a}{c} \right)$$

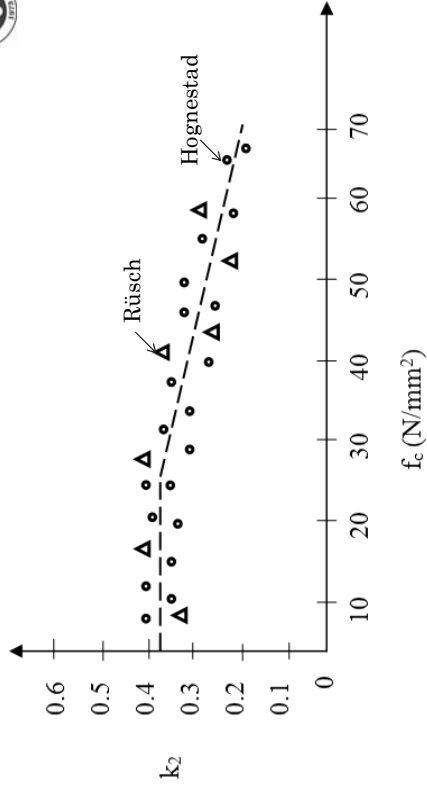
$$k_2 = 1/2 \left(\frac{a}{c} \right)$$

k₁: Ortalama basınç gerilmesi ve max. gerilme arasındaki oran.

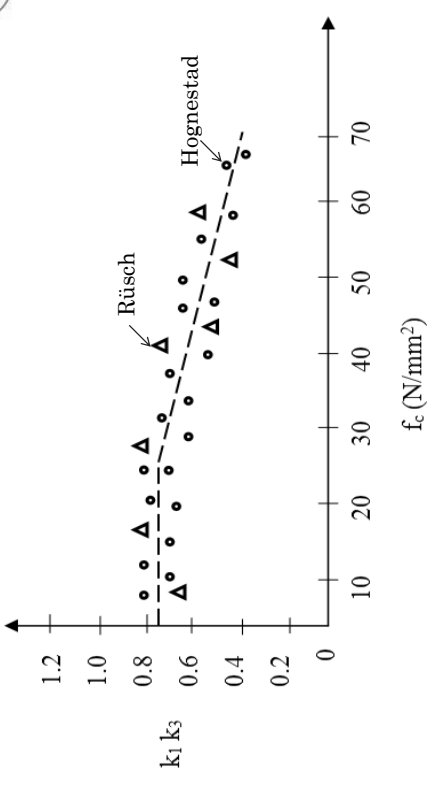
k₂: Beton basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı.

k₃: Max. beton basınç gerilmesi ile betonun silindirik mukavemeti arasındaki oran.

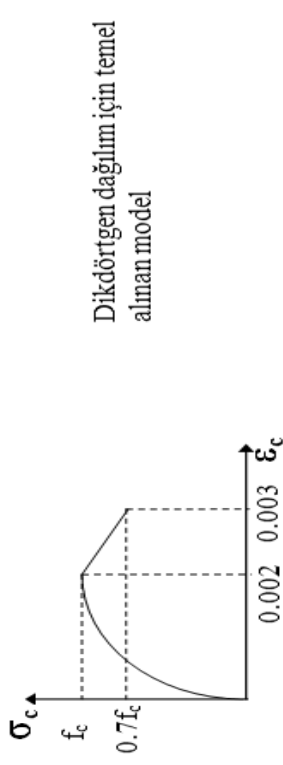
Gerilme dayanımının alanı ve ağırlık merkezinin belirlenmesi ile ilgili en güvenilir deneyler, Hognestad ve Rüsch tarafından yapılmış olup deney sonuçları aşağıda görülmektedir.

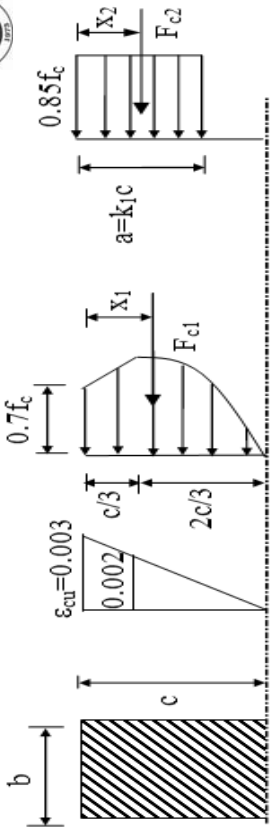


Seçilen gerilme dağılımı deneysel olarak saptanmış bulunan $k_1 k_3$ ve k_2 değerlerini sağladığı takdirde, dağılım geometrisinin hiçbir önemi olmamaktadır.



Şekilde gösterilen gerilme dağılımının alanı $k_1 k_3$ ve ağırlık merkezi de k_2 parametreleri ile tanımlanabilmektedir. $k_1 k_3$ ve k_2 beton dayanımına göre değişmektedir. Seçilen gerilme dağılımı deneysel olarak saptanmış olan $k_1 k_3$ ve k_2 değerlerini sağladığı takdirde, dağılımın geometrisinin hiçbir önemi yoktur.

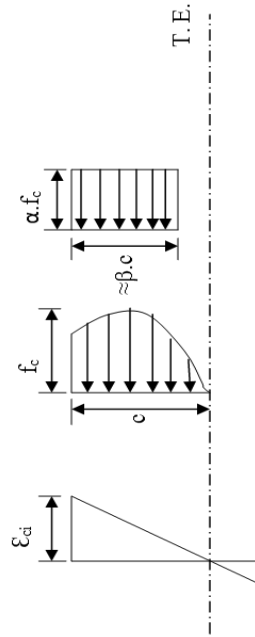




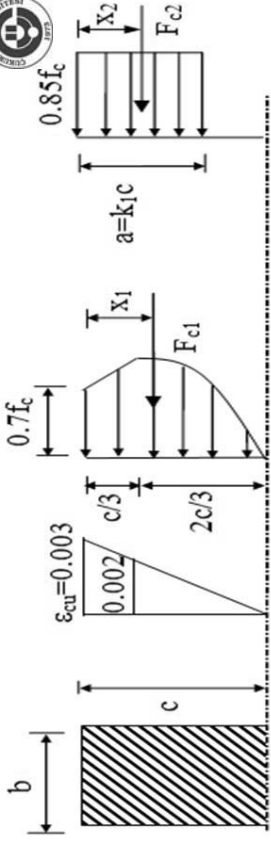
$$F_{cl} = \frac{2}{3} \left(\frac{c}{3} \right) f_c + \frac{1}{2} \left(\frac{c}{3} \right) 0.3 f_c + \left(\frac{c}{3} \right) 0.7 f_c = 0.727 f_c (c)$$

$$X = \frac{[0.444 \left(\frac{3}{8} + \frac{1}{3} \right) + 0.05 \left(\frac{2}{3} \right) + 0.233 \left(\frac{1}{3} \right)] f_c (c^2)}{0.727 f_c (c)} = 0.423 (c)$$

ESDEĞER DİKDÖRTGEN DAĞILIMININ ÖZELLİKLERİ



ξ_d	0.00025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040
β	0.674	0.682	0.700	0.722	0.750	0.781	0.820	0.845	0.874
α	0.178	0.336	0.595	0.779	0.889	0.931	0.930	0.920	0.910
$\alpha\beta$	0.119	0.229	0.417	0.562	0.667	0.727	0.763	0.777	0.795



Esdeğer dikdörtgen kullanarak;

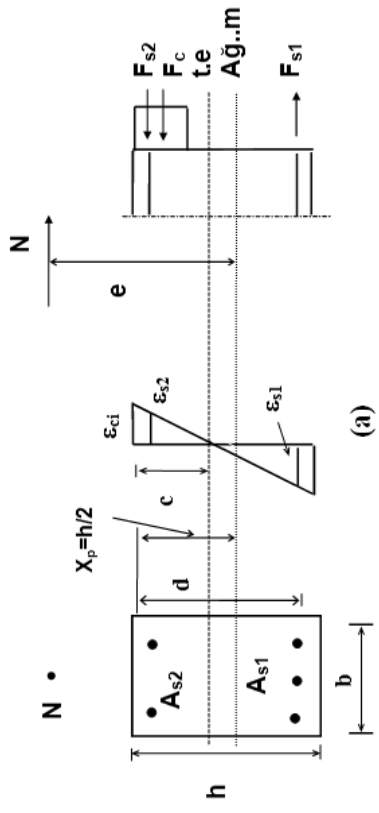
$$F_{c2} = 0.85 f_c (0.85c) = 0.720 f_c (c)$$

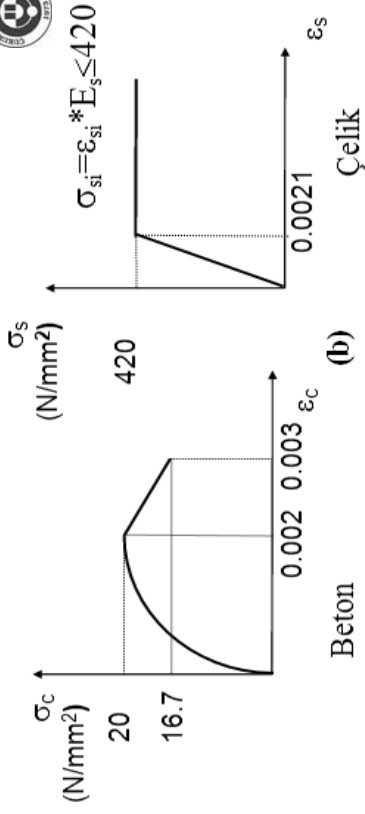
$$X = \frac{0.85c}{2} = 0.425 (c)$$

ÖRNEK

Kesit ve malzeme özellikleri aşağıdaki şekillerde gösterilen kesitin, moment-eğrilik ilişkisi $N=0$ ve $N=1000$ kN için belirlenecektir.

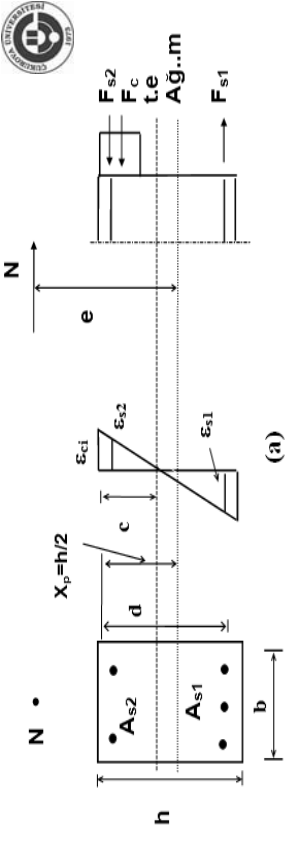
$$h=500 \text{ mm}, d=460 \text{ mm}, A_{s1}=1000 \text{ mm}^2, A_{s2}=400 \text{ mm}^2 \quad d'=40 \text{ mm}$$





Çözüm:

Moment eğrilik ilişkisini gösteren eğri, yeterli sayıda noktanın bulunması ve bunların birleştirilmesinden elde edilir. Noktaların koordinatları M_i ve K_i ile belirlenir.



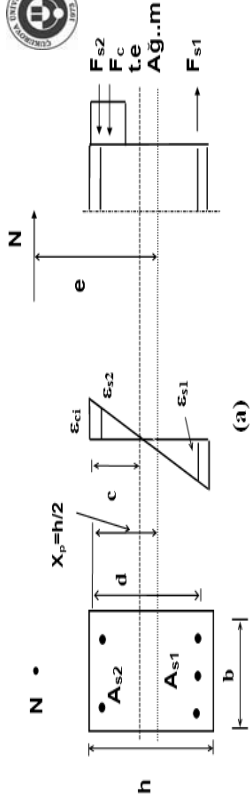
$N=0$ için;

$\epsilon_{ct}=0.001$ seçilir. Buna karşılık $\beta=0.70$, $\alpha=0.595$ olarak çizelgeden okunur.

$c=200$ mm kabul edilir.

$$\epsilon_{s1} = \frac{460 - 200}{200} * 0.001 = 1.3 * 10^{-3} < \epsilon_{sy}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{200 - 40}{200} * 0.001 = 8 * 10^{-4} < \epsilon_{sy} \quad \text{bulunur.}$$



$$\sigma_{s1} = \epsilon_{s1} E_s, \quad \sigma_{s1} = -1.3 * 10^{-3} * 2 * 10^5 = -260 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{s2} = 160 \text{ N/mm}^2$$

(Eğer $\epsilon_{s1} \geq \epsilon_{sy}$ olsaydı, $\sigma_{s1} = 420 \text{ N/mm}^2$ alınacaktı).

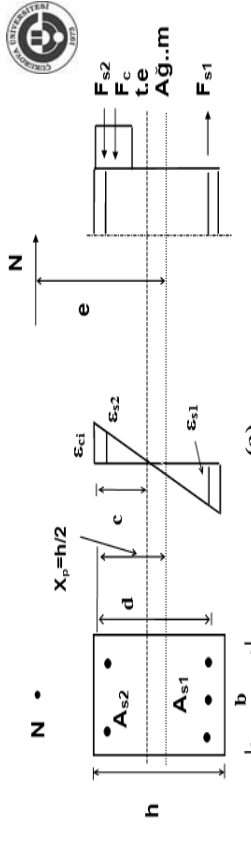
$$F_{s1} = A_{s1} \sigma_{s1}, \quad F_{s1} = 1000 * 260 / 1000 = -260 \text{ kN}, \quad F_{s2} = 64 \text{ kN.}$$

$$F_c = \alpha \cdot \beta \cdot f_c \cdot (c) \cdot b = 0.595 * 0.70 * 20 * 200 * 250 / 1000 = 416.5 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 416.5 + 64 - 260 = 220.5 \neq 0$$

İlk denge denklemini sağlanmadığından, c için yeni bir kabul yapılmalıdır.

Sonuç (+) çıktığından, $c < 200$ mm olmalıdır.

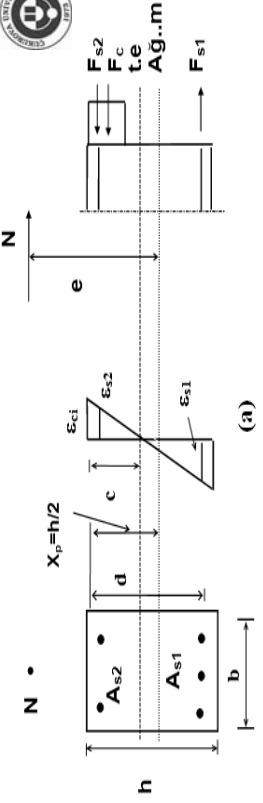


$c=160$ mm kabul edilir.

$$\epsilon_{s1} = -1.875 * 10^{-3} < \epsilon_{sy}, \quad \epsilon_{s2} = 7.5 * 10^{-4} < \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_{s1} = 395 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{s2} = 150 \text{ N/mm}^2, \quad F_{s1} = -395 \text{ kN}, \quad F_{s2} = 60 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{160}{200} * 416.5 = 333 \text{ kN} \quad \Sigma F = 2 \text{ yaklaşık olarak sıfır kabul edilebilir.}$$



Ağırlık merkezi etrafında iç kuvvetlerin momenti alınarak, M_i bulunur.

$$M_i = [395 \cdot 210 + 60 \cdot 210 + 333 \cdot (250 - \frac{\beta \cdot 160}{2})] \cdot 10^{-3} \text{ buradan}$$

$$M_i = 160.15 \text{ kNm bulunur.}$$

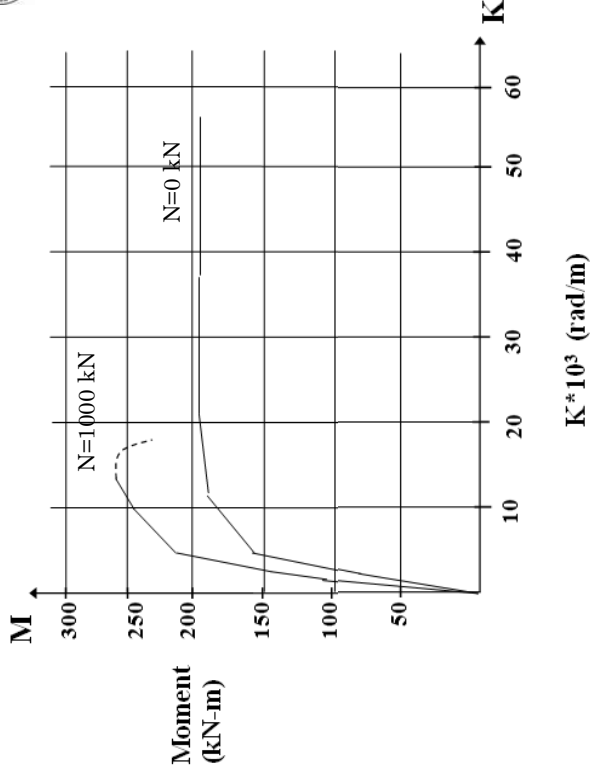
Moment hesaplanırken saat yönünde olanlar (-) alınmalıdır.

$$K_1 = \epsilon_{ci} / c = 0.001 / 0.16 = 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$$

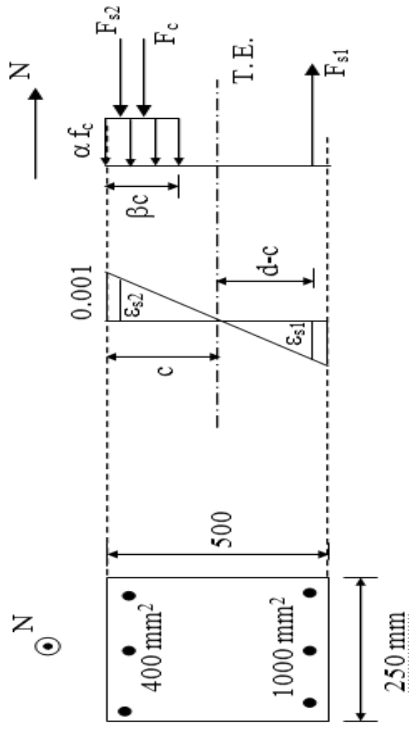
İlk nokta, $K_1 = 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$ ve $M_i = 160.15 \text{ kNm}$ dir.

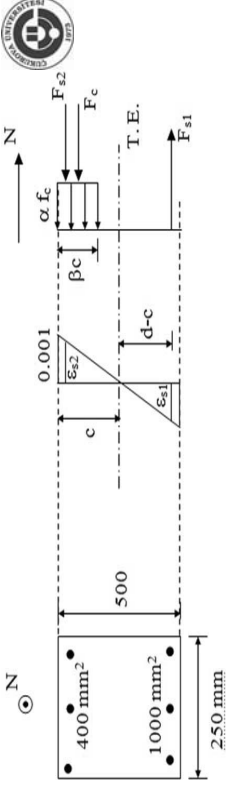
Bu şekilde hesaplanan noktalardan yararlanılarak elde edilen iki M-K eğrisi aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.

$\epsilon_c \cdot 10^3$	c (mm)	N (kN)	M (kNm)	$K \cdot 10^3$ (rad/m)	N (kN)	M (kNm)
0.5	152	0	83.2	3.3	1000	-
1.0	160	0	165	6.2	1000	102.3
1.5	120	0	174.8	12.5	1000	146.3
2.0	97	0	177.6	20.6	1000	206.6
3.0	79	0	178.6	38.0	1000	248.0
4.0	71	0	179.3	56.3	1000	258.0



N=1000 kN için kapalı çözüm:





$$N = F_c + F_{s2} - F_{s1}$$

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{d - c}{c} \right) * 0.001,$$

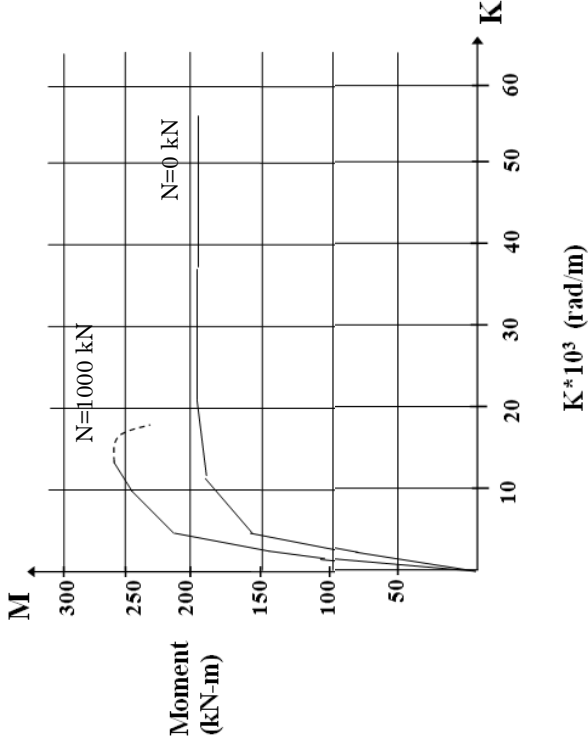
$$\sigma_{s1} = \left(\frac{d - c}{c} \right) * 0.001 * 2 * 10^5$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{c - d'}{c} \right) * 0.001,$$

$$\sigma_{s2} = \left(\frac{c - d'}{c} \right) * 0.001 * 2 * 10^5$$

$$N = \alpha \beta f_c(c)b + 400 * 200 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 1000 * 200 \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$1000 * 10^3 = 0.595 * 0.7(c) * 20 * 250 + 400 * 200 \left(\frac{c - 40}{c} \right) - 1000 * 200 \left(\frac{460 - c}{c} \right)$$



$$10^6 = 2082.5c + 8 * 10^4 - \frac{3.2 * 10^6}{c} - \frac{92 * 10^6}{c} + 2 * 10^5$$

$$c^2 - 345.738c - 45714.28 = 0$$

$$c = 447.8 \text{ mm}, \quad \sigma_{s1} = 5.449 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{s2} = 182.134 \text{ N/mm}^2$$

$$F_c = \alpha \beta f_c(c)b = 932.54 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = A_{s1} \sigma_{s1} = 5.449 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = A_{s2} \sigma_{s2} = 72.85 \text{ kN}$$

$$M = [932.54(250 - \frac{0.7 * 447.8}{2}) + 72.85 * 210 + 5.449 * 210] * 10^{-3}$$

$$M = 103.42 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{\varepsilon_{ci}}{c} = \frac{0.001}{0.448} = 2.23 * 10^{-3} \text{ rad/m}$$

Lifli Polimer (FRP) ve çelik donatılı betonarme kirişin moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi

Dundar C., Tanrikulu A. K., Frosch J. R. (2015). "Prediction of load-deflection behavior of multi-span FRP and steel reinforced concrete beams", Composite Structures, 132, 680-693, 2015.

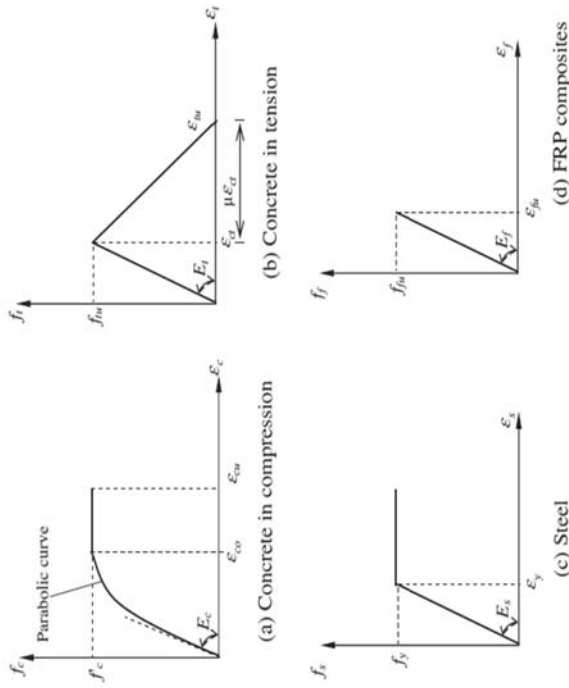


Fig. 1. FRP, steel and concrete stress-strain relationships.

$$f_c = f'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right) \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (1a)$$

$$f_c = f'_c \quad \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (1b)$$

where f'_c and ε_c are the compressive stress and strain in concrete, respectively, f'_c is the cylinder compressive strength of concrete, ε_{co} (≈ 0.002) is the strain in concrete at maximum stress and ε_{cu} (≈ 0.0035) is the ultimate strain of concrete as shown in Fig. 1a.

A bi-linear stress-strain relationship is adopted to model concrete in tension as shown in Fig. 1b and given below:

$$f_t = E_t \varepsilon_t \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ct} \quad (2a)$$

$$f_t = f_{tu} - \frac{f_{tu}}{\mu \varepsilon_{ct}} (\varepsilon_t - \varepsilon_{ct}) \quad \varepsilon_{ct}(1 + \mu) \geq \varepsilon_t > \varepsilon_{ct} \quad (2b)$$

where f_t and ε_t are the tensile stress and strain in concrete, respectively, f_{tu} ($= 0.62 \sqrt{f'_c}$) and ε_{ct} are the tensile strength and corresponding tensile strain of concrete, respectively, E_t is the tensile modulus of concrete, assumed to be the same as the initial tangent modulus $E_c (= 2f'_c / \varepsilon_{co})$ of concrete in compression and $(\mu = (\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{ct}) / \varepsilon_{ct})$ is a factor controlling the rate of tensile strength decay, ε_{tu} is the ultimate tensile strain taken as $= 5\varepsilon_{ct}$. The tension stiffening effect is represented in the above model to account for concrete between cracks as it has a significant effect on member stiffness.

Reinforcing steel is modelled as an elastic-plastic material with yield stress f_y as shown in Fig. 1c. The stress-strain relationship of FRP bars is linear elastic up to rupture and given by:

$$f_f = E_f \varepsilon_f \quad \varepsilon_f \leq \varepsilon_{fu} \quad (3)$$

where f_f and ε_f are the stress and strain in FRP bars, respectively, E_f is the modulus of elasticity of FRP bars, and f_{fu} and ε_{fu} are the ultimate strength and strain of FRP bars, respectively, as shown in Fig. 1d.

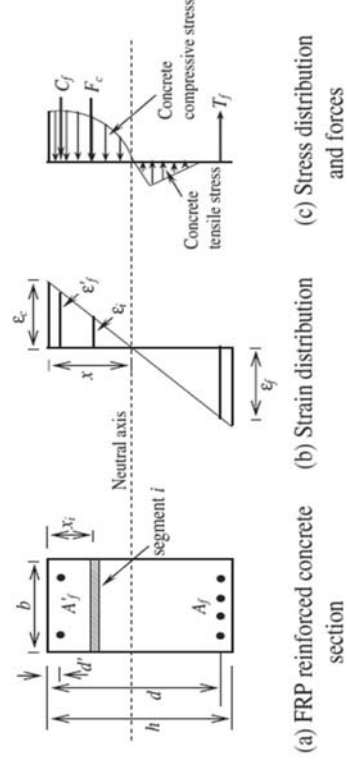
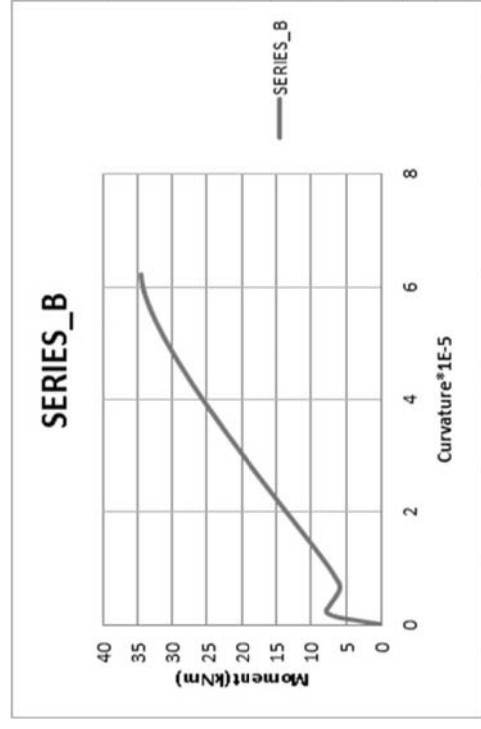
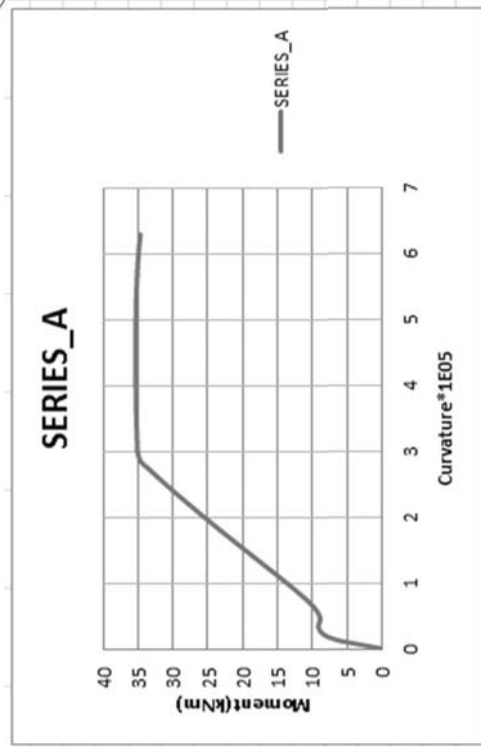
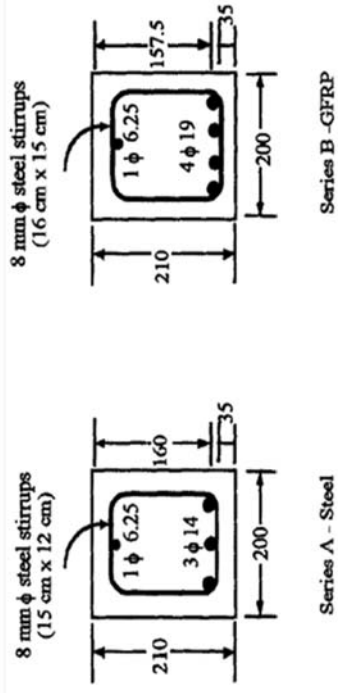


Fig. 2. Strains, stresses and forces of a reinforced concrete section.

1. Alsayed, S.H. (1998), 'Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars', *Cement and Concrete Composites*, 20, 1-11.
Table 1. Details of the test beams

Specimen designation	Cross-section (h x b) (mm)	f_c' (MPa)	Tension reinforcement	
			Material type (bars)	Quantity
A	210 x 200	31	Steel	3 diam. 14 mm
B	210 x 200	31	GFRP	4 diam. 19 mm
C	260 x 200	31	GFRP	4 diam. 12.7 mm
D	250 x 200	41	GFRP	4 diam. 19 mm

^a ρ_{bal} = balanced reinforcement ratio computed using eqn 3 for steel bars and eqn 4 for GFRP bars.





YAPI GÜVENLİĞİ

Bir yapıda aranan en önemli özellik, yapının ön görülen yüklerin en elverişsiz etkiye durumlarında, göçmeden ayakta kalabilmesi ve kullanım yükleri altında yapı elemanlarında aşırı deformasyon, çatlama ve titreşim oluşmamasıdır.

Yapı güvenliğinin temel amacı, dayanımın en az yük etkileri kadar yüksek olmasını sağlamaktır. Dayanım ve yük etkisi en genel anlamda kullanılmıştır.



Dayanım ve yük etkisi aynı cinsten ifade edilmelidir. Örneğin yük etkisi ön görülen yükleme altında belirli bir kesitte oluşan eğilme momenti ise, dayanımda o kesitin taşıma gücü momentidir. (moment kapasitesi)

$$R \geq F$$

R: Dayanım

F: Yük etkisi



Dayanım: Bir elemanın eğilme momenti kayma veya burulma momenti kapasitesi veya bir deformasyon sınırlamasını belirten değer (maksimum sehim veya çatlak genişliği).

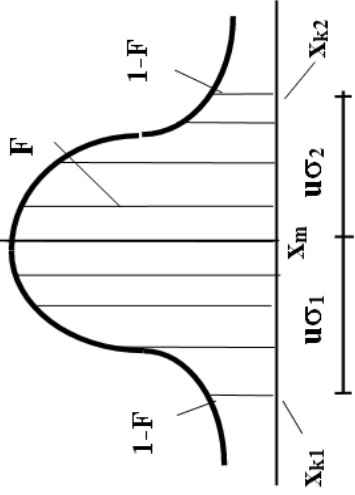
Yük etkisi: Bir elemana etkiyen eğilme momenti, kesme kuvveti veya burulma momenti veya bu zorlamalar altında oluşan deformasyon ve çatlak genişliği.



Yapılan araştırmalar dayanım ve yük etkilerinin rastgele olaylar olduğunu ve büyük değişim gösterebildiklerini kanıtlamıştır.

Yapı güvenliğinin gerçekçi olarak saptanabilmesi ancak probabilistik yöntemlerle mümkün olabilmektedir. Soruna probabilistik açıdan yaklaşabilmek için her iki değişkeninde dağılımların bilinmesi gerekir. Yapı güvenliği hesabında izlenecek yolu basitleştirmek için her iki değişkeninde normal dağılıma uygun bir değişim gösterdiği kabul edilmiştir.

Normal Dağılım Eğrisinin Özellikleri



$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

x₁: Gözlemede saptanan değer

n: Gözlem sayısı

A: Çan eğrisi altında kalan toplam alan=1.0

Herhangi bir rastgele değişkenin değişimi normal dağılıma uyuyor ve bu dağılım biliniyorsa varsayılan bir olasılık (1-F) için ortalama dayanım x bulunabilir.

i- Standart sapma bilinmektedir.

ii- Varsayılan olasılık (1-F) için karakteristik değer belidir, (x_k).

iii- Çizelge yardımıyla (1-F) için **u** bulunur.

$$x = x_{k1} + u\sigma_1 \quad \text{veya} \quad x = x_{k2} - u\sigma_2$$

1-F	F	u
0.50	0.50	0.00
0.30	0.70	0.524
0.20	0.80	0.842
0.10	0.90	1.282
0.05	0.95	1.645

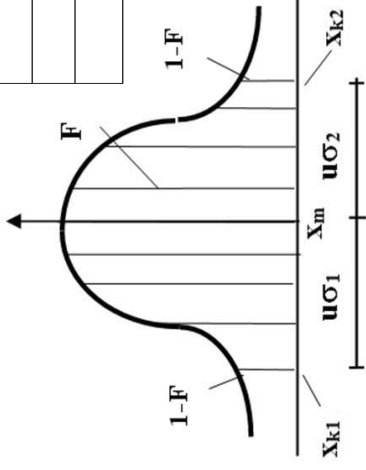
x_{k1}: Karakteristik değer. (1-F) bu değerden küçük değer elde edilmesi olasılığıdır

x_{k2}: Karakteristik değer. (1-F) bu değerden yüksek değer elde edilmesi olasılığıdır.

$$\sigma = \text{Standart sapma} = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

u: (1-F) olasılığı ile ilgili bir katsayı.

1-F	F	u
0.50	0.50	0.00
0.30	0.70	0.524
0.20	0.80	0.842
0.10	0.90	1.282
0.05	0.95	1.645



Dayanım ve yük etkilerindeki değişimin normal dağıldığı varsayılarak; karakteristik dayanım ve yük etkileri aşağıda verilmektedir. Doğal olarak dayanım için ön görülen karakteristik dayanım ortalama küçük, yük etkisi için ortalama büyük seçilmiştir.

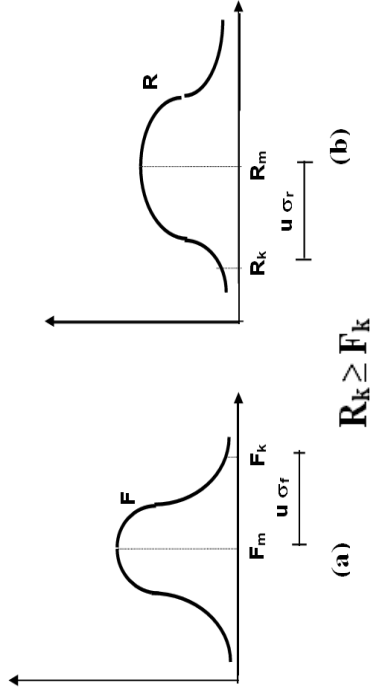
$$F_k = F_m + u\sigma_f$$

$$R_k = R_m - u\sigma_r$$

Olasılığın (1-F), çeşitli yönetmeliklerde %5 veya %10 olduğu varsayılmaktadır. Bu durumda çizelgeden (1-F) = 0.10 için, u = 1.28 bulunur.

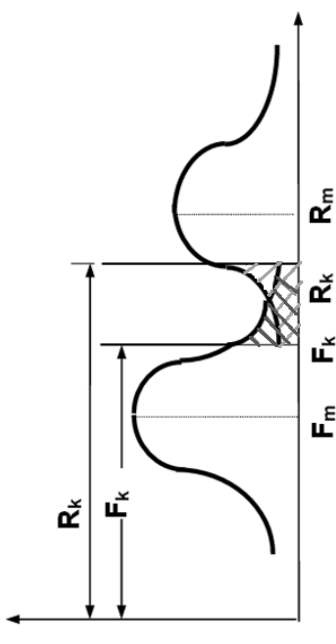
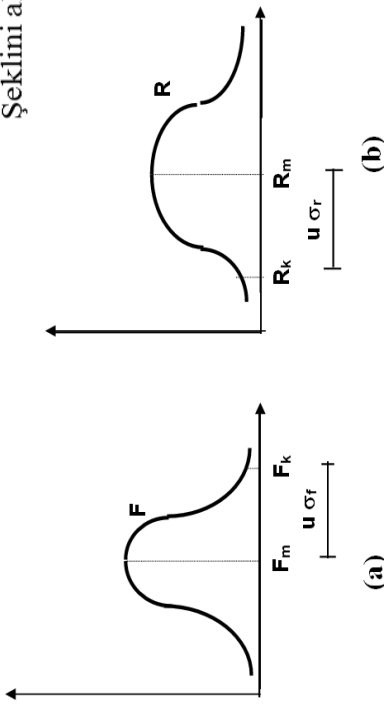
3.6 Beton karakteristik dayanımı

Beton karakteristik dayanımı, beton sınıfını tanımlamak için kullanılan, istatistiksel verilere dayanılarak belirlenen ve bu değerden daha küçük dayanım değeri elde edilmesi olasılığı, belirli bir oran olan (genelde %5) dayanım değeri.



Bu denklem teorik açıdan doğru ise de, bu denklemde tanımlanan yıkılma olasılığı kabul edilmeyecek kadar büyüktür. Bu olasılık çift taraflı taralıdır. Yıkılma olasılığını küçültmek için R_k yı küçültmek F_k yı büyütmek gerekmektedir.

Güvenliği tanımlayan denklemin anlam kazanabilmesi için, R ve F yerine normal dağılıma göre tanımlanan değerlerin konması gerekir. Yani denklem: $R_k \geq F_k$ Şeklini alır.



Bu koşulu sağlamak için malzeme ve yük katsayıları kullanılır. Bu katsayılar malzemenin ve ön görülen yüklerin türüne göre değişir. Önemli olan seçilecek katsayılar ile önceden kestirilen kabul edilebilir bir yıkılma olasılığının sağlanmasıdır.

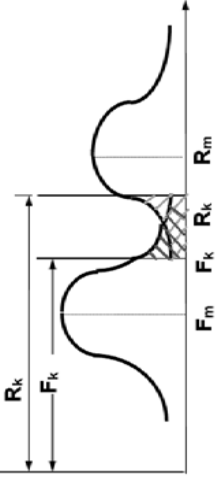
Dayanım ve yük etkileri rastgele değişkenler olduğundan yıkılma olasılığını sıfıra indirmek mümkün değildir. Düşük düzeyde tutmak mümkün olsa da ekonomik değildir. Yapılan araştırmalar sonucu normal binalar için yıkılma olasılığı $10^{-5} - 10^{-7}$ dolaylarında olması uygun görülmüştür.

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_k \gamma_f$$

Burada:

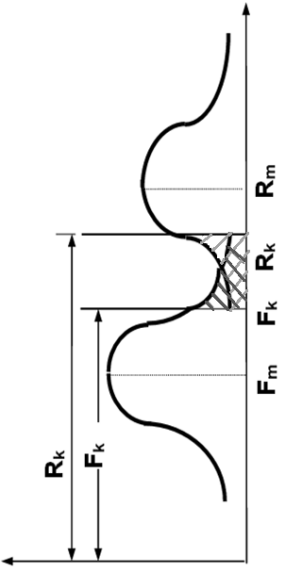
γ_m : Malzeme katsayısı ($\gamma_m \geq 1.0$)

γ_f : Yük katsayısı ($\gamma_f \geq 1.0$)



$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_k \gamma_f \quad (a) \quad \frac{R_k}{\gamma_m \gamma_f} \geq F_k \quad (b)$$

Denklem (a) dan Denklem (b) ye geçen yapılan transformasyonun uygun olduğu, bu nedenle her iki denklemle de güvenliğin tanımlanabileceği izlenimi uyandır. Bu izlenim doğru değildir. Yük etkisi F , dayanımla (R) değişebilir. Sürekli bir kirişin kırılma anındaki moment dağılımı (yük etkisi, F), mesnet ve açıklıktaki kesit kapasitelerine (dayanım, R) göre değişmektedir.



Emniyet gerilmeleri yönteminde, yük katsayısı denklemin sol tarafına alınarak malzeme katsayısı ile birleştirilmiş ve $\gamma_m \gamma_f = \gamma$ emniyet katsayısı olarak tanımlanmıştır.

$$\frac{R_k}{\gamma_m \gamma_f} = \frac{R_k}{\gamma} \geq F_k \quad (b)$$

Yani, betonarmada yük etkisi dayanımdan bağımsız değildir. R ve F bağımsız değişkenler olmadığından, γ_f ' nin denklemin sol tarafına aktarılması doğru değildir.

Bu nedenle, Denklem (a) ve Denklem (b) aynı değildir ve Denklem (b) ile güvenliğin tam olarak tanımlanması olanaksızdır.



Sınır Durumlarına Göre Yapı Güvenliği

İki sınır durum olan taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumlarında temel amaç gerekli güvenliğin sağlanmasıdır. İdeal olan ön görülen yükler altında her iki sınır duruma erişme olasılığının sabit tutulmasıdır. Bu nedenle her iki sınır durum için değişik yük ve malzeme katsayıları kullanılır.



F_m ve σ_f değerlerinin saptanmasında yeterli sayıda istatistiksel veri bulunması gerekir. Ayrıca u nun bulunması içinde olasılık için bir kabul yapılması gerekir. Bu gün için istatistiksel veriler yeterli olmadığından yük yönetmeliklerinde verilen yükler karakteristik yük olarak kabul edilir.

Yük veya yük etkilerine uygulanacak katsayılar, söz konusu yükün türünün saptanmasındaki doğruluk derecesine göre belirlenir.



Taşıma Gücü Sınır Durumu

Bu Sınır durumuna

- Yapının bazı elemanlarında veya tümünde dengenin kaybolması
- Kritik kesitlerin kapasitelerine erişmesi
- Yorulma
- Yeterli plastik mafsallaşma ile yapının mekanizmaya dönüşmesi veya
- Burkulma ile ulaşılabilir.

Taşıma gücü sınır durumunda karakteristik yük ile ortalama yük arasındaki ilişki $F_k = F_m + u \sigma_f$ şeklinde ifade edilir.



Örneğin hareketli yüke oranla çok daha doğru hesaplanabilen öz ağırlığa uygulanacak katsayı, hareketli yüke uygulanana oranla daha küçük olmalıdır. Ayrıca birden fazla hareketli yük türünün birlikte ele alındığı durumlarda, bu yüklerin aynı anda karakteristik değerlerine erişme olasılığı düşük olması dikkate alınarak yükler bir küçültme katsayısı ile çarpılmalıdır.

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \{ Q_{1k} + \sum \Psi_{0i} Q_{ik} \}$$

F_d = Hesap yükü veya yük etkisi

G_k = Öz ağırlık veya öz ağırlık etkisi

γ_g = Öz ağırlık için yük katsayısı



γ_q = Hareketli yük için yük katsayısı
 Q_{ik} = Hareketli yük veya hareketlik yük etkisi
 Ψ_{0i} = Hareketli yük için yük katsayısı $\Psi_{0i} < 1$

Hesaplarda kullanılacak beton ve çelik dayanımları, karakteristik değerler malzeme katsayılarına bölünerek bulunur.

$$\text{Çelik için } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}}$$

$$\text{Beton için } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} \text{ ve } f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}}$$



Kullanılabilirlik Sınır Durumu

Yapının ön görülen servis yükleri altında kullanılabilir kalması bu yükler altında aşırı titreşim, deformasyon ve çatlama göstermemesi yapı güvenliği açısından önemlidir.

Kullanılabilirlik sınır durumu için yapılan bütün kontrollerde yük ve malzeme katsayılarının tümü 1.0 alınmalıdır.



f_{yd} : Çeliğin hesap dayanımı,
 f_{yk} : Çeliğin karakteristik dayanımı,
 γ_{ms} : Çelik için malzeme katsayısı,
 f_{cd} : **Betonun hesap dayanımı**,
 f_{ctd} : **Betonun hesap çekme dayanımı**,
 γ_{mc} : Beton için malzeme katsayısı
 f_{ck} , f_{ctk} : Betonun karakteristik basınç ve çekme dayanımıdır.

Beton dayanımındaki değişim çeliğe göre çok daha fazla olduğundan, betona uygulanan malzeme katsayısı çeliğine oranla daha büyüktür.



TS-500 DEKİ YAPI GÜVENLİĞİ

TS-500 de yapı güvenliği sınır durumlara göre yapılır. Güvenliğin sağlanmasında;

$$\frac{R_k}{\gamma_m} \geq F_k \gamma_f$$

denklemini temel alır.

Donatı çeliği için malzeme katsayısı 1.15 ($\gamma_{ms}=1.15$) ,
yerinde dökülen beton için 1.5 ($\gamma_{mc}=1.5$) prefabrik için 1.4 alınması önerilir. Beton kalitesinden kuşku duyulduğu zaman $\gamma_{mc}=1.7$ veya daha büyük alınabilir.

Yük Katsayıları

Yükler türlerine göre uygun yük katsayıları ile çarpılmakta ve bu katsayılar çeşitli yük kombinezonlarına göre değiştirilmektedir. TS-500 de öngörülen yük katsayıları ve kombinezonları şu şekildedir: **Yalnız düşey yükler için:**

$$F_d = 1.4G + 1.6Q$$

$$F_d = G + 1.2Q + 1.2T$$

Burada; **G**: öz ağırlık, **Q**: hareketli yük, **T**: farklı oturma, sıcaklık değişimi, büzülme yükü gibi nedenlerle oluşan yük etkilidir.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

205

BETONARME – 1

DERS NOTLARI

BÖLÜM 4

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

207

Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda:

$$F_d = G + 1.3Q + 1.3W$$

$$F_d = 1.4G + 1.6Q$$

$$F_d = 0.9G + 1.3W \text{ olarak verilir.}$$

Burada, **W** rüzgar yüküdür.

Deprem söz konusu olduğu durumlarda

$$F_d = G + Q + E$$

$$F_d = 1.4G + 1.6Q$$

$$F_d = 0.9G + E$$

Burada **E** deprem yüküdür.

Yanal toprak itkisi bulunan durumlarda

0.9G ile yapılan kombinezonlar, öz ağırlık ve hareketli yükün söz konusu zorlamayı azalttığı durumlarda kullanılır.

$$F_d = 1.4G + 1.6Q$$

$$F_d = 1.4G + 1.6Q + 1.6H$$

$$F_d = 0.9G + 1.6H$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

206

EKSENEL KUVVET ALTINDAKİ ELEMANLAR

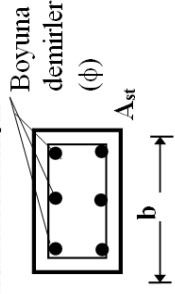
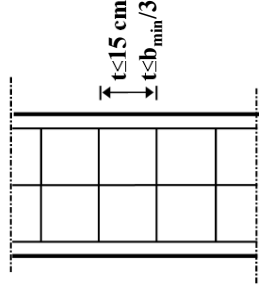
Betonarme kolonlar genellikle kullanılan donatı niteliği ve türüne göre sınıflara avrılır.

Etriye kolonlar:

Kolonların en küçük en kesit boyutları **30 cm.** olmalıdır. Ancak I, T veya L kesitli kolonlarda kalınlık **25 cm.** olabilir. Kutu kesitli kolonlarda en küçük beton kalınlığı **12 cm** den az olmamalıdır. Ayrıca tüm kolonlarda

$$N_d \leq 0.9f_{cd}A_c \quad (\text{TS 500})$$

Koşulu sağlanmalıdır.



Beton örtü kalınlığı içteki elemanlar için **2.0** dıştaki elemanlar için **2.5 cm** den az olmamalıdır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedit KARAAHMETLİ

208

Dikdörtgen kesitli kolonların en küçük en kesit boyutu 300 mm'den ve dairesel kolonların çapı 350 mm'den küçük olmayacaktır.

Kolonun brüt en kesit alanı, N_{dm} TS 498'de hareketli yükler için tanımlanmış olan hareketli yük azaltma katsayıları da dikkate alınarak, G ve Q düşey yükler ve E deprem etkisinin ortak etkisi $G + Q + E$ altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü olmak üzere,

$$A_c \geq N_{dm} / (0.40 f_{ck})$$

koşulunu sağlayacaktır.

Boyuna donatı ile ilgili koşullar:

Kolonların en kesitinde bulunan donatı yüzdesi **0.01** den az olmamalıdır.

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} \geq 0.01$$

Ancak gerekli donatının en az **1.3** katının sağlanması koşuluyla, bu sınır **0.005** değerine kadar azaltılır.

Kolonlarda $\phi 14$ den daha ince ve dairesel kolonlarda 6 adetden daha az donatı kullanılmayacaktır.

Kolonlarda boyuna donatı yüzdesi aşağıdaki değerlerden fazla olamaz.

Bindirme bölgeleri dışında, $\rho_t \leq 0.04$

Bindirmeli ek bölgelerinde, $\rho_t \leq 0.06$

Enine donatı ile ilgili koşullar:

Etriyenin çapı boyuna donatı çapının **1/3** ünden az olmamalıdır. (**$\leq 15 \text{ cm}$** **$\leq b_{\min}/3$**)

Dikdörtgen kesitli kolonlarda, etriye veya aynı aralıkta çirozla tutulmuş olan boyuna çubukları arasındaki uzaklık 300 mm den fazla olamaz.

Etriyenin başlıca 4 görevi vardır;

1- Boyuna çubukları birbirine bağlayarak kalıp içinde dik ve düzgün durmalarını sağlar.

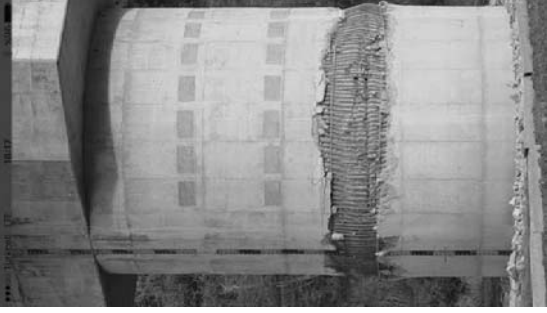
2- Burkulma boyunu azaltarak erken burkulmayı önlerler.

3- Kolon eksenine paralel yönde oluşabilecek çatlakların genişlemesini azaltır.

4- Etriyelerin kolon göbeğinde bulunan beton kütlelerini sararak bir çemberleme etkisi uyguladığından, betonun mukavemetini ve sünekliğini artırır.

Etriyelerin taşıma gücü katkısı olmadığı kabul edilirse;

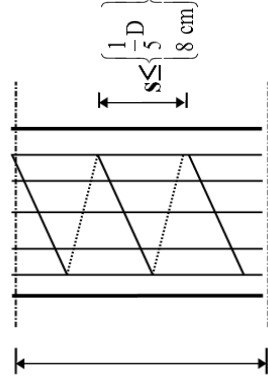
Betonarme kolonda eksenel basınç altında boyuna donatının burkulması, enine donatının çap ve aralığının önemi



Fretli Kolonlar

Dairesel kesitli göbek betonunu helezon şeklinde enine donatı ile kuşatılan kolonlara fretli kolon denir.

En az **6φ14** boyuna donatı, max boyuna donatı yüzdesi **0.06**

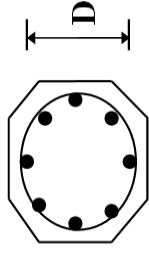


$$A_0 : \text{Fret kesit alanı}$$

$$\pi D A_0 = A_{sp} s ; A_{sp} = \frac{\pi D A_0}{s}$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{\pi D A_0 / s}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 A_0}{D s}$$

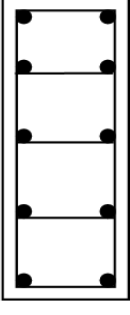
Fret mukavemeti: **1.7 A_{sp} f_{ywk}**
f_{ywk}: Fret donatısı karakteristik akma dayanımı.



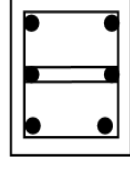
$$N_{or} = 0.85 f_{ck} A_{cn} + f_{yk} A_{st} \quad (A_{cn} = A_c - A_s \approx A_c)$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} \quad N_{or} = 0.85 f_{ck} A_c + \rho_t A_c f_{yk}$$

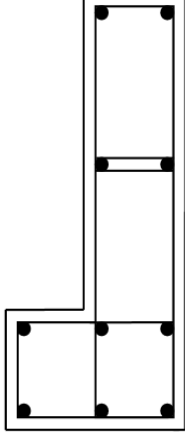
$$A_c = \frac{N_{or}}{0.85 f_{ck} + \rho_t f_{yk}}$$



Tek etriye

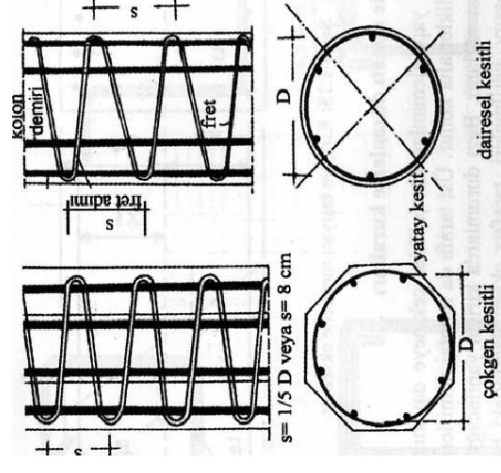


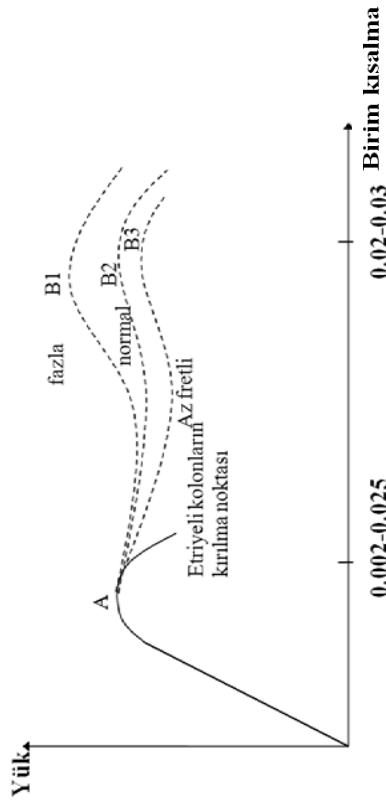
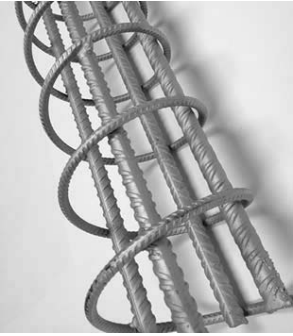
Çift etriye



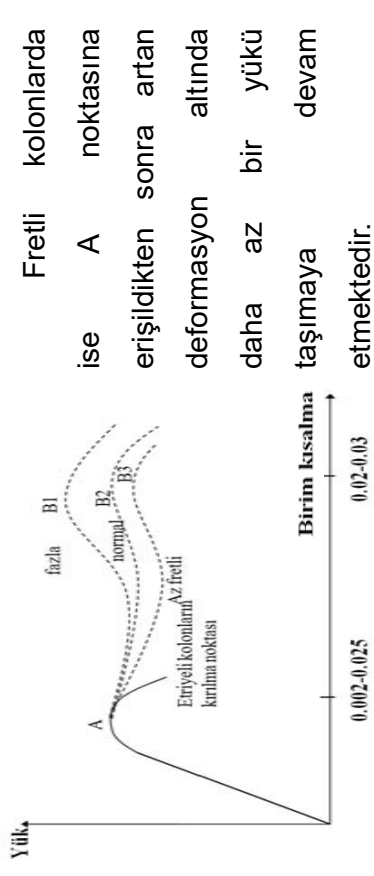
1 etriye+3 çiroz

Köşe kolonu 3 etriye

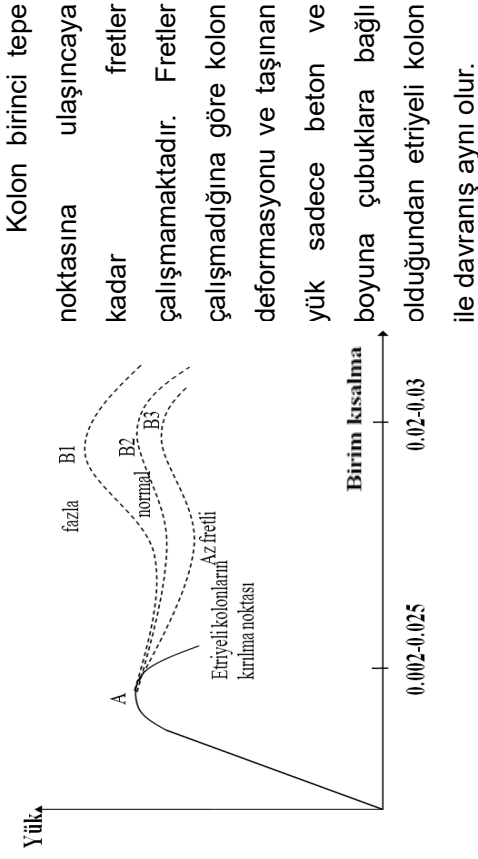




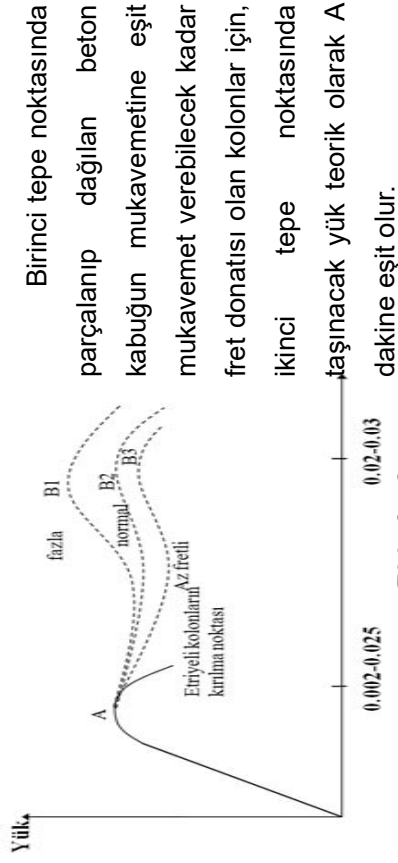
Her iki tür kolonun davranışı A tepe noktasına erişinceye kadar özdeşir. A tepe noktasına erişen etriyeli kolonun yük taşıma gücü tükenmekte ve kolon kırılmaktadır.



Deformasyon yaklaşık olarak A tepe noktasındaki deformasyonun 8-10 katına ulaştığı zaman, fretili kolon kendini toplayarak ikinci bir tepe noktasına ulaşmaktadır. Bu tepe noktasında taşınan yükün A noktasına kıyasla mertebesi kolonda bulunan fret yüzdesine bağlıdır.



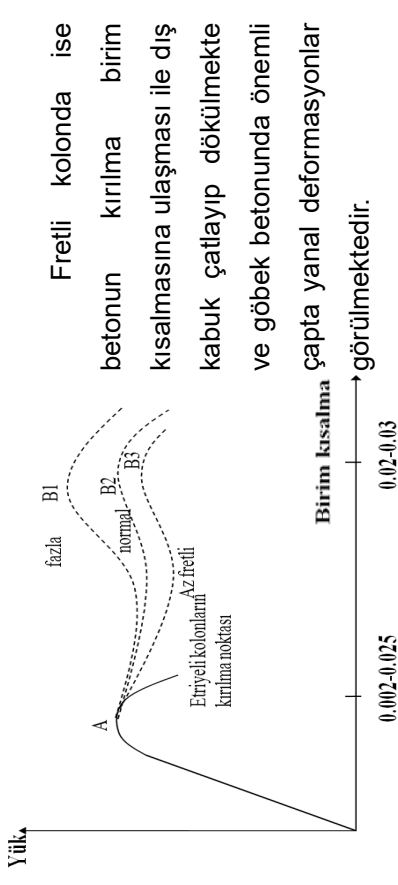
A tepe noktasına ulaşıldığında beton kırılma birim kısalmasına, donatı da akma gerilmesine ulaşacağından etriyeli kolonun yük taşıma gücü tükenmektedir.



Fret yüzdesi fazla olursa ikinci tepe noktası biraz yükselir.

Fret yüzdesi az olursa ikinci tepe noktası biraz azalır.

Fret yüzdesi birinci tepe noktasını etkilemez, ikinci tepe noktasındaki yük seviyesi ise fret yüzdesine bağlıdır.



Bu yanal deformasyonlarla birlikte, orantılı olarak fret gerime almaya başlar. Önceleri fret tam kapasite ile çalışmadığından yükte bir düşme görülmektedir. Artan deformasyonlar ile fret tam kapasitesine ulaştığında, yük ikinci bir tepe noktasına ulaşır.

Taşıma gücü için birinci tepe noktası esas alındığına göre, fret alanı ve aralığın bulunmasında normal fret yüzdesine göre hesap yapılır. Fret yüzdesi emniyet için biraz yükseltirise ikinci tepe noktasının birinciye eşitliği kesinlikle sağlanır, Normalin üstünde fret taşıma gücünü yükseltmez, gereksizdir.

Taşıma gücü iki şekilde hesaplanır:

Birinci tepe noktasına göre:

Fretin katkısı olmadığında taşınabilecek yük etriyeli kolonun taşıdığı yükün aynısıdır. $N_{or} = 0.85 f_{ck} A_c + f_{yk} A_{st}$

$$N_{or1} = A_c (0.85 f_{ck} + \rho_t f_{yk}) \quad \rho_t = \frac{A_{st}}{A_c}$$

İkinci tepe noktasına göre:

İkinci tepe noktasında beton kabuk parçalanmış olduğundan mukavemete katkısı yoktur. Buna karşılık fret tam kapasite ile çalışır. O halde taşıma gücü beton göbek alanı (A_{ck}) boyuna donatı ve fret donatısı mukavemetlerinin toplamı olacaktır. $N_{or2}=0.85 f_{ck} A_{ck}+A_{st} f_{yk}+1.7 A_{sp} f_{yw}$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_{ck}} \quad \rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}}$$

$$N_{or2}=A_{ck} (0.85 f_{ck} + \rho f_{yk} + 1.7 \rho_s f_{yw})$$

Bu denklem iki tepe noktasının eşit düzeyde olduğu varsayımından bağımsızdır.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

225

TS500 de fret yüzdesi:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \text{ den az ve } 0.02 \text{ den fazla olmamalıdır.}$$

Kolon kabuk kalınlığının çok küçük olduğu durumlarda TBDY-2018 de minimum ρ_s için ek bir denklem verilmiştir.

$$\min \rho_s \geq 0.12 \left(\frac{f_{ck}}{f_{yw}} \right)$$

Bu iki denklemden elde edilen değerlerden büyük olanı esas alınır.

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

227

İki tepe noktasında oluşan yükün yaklaşık olarak aynı olmasını sağlayacak fret donatısı, fret mukavemetini beton kabuk mukavemetine eşitlemekle elde edilir.

$$0.85 f_{ck} (A_c - A_{ck}) = 1.7 f_{yw} A_{sp}$$

$$A_{sp} = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} (A_c - A_{ck})$$

$$\frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \rho_s = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right)$$

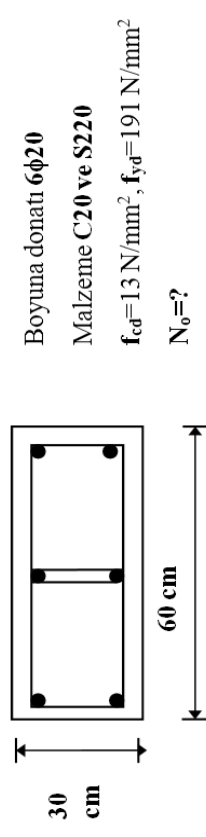
$$\rho_s = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{yw}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right)$$

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

226

ÖRNEKLER:

1)



$$A_c = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2 \quad 0.01 < \rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{18.8}{1800} = 0.0105 < 0.06$$

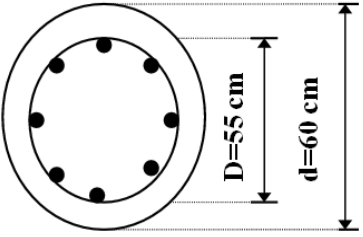
$$A_{st} = 6 \times 3.14 = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$N_o = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = 0.85 (13) 1800 + 1880 (191) = 2348080 = 2348.1 \text{ kN}$$

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Arş. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

228

2)



- a) Fret **φ14/6 cm**
b) Fret **φ10/6 cm**
Malzeme: **C20, S220**
Boyuna donatı **8φ26**

$$\text{Beton alanı: } A_c = \frac{\pi 60^2}{4} = 282743 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8 * 3.14 * 26^2 / 4 = 4247.4 \text{ mm}^2$$

$$0.01 < \rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} = 0.015 < 0.06$$

$$\min \rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) = 0.45 \frac{20}{220} \left(\frac{282743}{237583} - 1 \right) = 0.0077 < 0.0187$$

$$\min \rho_s \geq 0.12 \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) = 0.0109 < 0.0187 \text{ (DBYBHY-2007)}$$

$$\phi 10/6 \text{ kullanılırsa } A_0 = 79 \text{ mm}^2 \quad A_{sp} = \mathbf{2261.8 \text{ mm}^2}$$

$$\rho_s = \frac{4 * 79}{550 * 60} = 0.0096 > \rho_{\min}$$

$$N_{02} = 0.85(13)237583 + 4247(191) + 1.7(2261.8)191 = 4171000 \text{ N} = 4171 \text{ kN}$$

İdeal fret $A_{sp}=?$

$$A_{sp} * 1.7 * f_{ywk} = 0.85 * f_{ck} * (A_c - A_{ck})$$

$$A_{sp} = \frac{0.85(20)45160}{1.7(220)} = 2053 \text{ mm}^2$$

1. Tepe noktasına göre;

$$\text{a) } N_0 = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = 0.85(13)(282743) + 4247.4(191) = 3935600 \text{ N} = 3935.6 \text{ kN}$$

$$\text{b) Boyuna donatı ve göbek alanı aynı olduğundan } N_0 = 3935.6 \text{ kN}$$

2. tepe noktasına göre taşıma gücü hesabı:

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_0}{s} = \frac{\pi 550 * 154}{60} = 4433 \text{ mm}^2$$

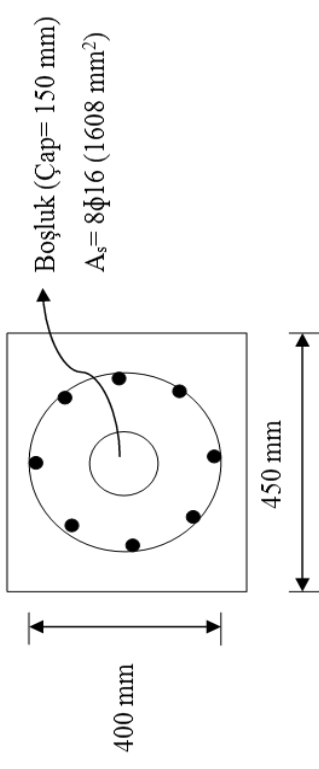
$$N_{02} = 0.85(13)237580 + 4247.4(191) + 1.7(4433)191 = 4875950 \text{ N} = 4875.95 \text{ kN}$$

$$\rho_s = \frac{4 A_0}{D (s)} = \frac{4 * 154}{550 * 60} = 0.0187 < 0.02 \text{ fret yüzdesi}$$

$$A_{ck} = \pi * 550^2 / 4 = 237583 \text{ mm}^2$$

$$(A_c - A_{ck}) = \frac{\pi}{4} (360000 - 302500) = 45160 \text{ mm}^2, \quad A_{ck} = \frac{\pi}{4} * 302500 = 237583 \text{ mm}^2$$

3)



$$\text{Beton alanı: } A_c = 450^2 - \frac{\pi * 150^2}{4} = 184828.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{ck} = \pi * 400^2 / 4 - (\pi * 150^2 / 4) = 107992.25 \text{ mm}^2$$

$$\min \rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) = 0.45 \frac{20}{420} \left(\frac{184828.5}{107992.25} - 1 \right) = 0.0152$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} \quad 0.0152 = \frac{A_{sp}}{107992.25} \quad A_{sp} = 1641.48 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_0}{s} \quad s \leq \left\{ \frac{1}{5} D \right\} \quad \left\{ \frac{1}{5} D \right\} \quad 8 \text{ cm}$$

$$\phi 10 \text{ seçilirse; } A_0 = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$1641.48 = \frac{\pi * 400 * 78.5}{s} \quad s = 60.095 \text{ mm} \quad \text{Seçilen} = \phi 10 / 6 \text{ cm}$$

$$N_{ort1} = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = 0.85(13)(184828.5) + 1608(365) = 2629270 \text{ N} = 2629.27 \text{ kN}$$

$$N_{ort2} = 0.85(13)107992.25 + 1608(365) + 1.7(1641.48)365 = 2798800 \text{ N} = 2798.8 \text{ kN}$$

İdeal Fret

$$A_{sp} * 1.7 * f_{ywk} = 0.85 * f_{ck} * (A_c - A_{ck})$$

$$A_{sp} = \frac{0.85(20)(184828.5 - 107992.25)}{1.7(420)} = 1829 \text{ mm}^2$$

Çözüm:

a)

$$\text{Beton kesit alanı: } A_c = d^2$$

$$\text{Göbek betonu alanı: } A_{ck} = \frac{\pi D^2}{4}$$

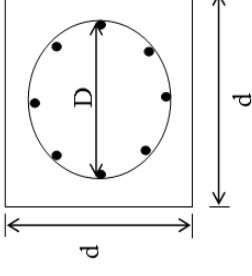
$$\text{Kabuk mukavemeti: } 0.85 f_{ck} (A_c - A_{ck}) = 0.85 f_{ck} (d^2 - \frac{\pi D^2}{4})$$

$$\text{Fret mukavemeti: } 1.7 (A_{sp}) f_{ywk}$$

$$A_{sp} = \frac{0.85 f_{ck} (d^2 - \frac{\pi D^2}{4})}{1.7 f_{ywk}}$$

$$A_{sp} = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} (d^2 - \frac{\pi D^2}{4})$$

Örnek



- a) Şekilde verilen fretli kolon için ideal fret alanını veren denklemi çıkarınız.
- b) Boyuna donatı $8\phi 16$, $D=450 \text{ mm}$, $d=500 \text{ mm}$, fret $\phi 8/50 \text{ mm}$ ve malzeme C20, S220 olduğuna göre fretli kolon kesitinin taşıma gücünü 1. ve 2. tepe noktasına göre hesaplayınız. Fret donatısını (a) şıkında bulduğunuz denklem ile hesaplanan ideal fret donatısı ile karşılaştırınız.

234

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \frac{(d^2 - \frac{\pi D^2}{4})}{\pi D^2 \frac{\pi D^2}{4}} = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} (\frac{d^2}{\pi D^2} - 1)$$

b)

Birinci tepe noktasına göre taşıma gücü:

$$A_{st} = 8\phi 16 = 8 \frac{\pi \times 16^2}{4} = 1608.5 \text{ mm}^2, \quad A_c = (500)^2 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$N_{o1} = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = (0.85 \times 13 \times 250000 + 1608.5 \times 191) \times 10^{-3}$$

$$N_{o1} = 3069.7 \text{ kN}$$

236

İkinci tepe noktasına göre taşıma gücü:

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_o}{s} = \frac{\pi \times 450 \times 50}{50} = 1421 \text{ mm}^2$$

$$A_{ck} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 450^2}{4} = 159043 \text{ mm}^2$$

$$N_{o2} = 0.85 f_{cd} A_{ck} + A_{st} f_{yd} + 1.7 A_{sp} f_{ywd}$$

$$N_{o2} = (0.85 \times 13 \times 159043 + 1608.5 \times 191 + 1.7 \times 1421.5 \times 191) \times 10^{-3} = 2526.05 \text{ kN}$$

İdeal fret donatısı:

$$A_c A_{ck} = d^2 \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 500^2 \cdot \frac{\pi \times 450^2}{4} = 90956.87 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = 0.50 \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \left(d^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right)$$

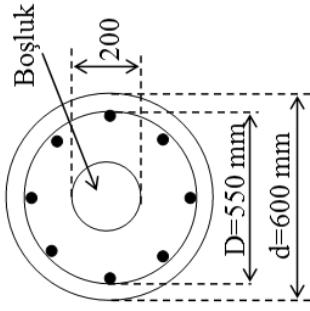
$$A_{sp} = 0.50 \times \frac{20}{220} \times 90956.87 = 4134.4 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = \frac{4134.4}{159043} = 0.02599 \text{ olarak bulunur.}$$

$$\min \rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \left\{ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right\} = 0.45 \times \frac{20}{220} \times \left\{ \frac{500^2 \times 4}{\pi \times 450^2} - 1 \right\} = 0.023$$

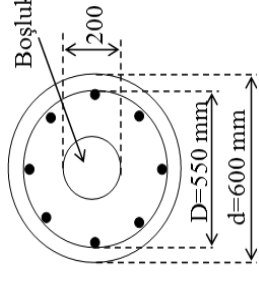
$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{1421}{159043} = 0.00893 < 0.026 \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

Örnek



Fret donatısı $\phi 10/8$ cm, boyuna donatı $8\phi 24$ ve malzeme C20, S420 olduğuna göre fretli kolonun;

1. ve 2. tepe noktasına göre salt aksenal yük taşıma kapasitelerini (N_o) bulunuz.
- İdeal fret donatı yüzdesini bularak fret donatısı çap ve aralığını belirleyiniz.



Çözüm:

$$\text{Beton kesit alanı: } A_c = \frac{\pi}{4} \times (600^2 - 200^2) = 251327.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Göbek betonu alanı: } A_{ck} = \frac{\pi}{4} \times (550^2 - 200^2) = 206167 \text{ mm}^2$$

$$\text{Toplam donatı alanı: } A_{st} = 8 \times \pi \times 24^2 / 4 = 3619 \text{ mm}^2$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{3619}{251327.4} = 0.0144 > 0.01$$

a)

Birinci tepe noktasına göre taşıma gücü:

$$N_{o1}=0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = (0.85 \times 13 \times 251327.4 + 3619 \times 365) \times 10^{-3}$$

$$N_{o1}=4098.1 \text{ kN}$$

İkinci tepe noktasına göre taşıma gücü:

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_o}{s} = \frac{\pi \times 550 \times 78.5}{80} = 1695.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_{ck}} = \frac{1695.5}{206167} = 0.0082$$

$$\min \rho_s = 0.45 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \left\{ \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right\} = 0.45 \times \frac{20}{420} \times \left\{ \frac{251327.4}{206167} - 1 \right\} = 0.0047 < \rho_s$$

$$N_{o2}=0.85 f_{cd} A_{ck} + A_{st} f_{yd} + 1.7 A_{sp} f_{ywd}$$

$$N_{o2}=(0.85 \times 13 \times 206167 + 3619 \times 365 + 1.7 \times 1695.5 \times 365) \times 10^{-3} = 4651.1 \text{ kN}$$

b)

İdeal fret, fret mukavemetinin beton kabuk mukavemetine eşitlenmesi ile elde edilir.

$$1.7 A_{sp} f_{ywk} = 0.85 f_{ck} (A_c - A_{ck})$$

$$1.7 \times A_{sp} \times 420 = 0.85 \times 20 \times (251327.4 - 206167)$$

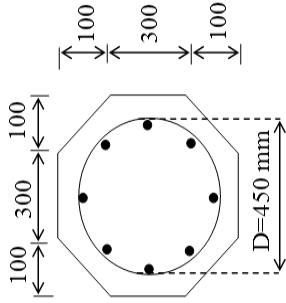
$$A_{sp} = 1075 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_o}{s}, \quad \phi 10 \text{ için } A_o = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\pi D A_o}{A_{sp}} = \frac{\pi \times 550 \times 78.5}{1075} = 126 \text{ mm bulunur. } \phi 10/12 \text{ cm ideal fret donatısı elde edilir.}$$

$$s < 8.0 \text{ cm}$$

Örnek

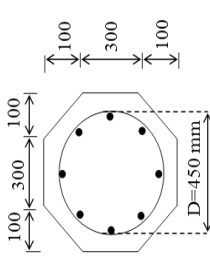


Şekilde verilen fretli kolonun fret donatısı $\phi 10/6 \text{ cm}$ olduğuna göre;

a) İkinci tepe noktasındaki eksenel kuvvet taşıma gücünü (N_{o2}), birinci tepe noktası eksenel kuvvet taşıma gücüne göre (N_{o1}) %10 daha büyük yapacak boyuna donatıyı (A_{st}) hesaplayınız.

b) İdeal fret donatısını belirleyiniz.

Malzeme C20, S420.



Çözüm:

a)

$$\text{Toplam kesit alanı: } A_c = 500^2 - 4 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 100 = 230000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Göbek beton alanı: } A_{ck} = \pi \times \frac{450^2}{4} = 159043.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{\pi D A_o}{s} = \frac{\pi \times 450 \times 78.5}{60} = 1850.55 \text{ mm}^2$$

$$N_{o1} = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd}$$

$$N_{o2} = 0.85 f_{cd} A_{ck} + A_{st} f_{yd} + 1.7 A_{sp} f_{ywd}$$

$$\text{Problemde; } 1.1 N_{o1} = N_{o2}$$

$$1.1 \times (0.85 \times 13 \times 230000 + A_{st} f_{yd}) = 0.85 \times 13 \times 159043.1 + A_{st} f_{yd} + 1.7 \times 1850.55 \times 365$$

Denklemin düzenlenmesinden;

$$0.1 A_{st} f_{yd} = 11042.5 \quad \text{iřadesi elde edilmektedir. Buradan;}$$

$$A_{st} = 3014.86 \text{ mm}^2 \text{ olarak hesaplanır. Seçilen donatı } 8\phi 22 = 3041 \text{ mm}^2$$

b)

İdeal fret:

$$0.85 f_{ck} (A_c - A_{ck}) = 1.7 A_{sp} f_{ywk}$$

$$0.85 \times 20 \times (230000 - 159043.1) = 1.7 \times A_{sp} \times 420$$

$$A_{sp} = 1689 \text{ mm}^2 \text{ olarak elde edilmektedir.}$$



BETONARME – 1

DERS NOTLARI

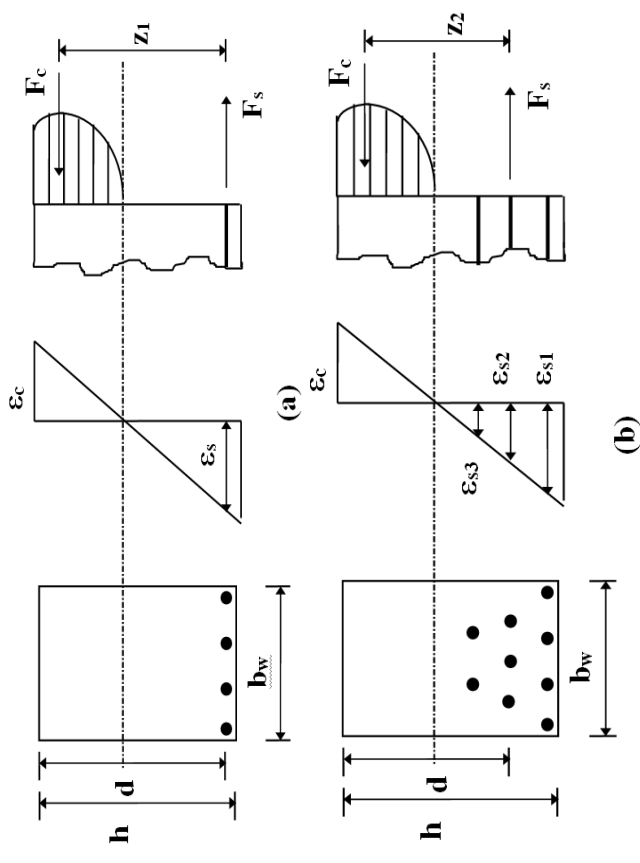
BÖLÜM 5.1

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

BASİT EĞİLME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ

Çekme çubuklarının temel işlevi, çekme gerilmelerini karşılamaktır. Moment kolunu artırarak donatının daha etkili çalışmasını sağlamak amacı ile donatı çubukları çekmenin en büyük olduğu yere, yani çekme yüzüne olabildiğince yakın yerleştirilir. Çekme bölgesindeki beton dış yüzü ile donatı çubukları arasındaki kısım **paspayı** olarak adlandırılır. Bu örtü tabakasının üç işlevi vardır.

- Kenetleme veya aderansı sağlamak
- Donatıyı paslanmadan korumak
- Donatıyı yangın etkisinden korumak



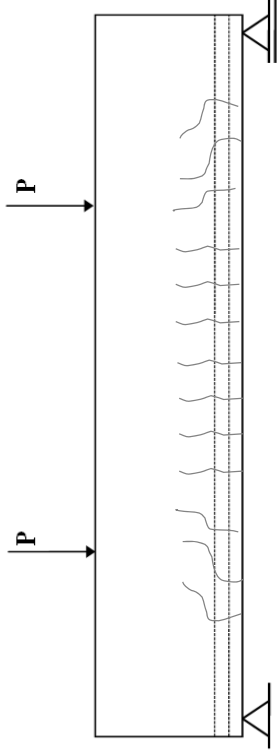
Şekil (a) da donatısı olabildiğince çekmenin maksimum olduğu bölgeye yerleştirilmiş bir kirişteki, şekil (b) de ise donatısı çekme bölgesine dağıtılmış kirişteki birim deformasyon dağılımları ve iç kuvvetler gösterilmiştir.

Betonarme kirişlerde donatı oranı;

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

şeklinde tanımlanır.

İlk çatlaklar momentin en yüksek olduğu yerde meydana gelir. Kılcal düzeydedir. Yük düzeyi arttıkça bu çatlakların boyu ve genişliği artmaya başlar. Betonda çatlaklar asal çekme gerilmelerine dik yönde oluşur. Bu nedenle kirişin kesme olmayan bölgesinde çatlaklar kiriş eksenine dik yöndedir.



Şekilden denge denklemleri:

$$F_c = F_s$$

$$F_c(z) = F_s(z) = M$$

şeklinde elde edilir.

BASİT EĞİLME ETKİSİNDEKİ KIRIŞLARIN DAVRANIŞI

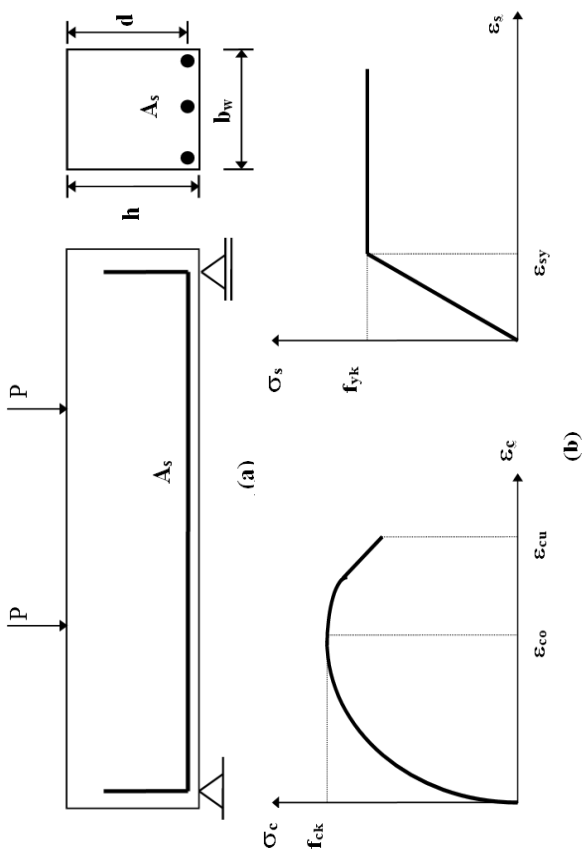
Kirişlerde çatlak oluşması, en dış lifteki betonun eğilme-çekme dayanımına ulaşması olarak tanımlanır. Yani çatlama momenti donatısız bir kirişin kırılma momentine eşittir.

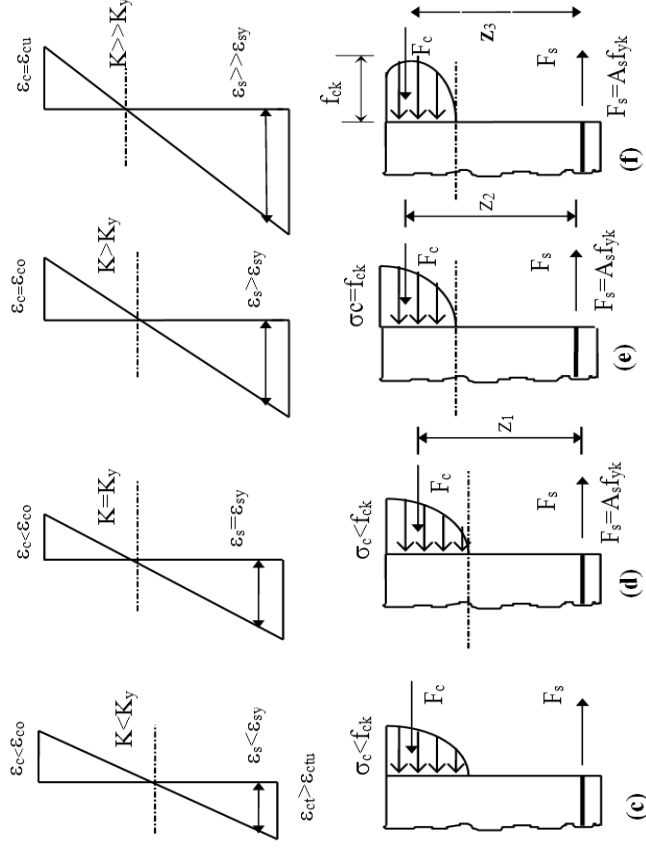
$$M_{cr} = \frac{f_{ctf} I}{y} \quad f_{ctf}: \text{Betonun eğilmedeki çekme dayanımı}$$

Dikdörtgen kesitte;

$$M_{cr} = f_{ctf} \frac{b_w h^2}{6} = 2.0 f_{ct} \frac{b_w h^2}{6}$$

Şekilde gösterilen kirişin yük altındaki davranışını inceleyelim;





İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

Bu aşamadan sonra uygulanan yük arttığı takdirde $\sigma-\epsilon$ eğrisinde kolayca görülebileceği gibi beton dış lifindeki ϵ_{co} ötesinde artış ancak gerilme azalması ile mümkündür. Bu durumda donatı çeliğinde, sabit gerilme altında birim uzama hızla artabilmektedir ve tarafsız eksen daha fazla yukarı kayabilmektedir. Eksen yukarı kaydıkaç basınçtaki beton alanı azalmaktadır. Denge koşulu ile beton basınç bileşkesinin sabit kalması gerektiğinden, tarafsız eksenin kayması nedeni ile daralan alandaki gerilme şiddeti hızla artmaktadır. Tarafsız eksenin yükselmesi en dış lifteki beton birim kılmasının sınır kılalma değerine ulaşmasına kadar devam eder ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$). Bu sınır değere ulaşıldığında, beton ezilerek dağılır ve donatı akmış olduğundan kiriş çökerek kırılır.

Kirişte çatlama sonrası oluşacak birim deformasyon dağılımı ve iç kuvvetler şekilde gösterilmiştir. En alt çekme lifindeki beton birim deformasyonu betonun çekme sınır deformasyonunu aştığında ($\epsilon_c > \epsilon_{cu}$) kiriş çatlamıştır. Çekme donatısı birim deformasyon ise henüz akma sınırına ulaşmamıştır.

Donatı akma gerilmesine ulaştığında, çekme kuvveti $F_s = A_s f_{yk}$ olur.

Donatıdaki gerilme sabit kaldığından ($\sigma_s = f_{yk}$) toplam çekme kuvveti de değişmez. Bu denge koşulu ile beton basınç bileşkesi:

$$F_s = A_s f_{yk} = F_c$$

Tarafsız eksenin yukarı kayması nedeni ile moment kolundaki artış, iç kuvvetler sabit kalmasına rağmen moment kapasitesini bir miktar arttırmaktadır.

Akma anındaki moment kapasitesi:

$$M_{y1} = A_s f_{yk} z_1$$

Kırılma anındaki moment kapasitesi:

$$M_{r1} = A_s f_{yk} z_3 \text{ olur. } z_3 > z_1 \text{ olduğundan } M_{r1} > M_{y1} \text{ dir.}$$

Kirişe aşırı çekme donatısı yerleştirildiğinde, fazla donatı tarafsız eksenin konumunu değiştirecektir. Tarafsız eksenin çekme donatısına doğru kayması sonucu ϵ_c / ϵ_s oranı artar, böylece $\epsilon = \epsilon_{cu}$ olduğunda donatı henüz akma sınırına ulaşmayacaktır ($\epsilon_s < \epsilon_{sy}$). Dolayısı ile kırılma son derece gevrek ve ani olur. Bu kırılma basınç kırılması olarak adlandırılır.

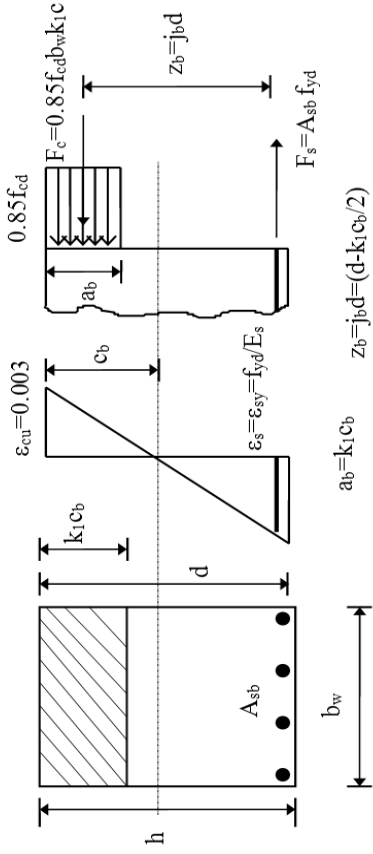
Yukarıda anlatılan davranış, kirişteki kırılma türünün çekme donatısına bağlı olduğunu göstermektedir. Gevrek kırılma istenmeyen bir davranış biçimi olduğundan, yönetmeliklerde donatı yüzdesine bir üst sınır getirilmiştir.



KESİT TAŞIMA GÜCÜNÜN HESABI (KESİT TAHKİKİ)

Kirişlerde kırılma türü donatı oranına bağlı olduğundan, dengeli kırılmayı sağlayan donatı oranı " dengeli donatı oranı " olarak adlandırılır ve ρ_b ile gösterilir. Donatısı dengeliden fazla olana ($\rho > \rho_b$) denge üstü, az olana ise ($\rho < \rho_b$) denge altı denir.

Basit Donatılı, Dikdörtgen Kesitli, Dengeli Kirişlerin Taşıma Gücü



Donatı için kuvvet deformasyon ilişkisi:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

yazılır ve uygunluk denklemi gerilme cinsinden ifade edilebilir.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003E_s + f_{yd}} E_s$$

Boyutları ve malzeme özellikleri bilinen dikdörtgen kesitli bir kiriş için dengeli durumu belirleyen en önemli index, dengeli donatı yüzdesidir

$$\left(\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d}\right).$$

Ayrıca dengeli durum için moment kolu katsayısının belirlenmesinde de yarar vardır.

Betonarme kirişlerin hesabında, fiziksel bir anlamı olmayan ve

$$\frac{b_w d^2}{M}$$

olarak tanımlanan K değerine de ihtiyaç vardır.

Özet:

Bilinenler: Dikdörtgen kesit malzeme dayanımları (f_{yd} , f_{cd})

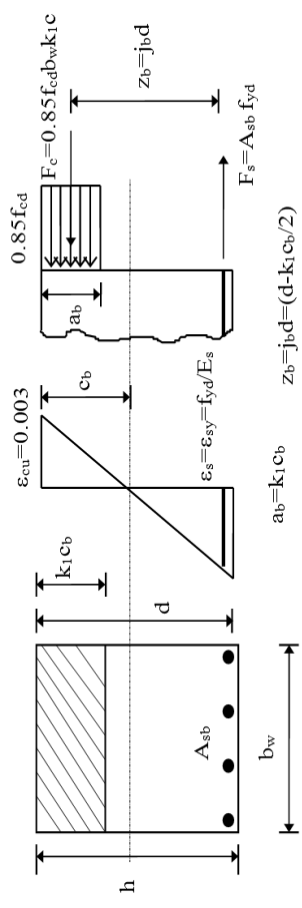
Istenen: ρ_b , K_b , J_b

$$\text{a) } \frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003E_s + f_{yd}} E_s$$

$$\text{b) } \rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f_{cd} b_w k_1 c_b}{f_{yd}} \quad \text{buradan;}$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d} = \frac{0.85 f_{cd} k_1 c_b}{f_{yd} d}$$



Denge:
 $\Sigma F = 0 \quad F_c - F_s = 0$

Uygunluk:
Benzer üçgenlerden;

$$0.85 f_{cd} b_w k_1 c_b - A_{sb} f_{yd} = 0 \quad \varepsilon_{sy} = \frac{0.003}{d - c_b} \quad \text{veya} \quad \frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{sy}}$$

$$\Sigma M = 0 \quad F_s (j_b d) = F_s \left(d - \frac{k_1 c_b}{2}\right) = M_b$$

$$M_b = A_{sb} f_{yd} (j_b d) = A_{sb} f_{yd} \left(d - \frac{k_1 c_b}{2}\right)$$

c) Moment kolu katsayısı hesaplanır;

$$j_b d = \left(d - \frac{k_1 c_b}{2} \right) \text{ ise, } j_b = \left(1 - \frac{k_1 c_b}{2d} \right) \text{ olur.}$$

d) K_b hesaplanır.

Böylece çeşitli beton ve çelik sınıfları için c_b/d , ρ_b , j_b ve K_b değerleri hesaplanır.

Bu şekilde hazırlanan çizelge yardımı ile kesit hesabı yapılırken söz konusu kesitin denge altı olup olmadığı belirlenebilir. Bu amaçla kesit için hesaplanmış ρ veya K değerlerinden yararlanılır.

$\rho < \rho_b$ veya $K > K_b$ ise kiriş denge altıdır.

Özet:

Bilinenler: b_w , d , A_s , f_{yd} , f_{cd}

Istenen: M_r

a) ρ hesaplanır ($\rho = \frac{A_s}{b_w d}$)

b) Eğer $\rho < \rho_b$ ise, kiriş denge altıdır.

c) $k_1 c/d$ ve j hesaplanır.

d) M_r hesaplanır.

Basit Donatılı, Dikdörtgen Kesitli Denge Altı Kirişlerin Taşıma Gücü

Yönetmeliklerde sadece denge altı kirişlere izin verilir. Denge altı kirişte en dış lifteki beton birim kısılması ezilme sınırına erişmeden önce çekme donatısı akacağından ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ için $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$), kırılma anı temel alınarak yapılan taşıma gücü hesabında $\sigma_s = f_{yd}$ alınır.

$$F_c = F_s$$

$$0.85 f_{cd} b_w k_1 c = A_s f_{yd}$$

$$\frac{k_1 c}{d} = \rho \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

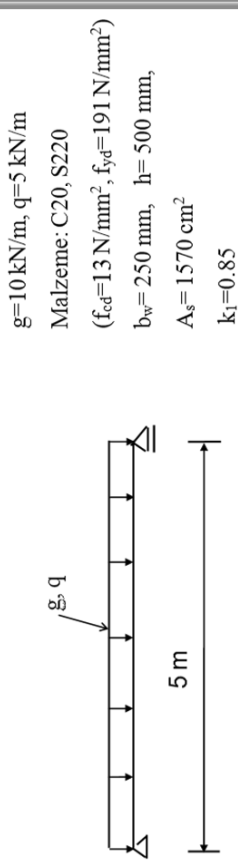
$$j = \left(1 - \frac{k_1 c}{2d} \right)$$

$$M_r = F_s (j) d = A_s f_{yd} (j) d$$

$$\frac{b_w d^2}{M_r} = K = \frac{1}{\rho f_{yd} j}$$

Örnek:

Düzgün yayılı yük taşıyan basit mesnetli bir kiriş aşağıda gösterilmiştir.



Kiriş bu yükleri güvenli taşıyabilir mi?

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1570}{250 \cdot 460} = 0.0136$$

$$\text{Çizelgeden C20, S220 için } \rho_b = 0.0373, \frac{c_b}{d} = 0.758, j_b = 0.678$$

$\rho < \rho_b$ kiriş denge altıdır.

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003E_s + f_{yd}} E_s \quad \rho_b = \frac{0.85f_{cd}}{f_{yd}} k_1 \frac{c_b}{d}$$

$$\frac{k_1 c}{d} = \rho \frac{f_{yd}}{0.85f_{cd}} \quad \text{veya} \quad 0.85(13)0.85c(250)=1570(191) \quad c=127.71 \text{ mm}$$

$$\frac{k_1 c}{d} = 0.0136 \frac{191}{0.85 \cdot 13} = 0.236 \quad k_1 c/d = 0.85 \times 127.71 / 460 = 0.236$$

$$j = \left(1 - \frac{0.279}{2}\right) = 0.88$$

$$M_r = 1570 \cdot 191 \cdot 0.88 \cdot 460 = 1213.8 \cdot 10^5 \text{ N mm} = 1213 \text{ kN m bulunur.}$$

Kiriş etkiyen moment:

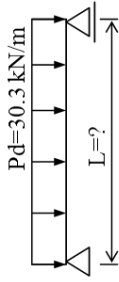
$$M_g = \frac{1}{8} q L^2 = 10(5)^2 / 8 = 31.25 \text{ kN m}$$

$$M_q = \frac{1}{8} q L^2 = 5(5)^2 / 8 = 15.62 \text{ kN m}$$

Bu momentler uygun yük katsayıları ile çarpılmalıdır.

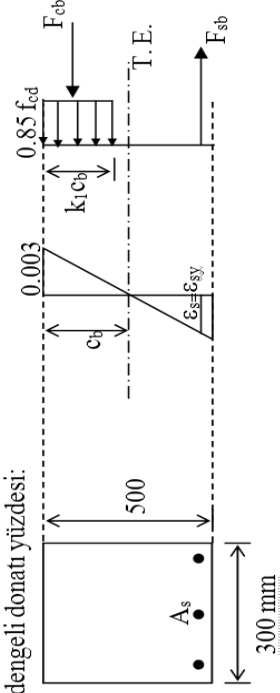
$$M_d = 1.4 M_g + 1.6 M_q = 1.4 \cdot 31.25 + 1.6 \cdot 15.62 = 68.74 \text{ kN m}$$

$M_d < M_r$ olduğundan yük güvenli taşınabilir.

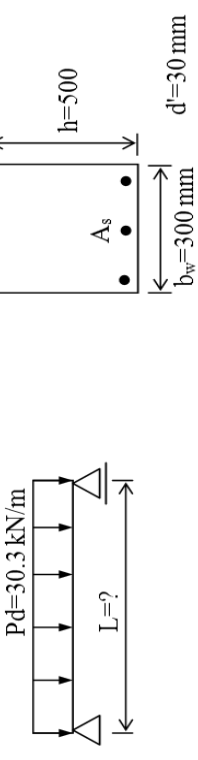


Çözüm:

a) Kesitin dengeli donatı yüzdesi:



Örnek



Şekilde verilen girişin;

- Dengeli donatı yüzdesini (ρ_b)
- Donatı alanı $A_s = 1862 \text{ mm}^2$ olduğuna göre kesitin taşıma gücü momentini bularak geçebileceği maksimum açıklığı (L) bulunuz. Malzeme C20, S420.

Uygunluk denkleminde;

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\epsilon_{sy}} \quad \epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \times 10^5} = 0.001825$$

$$\frac{c_b}{470 - c_b} = \frac{0.003}{0.001825} \quad c_b = 292.2 \text{ mm bulunmaktadır.}$$

Kuvvet denge denklemini yazılarak;

$$F_{cb} = F_{sb}$$

$$0.85 f_{cd} k_1 c_b b_w = A_s b f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 0.85 \times 292.2 \times 300 = A_s b \times 365 \quad \text{buradan} \quad A_s b = 2256.0 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

$$\rho_b = \frac{A_s b}{b_w d} = \frac{2256.0}{300 \times 470} \quad \rho_b = 0.0160 \quad \text{olarak bulunur.}$$

b)

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1862}{300 \times 470} = 0.0132 < \rho_b \quad \text{kiriş dengelidir.} \quad (\epsilon_s > \epsilon_{sy}, \quad \sigma_s = f_{yd})$$

İç kuvvetlerin dengesinden;

$$F_c = F_s$$

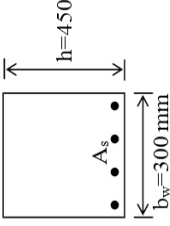
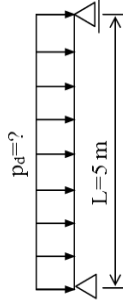
$$0.85 f_{cd} k_1 c b_w = A_s f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 0.85 \times c \times 300 = 1862 \times 365 \quad \text{denklem düzenlenerek} \quad c = 241 \text{ mm} \quad \text{elde edilir.}$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) = 1862 \times 365 \times \left(470 - \frac{0.85 \times 241}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_r = 249.8 \text{ kNm} \quad \text{olarak taşıma gücü momenti elde edilir.}$$

Kirişin geçebileceği maksimum açıklığı bulabilmek için kiriş taşıma gücü momenti kiriş momentine eşitlenmelidir. Bu durumda;



Çözüm:

a)

Dengeli durumda uygunluk denkleminde;

$$\frac{c_b}{d} = \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0.621, \quad c_b = 0.621 \times 415 = 258.03 \text{ mm} \quad \text{olarak bulunur.}$$

Kuvvet denge denklemi yazılarak;

$$F_{cb} = F_{sb}$$

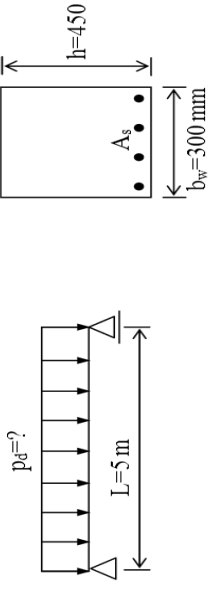
$$0.85 f_{cd} k_1 c_b b_w = A_{sb} f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 0.85 \times 258.4 \times 300 = A_{sb} \times 365 \quad \text{buradan} \quad A_{sb} = 1991.9 \text{ mm}^2 \quad \text{elde edilir.}$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_w d} = \frac{1991.9}{300 \times 415} \quad \rho_b = 0.016 \quad \text{bulunur.}$$

$$M_r = \frac{P_d L^2}{8} \quad \text{buradan} \quad L^2 = \frac{8 \times M_r}{P_d} = \frac{8 \times 249.8}{30.3} \quad \text{ve} \quad L = 8.12 \text{ m} \quad \text{olarak bulunmaktadır.}$$

Örnek



Şekilde verilen kirişin;

a) Dengeli donatı alanını (A_{sb}) bulunuz.

b) $A_s = 1650 \text{ mm}^2$ olduğuna göre kirişin taşıyabileceği tasarım yükünü (p_d) bulunuz.

Malzeme C20, S420, paspayı=35 mm.

b)

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1650}{300 \times 415} = 0.0132 < \rho_b \quad \text{kiriş dengelidir.}$$

İç kuvvetlerin dengesinden;

$$F_c = F_s$$

$$0.85 f_{cd} k_1 c b_w = A_s f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 0.85 \times c \times 300 = 1650 \times 365$$

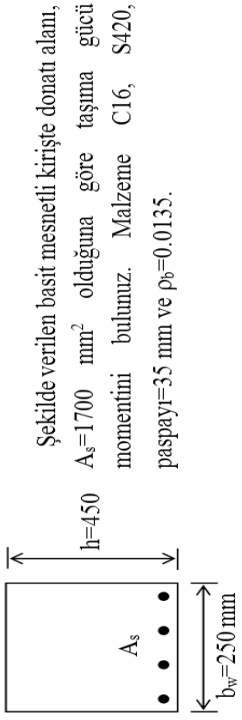
$c = 213.73$ bulunur. Taşıma gücü momenti;

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) = 1650 \times 365 \times \left(415 - \frac{0.85 \times 213.73}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_r = 195.23 \text{ kNm} \quad \text{elde edilir.}$$

$$M_d \leq M_r \quad P_d \times L^2 / 8 \leq 195.23, \quad P_d \leq 62.47 \text{ kN/m} \quad \text{bulunur.}$$

Örnek



Çözüm:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1700}{250 \times 415} = 0.0164 > \rho_b \text{ olduğundan kiriş denge üstüdür } (\epsilon_s < \epsilon_{sy}, \sigma_s \neq f_{yd})$$

İç kuvvetlerin dengesinden;

$$F_c = F_s$$

$$0.85 f_{cd} k_1 c b_w = A_s \sigma_s$$

$$0.85 \times 11 \times 0.85 \times c \times 250 = 1700 \times 600 \times \left(\frac{415 - c}{c} \right)$$

Denklem düzenlenirse;

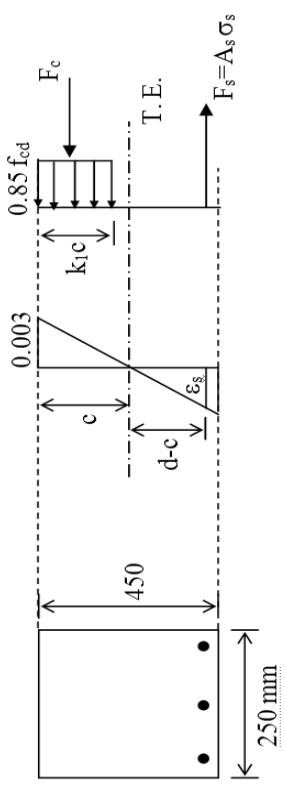
$$c^2 + 513.37 c - 213048.13 = 0 \text{ formunu alır. Denklemnin çözümünden tarafsız eksen}$$

derinliği $c=271.46 \text{ mm}$ elde edilir. Donatı gerilmesi;

$$\sigma_s = 600 \times \left(\frac{415 - 271.46}{271.46} \right) = 317.26 \text{ N/mm}^2 \text{ olarak hesaplanır. Taşıma gücü momenti;}$$

$$M_t = A_s \sigma_s \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) = 1700 \times 317.26 \times \left(415 - \frac{0.85 \times 271.46}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_t = 161.6 \text{ kNm olarak bulunur.}$$



$$\frac{c}{d - c} = \frac{0.003}{\epsilon_s} \text{ buradan } \epsilon_s = 0.003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \quad (E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2), \quad \sigma_s = 600 \times \left(\frac{d - c}{c} \right) \text{ olur.}$$



BETONARME – 1

DERS NOTLARI

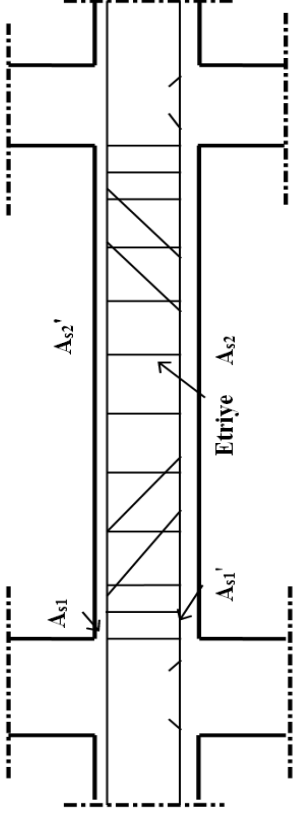
BÖLÜM 5.2

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

ÇİFT DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLER

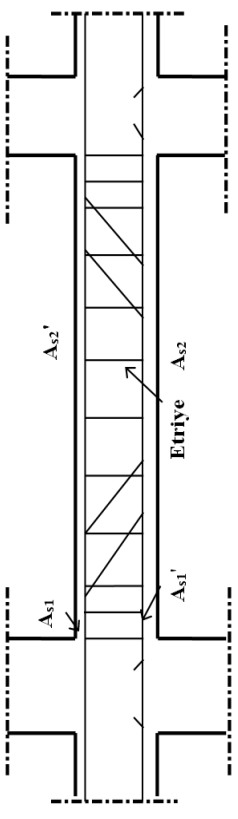
Betonarme kirişlerin birçoğunda konstrüktif nedenle basınç bölgesinde de donatı bulunur. A_s' ile gösterilir.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w d}$$



2) Kiriş deformasyonunu azaltmak; kirişlerde sünme ve rötreden dolayı büyük sehim artışları olur. Yapılan deneyler zamana bağlı sehimin basınç donatısı ile azaltılabileceğini kanıtlamıştır.

3) Kiriş sünekliğini arttırmak; çeliğin sünekliği betona göre çok fazla olduğundan basınç bölgesine yerleştirilen donatı kiriş sünekliğini önemli ölçüde artırır.

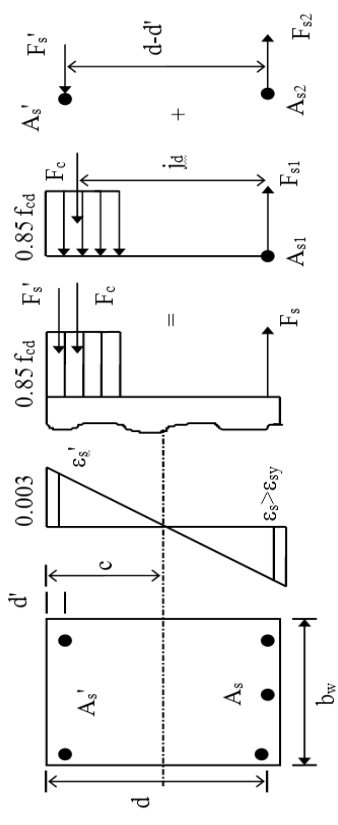


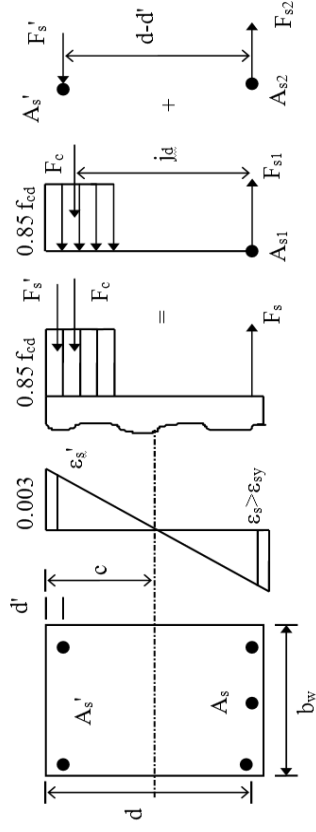
Sürekli kirişin açıklık ve mesnedindeki basınç donatısı A_{s2}' ve A_{s1}' olarak gösterilmiştir.

Kirişlerde basınç donatısı üç nedenle konur:

- 1) Beton kesitini küçültmek; mimari zorunluluklar kiriş derinliğini sınırlayabilir. Basınç donatısı moment kapasitesini arttırmak için konur.

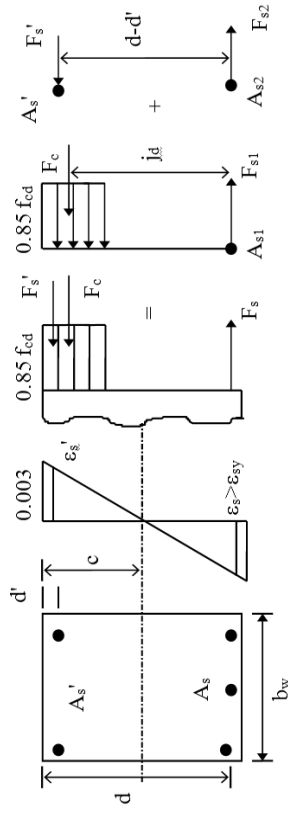
Basınç donatısı çekme donatısından az olduğu sürece taşıma gücü momentini iki kuvvet çifti ile ifade etmek uygun olur.





Birinci kuvvet çifti beton bileşkesi ve ona eşit olan çekme kuvvetinden oluşmaktadır. İkinci kuvvet çifti ise basınç donatısındaki kuvvet ile çekme donatısının artan bölümündeki çekme kuvvetinden oluşur.

Şekilde gösterilen iki kuvvet çifti temel alınarak aşağıdaki denge ve uygunluk denklemleri yazılabilir.



$$\Sigma F=0 \quad 0.85 f_{cd} b_w k_1 c + A_s' \sigma_s' - A_s f_{yd} = 0$$

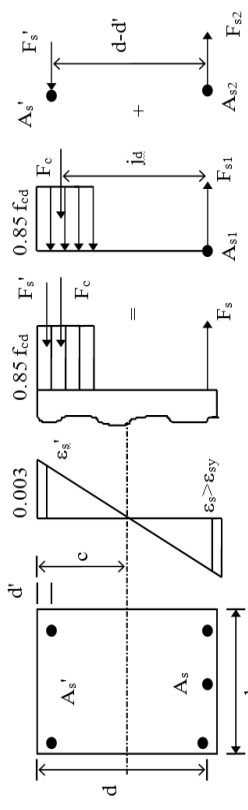
$$\Sigma M=0 \quad M_f = 0.85 f_{cd} b_w k_1 c \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_s' \sigma_s' (d - d')$$

Uygunluk şartı:

$$\epsilon_s' = 0.003 \frac{c - d'}{c}$$

Basınç donatısı için $\sigma' - \epsilon'$ ilişkisi

$$\sigma_s' = \epsilon_s' E_s \leq f_{yd}$$



İkinci kuvvet çifti son derece sünek malzeme olan çelikten oluştuğu için burada gevrek kırılma tehlikesi yoktur. Birinci kuvvet çifti ise basit donatılı kirişlerdeki gibi çekme donatısı A_{s1} aşırı artarsa gevrek kırılma olasılığı vardır. Bu nedenle gevrek kırılmayı önlemek için yapılması gereken A_{s1} olarak gösterilen donatı oranını sınırlamaktır. Sünek bir davranış için $\rho_1 < \rho_b$ sağlanmalıdır.

Basınç donatısının akıp akmadığını belirleyen sınır durum en dış lifteki betonun ezilme birim kısalmasına ulaştığı anda, basınç donatısının da akma birim kısalmasına ulaşması olarak tanımlanır ($\epsilon_c = 0.003$ iken $\epsilon_s' = \epsilon_{sy}$). Bu durum için birim deformasyon dağılımından yararlanılır.

$$\epsilon_s' = \epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.003 \frac{c - d'}{c}$$

Denklem c/d için çözülürse;

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \frac{d'}{d}, \quad \text{Bulunan } c/d \text{ değeri ile } \sigma_s' = f_{yd} \text{ alınarak sınır durumu yanstan donatı bulunur.}$$

$$A_s - A_s' = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} b_w k_1 \frac{0.003 E_s d'}{0.003 E_s - f_{yd}} \text{ olur. Denklem her iki tarafı } b_w d \text{ ye bölünür ve}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}, \quad \rho' = \frac{A_s'}{b_w d} \text{ alınırsa sınır durumu belirleyen donatı indeksi } \alpha \text{ bulunur.}$$

$$(\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \alpha_c = 0.85 k_1 \frac{0.003 E_s \frac{d'}{d}}{0.003 E_s - f_{yd}}$$

Basınç donatısının aktığı sınır durumu belirleyen donatı indeksi α_c , f_{yd} ve d'/d oranına göre değişmektedir.

Çift donatılı bir kesitin taşıma gücü hesaplanırken ;

- Donatı indeksi α hesaplanır.
- $\alpha > \alpha_c$ ise basınç donatısının akmış olduğu varsayılabilir.
- $\sigma_s' = f_{yd}$ alınarak denge denklemleri yazılabilir.

$$k_1 c = \frac{A_s - A_s'}{b_w} \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

$$M_r = 0.85 f_{cd} k_1 c \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

Çift donatılı kirişlerin denge altı olup olmadığı

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}$$

değeri ρ_b değeri ile karşılaştırılarak bulunur.

Pratikte rastlanan kirişlerin büyük çoğunluğunda basınç donatısı akacağından, $A_s' = A_{s2}$ ve $A_{s1} = A_s - A_{s2} = A_s - A_s'$ olur ve denge altı koşulu : $\rho_1 = \rho - \rho'$ ($\rho - \rho'$) < ρ_b

Örnek:

Bilinenler:

$$b_w = 30 \text{ cm, } d = 45 \text{ cm, } d' = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Malzeme C20, S420 (} f_{cd} = 11 \text{ MPa (N/mm}^2 \text{) ve } f_{yd} = 365 \text{ MPa)}$$

$$A_s = 15.8 \text{ cm}^2, A_s' = 5.2 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 0.0117, \rho' = 0.0038)$$

İstenen:

$$M_r = ?$$

Çözüm:

Basınç donatısının akıp akmadığı kontrol edilmelidir.

$$\alpha = (\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = (0.0117 - 0.0038) \frac{365}{13} = 0.22$$

d'/d=0.067 ve S420 için çizelgeden α_c bulunur. d'/d için doğrusal interpolasyon yapılarak $\alpha_c=0.123$ bulunur.

$\alpha > \alpha_c$ olduğundan basınç donatısı akmıştır.

Kesitin denge altı olup olmadığı kontrol edilir.

$$C20, S420 için \rho_b = 0.0160 \quad \rho - \rho' = 0.0117 - 0.0038 = 0.0079 < 0.0160 \text{ kiriş denge}$$

altıdır.

$$k_1 c = \frac{15.8 - 5.2}{30} \frac{365}{0.85 * 13} = 11.7 \text{ cm}$$

$$M_t = 0.85 * 13 * 300 * 117 \left(450 - \frac{117}{2}\right) + 520 * 365 * 420 = 231 * 10^6 \text{ Nmm} = 231 \text{ kN m}$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2}$$

$$\sigma'_s A'_s = A_{s2} f_{yd}$$

$$A_{s2} = \frac{\sigma'_s A'_s}{f_{yd}}$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{\sigma'_s A'_s}{f_{yd}} \rightarrow \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{A_s}{b_w d} - \frac{\sigma'_s A'_s}{f_{yd} b_w d}$$

$$\rho_1 = \rho - \frac{\sigma'_s \rho'}{f_{yd}} < \rho_b$$

$$\rho_1 = 0.0117 - \frac{326.2}{365} 0.0089 < \rho_b = 0.0160$$

$$\rho_1 = 0.0037 < \rho_b = 0.0160, \text{ denge altı}$$

Örnek:

$$A_s = 15.8 \text{ cm}^2, A'_s = 12 \text{ cm}^2 \quad (\rho = 0.0117, \rho' = 0.0089), C20, S420$$

$M_t = ?$

Çözüm:

$$\alpha = (\rho - \rho') \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.079 \quad \alpha_c > \alpha \text{ basınç donatısı akmıyor.}$$

$$\rho_b = 0.0160, \quad \rho - \rho' = 0.0028 < \rho_b, \text{ denge altı.}$$

$$\sigma'_s = 0.003 \frac{c - d'}{c} E_s \quad E_s = 2 * 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Sigma F = 0 \quad 0.85 f_{cd} b_w k_1 c + A'_s \sigma'_s - A_s f_{yd} = 0$$

$$c^2 + 50.9c - 7666 = 0 \quad c = 65.7 \text{ mm bulunur.}$$

$$\sigma'_s = 0.003 \frac{65.7 - 30}{65.7} 2 * 10^5 = 326.2 \text{ N/mm}^2 \text{ bulunur.}$$

$$M_t = 0.85 * 13 * 300 * 0.85 * 65.7 \left(450 - \frac{0.85 * 65.7}{2}\right) + 1200 * 326.2 * 420 = 243 * 10^6 = 243 \text{ kN m}$$



BETONARME – 1

DERS NOTLARI

BÖLÜM 5.3

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

TABLALI KESİTLER

Betonarme inşaatın monolitik özelliğinden dolayı, döşeme ve kirişler birlikte çalışırlar. Bu nedenle kesit hesap sabı yapılırken, döşeme parçası kirişin basınç bölgesine rastlıyorsa, o döşeme parçası da kesite dahil edilir. Bu şekilde elde edilen kesit "Tablalı Kesit" olarak adlandırılır.

Tablalı kirişlerin kesit hesabında, yapısal çözümleme ve kesit hesapları için gerekli eylemsizlik momentlerinin hesabında göz önüne alınacak tabla genişliği;

Ancak, gövde dışına taşan tabla genişliği, her bir yanda, tabla kalınlığının altı katından ve komşu kiriş gövde yüzüne olan uzaklığın yarısından fazla olamaz. Yukarıda kullanılan l_p , kirişin iki moment sıfır noktası arasındaki uzunluğudur. Kesin hesap yapılmayan durumlarda,

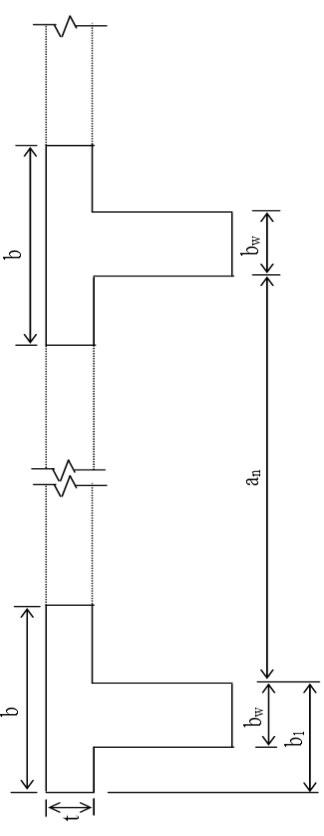
$$l_p = 1.0(l) \text{ (tek açıklıklı, basit mesnetli kiriş)}$$

$$l_p = 0.8(l) \text{ (Süreklı kiriş kenar açıklığı)}$$

$$l_p = 0.6(l) \text{ (Süreklı kiriş iç açıklığı)}$$

$$l_p = 1.5(l) \text{ (Konsol Kiriş)}$$

alınabilir. Burada (l) kirişin hesap açıklığıdır.



Tablalı Kiriş Kesit Boyutları

Simetrik kesitlerde (T-kesiti), $b = b_w + 0.2(l_p)$

Simetrik olmayan kesitlerde (L-kesiti vb), $b = b_1 + 0.1(d_p)$

Tablalı kesitlerde, eşdeğer basınç gerilmesi derinliği çoğu kez tabla derinliğinden küçüktür, $k_1 c < h_r$. Bu gibi durumlarda basıncın etkidiği alan dikdörtgen olduğundan, çekme bölgesinde kalan kesitin geometrisi önemli olmadığından, taşıma gücü dikdörtgen kesitler gibi hesaplanabilir.

Bazı kesitlerde, $k_1 c > h_r$ olabilir. Bu durumda T biçimindeki alanı (A_{cc}) ve bu alanın ağırlık merkezini (x) hesaplamak gerekir. Basınç dağılımı dikdörtgen olduğundan, beton basınç bileşkesi, hesaplanan alan, gerilme şiddeti $0.85f_{cd}$ ile çarpılarak bulunur.

$$F_c = 0.85 f_{cd} A_{cc}$$

$$\text{Donatıdaki kuvvet;}$$

$$F_s = A_s f_{yd}$$

Bu alanın ağırlık merkezinden faydalanılarak moment kolu ($d-\bar{x}$) kolayca hesaplanabilir.

Tablalı kesitin taşıma gücü;

$$M_t = F_c (d-\bar{x}) = F_s (d-\bar{x})$$

olarak hesaplanabilir.

$F_c > F_s$ bu nedenle $k_{1c} < h_f$ olmalıdır. Dolayısı ile dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

$$0.85 * f_{cd} * b * k_{1c} = A_s f_{yd}$$

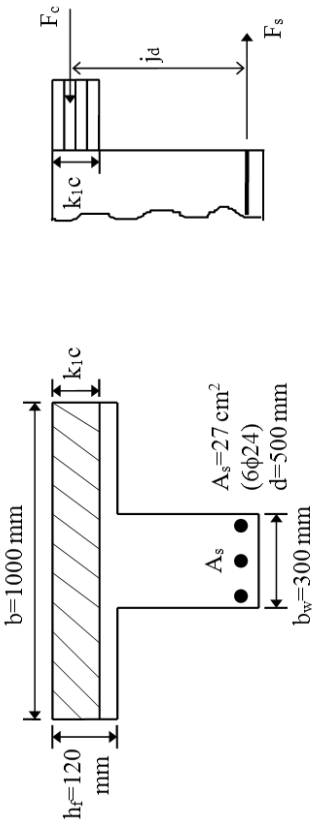
$$0.85 * 13 * 1000 * k_{1c} = 2700 * 365$$

$$k_{1c} = 89 \text{ mm}$$

$$M_t = A_s f_{yd} j d, \quad j = 1 - (k_{1c}/2d) = 0.91$$

$$M_t = 2700 * 365 (0.91) * 500 * 10^{-6} = 448.4 \text{ kNm}$$

Örnek

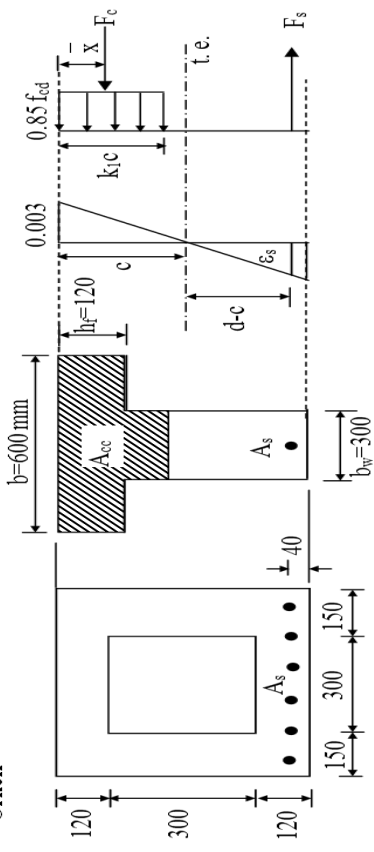


Malzeme C20, S420 ($f_{cd} = 13 \text{ N/mm}^2$, $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$)
 $M_t = ?$

Çözüm:

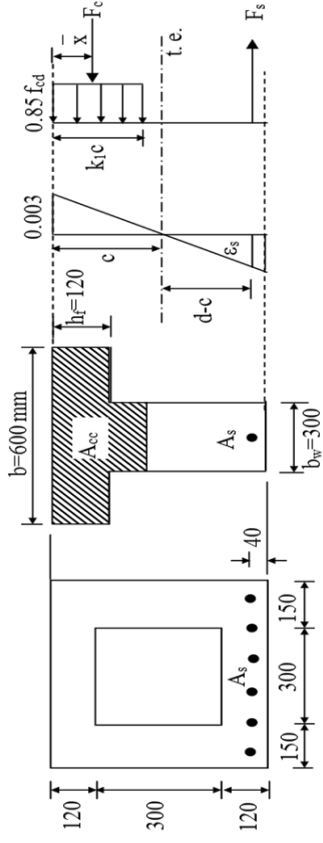
Önce eşdeğer basınç gerilmesinin dağılımının tabla içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmelidir.

Örnek



Şekilde gösterilen kutu kesitin taşıma gücü momentini (M_t) hesaplayınız.

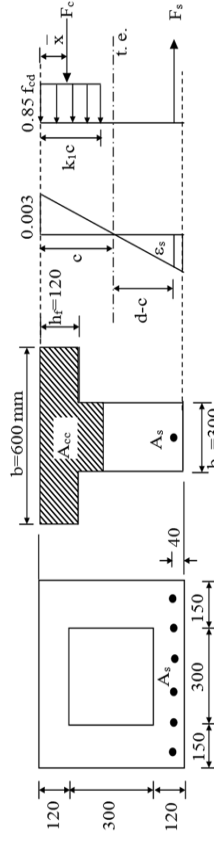
$A_s = 6\phi 24 = 2700 \text{ mm}^2$, Malzeme C20, S420, $d = 500 \text{ mm}$.



Çözüm:

Söz konusu kutu kesitin çekme bölgesinde kalan bölümünün geometrisi önemli olmadıgından, bu kesit T-kesitine dönüştürülebilir.

Kesitin çalışma biçimi tayini;



İç kuvvetlerin dengesinden;

$$F_c = F_s$$

$$0.85 f_{cd} A_{cc} = A_s f_{yd}$$

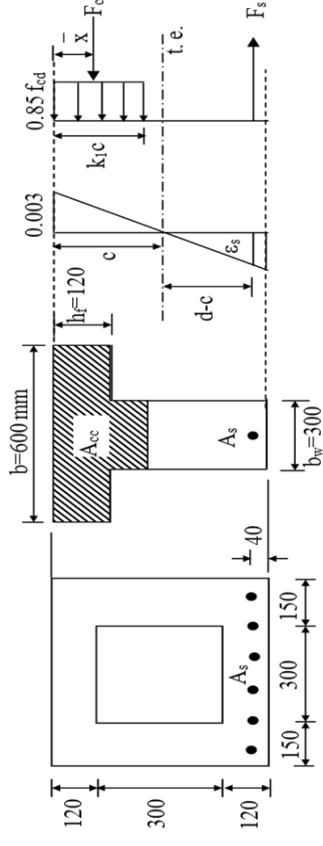
$$0.85 \times 13 \times (300 k_1 c + 36000) = 2700 \times 365 \quad \text{buradan } k_1 c = 178 \text{ mm elde edilir.}$$

Beton basınç bölgesi ağırlık merkezi;

$$\bar{x} = \frac{300 \times 178 \times \frac{178}{2} + 300 \times 120 \times 60}{300 \times 178 + 300 \times 120} = 77 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s f_{yd} (d - \bar{x}) = 2700 \times 365 \times (500 - 77) \times 10^{-6}$$

$$M_r = 416.8 \text{ kNm olarak bulunur.}$$



$k_1 c = h_f$ kabul edelim;

$$F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = (0.85 \times 13 \times 120 \times 600) \times 10^{-3} = 795.6 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s f_{yd} = (2700 \times 365) \times 10^{-3} = 985.5 \text{ kN}$$

$F_c < F_s$ olduğundan $k_1 c > h_f$ dir. Tarafsız eksen tabla dışına çıkmaktadır.

$$\text{Basınç alanı; } A_{cc} = 300 \times k_1 c + (600 - 300) \times 120 = 300 \times k_1 c + 36000$$

Tablalı kesitlerdeki basınç gerilmeleri çok büyük bir alana yayıldığından, basınç kapasiteleri yüksektir. Bu nedenle tablalı kesitlerde genelde “denge üstü” duruma rastlanmadığından, dengeli donatı oranı dikkörtgen kesitlerdeki kadar önemli değildir.

Gereken durumlar için dengeli donatı oranı, genel ilkeler temel alınarak hesaplanabilir.

$$\bar{\rho}_b = \frac{A_{sb}}{b_w d} = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} \left[k_1 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} + \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \right]$$

DEĞİŞİK GEOMETRİYE SAHİP KİRİŞLER

(i) Donatısı *değişik düzeylere yayılmış kesitler*

- c için bir varsayım yapılır.
- Birim deformasyon dağılımından donatıdaki birim uzama ve kısaltmalar bulunur ve bunlar aracılığı ile donatıdaki kuvvet hesaplanır.
- Beton basınç bileşkesi hesaplanır. $F_c = 0.85 f_{cd} A_{cc}$, burada A_{cc} : k_c ile sınırlanan alandır.
- $\Sigma F = 0$ şartı kontrol edilir.
- Denge sağlanmıyorsa c için yeni bir kabul yapılır ve (b) ye gidilir.
- Denge sağlanıyorsa kesit ağırlık merkezine göre iç kuvvetlerin momenti hesaplanır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

309

Çözüm:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 0.001825$$

c= 75 mm kabul edelim,

Birim deformasyon dağılımı benzer üçgenlerden:

$$\varepsilon_{s4} = 0.003 \frac{50}{75} = 0.002 > \varepsilon_{sy}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.003 \frac{210 + 25 - 75}{75} = 0.0064 > \varepsilon_{sy}$$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{sy}$, $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$ Tüm donatı akmıştır. $\sigma_{si} = f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$

$$F_{s1} = A_{s1} \sigma_{si}, \quad F_{s1} = 940(-365)10^{-3} = -343 \text{ kN}, \quad F_{s4} = -F_{s1}$$

$$F_{s2} = F_{s3} = 630(-365)10^{-3} = -230 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b_w k_c = 0.85 \cdot 13 \cdot 400 \cdot 0.85 \cdot 75 \cdot 10^{-3} = 281 \text{ kN}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

311

Örnek:

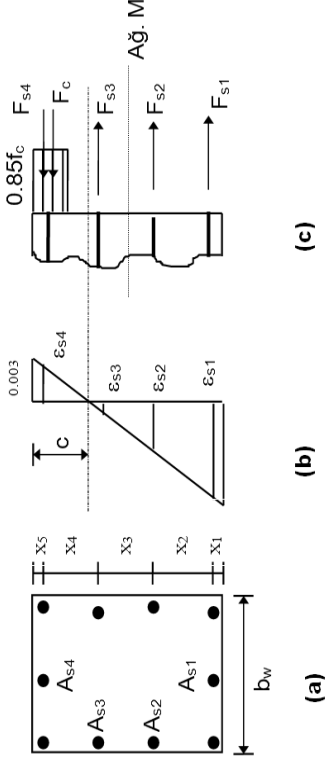
$$b_w = 400 \text{ mm}, h = 680 \text{ mm}, x_1 = x_5 = 25 \text{ mm}$$

$$x_2 = x_3 = x_4 = 210 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = A_{s4} = 940 \text{ mm}^2, \quad A_{s2} = A_{s3} = 630 \text{ mm}^2$$

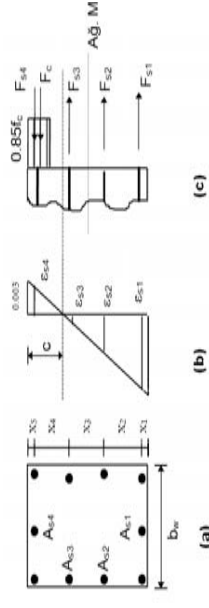
Malzeme C20, S420 ($f_{cd} = 13 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 365 \text{ MPa}$)

Buna göre $M_r = ?$



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

310



$\Sigma F = 0$ şartına bakılır;

$$281 + 343 - 343 - 2 \cdot 230 = -179 \text{ kN} \neq 0$$

Basınç < çekme olduğundan $c > 75 \text{ mm}$ olmalıdır.

$$c = 125 \text{ mm} \quad (k_1 c = 106 \text{ mm})$$

Benzer üçgenlerden

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$, $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{sy}$, $\varepsilon_{s3} > \varepsilon_{sy}$, $\varepsilon_{s4} > \varepsilon_{sy}$ tüm donatı akmıştır.

$$F_{s1} = -343 \text{ kN}, \quad F_{s4} = 343 \text{ kN}, \quad F_{s2} = F_{s3} = 230 \text{ kN}$$

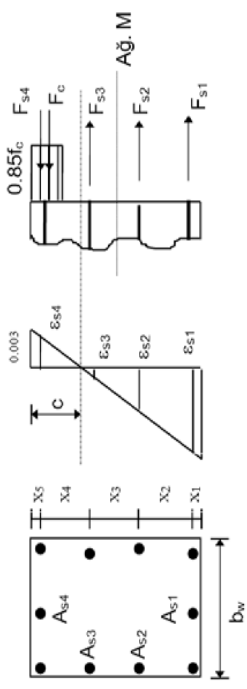
$$F_c = 0.85 \cdot 13 \cdot 400 \cdot 106 \cdot 10^{-3} = 468.5 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = 468 + 343 - 343 - 2 \cdot 230 = 8 \text{ kN} \approx 0 \text{ kabul edilir.}$$

Taşıma gücü momenti (M_r) iç kuvvetleri kesit ağırlık merkezine göre momenti alınarak bulunur.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

312



(a) (b) (c)

$$M_r = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + F_{s4} \left(\frac{h}{2} - 25 \right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - 235 \right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - 235 \right)$$

$$M_r = (468 \cdot 287 + 343 \cdot 315 + 230 \cdot 105 - 230 \cdot 105) 10^{-3} = 350.4 \text{ kN m}$$

(ii) Kesit geometrisi değişik olan kesitler

Değişik geometriye sahip kirişlerin taşıma gücü, aynı ilke ve yöntemler kullanılarak hesaplanır. Önemli olan basıncın etki ettiği alanın geometrisidir. Çözümde bu alan olabildiğince üçgen ve dikdörtgenlere ayrılmalı ve tablalı kesitler için önerilen yöntem kullanılmalıdır.

Örnek:

Bilinenler:

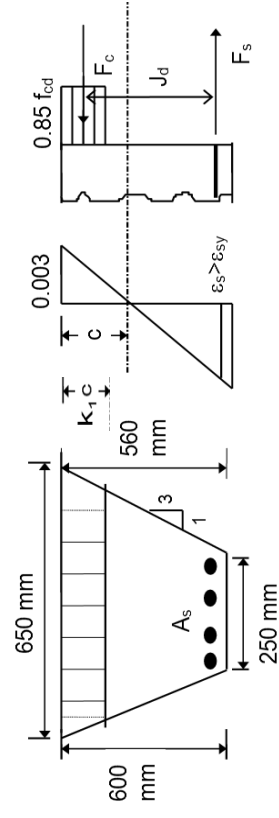
Kesit denge altı, $A_s = 15.9 \text{ cm}^2$, C20, S420

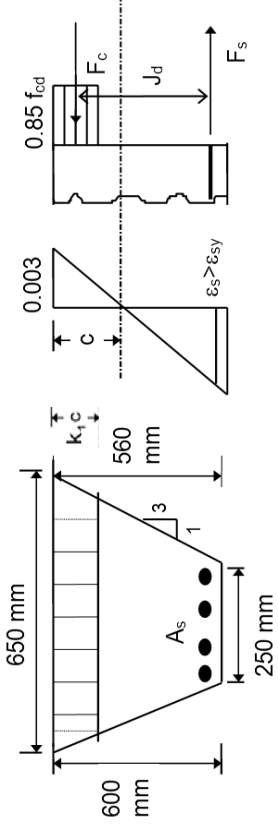
İstenen: $M_r = ?$

Çözüm:

Basıncı altındaki trapez kesit iki üçgen ve bir dikdörtgene ayrılır.

Üçgenlerin derinliği $k_1 c$ ve genişliği ise $k_1 c/3$ tür. Dikdörtgenin derinliği $k_1 c$ ve genişliği $65 - (2k_1 c/3)$ olur.





Taralı alan

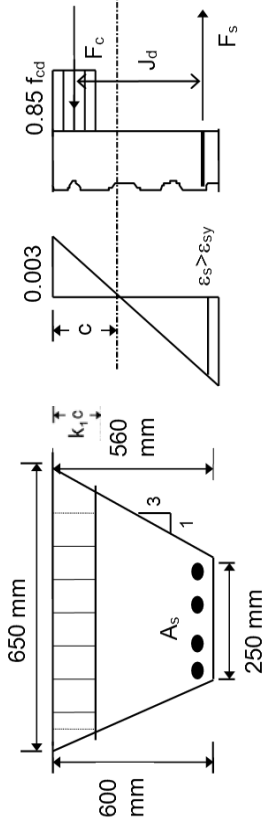
$$A_{ce} = (650 - 2 \frac{k_1 c}{3}) k_1 c + k_1 c (\frac{k_1 c}{3}) = 650 k_1 c - \frac{(k_1 c)^2}{3}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} A_{ce} = 11 (650 k_1 c - \frac{(k_1 c)^2}{3})$$

$$F_s = A_s f_{yd} = 1590 * 365 * 10^{-3} = 580 \text{ kN}$$

$$F_s = F_c \quad 580 = 11 (650 k_1 c - \frac{(k_1 c)^2}{3})$$

$k_1 c = 85 \text{ mm}$ bulunur.



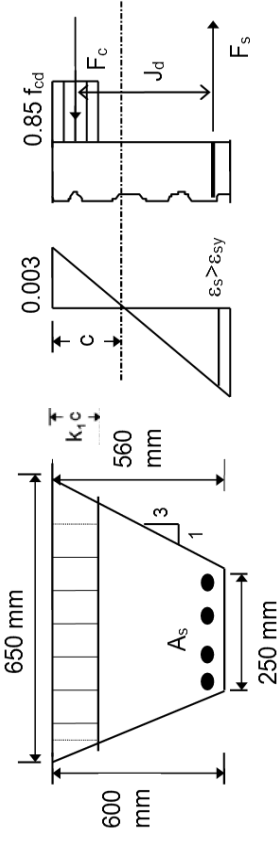
$$M_r = A_s f_{yd} j d = 300.4 \text{ kN m}$$

$$A_{cb} = 650 k_1 c_b - \frac{(k_1 c_b)^2}{3}; \quad F_c = 11 (650 k_1 c_b - \frac{(k_1 c_b)^2}{3})$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{sy}} = 0.62, \quad c_b = 0.62 * 560 = 348.18 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sy} = 0.001825 \quad F_c = 1795 \text{ kN}$$

$$F_s = A_{sb} 365, \quad A_{sb} = 49.18 \text{ cm}^2 \text{ bulunur.}$$

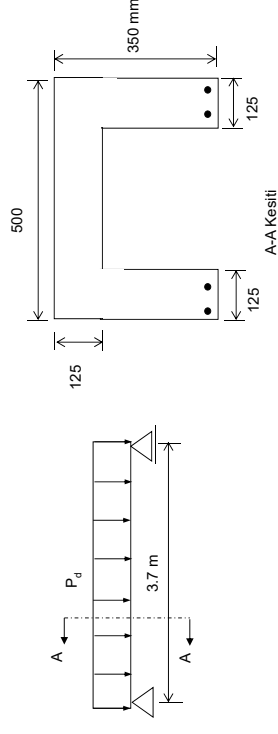


Taralı alan kiriş üst yüzüne göre ağırlık merkezi:

$$x = \frac{k_1 c \left(650 - \frac{2}{3} k_1 c \right) \frac{k_1 c}{2} + k_1 c \left(\frac{k_1 c}{3} \right) \frac{1}{3} k_1 c}{\left(650 - \frac{2}{3} k_1 c \right) k_1 c + k_1 c \left(\frac{k_1 c}{3} \right)}$$

$$k_1 c = 85 \text{ mm} \quad x = 42 \text{ mm} \quad j d = 560 - 42 = 518 \text{ mm}$$

Örnek



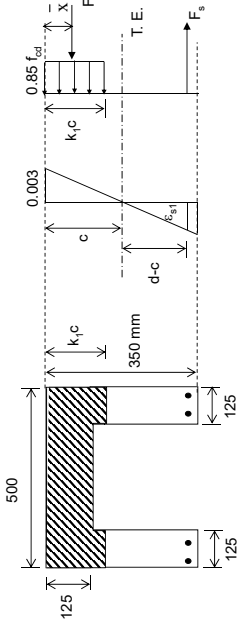
Şekilde verilen kesitin donatı alanı

$$A_s = 804.25 \text{ mm}^2 \text{ olduğuna göre;}$$

a) Dengeli donatı alanını bulunuz.

b) Basit kirişin güvenli taşıyabileceği üniform yayılı yükün hesap değerini bulunuz.

Malzeme C20, S420 ve paspayı=25 mm.



a) Dengeli donatı alanı

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \times 10^5} = 0.001825$$

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\varepsilon_{sy}} \quad \frac{c_b}{325 - c_b} = \frac{0.003}{0.001825}$$

$$c_b = 202.36 \text{ mm bulunmaktadı.}$$

b) Kesitin taşıma gücü momentini bulabilmek için öncelikle tarafsız eksen derinliğinin belirlenmesi gerekmektedir.

$$k_1 c = 125 \text{ olsun;}$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = (0.85 \times 13 \times 125 \times 500) \times 10^{-3} = 690.6 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s f_{yd} = (804.25 \times 365) \times 10^{-3} = 293.55 \text{ kN}$$

$$F_c > F_s \text{ dolayısıyla } k_1 c < 125 \text{ mm olmalıdır.}$$

Bu durumda beton basınç bölgesi alanı;

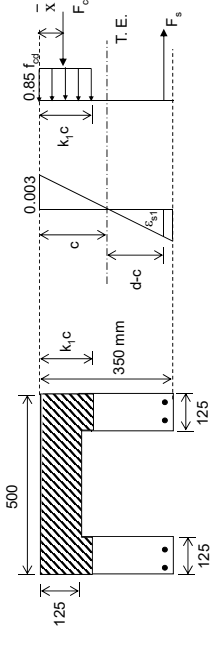
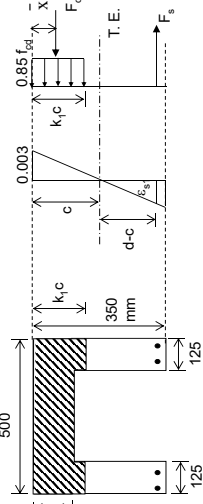
$$A_{cc} = 500 k_1 c$$

Kuvvet denge denklemlinden;

$$0.85 f_{cd} A_{cc} = A_s f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 500 k_1 c = 804.25 \times 365$$

$$k_1 c = 53.13 \text{ mm}$$



$$k_1 c_b = 172 \text{ mm}$$

Beton basınç bölgesi alanı:

$$A_{ccb} = 250 \times 125 + 172 \times 250 = 74250 \text{ mm}^2$$

Kuvvet denge denklemlinden

$$F_{cb} = F_{sb}$$

$$0.85 f_{cd} A_{ccb} = A_{sb} f_{yd}$$

$$0.85 \times 13 \times 74250 = A_{sb} \times 365 \text{ buradan } A_{sb} = 2248.8 \text{ mm}^2 \text{ bulunur.}$$

$A_s < A_{sb}$ olduğundan kırılma biçimi çekme kırılmasıdır ($\sigma_s = f_{yd}$)

Beton basınç bölgesi ağırlık merkezinin kesit üst noktasına olan uzaklığı:

$$\bar{x} = \frac{53.13}{2} = 26.56 \text{ mm}$$

$$M_t = A_s f_{yd} (d - \bar{x}) = 804.25 \times 365 (325 - 26.56) \times 10^{-6}$$

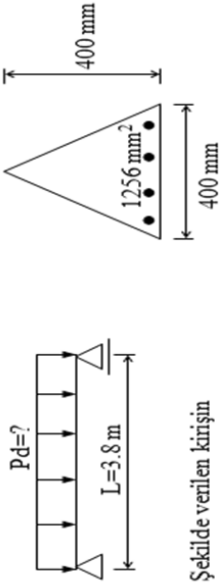
$$M_t = 87.6 \text{ kNm elde edilmektedir.}$$

Kesitin taşıyabileceği maksimum yük kesitin taşıma gücü momentinin kiriş momentine eşitlenmesi ile elde edilir.

$$M_t = M_d = \frac{P_d L^2}{8}$$

$$87.6 = \frac{P_d \times 3.7^2}{8} \text{ buradan } P_d = 51.2 \text{ kN/m elde edilir.}$$

Örnek

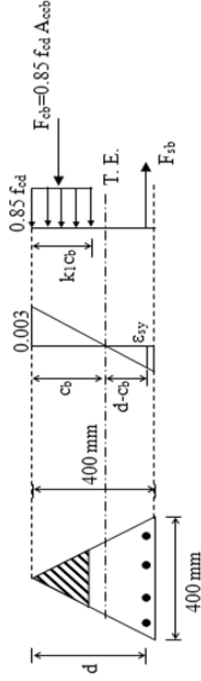


Şekilde verilen kirişin

a) Dengeli donatı alanını (A_{sb})

b) Donatı alanı $A_s=1256 \text{ mm}^2$ olduğuna göre taşıyabileceği maksimum yükü (P_d) bulunuz.

Malzeme C20, S220 ve paspayı=40 mm



Beton basınç bölgesi alanı A_{ccb} , $k_1 c_b$ ile sınırlı üçgen alanı olacaktır;

$$A_{ccb} = \frac{(k_1 c_b)^2}{2} = 26958.4 \text{ mm}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

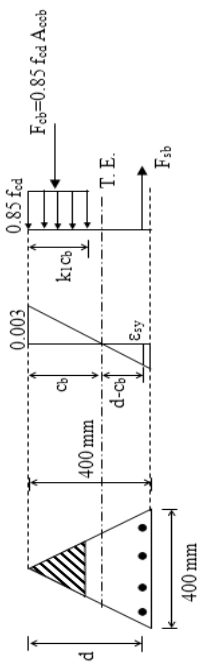
Kuvvet denge denklemini yazılarak;

$$F_{sb} = F_{cb}$$

$$A_{sb} f_{yd} = 0.85 f_{cd} A_{ccb}$$

$$A_{sb} 191 = 0.85 13 26958.4 \text{ buradan } A_{sb} = 1559.6 \text{ mm}^2 \text{ elde edilir.}$$

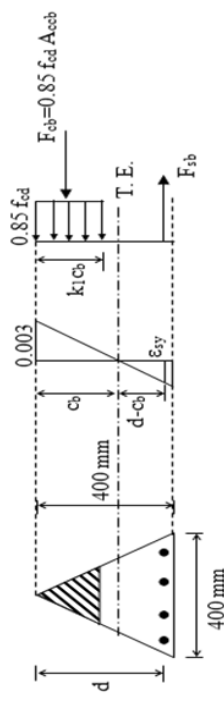
Çözüm:



a) Birim deformasyon dağılımının benzerliğinden faydalanarak dengeli tarafsız eksen derinliği c_b elde edilir.

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\epsilon_{sy}} \text{ burada } \epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{191}{2 \times 10^5} = 0.000955 \text{ elde edilir. Buradan } c_b = 273.16$$

mm bulunur. $k_1 c_b = 0.85 \times 273.16 = 232.2 \text{ mm}$ dir.



b)

$A_s = 1256 \text{ mm}^2$ dengeli donatı alanından küçük olduğundan kiriş denge altıdır ve kırılma türü çekme kırılmasıdır.

$$\text{Beton basınç bölgesi alanı } A_{cc} = \frac{(k_1 c)^2}{2} \text{ dir.}$$

Kuvvet denge denklemini yardımı ile kiriş tarafsız eksen derinliği c elde edilir.

$$F_t = F_c$$

$$A_s f_{yd} = 0.85 f_{cd} A_{cc}$$

$$1256 191 = 0.85 13 \frac{(k_1 c)^2}{2} \text{ buradan } k_1 c = 208.37 \text{ mm elde edilir.}$$



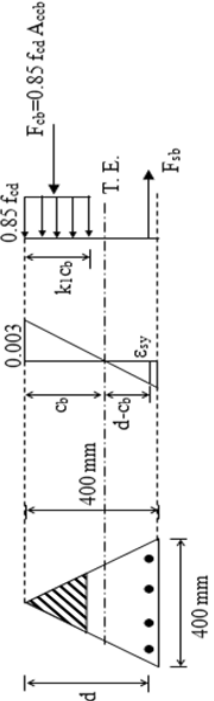
BETONARME – 1

DERS NOTLARI

BÖLÜM 5.4

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

330



Beton basıncı bölgesi ağırlık merkezinin kiriş üst noktasına olan uzaklığı

$$\bar{x} = \frac{2}{3} k_1 c = 138.9 \text{ mm dir. Bu durumda kiriş kesitinin taşıma gücü momenti}$$

$$M_r = A_s f_{yd} (d - \bar{x}) = 1256191 (360 - 138.9) 10^{-6}$$

$$M_r = 53.04 \text{ kN m elde edilir.}$$

Kirişin taşıyabileceği maksimum yükü bulabilmek için kiriş taşıma gücü momenti

kiriş momentine eşitlenmelidir. Bu durumda;

$$M_r = \frac{P_d L^2}{8} \text{ buradan } P_d = \frac{8 M_r}{L^2} = \frac{8 \cdot 53.04}{3.8^2} = 29.38 \text{ kN / m olarak bulunmaktadır.}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

329

KESİT HESABI (BOYUTLANDIRMA VE DONATI HESABI)

Kesit hesabı genelde iki aşamada yapılır.

a) Kesit ön tasarımı: Bu aşamada kesitin boyutları belirlenir.

Donatı hesaplanması gerekmez.

b) Kesin tasarım: Kesit tesirleri altında kesit boyutlarının kontrolü ve donatı hesabını içerir ve hesaplanan donatı detaylandırılır.

Donatının sınırlandırılması:

Sünek davranışın sağlanabilmesi için $\rho < \rho_b$ olmalıdır. TS500 de sünek davranışın sağlanabilmesi için donatı oranı $0.85\rho_b$ ile sınırlandırılmıştır. Yani $\rho \leq \rho_m$ olmalıdır ($\rho_m = 0.85\rho_b$). Bu şartı sağlamanın tek amacı sünek davranışın sağlanmasıdır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

331

$$\rho \leq \rho_m \quad \rho_m = 0.85\rho_b$$

Yukarıdaki donatı oranı koşuluna uyan kirişlerde aşırı deformasyonlar oluşabileceği gözlemler ve deneysel araştırmalar sonucunda görülmüştür. Bu nedenle "Kullanılabilirlik sınır durumu" da göz önünde bulundurularak donatı için ikinci bir sınırlamada getirilmiştir (ρ_i).

Özet olarak, kesit hesabı yapılırken donatı oranının ρ_m olarak bilinen maksimum değeri geçmesine kesinlikle izin verilmez. Ancak bu donatıya yakın bir donatı bulundurulduğunda sehimi kontrolü gerekir. Eğer donatı oranı ρ_i ile sınırlandırılırsa hem süneklik tam olarak sağlanmış olur hem de sehimi kontrolüne gerek kalmaz.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

332

$$\rho_m = 0.85 \rho_b$$

$$\rho_l = 0.235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Zorunlu koşul:

Önerilen koşul:

$$\rho \leq \rho_m \text{ veya } (\rho - \rho') \leq \rho_m$$

$$\rho \leq \rho_l \text{ veya } (\rho - \rho') \leq \rho_l$$

Donatı oranı ρ_l ve ρ_m arasında olduğunda sehim kontrolü zorunludur.

Kesit hesabı yapılırken, donatı oranı ρ_m ve ρ_l ye karşı olan K_m , J_m ve K_l , J_l değerlerinin bilinmesinde büyük yarar vardır. Dikdörtgen kesitli kirişler için ρ_m değerleri çizelgedeki ρ_b değerleri 0.85 ile çarpılarak bulunur.

$$\rho_m = 0.85 * 0.85 k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}}$$

$$\frac{c_m}{d} = \rho_m \frac{f_{yd}}{0.85 k_1 f_{cd}}, \quad J_m = \left(1 - \frac{k_1 c_m}{2d}\right)$$

$$K_m = \frac{1}{\rho_m j_m \frac{f_{yd}}{f_{cd}}}$$

$$\rho_l = 0.235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\frac{c_1}{d} = \frac{0.276}{k_1}, \quad J_l = 0.862$$

$$K_l = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{4.95}{f_{cd}}$$

Betonun eğilmedeki çekme dayanımı $f_{ctf} = 2.0 f_{ctd}$, tablalı kesitin atalet momenti

$$I = 2.0 \frac{b_w h^3}{12}, \quad y = h/2, \quad b_w = h/2, \quad d = 0.9h \text{ ve } J = 0.86 \text{ varsayılırsa yukarıdaki denklem;}$$

$$A_s f_{yd} = 0.86 f_{ctd} b_w d, \quad \rho = 0.86 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}, \quad \min \rho = 0.80 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \quad TS500$$

$$A_s f_{yd} (J) d = \frac{f_{ctf} I}{y}, \quad f_{ctf} = \frac{M}{I} y$$

Gevrek kırılmayı önlemek amacı ile donatı için bir üst sınır getirilmişti ($\rho \leq \rho_m$). Bundan başka donatı için bir alt sınır getirilmesi de gerekmektedir. Çünkü donatısı az olan kirişler ani ve gevrek kırılmaya sebep olurlar. Bunu önlemek için, çatlayarak çekme bölgesindeki beton katkısını yitirmiş donatılı bir kirişin taşıma gücünün, en az donatısız kirişin çatlama dayanımına eşit olması gerekir.

Basit Donatılı Dikdörtgen Kesitler

Basit donatılı dikdörtgen kesitlerin ön tasarım aşamasında boyutların saptanması $b_w d^2 = K_1 M_d$ denklemi yardımıyla olur.

M_d : Gerekli yük katsayıları ile çarpılmış hesap momenti,

K_1 : Denklemden veya çizelgeden alınır.

Bu aşamada her iki boyutta bilinmediğinden önce b_w ile ilgili kabul yapmak uygun olur. Boyutlarla ilgili bir sınırlama yoksa ekonomik bir boyutlandırma için h/b_w oranı 2 veya 3 almak uygun olur. Ön tasarım aşamasında kesme etkisi de dikkate alınmalıdır.

Özet:

Bilinenler: Kesit boyutları, malzeme dayanımları ve M_d

İstenen: Boyutların kontrolü ve donatı hesabı.

Çözüm:

$$* K \text{ hesaplanır, } K = \frac{b_w d^2}{M_d}$$

* Çizelgeden K_1 bulunur.

* Eğer $K > K_1$ ise boyutlar uygundur, değilse çift donatılı kirişe gidilir.

* Donatı hesaplanır, $A_s = \frac{M_d}{f_y d}$ (J değeri K değeri temel alınarak bulunabilir, çok az hata ile $J=0.86$ alınabilir).

* Kesme için etriye hesabı yapılır.

Kesin tasarım aşamasında kesit boyutları bilinmektedir. Boyutların yeterli olup olmadığı kontrol edilir ve donatı hesaplanır.

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d}$$

ile K hesaplanır. K, K_1 ile karşılaştırılır. $K < K_1$ ise izlenecek iki yol vardır.

a) Deformasyon limiti aşılırsa K_m e göre kontrol yapılır ($K > K_m$) olmalıdır veya

b) Basınç donatısı yerleştirilerek çift donatılı kiriş oluşturulur. Böylece $(\rho - \rho') \leq \rho_1$ tutularak deformasyon koşulu sağlandığı gibi süneklikte artırılmış olur.

Çift Donatılı Dikdörtgen Kirişler

Kirişlerde açıklıkta tablanın etkili ve mesnette etkisiz olması nedeni ile kiriş boyutlarının saptanmasında mesnet momentleri temel alınır. Yönetmelik gereği açıklıktaki donatının en az 1/3 ü mesnede kadar uzatıldığından mesnetteki etkili dikdörtgen kesit çift donatılı bir kesite dönüşür. Bunun için;

$$K_o' = \frac{b_w d^2}{M}$$

değerinin hesaplanması bu boyutlandırmada yararlı olur. (K_o' K değeri ile aynıdır fakat bu değer hesaplanırken basınç donatısı da dikkate alınmıştır).

$\rho' = \frac{1}{3} \rho$ ve kesitin deformasyon sınırlaması içinde kaldığı varsayılırsa

$$\rho - \rho' = 0.235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad j = 0.86 \text{ buradan } \rho' = 0.117 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ olur.}$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ alınarak ve $\sigma_s', j, (\rho - \rho'), \rho'$ değerleri çift donatılı dikdörtgen kesit denge denklemlerinde yerine konularak ;

$$K_o' = \frac{8.55}{f_{cd} \left\{ 2.73 - \frac{d'}{d} \right\}}$$
 şeklinde hesaplanır.

Ön tasarım için K_o' değeri temel alınarak kesit boyutları bulunabilir. Kesin tasarımda ise A_s ve A_s' hesaplanır. Eğer $K < K_i$ ise çift donatılı kirişe gidilir.

Problem (a):

Bilinenler: M_d, b_w, d , malzeme dayanımları.

İstenen: A_s ve A_s'

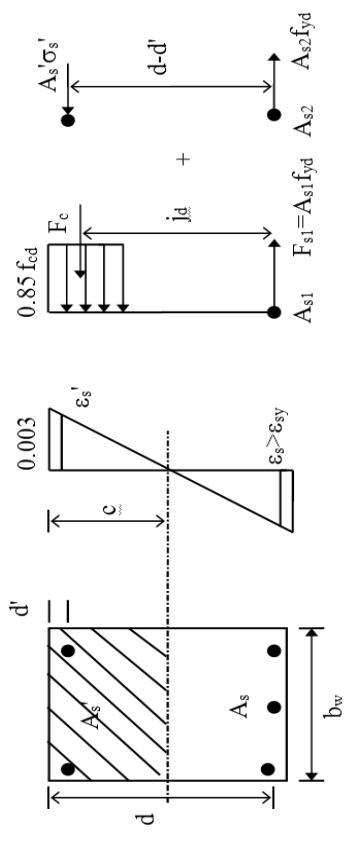
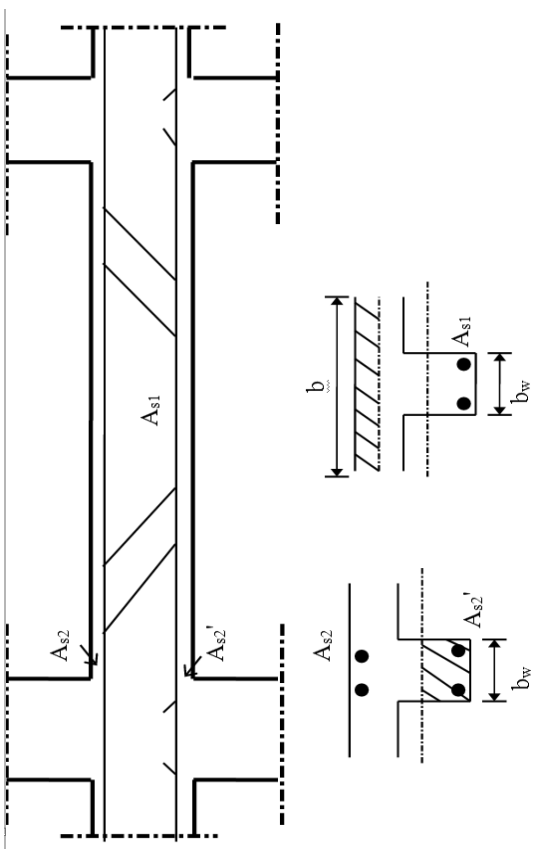
Çözüm:

* K hesaplanır, $K = \frac{b_w d^2}{M_d}$

* K_i bulunur.

* $K > K_i$ ise basınç donatısına gerek yoktur.

* $K < K_i$ ise basınç donatısı gerekir. $\sigma_s' = f_{yd}$ kabul edilir.



$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1}, \quad M_2 = M_d - M_1$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} J_1 d}, \quad A_s' = A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')}, \quad A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} \text{ durumunda } J_1 = 0.86, \quad \frac{k_1 c}{d} = 0.28 \text{ ve } \frac{c}{d} = 0.33$$

$$\sigma_s' = 0.003 E_s \frac{c}{d} - \frac{d'}{c/d} = 18180(0.33 - \frac{d'}{d}) = f_{yd}$$

$$f_{yd} = 191 \text{ için } \frac{d'}{d} = 0.23 \text{ eğer } \frac{d'}{d} \leq 0.23 \text{ ise } \sigma_s' = f_{yd}$$

$$f_{yd} = 365 \text{ için } \frac{d'}{d} = 0.13 \text{ eğer } \frac{d'}{d} \leq 0.13 \text{ ise } \sigma_s' = f_{yd} \text{ olur.}$$

Problem (b):

Bilinenler: M_d , b_w , d , A_s' ve malzeme dayanımları.

İstenen: A_s

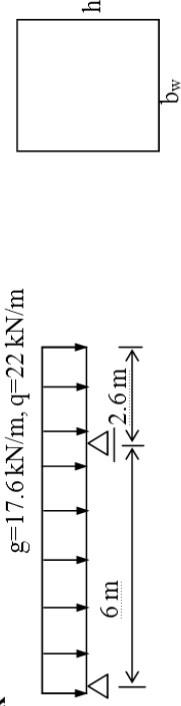
Çözüm:

$$* \text{ Varsayım } \sigma_s' = f_{yd}$$

$$* M_2 = A_s' f_{yd} (d - d') \quad A_s' = A_{s2} \text{ ve } M_1 = M_d - M_2$$

$$* A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} J d} \text{ ve } A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + A_s'$$

Örnek



Şekilde verilen kirişin;

a) Ön tasarımı

b) $b_w=250 \text{ mm}$ ve $h=500 \text{ mm}$ olarak kesin tasarımı yapınız. Paspayı 50 mm ve malzeme C25, S420.

$$* \alpha = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho - \rho') \text{ hesaplanıp } \alpha_c \text{ ile karşılaştırılır.}$$

* Eğer $\alpha > \alpha_c$ ise basınç donatısı akmıştır. $\sigma_s' = f_{yd}$ çözüm doğrudur.

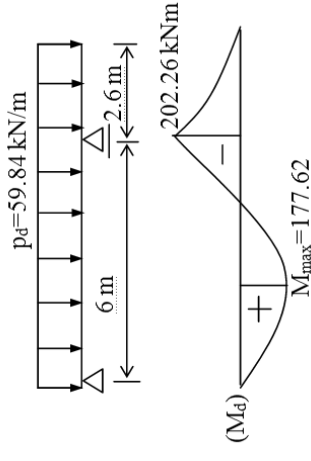
* Eğer $\alpha < \alpha_c$ ise yukarıdaki hesap geçerli değildir. σ_s' değeri hesaplanarak çözüme gidilir.

Çözüm:

Kiriş üzerindeki yükler servis (karakteristik) yükleri olduğundan bu yüklerin yük katsayıları ile büyütülmesi gerekmektedir. Bu durumda;

$$P_d = 1.4g + 1.6q = 1.4 \times 17.6 + 1.6 \times 22 = 59.84 \text{ kN/m}$$

Bu tasarım yükü için moment diyagramı aşağıdaki gibi olmaktadır.



a) Ön tasarım:

Kesit boyutları belirlenir. Boyutlar belirlenirken maksimum moment esas alınmaktadır.

$$K_I = \frac{4.95}{f_{cd}} = \frac{4.95}{17 \times 10^{-3}} = 291 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$b_w d^2 = M_d K_I$$

$$b_w d^2 = 202.26 \times 10^3 \times 291$$

$$b_w d^2 = 58857660$$

$$b_w = 250 \text{ mm için } d = 485.2 \text{ mm olarak boyutlar bulunmaktadır.}$$

b) Kesin tasarım:

$$b_w = 250 \text{ mm, } h = 500 \text{ mm, } d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

Donatı hesabı:

$$(+) M_d = 177.62 \text{ kNm}$$

$$K_I = 291 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 450^2}{177.62 \times 10^3} = 285 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$K < K_I$ olduğundan çift donatılı kesite gidilmelidir.

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_I} = \frac{250 \times 450^2}{291 \times 10^3} = 173.9 \text{ kN m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{173.9 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 450} = 1231.2 \text{ mm}^2$$

$$M_2 = M_d - M_1$$

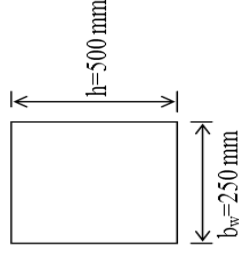
$$M_2 = 177.62 - 173.9 = 3.71 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{3.71 \times 10^6}{365 \times 400} = 25.4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1231.2 + 25.4 = 1256.6 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = A_{s2} = 25.4 \text{ mm}^2 \quad \text{olarak donatı alanları bulunur.}$$

Örnek



Şekilde verilen kiriş $M_d = 300 \text{ kNm}$ moment etkisi altındadır. Buna göre kiriş kesitinin boyutlarını kontrol ederek gerekli donatı miktarlarını hesaplayınız. Malzeme C20, S220 ve paspayı=30 mm

Çözüm:

Kesit'in boyutlarının kontrol edilmesi gerekmektedir.

$$K_I = \frac{4.95}{f_{cd}} = \frac{4.95}{13 \times 10^{-3}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 \times 470^2}{300 \times 10^3} = 184 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$K < K_I$ olduğundan çift donatılı kesite gidilmelidir.

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{250 \times 470^2}{380 \times 10^3} = 145.3 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{145.3 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 470} = 1882 \text{ mm}^2$$

$$M_2 = M_d - M_1$$

$$M_2 = 300 - 145.3 = 154.7 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{154.7 \times 10^6}{191 \times (470 - 30)} = 1841 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1882 + 1841 = 3723 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = A_{s2} = 1841 \text{ mm}^2 \text{ olarak donatı alanları bulunur.}$$

Çözüm:

a) $\rho = 0.75 \rho_b \quad \rho_b = 0.0209$

$$\rho = 0.75 \times 0.0209 = 0.015675$$

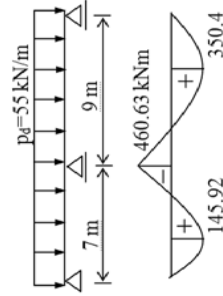
$$\frac{k_1 c}{d} = \rho \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = 0.015675 \times \frac{365}{0.85 \times 17} = 0.396$$

$$M_f = A_s f_{yd} \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) \quad A_s = \rho b_w d$$

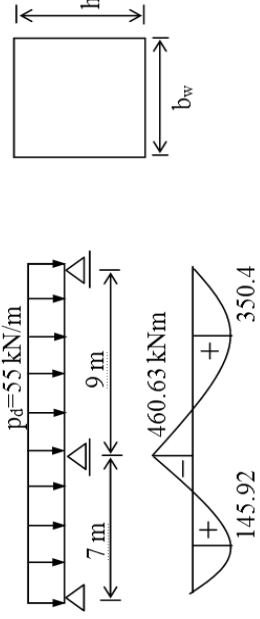
$$M_f = \rho b_w f_{yd} d^2 \left(1 - \frac{k_1 c}{2d} \right)$$

$$460.63 \times 10^6 = 0.015675 \times 350 \times 365 \times \left(1 - \frac{0.396}{2} \right) d^2$$

$$d = 535.5 \text{ mm elde edilmektedir. Seçilen boyut } d = 550 \text{ mm}$$



Örnek



Şekilde verilen sürekli kiriş sabit yükseklikli dikdörtgen kesit olarak tasarılacaktır.

Kiriş 55 kN/m lik üniform yüke maruzdur (verilen yük, hesap yüküdür).

a) Maksimum momentin bulunduğu kesitte $\rho = 0.75 \rho_b$ ve $b_w = 350 \text{ mm}$ olarak kesitin faydalı yüksekliğini bulunuz.

b) Kesit boyutlarını $d = 550 \text{ mm}$, $b_w = 350 \text{ mm}$ ve paspayı $= 50 \text{ mm}$ olarak maksimum pozitif ve negatif moment noktalarında gerekli donatı miktarlarını hesaplayınız.

Malzeme C25, S420.

b) $b_w = 350 \text{ mm} \quad d = 550 \text{ mm}$

Kesitin boyutlarının kontrol edilmesi gerekmektedir.

$$K_l = \frac{4.95}{f_{cd}} = \frac{4.95}{17 \times 10^{-3}} = 291 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{350 \times 550^2}{350.4 \times 10^3} = 302.15 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{I. Açıklıkta } K > K_l \text{ Basit donatılı kesit}$$

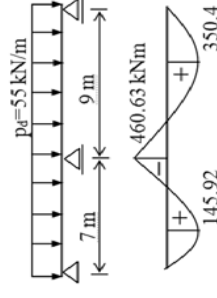
hesabı yapılacaktır).

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{350 \times 550^2}{145.92 \times 10^3} = 725.6 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{II. Açıklıkta } K > K_l \text{ Basit donatılı kesit}$$

hesabı yapılacaktır).

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{350 \times 550^2}{460.63 \times 10^3} = 229.8 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{Mesnette } K < K_l \text{ çift donatılı kesit hesabı}$$

yapılacaktır).



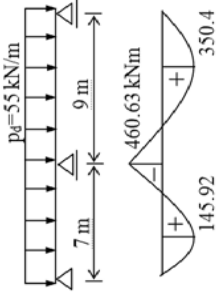
Donatı hesabı:

I. Açıklık (+) $M_d = 145.92 \text{ kN m}$

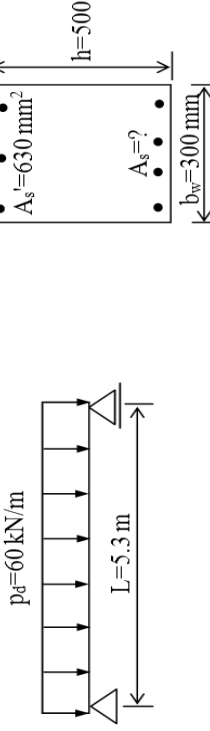
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{145.92 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 550} = 845.2 \text{ mm}^2$$

II. Açıklık (+) $M_d = 350.4 \text{ kNm}$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{350.4 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 550} = 2029.6 \text{ mm}^2$$



Örnek



Şekilde verilen basit kirişte konstrüktif nedenlerle basınç donatısı $A_s' = 630 \text{ mm}^2$ olduğuna göre çekme donatısı alanını (A_s) bulunuz. Malzeme C20, S420 ve paspayı=30 mm.

Çözüm:

$$M_d = \frac{p_d L^2}{8} = \frac{60 \times 5.3^2}{8} = 210.7 \text{ kN m}$$

$\sigma_s' = f_{yd}$ kabul edelim;

$$M_d = A_s' f_{yd} (d - d') = [630 \times 365 \times (470 - 30)] \times 10^{-6}$$

$$M_d = 101.18 \text{ kN m}$$

$$M_1 = M_d - M_2 = 210.7 - 101.18$$

$$M_1 = 109.52 \text{ kN m}$$

Mesnette (-) $M_d = 460.63 \text{ kN m}$

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{350 \times 550^2}{291 \times 10^3} = 363.8 \text{ kN m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{363.8 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 550} = 2107.2 \text{ mm}^2$$

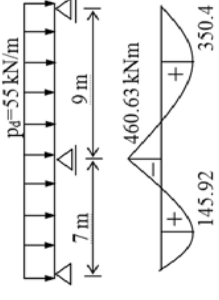
$$M_2 = M_d - M_1$$

$$M_2 = 460.63 - 363.8 = 96.83 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{96.83 \times 10^6}{365 \times (550 - 50)} = 530.57 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2107.2 + 530.57 = 2637.77 \text{ mm}^2$$

$A_s' = A_{s2} = 530.57 \text{ mm}^2$ olarak donatı alanları bulunur.



$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{101.18 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 470} = 685.81 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 685.81 + 630 = 1315.81 \text{ mm}^2$$

Başlangıçta kabul edilen basınç donatısının aktığı varsayımın kontrol edilmesi gerekmektedir.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1315.81}{300 \times 470} = 0.00933$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w d} = \frac{630}{300 \times 470} = 0.00447, \text{ donatı indeksi;}$$

$$\alpha = (\rho \cdot p) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = (0.00933 - 0.00447) \times \frac{365}{13} = 0.136$$

$$\alpha_c = 0.85 k_1 \frac{0.003 E_s d'}{0.003 E_s - f_{yd} d} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{600}{(600 - 365)} \times \frac{30}{470} = 0.118$$

$\alpha > \alpha_c$ olduğundan ($\epsilon_s' > \epsilon_{sy}$) dir. Dolayısı ile $\sigma_s' = f_{yd}$ varsayımı geçerli olup çözüm doğrudur.

Çözüm:

$$b_w = 300 \text{ mm} \quad d = 470 \text{ mm}$$

Kesitin boyutlarının kontrol edilmesi gerekmektedir.

$$K_I = \frac{4.95}{f_{cd}} = \frac{4.95}{13 \times 10^{-3}} = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 \times 470^2}{74.26 \times 10^3} = 892 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{I. Açıklıkta } K > K_I \text{ Basit donatılı kesit hesabı yapılacaktır.})$$

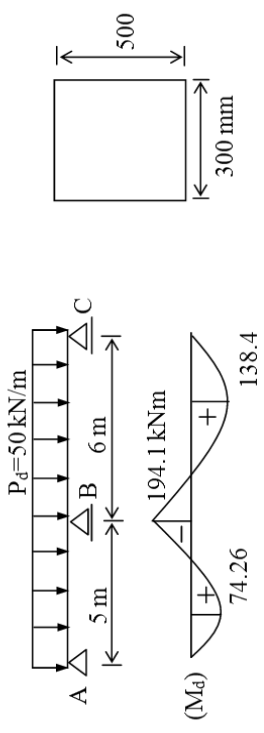
$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 \times 470^2}{138.4 \times 10^3} = 478 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{II. Açıklıkta } K > K_I \text{ Basit donatılı kesit hesabı yapılacaktır.})$$

hesabı yapılacaktır).

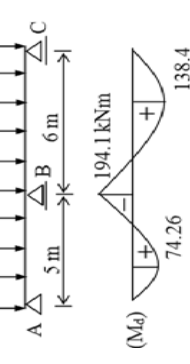
$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 \times 470^2}{194.1 \times 10^3} = 341 \text{ mm}^2/\text{kN} \quad (\text{Mesnette } K < K_I \text{ çift donatılı kesit hesabı yapılacaktır.})$$

hesabı yapılacaktır).

Örnek



Kirişe ait moment diyagramı şekildeki gibi verildiğine göre dikdörtgen kesitin boyutlarını kontrol ederek tüm kirişteki gerekli donatıyı bulunuz ve donatıyı detaylandırınız. Malzeme C20, S220 ve paspayı=30 mm.



Donatı hesabı:

$$\text{A-B Açıklığı } (+)M_d = 74.26 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{74.26 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 470} = 962 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 5φ16 (3φ16 düz+2φ16 pilye)

$$\text{II. Açıklık } (+)M_d = 138.4 \text{ kN m}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d} = \frac{138.4 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 470} = 1793 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı: 6φ20 (3φ20 düz+3φ20 pilye)

B Mesnedi $(-)M_d = 194.1 \text{ kNm}$ (Çift Donatılı hesap yapılacaktır).

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{300 \times 470^2}{380 \times 10^3} = 174.4 \text{ kN m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} j d} = \frac{174.4 \times 10^6}{191 \times 0.86 \times 470} = 2259 \text{ mm}^2$$

$$M_2 = M_d - M_1$$

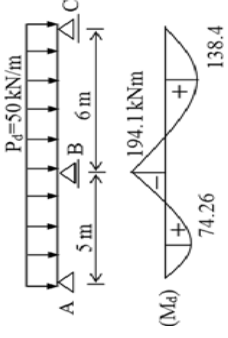
$$M_2 = 194.1 - 174.4 = 19.7 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} (d - d')} = \frac{19.7 \times 10^6}{191 \times (470 - 30)} = 234 \text{ mm}^2$$

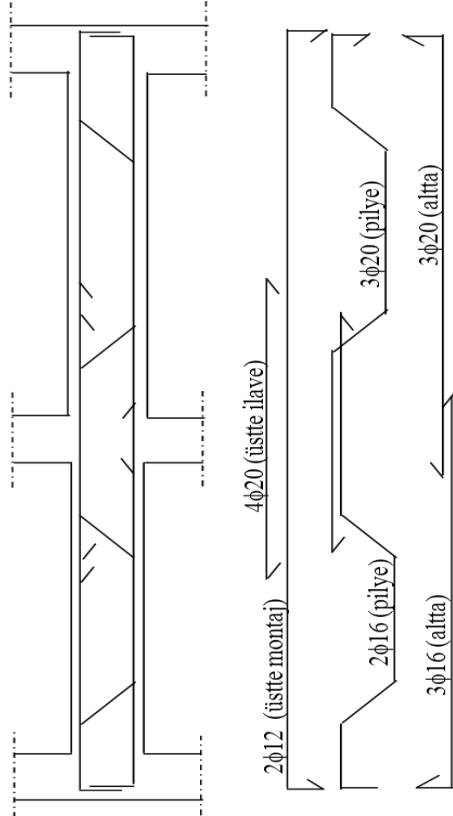
$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2259 + 234 = 2493 \text{ mm}^2 \text{ (B mesnedi üst donatısı)}$$

$$A_s' = A_{s2} = 234 \text{ mm}^2 \text{ olarak donatı alanları bulunur (B mesnedi alt donatısı)}$$

Mesnet bölgesinde açıklıktaki pilyelerin katkısından meydana gelen mevcut donatı bulunmaktadır.



Donatı detayı:



Mevcut donatı:

2φ12 Montaj donatısı : 226 mm²

2φ16 Pilye (I. açıklıktan gelen) : 402 mm²

3φ20 Pilye (II. açıklıktan gelen) : 628 mm²

Toplam : 1256 mm²

A_{s, ilave} = 2493 - 1256 = 1237 mm² 4φ20 (1256 mm²) Üste ilave edilecektir.

Altta 3φ16 = 603 mm² > 234 mm² Ek donatıya gerek yoktur.

Tablalı Kesitler

Tablalı kesitlerde moment kolu katsayısı (j) fazla değişmediğinden yaklaşık olarak elde edilmesi uygun olur. Yaklaşık değer olarak aşağıda gösterilen ilişkilerden elde edilen büyük olanı kullanılmalıdır.

$$j d = 0.9 d \quad \text{veya} \quad j d = d - \frac{h_f}{2} \quad A_s = \frac{M_d}{f_{yd} j d}$$

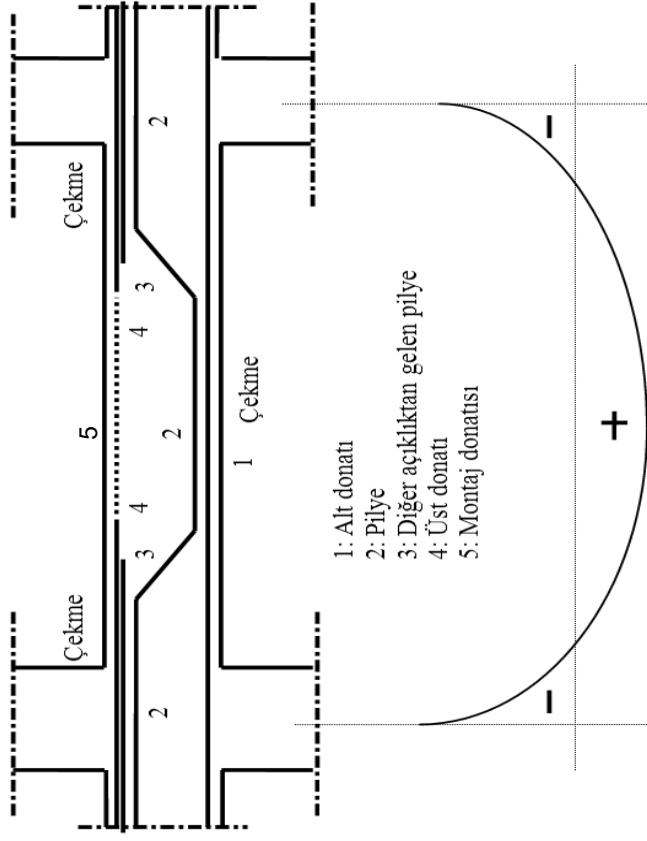
Gereksinme Duyulmayan Donatının Kesilmesi ve Pilyeler

Kesitler için gerekli donatı, kesite etkien en büyük momente göre hesaplanır. Donatının kesildiği noktalarda büyük gerilme yğılmaları meydana gelmekte ve bu durum aderansı olumsuz yönde etkilediği için donatı kesim noktalarında eğik çatlaklar oluşmaktadır.

Deneyisel çalışmalar gereksinme duyulmayan donatının kesilmeyip (**45°**), basınç bölgesine bükölüp kenetlendiği durumlarda sakıncalı durumların ortadan kalktığını kanıtlamıştır;

- a) Donatıya daha fazla kenetlenme boyu sağlanır
- b) kenetlenme basınç bölgesinde yapılır.
- c) Pilye yapılan donatıyı tarafsız eksene erişinceye kadar etkili olarak gerilme yğılmasını azaltır.

Diğer bir yararı gereksinme duyulmayan çekme donatısının kirşin öteki yüzüne bükölerek momentin işaret değıştirmesi nedeni ile yeniden çekme donatısı olarak kullanılmasıdır. Pilyeler **8φ** veya **h/4** mesafesinden sonra yapılmalıdır.



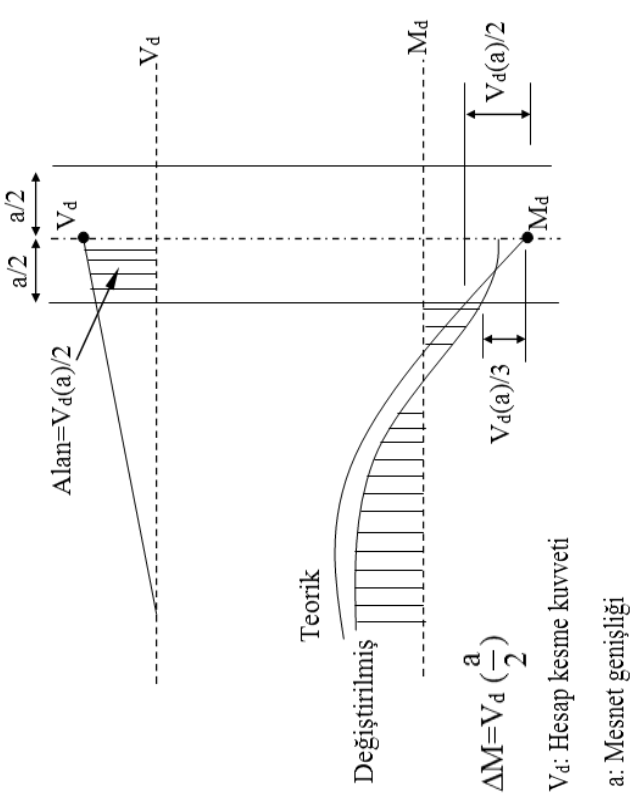
Donatının bir bölümüne gereksinme duyulmayan nokta moment diyagramından hesaplanabilir.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} J d}$$

ifadesinden görüldüğü gibi belirli bir kirş için f_{yd} ve d sabittir. Moment kolu katsayısı da ihmal edilirse, donatı alanının momentle doğrusal olarak değıştiği sonucuna varılır.

Mesnette Moment Azaltma

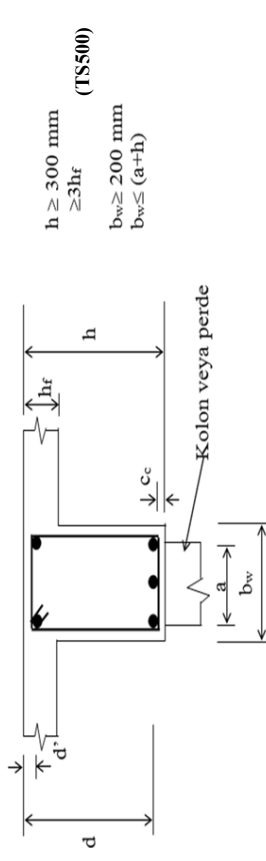
Yapısal çözümlemede hesaplanan mesnet momentleri mesnet ortasına etkiyen momentlerdir. Hesaplarda ise mesnet yüzündeki moment değeri alınır.



Kirişler için minimum koşullar

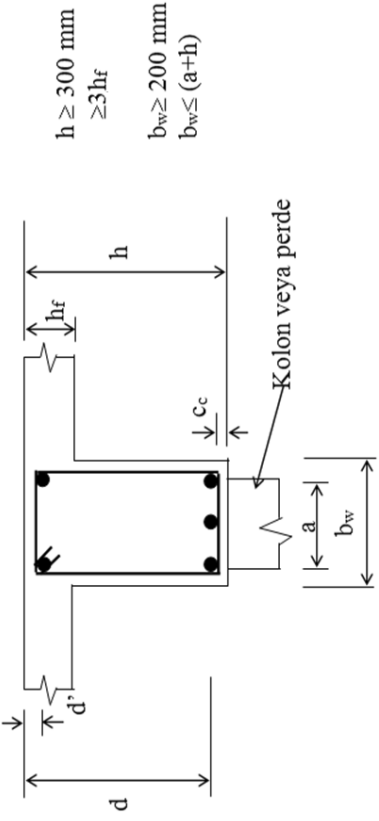
Hesap eksenel basınç değeri $N_d \leq 0.1f_{ck}A_c$ sınırını aşmayan elemanlar eğilme elemanı olarak tanımlanırlar.

Kiriş toplam yüksekliği, 300 mm den ve döşeme kalınlığının üç katından daha küçük olmamalıdır. Kiriş gövde genişliği 200 mm den az, kiriş toplam yüksekliği ile kolon genişliği toplamından fazla olmamalıdır.



Yapılan hesaplar ve deneyler sonucu, moment azaltmasının aşağıda verilen bağıntıya göre yapılması daha emniyetli yönde olacağını göstermiştir.

$$\Delta M = \frac{V_d(a)}{3}, \quad M_{df} \cdot M_{dc} - \frac{V_d(a)}{3}$$



Kirişlerde net beton örtüsü, özel yapılar dışında, dıştaki elemanlarda 25 mm den, içteki elemanlarda 20 mm den az olmamalıdır.

Kirişlerde sıra içinde veya sıralar arasında donatı çubukları altında kalan net aralık, 20 mm den ve donatı çapından ve en büyük agrega boyutunun 4/3 ünden az olmamalıdır. Demet donatı kullanıldığında anma çapı ϕ esas alınmalıdır. Birden fazla sıra oluşturulduğunda, üst üste çubuklar aynı hizaya getirilmelidir.

Ayrıca, TBDY 2018'e göre;

$$b_w \geq 250 \text{ mm},$$

$$h \geq 300 \text{ mm}, \quad h \geq 3 h_f,$$

$$h \leq l_n/4, \quad h \leq 3.5 b_w \quad (l_n: \text{Kiriş serbest açıklığı}).$$

Kirişlerde çekme donatısı oranı ρ , aşağıdaki değerden az olamaz.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \geq \rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

Kirişlerde çekme ve basınç donatı oranları farkı, dengeli donatı oranının 0.85 katından fazla olmamalıdır.

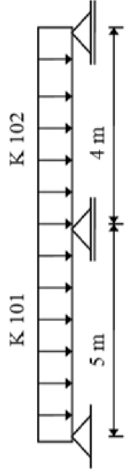
$$\rho - \rho' \leq \rho_{\max} = 0.85 \rho_b$$

Kirişlerde pilye büküm noktaları, kuramsal kesim noktasından ileride düzenlenmelidir. Bu uzaklık, faydalı yükseklığın üçte birinden ve donatı çapının 8 katından az olmamalıdır. Gerekli olmayan çubukların kesilme noktaları ile kuramsal kesim noktası arasındaki uzaklık ise faydalı yükseklikten ve nervürlü çubuklarda donatı çapının 20 katından, düz yüzeyli çubuklarda ise donatı çapının 40 katından az olmamalıdır.

Ayrıca, kiriş mesnetlerindeki çekme donatısı $\rho_u \geq \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ (TDY, 7.8)

Deprem Tasarım Sınıfı; DTS = 1, 1a ve DTS = 2, 2a olan taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnedindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olamaz. Ancak, diğer durumlarda bu oran %30'a indirilebilir.

Kirişlerde boyuna donatı olarak 12 mm den küçük çaplı çubuklar kullanılmamalı, gövde yüksekliği 600 mm den büyük olan kirişlerde en az $A_{s1}=0.001 b_w d$ kadar gövde donatısı bulundurulmalıdır. Bu donatı gövdenin iki yüzüne eşit olarak, en az 10 mm çaplı çubuklardan ve çubuk aralığı 300 mm yi geçmeyecek biçimde düzenlenir. Ayrıca, açıklıkta çekme donatısının, en az üçte birinin mesnede kadar uzatılıp kenetlenmesi gereklidir.



$\max M_d = -\frac{1}{8} P_d l^2$ ifadesine göre moment hesaplanır.

$$P_d = 1.4g + 1.6q = 1.4 \cdot 20 + 1.6 \cdot 10 = 44 \text{ kN/m}$$

$$\max M_d = -\frac{1}{8} \cdot 44 \cdot \left(\frac{4+5}{2} \right)^2 = 111 \text{ kNm}$$

$$K_1 = \frac{4.95}{17} = 291 \text{ mm}^2 / \text{kN} \quad b_w d^2 = K_1 M_d = 291 \cdot 111000 / 10^3 = 32301 \text{ cm}^3$$

$$b_w = 25 \text{ cm} \text{ seçilirse } d = 35.9 \text{ cm bulunur.}$$

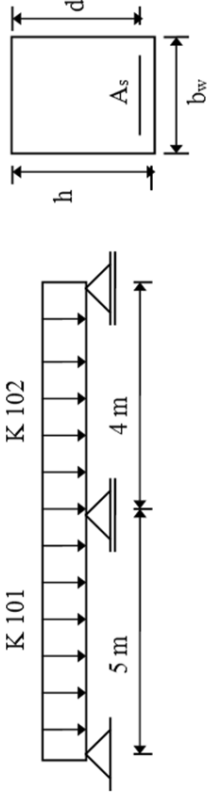
$$h = 35.9 + 3.5 = 39.4 \text{ cm elde edilir.}$$

25*45 cm kiriş kullanılır (kesmeye göre de kontrol yapmak gerekir).

Kesim hesap:

Kirişe elverişsiz yüklemeler uygulamak gerekir.

Örnek:



Malzeme C25, S420 olduğuna göre;

a) Ön tasarım

b) Kesim tasarımı yapınız.

Çözüm:

Tahmin edilen kiriş yükleri: $g=20 \text{ kN/m}$, $q=10 \text{ kN/m}$

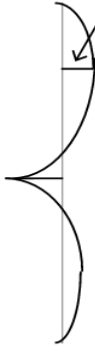
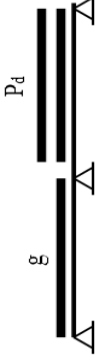
$$\frac{l_k}{l_u} \geq 0.8, \quad \frac{g}{q} > 0.5 \text{ ise ön tasarım aşamasında moment hesabı için yönetmeliğin ön}$$

gördüğü moment katsayıları kullanılabilir.

1. Yükleme:



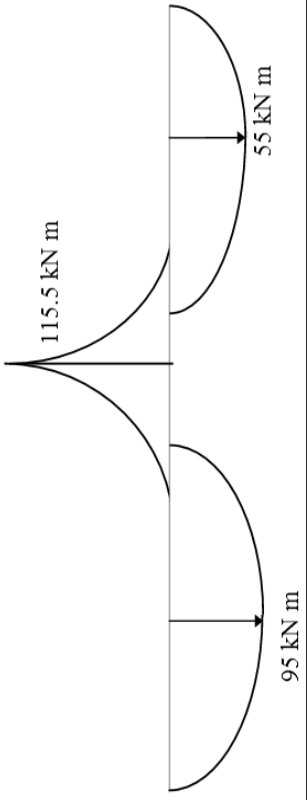
2. Yükleme:



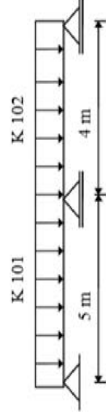
3. Yükleme :



Sonuç moment diyagramı:



K102 (25*45)



$$d = 41.5 \text{ cm}, l = 4 \text{ m}, J_l = 0.86, K_l = 291, M_d = 55 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415}{55 * 10^3} = 782 > 291 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

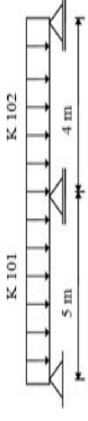
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * J * d} = \frac{55 * 10^6}{365 * 0.86 * 415} = 422.1 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı : 2φ12 diiz = 226.2 mm²

$$2\phi12 \text{ pilye} = 226.2 \text{ mm}^2 \text{ (Toplam} = 452.4 \text{ mm}^2)$$

$$\rho_{\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.8 \frac{1.15}{365} = 0.0025 < \rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{452.4}{250 * 415} = 0.0044$$

K101 (25*45)



$$d = 41.5 \text{ cm}, l = 5 \text{ m}, J_l = 0.86, K_l = 291, M_d = 95 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415}{95 * 10^3} = 453 > 291 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

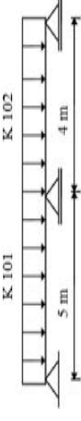
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * J * d} = \frac{95 * 10^6}{365 * 0.86 * 415} = 729.3 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı : 2φ16 diiz = 402.1 mm²

$$2\phi16 \text{ pilye} = 402.1 \text{ mm}^2$$

Kirişin bir ucu basit mesnetli olduğundan toplam donatının en az 1/2 sinin mesnetten mesnede pilye yapılmadan uzatılması tercih edilmiştir.

K101-K102



$$d = 41.5 \text{ cm}, J_l = 0.86, K_l = 291, M_d = 115.5 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{250 * 415}{115.5 * 10^3} = 373 > 291 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * J * d} = \frac{115.5 * 10^6}{365 * 0.86 * 415} = 887 \text{ mm}^2$$

K101 2φ16 (mevcut) pilye = 402.1 mm²

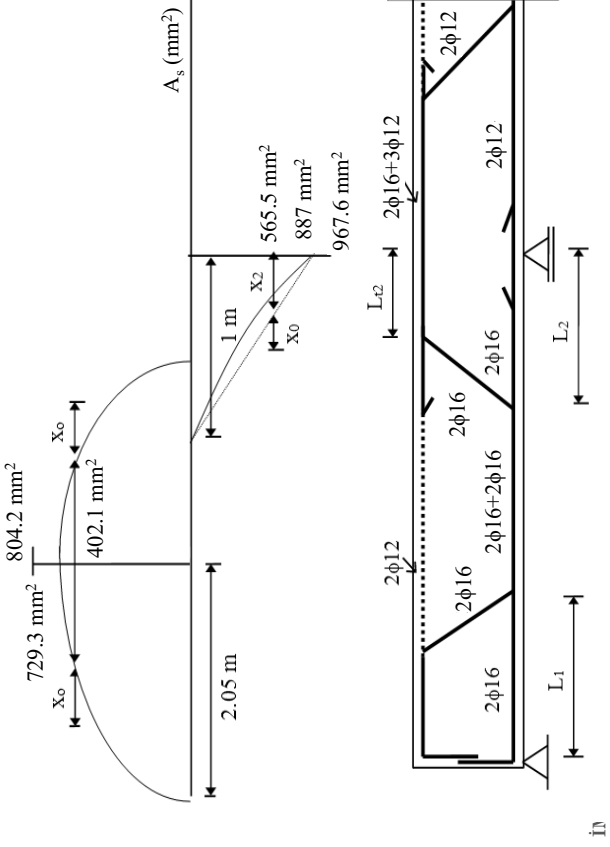
K102 2φ12 (mevcut) pilye = 226.2 mm²

Üstte 2φ12 montaj = 226.2 mm²

1φ12 ilave = 113.1 mm²

$$\text{Toplam} = 967.6 \text{ mm}^2 > A_s (887 \text{ mm}^2)$$

Donatının Detaylandırılması



389

Moment diyagramı önceki şekildeki gibi donatı alanı olarak ifade edilebilir. Şekildeki x_1 ler teorik kesim noktalarını, x_0 ise kenetlenme için gerekli uzaklıktır. x_0 pilyeler için 8ϕ veya $h/4$ tür.

Kenar mesnede yakın pilyelerin büküm noktaları sadece pozitif momente göre ayarlanmalıdır. Çünkü bu mesnetlerde moment sıfırdır ($x_1 + x_0$). Orta mesnette alttaki L_2 mesafesi pozitif momente göre, L_2 ise mesnet momentine göre belirlenmelidir.

2 ϕ 16 pilye yapıldığına göre donatının büküldüğü yerdeki pozitif momente göre yerleştirilen çekme donatısı 2 ϕ 16 (402.1 mm²) azalacaktır.

Kalan donatı: 804.2-402.1=402.1 mm²

Parabolün yükseklği: 729.3 mm²

x_1 ile tanımlanan parabolün yükseklği: 729.3-402.1=327.2 mm² olur.

Benzer parabollerden:

$$\frac{x_1^2}{2 \cdot 0.5^2} = \frac{327.2}{729.3}, \quad x_1 = 1.37 \text{ m}, \quad x_0 = h/4 = 11.25 \text{ cm}, \quad x_0 = 8\phi = 8 \cdot 16 = 12.8 \text{ cm}$$

$x_1 + x_0 = 137 + 12.8 = 149.8 \text{ cm} = 150 \text{ cm}$ alınır.

$$L_1 = 205 - (x_1 + x_0) = 55 \text{ cm}$$

$$L_2 = (500 - 205) - (x_1 + x_0) = 145 \text{ cm (Pozitif moment için)}.$$

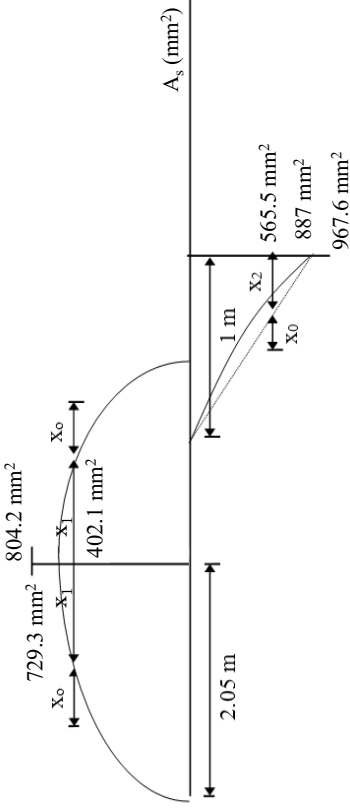
Negatif momentler için benzer üçgenlerden yararlanılarak;

Var olan donatı: 967.6 mm²

Gereken donatı: 887 mm²

2 ϕ 16 : 402.1 mm²

391



393

394

L_2 hem pozitif hem de negatif momente göre saptandığına göre şu eşitsizlik ile

tanımlanır;

$145 \text{ cm} > L_2 > 88 \text{ cm}$ Pilye bu arada herhangi bir yerde yapılabilir. $L_2=100 \text{ cm}$ alınmıştır.

L_1 ve L_2 nin kiriş açıklığına oranı

$$K101 \quad \frac{L_1}{L} = 0.11 \quad \frac{L_2}{L} = 0.20$$

$$K102 \quad \frac{L_1}{L} = 0.14 \quad \frac{L_2}{L} = 0.25$$

Pratikte, eğer açıklıklar fazla farklı değilse pilye büküm noktaları kenar mesnette $L_w/7$, orta mesnette ise $L_w/5$ alınabilir.

395

Pilye yapıldıktan sonra kalan donatı: $967.6 - 402.1 = 565.5 \text{ mm}^2$

Üçgen yükseklği: 887 mm^2

x_2 ile tanımlanan üçgen yükseklği: $887 - 565.5 = 321.5 \text{ mm}^2$

Benzer üçgenler yardımıyla:

$$\frac{x_2}{100} = \frac{321.5}{887}, \quad x_2 = 36.3 \text{ cm} \quad x_0 = 12.8 \text{ cm}$$

$L_2 = x_2 + x_0 = 49.1 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$ alınır.

Üstten ölçülen L_2 'yi alttan ölçülen L_2 'ye indirmek için pilyenin 45 derece olduğunu dikkate alınarak $d - d' = 41.5 - 3.5 = 38 \text{ cm}$ eklenmelidir.

$L_2 = L_2 + 38 = 50 + 38 = 88 \text{ cm}$ (Negatif moment için).

Örnek:

Bilinenler: $M_d = 176.25 \text{ kNm}$, $d = 450 \text{ mm}$, $b_w = 300 \text{ mm}$, $J = 0.86$, C20, S420
İstenen: Kesitin donatı alanı.

Çözüm:

$$K_f = \frac{4.95}{f_{cd}} = 380 \text{ mm}^2 / \text{kN}, \quad K = \frac{b_w d^2}{M_d} = \frac{300 * 450^2}{176.25 * 10^3} = 345 \text{ mm}^2 / \text{kN}$$

$K < K_f$ olduğundan çift donatılı

$$M_1 = \frac{b_w * d^2}{K_f} = \frac{300 * 450^2}{380} = 159.55 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{\max} - M_1 = 176.25 - 159.55 = 16.71 \text{ kN.m}$$

396

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} * j * d} = \frac{159.55 * 10^6}{365 * 0.86 * 450} = 1129 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} * (d - d')} = \frac{16.71 * 10^6}{365 * (450 - 50)} = 114 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1244 \text{ mm}^2 \quad 7\phi 16 \text{ (1407 mm}^2\text{)}$$

$$A_s' = A_{s2} = 114 \text{ mm}^2 \quad 7\phi 12 \text{ (226 mm}^2\text{)}$$

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

397



İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

399

b_w=250 mm olsaydı

$$M_1 = \frac{b_w * d^2}{K_1} = \frac{250 * 450^2}{380} = 132.96 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_{\max} - M_1 = 176.25 - 132.96 = 43.29 \text{ kN.m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} * j * d} = \frac{132.96 * 10^6}{365 * 0.86 * 450} = 941 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} * (d - d')} = \frac{43.29 * 10^6}{365 * (450 - 50)} = 297 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1238 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = A_{s2} = 297 \text{ mm}^2$$

İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

398



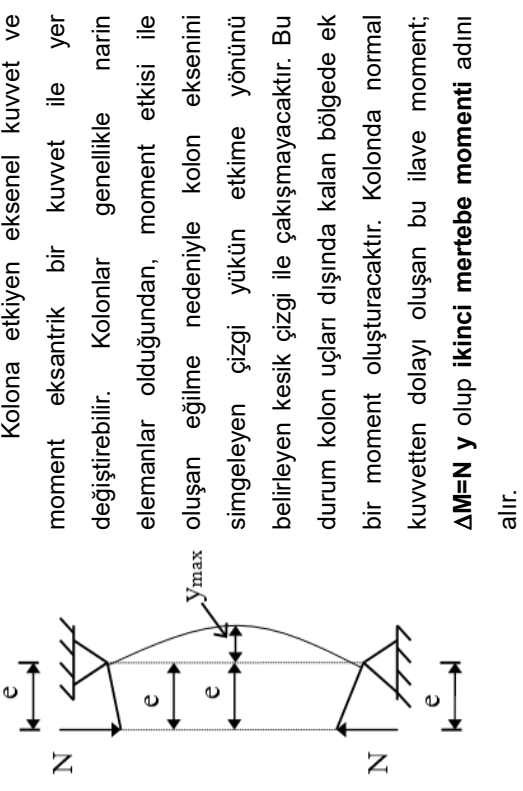
İM303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

400

BİLEŞİK EĞİLME - EKSENEL BASINÇ VE EĞİLME ALTINDAKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ

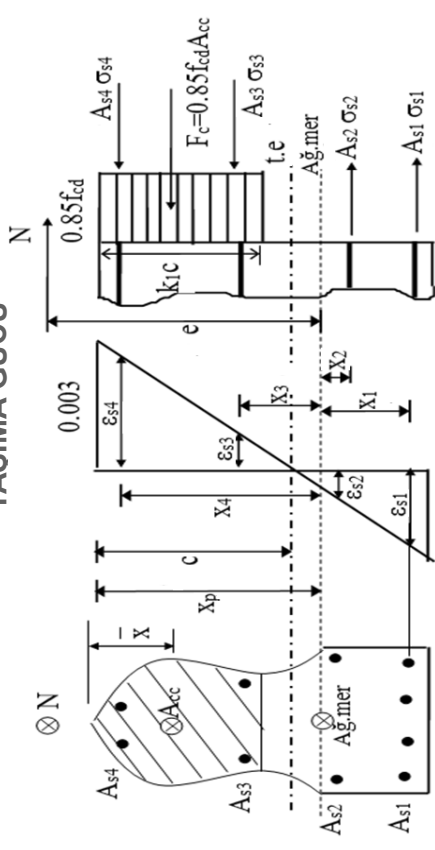
Betonarme kolon, yapısal sistemin, yani çerçevenin bir parçasıdır. Bu nedenle kolonlar düşey ve yatay yükler altında eksenel basınca ek olarak, eğilme momenti ve kesme kuvveti taşırlar.

Betonarme yapılardaki kolonların kesit boyutları boylarına oranla küçük olduğundan, kolonlar genellikle narin elemanlardır.



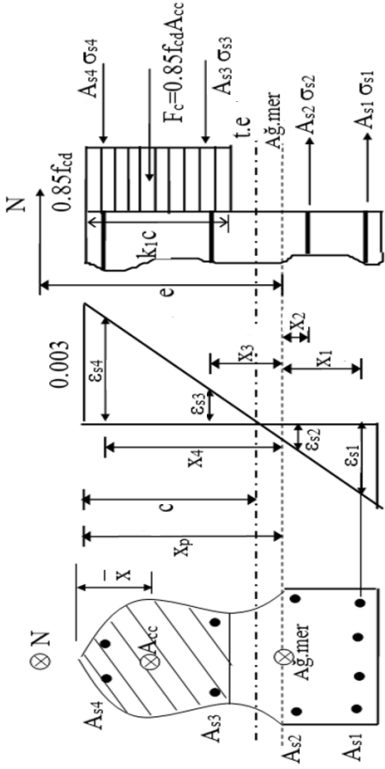
Kolona etkiyen eksenel kuvvet ve moment eksantrik bir kuvvet ile yer değiştirebilir. Kolonlar genellikle narin elemanlar olduğundan, moment etkisi ile oluşan eğilme nedeniyle kolon eksenini simgeleyen çizgi yükün etkiye yönünü belirleyen kesik çizgi ile çakışmayacaktır. Bu durum kolon uçları dışında kalan bölgede ek bir moment oluşturacaktır. Kolonda normal kuvvetten dolayı oluşan bu ilave moment; $\Delta M = N \cdot y$ olup **ikinci meritebe momenti** adını alır.

BİLEŞİK EĞİLME ETKİSİ ALTINDAKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ



Kolona etkiyen maksimum moment birinci meritebe momenti ile ikinci meritebe momentlerinin toplamına eşittir. İkinci meritebe momenti yer değiştirmeye göre kolon boyunca değişmektedir. Bu nedenle maksimum moment, yer değiştirmenin en büyük olduğu kolon boyu ortasında oluşacaktır.

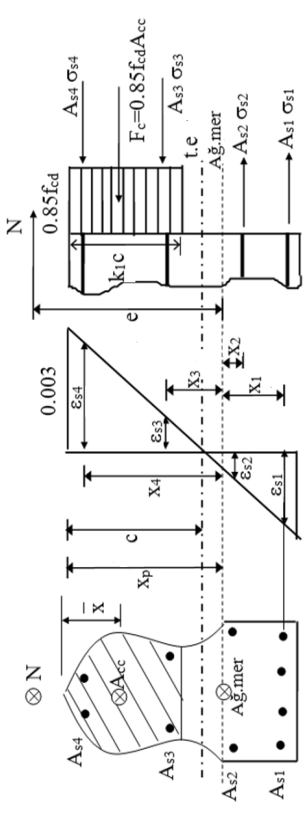
$$\begin{aligned} M'_{\max} &= N(e + y_{\max}) \\ N \cdot e &= M_d \\ M'_{\max} &= N \cdot e(1 + y_{\max}/e) = \beta M_d \end{aligned}$$



Şekilde görülen, kesit geometrisi düzgün olmayan ve donatısı değişik düzeylere yerleştirilmiş kesite etkiyen eksenel yük ve moment kesit ağırlık merkezinden (e) uzaklığında etkiyen bir eksenel kuvvete dönüştürülmüştür.

Denge denklemlerinde basınç kuvvetleri (+), çekme kuvvetleri (-) alınmalıdır. Uygunluk denklemlerinde elde edilen (-) değerler, birim kısalma olarak dikkate alınmalıdır. x_i değerleri ağırlık merkezinin üstünde (+) altında (-) alınmalıdır.

Verilen üç denklem en genel halde verilmiştir. Herhangi bir geometriye sahip bir kesit için, $M=0$ (Basit eğilme) durumundan, $N=0$ (Eksenel basınç) durumuna kadar geçerlidir. Bu üç basit denklem bileşik eğilme altındaki bir betonarme kesitin taşıma gücünü tanımlamaya yeterlidir ($0 \leq e \leq \infty$).



Denge Denklemleri:

$$N = 0.85 f_{cd} A_{cc} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si}$$

$$M = N(e) = 0.85 f_{cd} A_{cc} (X_p - \bar{x}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} X_i$$

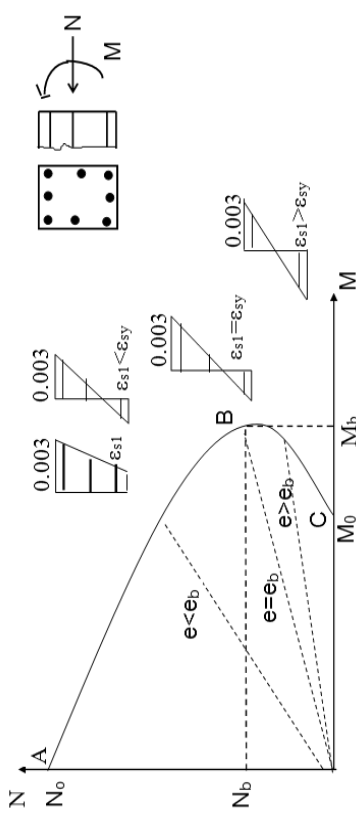
Uygunluk Denklemleri:

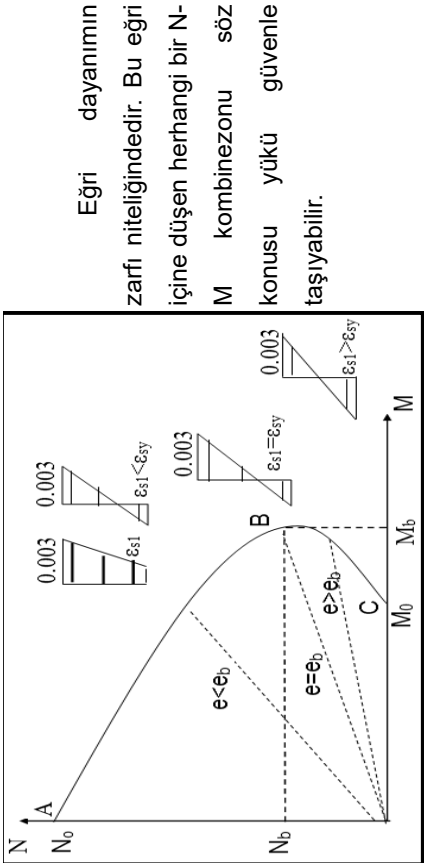
$$-\epsilon_{si} = 0.003 \frac{X_p - c - X_i}{c},$$

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} E_s \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{si} = 0.003 E_s \left(1 + \frac{X_i - X_p}{c}\right) \leq f_{yd}$$

Tarafsız eksenin derinliği c için çeşitli kabuller yaparak her bir c için N ve M çiftleri hesaplanır. Bu şekilde elde edilen N ve M çiftleri kullanılarak, eksenel yükün moment ile değişimini gösteren bir eğri elde edilir. Bu eğri **karşılıklı etki diyagramı** olarak adlandırılır.

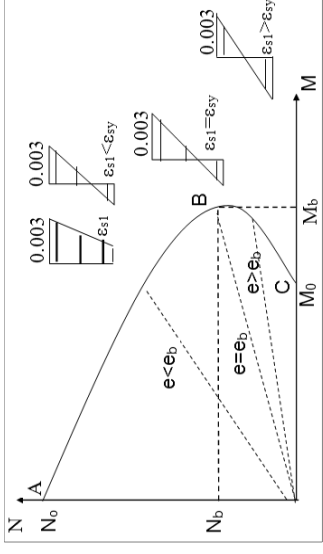




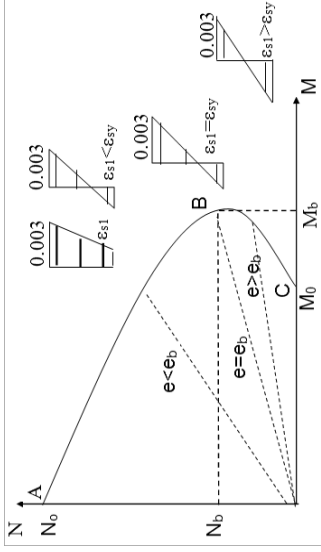
B noktası dengeli durumu belirler. Dengeli durumun tanımı

kirişler için yapılan tanımla aynıdır (N_b , e_b).

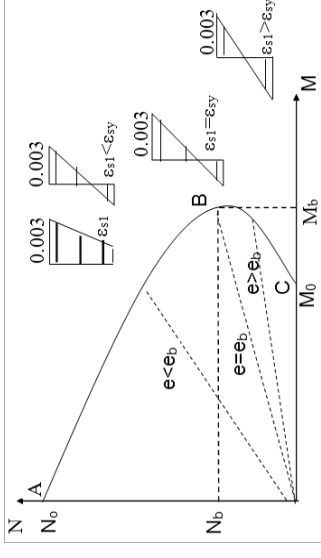
$N < N_b$ veya **$e > e_b$** olduğu zaman dış yüze en yakın çekme donatısı, beton ezilme konumuna ulaşmadan akacağından sünek bir kırılma oluşacaktır.



$N > N_b$ veya **$e < e_b$** olduğu durumlarda dış trapezliğe bağlı olarak birim deformasyon dağılımı üçgen veya trapez olabilir. Her iki durumda da en dış lifteki beton ezilme konumuna ulaştığından çekme yüzüne en yakın donatı akma birim uzamasına ulaşmaz. Bu tür kırılma basınç kırılması olarak adlandırılır.



Görüldüğü gibi bileşik eğilmede kırılma türü donatı oranından bağımsız olup, eksenel yük düzeyine ve dış merkezliğe bağlıdır. Burada kirişlerdeki gibi donatıyı sınırlayarak gevrek kırılmayı önlemek mümkün değildir. Aşırı gevrek kırılmayı önlemek için bazı önlemlerin alınmasında yarar vardır.



- Sık yerleştirilmiş sargı donatısı ile süneklik artırılabilir.
- Eksenel yüke bir üst sınır konularak aşırı gevrek kırılmalar önlenir. TS500 de eksenel yükün **$0.90 f_{cd} A_c$** düzeyini geçmesine izin verilmez.

Dikdörtgen Kesitler için Taşıma Gücü Denklemeleri:

$$A_{cc}=k_1 c (b), \quad x_p=h/2 \quad \text{ve} \quad x=k_2 c=k_1 c/2$$

Bu değerler denge denklemlerinde yerine konulduğunda;

$$N=0.85 f_{cd} k_1 c b + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si}$$

$$M=N e=0.85 f_{cd} k_1 c (b) \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \bar{X}_i$$

$$\sigma_{si}=0.003 E_s \left(1 + \frac{\bar{X}_i - \frac{h}{2}}{c} \right) \leq f_{yd} \quad \text{Bu denklemler dikdörtgen kesitler için geneldir}$$

Örnek2:

Bilinenler: Basit donatılı kiriş ($A_{s1}=A_s$), denge altı ($\sigma_{s1}=f_{yd}$), $N=0$ ve $b=b_w$

İstenen: M

Çözüm:

$$N=0 \text{ için} \quad 0.85 f_{cd} k_1 c b_w + A_s (-f_{yd}) = 0$$

$$0.85 f_{cd} k_1 c b_w = A_s (f_{yd})$$

$$k_1 c = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd} b_w}$$

$0.85 f_{cd} k_1 c b_w$ yerine $A_s (f_{yd})$ yazılırsa;

$$M = A_s (f_{yd}) \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_s (-f_{yd}) \left\{ -\left(d - \frac{h}{2} \right) \right\}, \quad M = A_s (f_{yd}) \left(d - \frac{k_1 c}{2} \right) \text{ bulunur.}$$

Örnek1:

Bilinenler: $b, h, (A_{cc}=bh), \Sigma A_{si}=A_{st}, M=0$

İstenen: N

Çözüm:

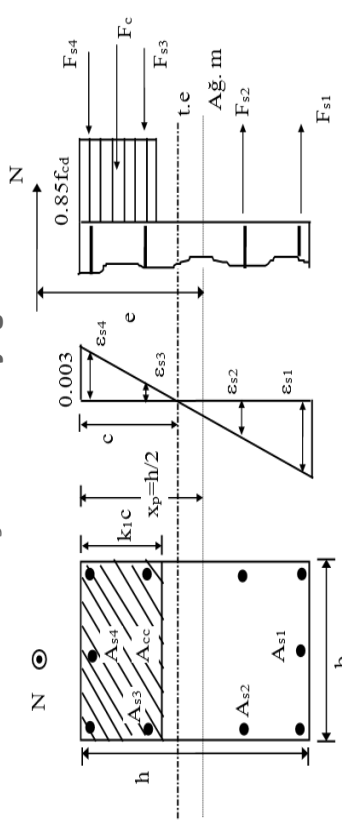
Eksenel basınç durumu için birim deformasyon kesitte düzgün yayılı olacağından

($\epsilon_{cu}=0.003$) tüm donatı akar. ($\epsilon_{s1} > \epsilon_{sy}$ ve $\sigma_{s1}=f_{yd}$)

$$k_1 c=h, \quad N=0.85 f_{cd} b h + A_{st} f_{yd}=0.85 f_{cd} A_{cc} + A_{st} f_{yd}$$

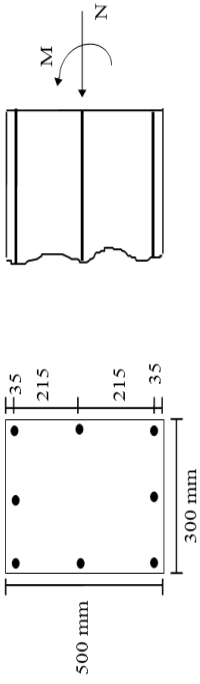
$$M=0$$

Karşılıklı Etki Diyagramı:



i) Önce $e=0$ için N_{or} hesaplanır.

ii) Dengeli N_b ve M_b değerleri hesaplanır. $\epsilon_{cu}=0.003$ ve $\epsilon_{sy}=\epsilon_{s1}$ olacağından birim deformasyon dağılımı üçgenlerinden c_b ve ϵ_{s1} ler bulunur. Buradan N_b ve M_b değerleri hesaplanır.

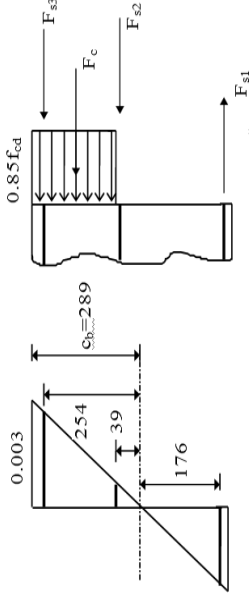


$$A_{s1}=A_{s3}=6 \text{ cm}^2, A_{s2}=4 \text{ cm}^2$$

$$i) N_{or}=0.85 f_{cd} b h + A_{st} f_{yd}=2751 \text{ kN}, M=0$$

$$ii) \text{ Dengeli durum, } \varepsilon_c=0.003, \varepsilon_{s1}=\varepsilon_{sy}=0.001825$$

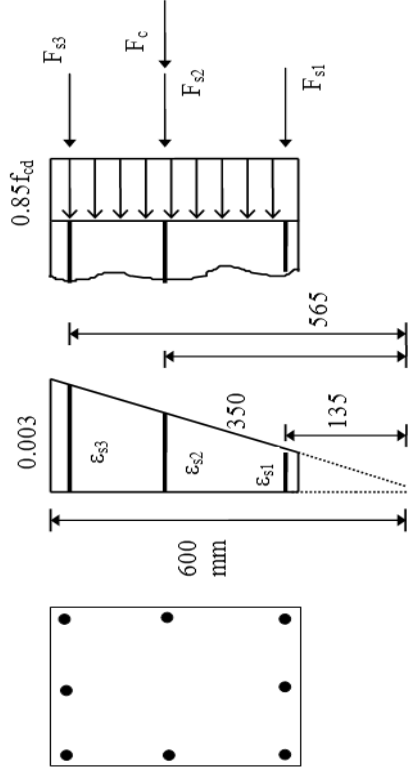
$$\rho_b=0.003 \frac{500-35}{0.001825+0.003} = 289 \text{ mm} \quad k_1 \rho_b=246 \text{ mm}$$



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

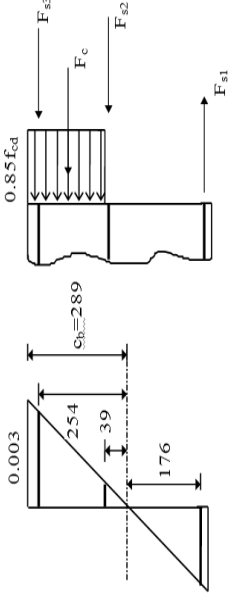
421

iii) İlk değer $c=1.2 h=60 \text{ cm}$ seçilir. $k_1 c=51 > 50$ old. $k_1 c=50 \text{ cm}$ alınır.



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

423



$$iii) \varepsilon_{s2} = \frac{39}{289} \cdot 0.003 = 0.000405, \quad \sigma_{s2} = 81 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{s3} > \varepsilon_{sy}, \quad \sigma_{s3} = 365 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_{s1} = -365 \text{ N/mm}^2$$

$$iv) F_{s1} = F_{s3} = 600 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 219 \text{ kN}, \quad F_{s2} = 400 \cdot 81 \cdot 10^{-3} = 32 \text{ kN}$$

$$v) F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 1065 \text{ kN}$$

$$\Sigma F = N_b = 1065 + 219 + 32 = 1097 \text{ kN}$$

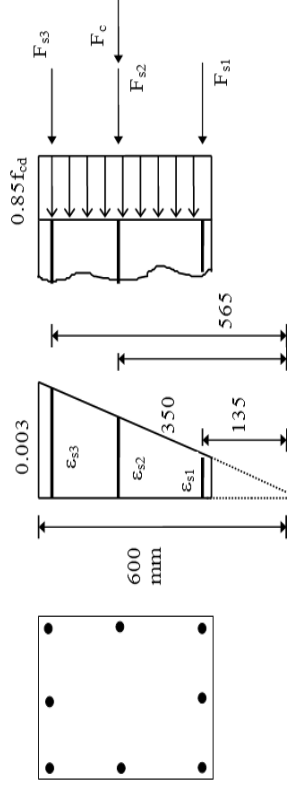
$$\Sigma M (\text{Kesit ağırlık merkezi etrafında}) = M_b$$

$$M_b = 219 \cdot 215 + 219 \cdot 215 + 1065 \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) = 233.7 \text{ kNm}$$

$$N_b = 1097 \text{ kN}, M_b = 233.7 \text{ kNm}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

422



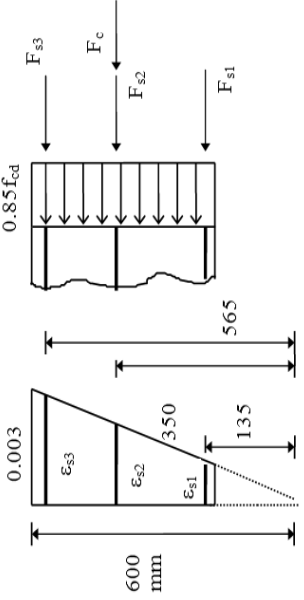
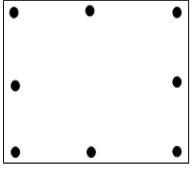
$$iv) \varepsilon_{s1} = 0.000675, \quad \sigma_{s1} = 135 \text{ N/mm}^2, \quad F_{s1} = 600 \cdot 135 \cdot 10^{-3} = 81 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.00175, \quad \sigma_{s2} = 350 \text{ N/mm}^2, \quad F_{s2} = 400 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 140 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{s3} > \varepsilon_{sy}, \quad \sigma_{s3} = 365 \text{ N/mm}^2, \quad F_{s3} = 600 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 219 \text{ kN}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

424



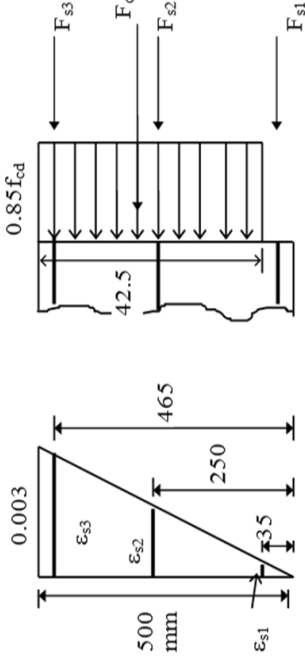
vi) $F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c = 0.85 * 17 * 500 * 300 * 10^{-3} = 2168 \text{ kN}$

Tüm kuvvetler basınç olduğundan işaretleri (+) dir.

vii) $N = \Sigma F = 81 + 140 + 219 + 2168 = 2608 \text{ kN}$

$$M = 215(219 - 81) + 140 * 0 + 2168 \left(\frac{500}{2} - \frac{500}{2} \right) = 29700 \text{ kNmm}$$

N=2608 kN, M=29.7 kNm



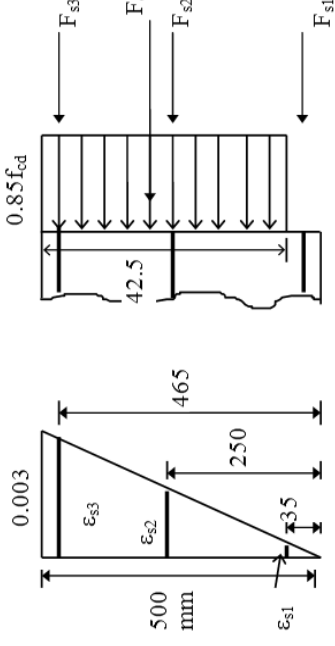
vi) $F_c = 0.85 * 17 * 425 * 300 * 10^{-3} = 1842 \text{ kN}$

vii) $N = \Sigma F = 1842 + 219 + 120 + 25 = 2206 \text{ kN}$

$$M = 215(219 - 25) + 120 * 0 + 1842 \left(250 - \frac{425}{2} \right) = 110756 \text{ kNmm}$$

N=2206 kN, M=110.8 kNm

iii) $c = 50 \text{ cm}, k_1 c = 42.5 \text{ cm}$

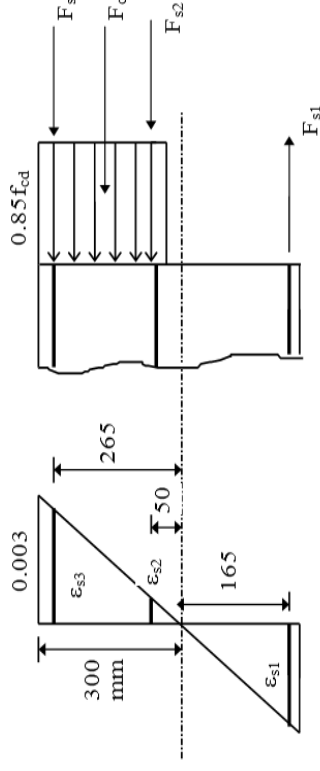


iv ve v) $\epsilon_{s1} = \frac{35}{500} * 0.003 = 0.00021, \sigma_{s1} = 42 \text{ N/mm}^2, F_{s1} = 25 \text{ kN}$

$$\epsilon_{s2} = 0.0015, \sigma_{s2} = 300 \text{ N/mm}^2, F_{s2} = 120 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}, \sigma_{s3} = 365 \text{ N/mm}^2, F_{s3} = 219 \text{ kN}$$

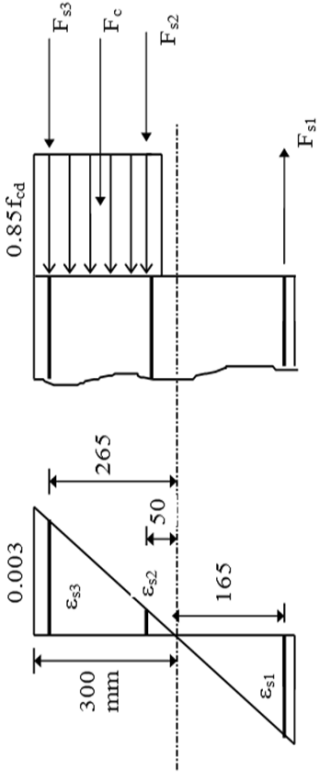
iii) $c = 30 \text{ cm}, k_1 c = 25.5 \text{ cm}$



iv) $\epsilon_{s1} = -1.65 * 10^{-3}, \epsilon_{s2} = 5 * 10^{-4}, \epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}$

v) $\sigma_{s1} = -330 \text{ N/mm}^2, \sigma_{s2} = 100 \text{ N/mm}^2, \sigma_{s3} = 365 \text{ N/mm}^2$

$$F_{s1} = -198 \text{ kN}, F_{s2} = 40 \text{ kN}, F_{s3} = 219 \text{ kN}$$



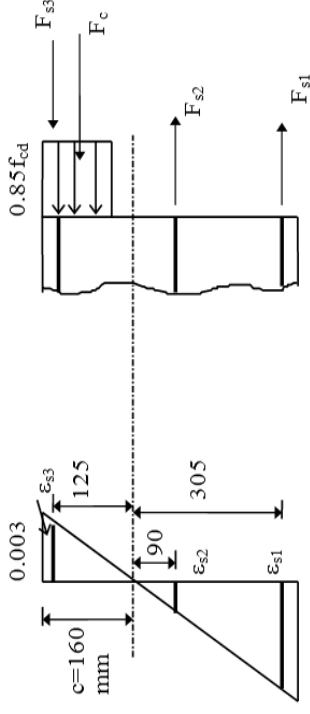
vi) $F_c = 1105 \text{ kN}$

vii) $N = \Sigma F = 219 + 40 + 198 + 1105 = 1166 \text{ kN}$

$M = 215(219 + 198) + 40 \cdot 0 + 1105 \left(\frac{500}{2} - \frac{255}{2} \right) = 225070 \text{ kNmm}$

$N = 1166 \text{ kN}$, $M = 225.1 \text{ kNm}$

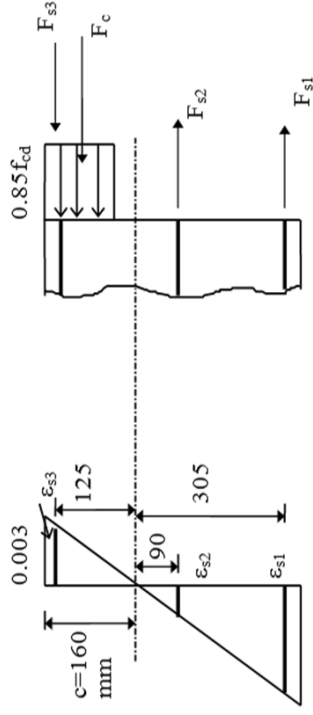
iii) $c = 16 \text{ cm}$, $k_1 c = 13.6 \text{ cm}$



iv ve v) $\epsilon_{s1} > \epsilon_{sy}$, $\sigma_{s1} = -365 \text{ N/mm}^2$, $F_{s1} = -219 \text{ kN}$

$\epsilon_{s2} = 1.7 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_{s2} = -338 \text{ N/mm}^2$, $F_{s2} = -135 \text{ kN}$

$\epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}$, $\sigma_{s3} = 365 \text{ N/mm}^2$, $F_{s3} = 219 \text{ kN}$



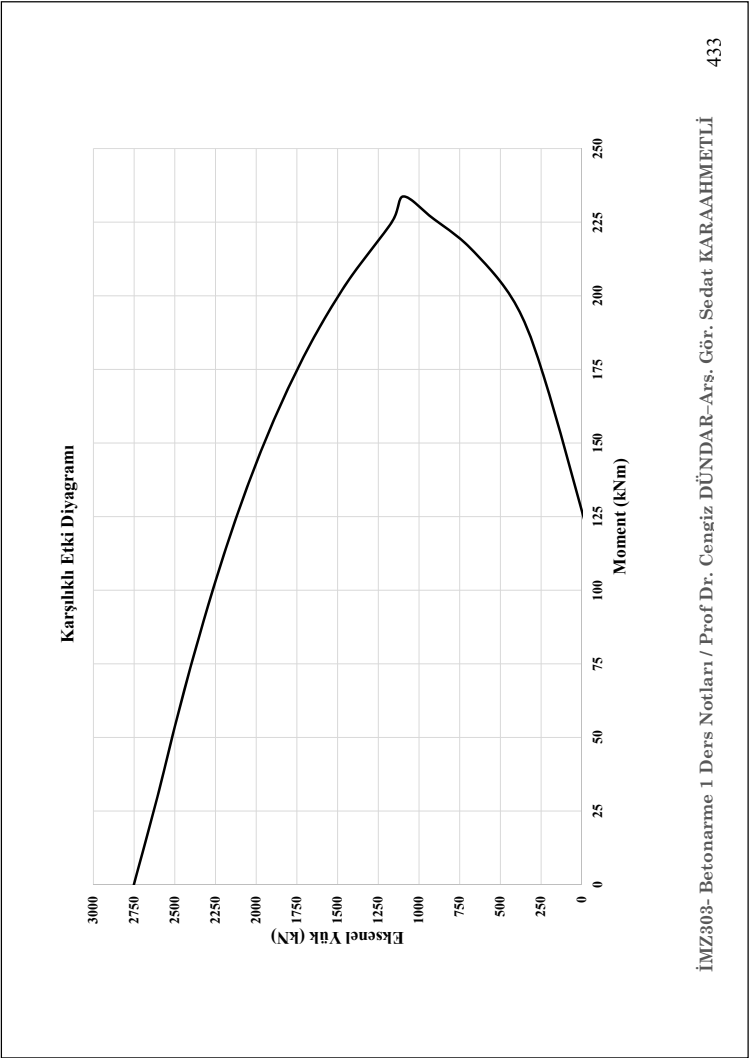
vi) $F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 590 \text{ kN}$

vii) $N = 590 + 219 - 135 - 219 = 455 \text{ kN}$

$M = 215(219 + 219) + 135 \cdot 0 + 590(250 - 68) = 201470 \text{ kNmm}$

$N = 455 \text{ kN}$, $M = 201.5 \text{ kNm}$

Katsayı (h)	c (mm)	N (kN)	M (kNm)
Salt Eksenel Yük	∞	2752	0
1,2	600	2608	30
1,1	550	2432	68
1,0	500	2207	111
0,9	450	1972	147
0,8	400	1724	178
0,7	350	1459	203
0,6	300	1166	225
D.Durum	289	1098	234
0,5	250	921	227
0,4	200	677	216
0,3	150	407	197
0,2	100	222	171
0,1	50	-73	112



ResearchGate profile page for Cengiz Dundar. The page includes a search bar, navigation tabs (Home, Questions, Jobs), and a list of research projects. The main project listed is "Investigation of Load-Displacement Behavior of Hybrid Reinforced Simply Supported Concrete Beams" by Serkan Tokgoz, Ismail Hakki Çağatay, and Cengiz Dundar. The project is sorted by Newest and has 1 project, 10 research items, and 37 articles. The page also features a "Full-text available" button and a "Download" button.

ResearchGate profile page for Cengiz Dundar. The page includes a search bar, navigation tabs (Home, Questions, Jobs), and a list of research projects. The main project listed is "Investigation of Load-Displacement Behavior of Hybrid Reinforced Simply Supported Concrete Beams" by Serkan Tokgoz, Ismail Hakki Çağatay, and Cengiz Dundar. The project is sorted by Newest and has 1 project, 10 research items, and 37 articles. The page also features a "Full-text available" button and a "Download" button.

Journal of Constructional Steel Research. The page features the Elsevier logo and the journal title. Below the title, there is a list of articles. The first article is "Experimental behaviour of steel fiber high strength reinforced concrete and composite columns" by Serkan Tokgoz, Cengiz Dundar, A. Kamil Tanrikulu, and Ismail Hakki Çağatay. The article is published in the Journal of Constructional Steel Research, Volume 106, Pages 1-10, March 2012. The article is available in full-text and can be downloaded. The page also features a "Full-text available" button and a "Download" button.

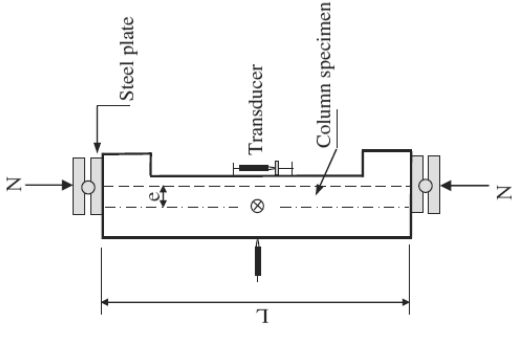
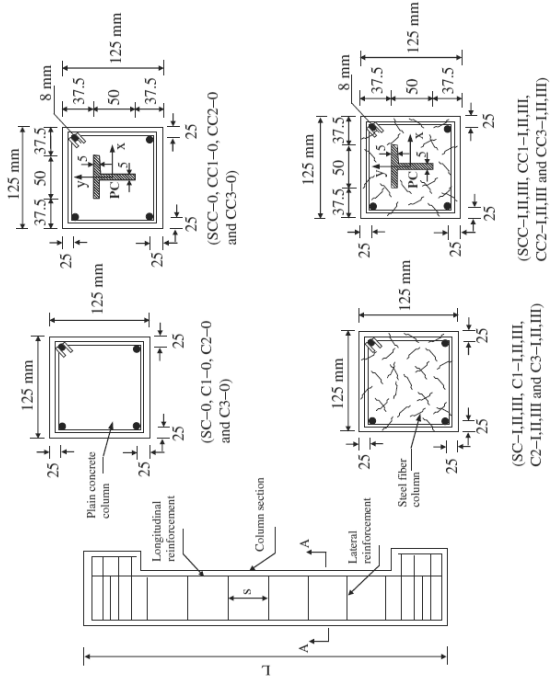
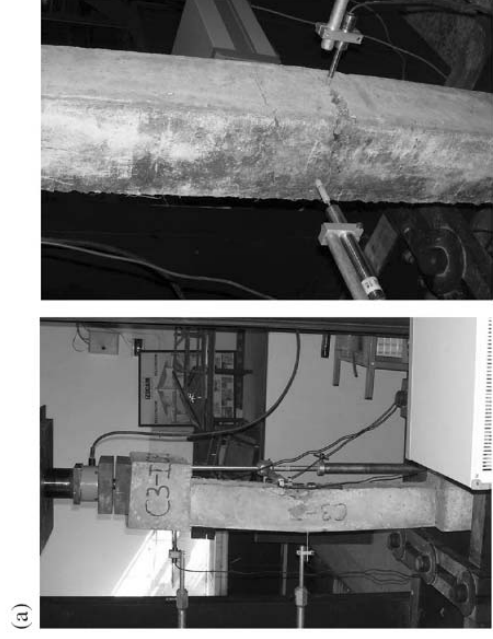


Fig. 3. Test setup and instrumentation.



(a)

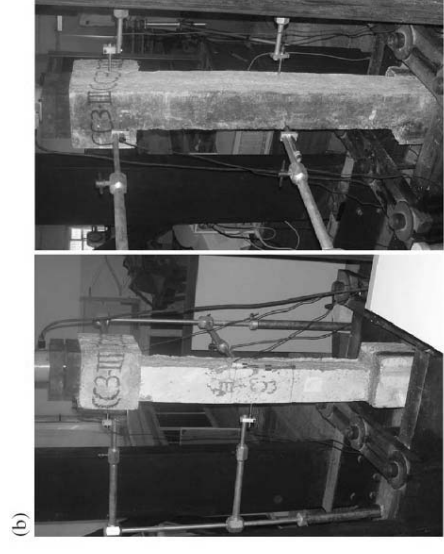


Fig. 4. (a,b) The typical failure mode of the column specimens.

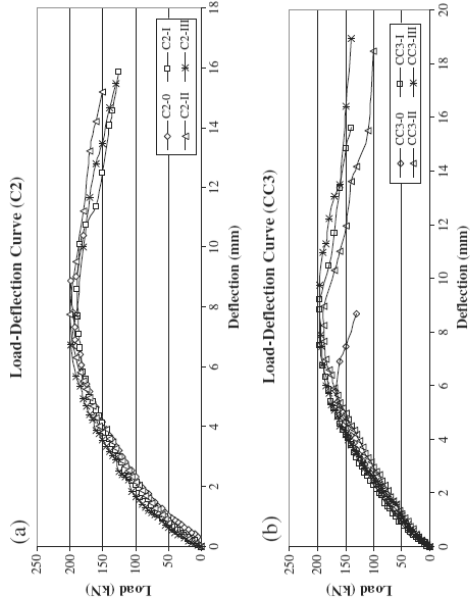
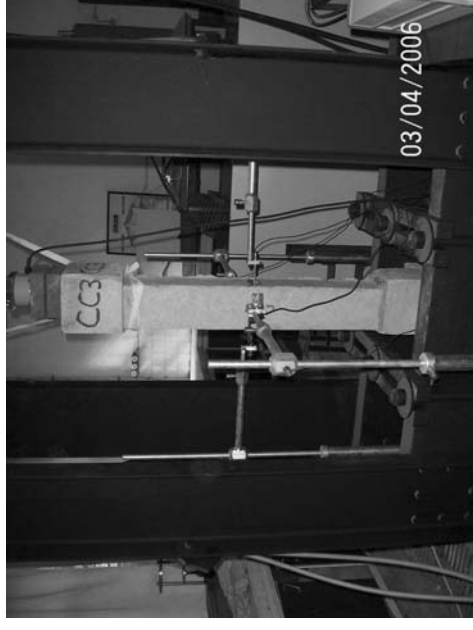
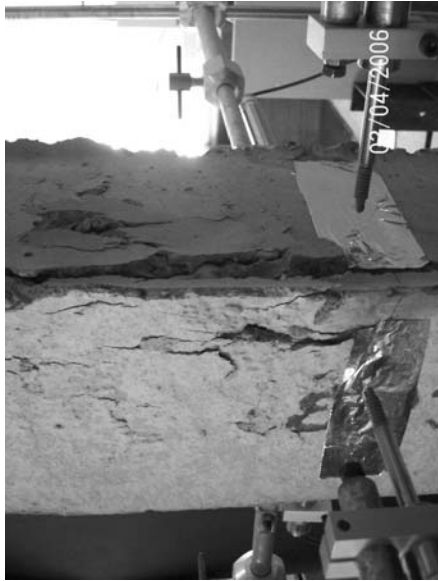


Fig. 5. (ab) The typical experimental load—deflection curves of the column specimens.







Contents lists available at ScienceDirect
Engineering Structures
journal homepage: www.elsevier.com/locate/engstruct



Studies on carbon fiber polymer confined slender plain and steel fiber reinforced concrete columns

Cengiz Dundar^{a,*}, Duygu Erturkmen^a, Serkan Tokgoz^b
^aCukurova University, 01220 Adana, Turkey
^bMersin University, 33340 Mersin, Turkey

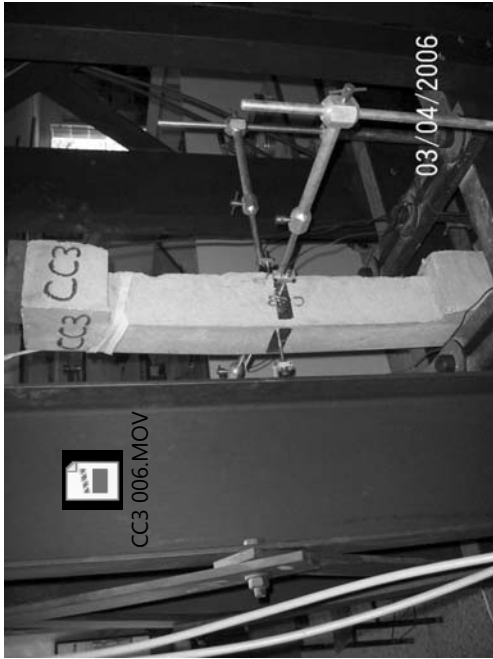
ARTICLE INFO

Article history:
Received 1 July 2015
Revised 3 August 2015
Accepted 5 August 2015

Keywords:
Carbon fiber reinforced polymer
Slender column
Steel fiber
Strength capacity
Deflection

ABSTRACT

This paper presents an experimental research to examine the behavior of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) confined plain and steel fiber reinforced concrete columns. In this study, plain and steel fiber reinforced concrete columns were wrapped with CFRP material and experimentally tested to determine the effect of CFRP material on the strength, ductility and confinement. In addition, a numerical procedure is presented for the analysis of slender reinforced concrete columns confined with CFRP sheets subjected to combined axial load and biaxial bending. The CFRP confined slender reinforced concrete columns have been analyzed using geometric features and experimental parameters of concrete compressive strength, steel yield strength and CFRP material properties to predict the column structural behavior. The analysis and experimental results of CFRP confined slender plain and steel fiber reinforced concrete columns have been achieved in good accuracy in this study.
© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.



View author presentation

Studies on carbon fiber polymer confined slender plain and steel fiber reinforced concrete columns

Cengiz Dundar, Duygu Erturkmen, Serkan Tokgoz
Engineering Structures
11 slides, 04:55 min

This presentation has not been peer-reviewed.
Copyright © 2015 Elsevier B.V. All rights reserved.



BETONARME – 1

DERS NOTLARI

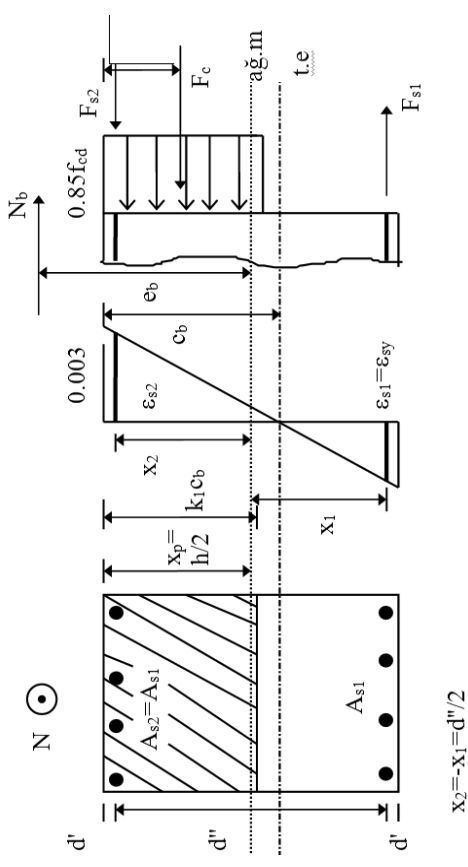
BÖLÜM 5.5

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

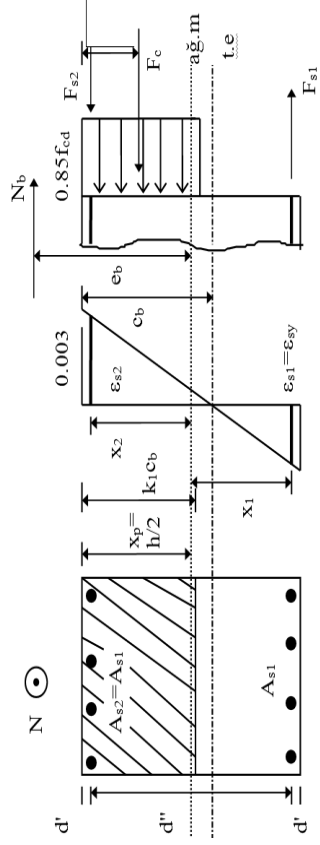
449

İKİ YÜZÜ DONATILI DIKDÖRTGEN KESİTLER (Simetrik Donatılı)

Dengeli Durum:



İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ 450

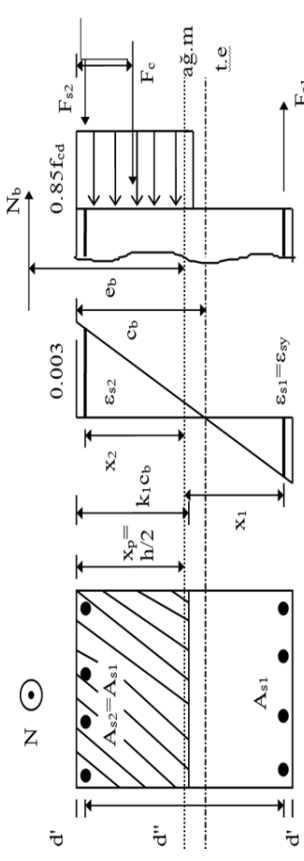


Birim deformasyon dağılımıdan:

$$c_b = 0.003 \frac{d}{0.003 + \epsilon_{sy}} \quad \sigma_{s1} = -f_{yd}, \quad \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$x_p = h/2$ ve $A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{st}}{2}$ değerleri denklemlerde yerine konularak N ve M hesaplanır.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ 451



$$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} f_{yd}$$

$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b$, bu değer moment ifadesinde yerine konur;

$$M_b = N_b \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c_b}{2} \right) + \frac{A_{st}}{2} f_{yd} (d - d')$$

$$M_b = N_b \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c_b}{2} \right) + \left(\frac{A_{st}}{2} f_{yd} \frac{d''}{2} \right)$$

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{almırsa, } c_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} d$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ 452

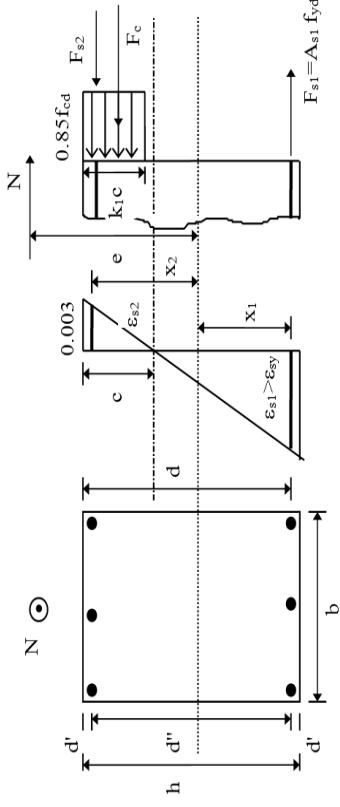
Çekme Kırılması:

Tanınm gereği:

- 1) $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$ ve $\sigma_{s1} = -f_{yd}$
- 2) Eksenel yükün çok düşük olduğu durumlar dışında $\sigma_{s2} = f_{yd}$ varsayılabilir.

$$\left(\frac{N_d}{b h f_{cd}} \geq 0.72 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \left(\frac{d'}{h} \right) \right)$$
 olduğu durumlarda basınç donatısı akar).
- 3) $A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{st}}{2}$
- 4) $x_p = \frac{h}{2}$ ve $x_2 = -x_1 = d''/2$

Sınır durumda basınç donatısındaki birim kısalma ε_{sy} değerine ulaşacaktır
 $(\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{sy})$. Tanım gereği çekme donatısı akmış olacağından $\sigma_{s2} = -\sigma_{s1} = f_{yd}$

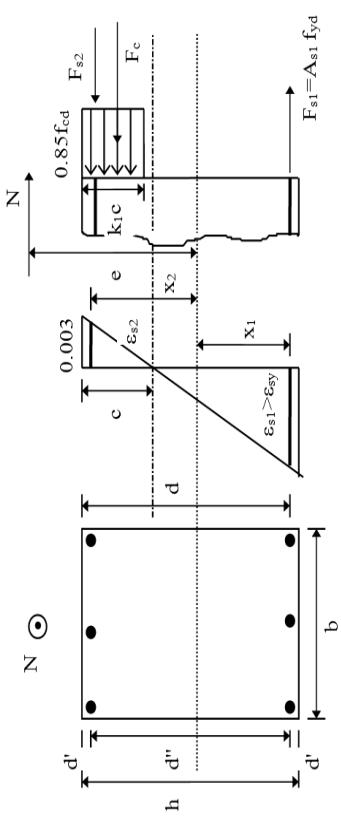


$$N_c = 0.85 f_{cd} k_1 \frac{0.003 E_s d'}{0.003 E_s - f_{yd}} b + \frac{A_{st}}{2} f_{yd} - \frac{A_{st}}{2} f_{yd}$$

Denklemin her iki tarafı $b h f_{cd}$ ye bölünürse ve $k_1 = 0.85$ alınırsa;

$$\psi_c = \frac{N}{b h f_{cd}} = 0.72 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \left(\frac{d'}{h} \right), \text{ hesaplanan } \psi \text{ değeri } \psi_c \text{ den büyükse}$$

basınç donatısı akar.



Benzer üçgenlerden uygunluk denklemi:

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{0.003} = \frac{c - d'}{c}$$

$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$ olduğundan;

$$c = \frac{0.003 E_s d'}{0.003 E_s - f_{yd}}, \text{ denge denklemi;}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} \sigma_{s2} + A_{s1} \sigma_{s1}$$

$\sigma_{s2} = -\sigma_{s1} = f_{yd}$ ve c nin değeri yerine konursa;

Yukarıda verilen değerler denklemde yerine konursa;

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} + A_{s1} f_{yd}$$

$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b$ elde edilir.

$$M = N e = 0.85 f_{cd} k_1 c b \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} x_i$$

$$M = N \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \frac{A_{st}}{2} f_{yd} d'', \text{ ifadesi bulunur.}$$

Eksenelyükün çok düşük düzeyde olduğu durumlarda,

$$\frac{N}{b h f_{cd}} < 0.72 \frac{d'}{h} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \quad \text{basınç donatısı akma konumuna}$$

ulaşmayacağından uygunluk denklemi yardımıyla σ_{s1} değerlerini bulmak gerekir.

$$\sigma_{s2} = 0.003 E_s \left(1 + \frac{\frac{d''}{2} - \frac{h}{2}}{c} \right)$$

$$\sigma_{s2} = 0.003 E_s \left(1 - \frac{d'}{c} \right)$$

Basınç donatısının akmadığı durumlara çok az rastlanır.

$$M = N e = 0.85 f_{cd} k_1 c b \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \frac{A_{st}}{2} (f_{yd} - \sigma_{s1}) \left(\frac{d''}{2} \right)$$

$$\sigma_{s1} = 0.003 E_s \left(1 + \frac{\frac{d''}{2} - \frac{h}{2}}{c} \right)$$

$$\sigma_{s1} = 0.003 E_s \left(1 - \frac{d}{c} \right)$$

Basınç kırılmasında 1 olarak işaretlenen donatı, eksenel yük düzeyine göre çekme veya basınç taşıyabilir. Bu donatının çekme bölgesinde olduğu durumlarda $\frac{d}{c} > 1$ olacağından $\sigma_{s1} (-)$ olur. Donatının basınç bölgesinde kaldığı durumlarda $\frac{d}{c} < 1$ olacağından donatıdaki gerilme (+) olur.

Basınç Kırılması:

Tanım gereği:

$$1) \varepsilon_{s2} > \varepsilon_{sy} \quad \sigma_{s2} = f_{yd}$$

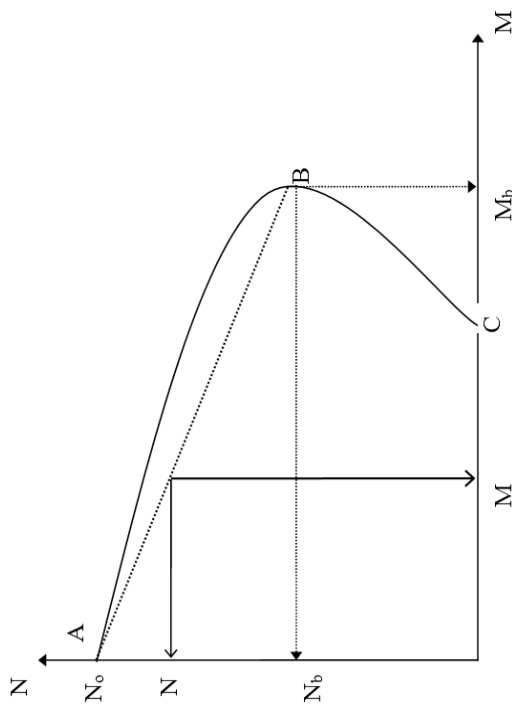
$$2) \varepsilon_{s1} < -\varepsilon_{sy} \quad \sigma_{s1} < -f_{yd} \quad (\text{veya } \sigma_{s1} \leq f_{yd})$$

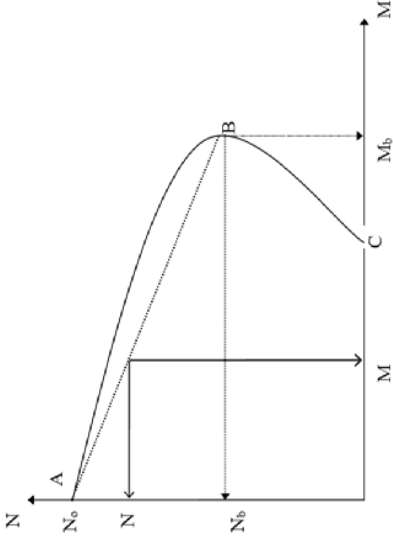
$$3) A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{st}}{2}$$

$$4) x_p = \frac{h}{2} \quad \text{ve } x_2 = -x_1 = d''/2, \quad \text{Bu değerler denklemlerde yerine konursa;}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + \frac{A_{st}}{2} (f_{yd} + \sigma_{s1})$$

Şekilde A-B olarak gösterilen basınç kırılmasını simgeleyen eğri, düz bir çizgi ile değiştirilebilir. Bu yaklaşım önemli bir hata oluşturmaz.





A-B eğrisi düz bir doğru ile değiştirildikten sonra benzer üçgenlerden yararlanılarak

$$\frac{N_o - N}{N_o - N_b} = \frac{M}{M_b}, \text{ buradan;}$$

$$N = N_o - \frac{M}{M_b} (N_o - N_b), \text{ buradaki momentler } N \text{ e olarak ifade edilebilir.}$$

461

462

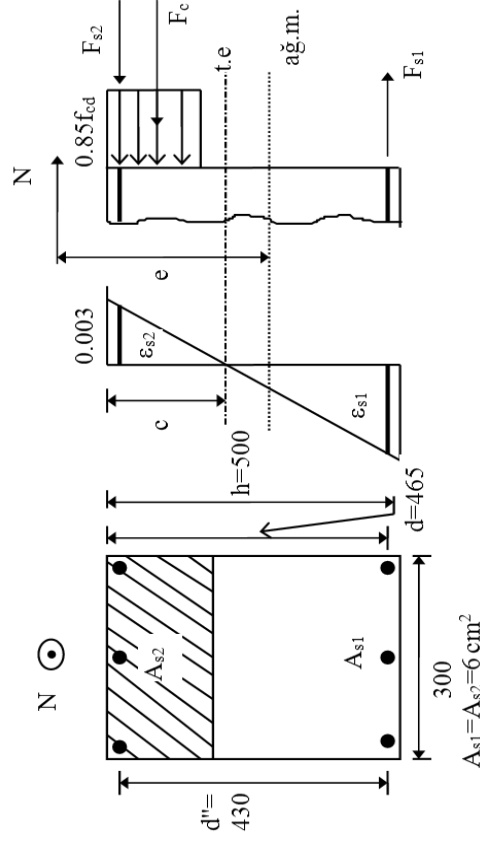
$$N = N_o - \frac{N e}{N_b e_b} (N_o - N_b) = \frac{N_o}{1 + \frac{e}{e_b} \left(\frac{N_o}{N_b} - 1 \right)} \text{ elde edilir.}$$

Bu denklemin kullanılabilmesi için kesitin eksenel yük kapasitesinin (N_o) ve dengeli değerlerinin (e_b ve N_b) bilinmesi gereklidir. Kesit geometrisi ve donatı yerleştirme düzeni ne olursa olsun geçerlidir.

Örnek:

Bilinenler: Şekilde gösterilen kolon kesiti, $N_d=500\text{kN}$, Malzeme C25, S420

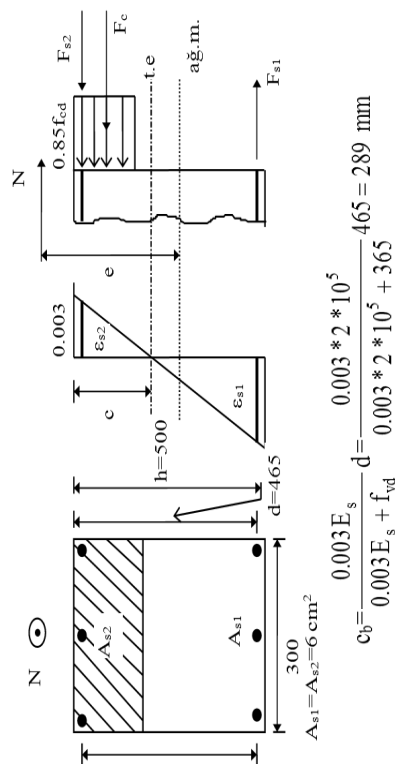
İstenen: M_r



463

Çözüm:

Önce kesitin kırılma biçimi saptanır. Eksenel yük bilindiğine göre, kırılma biçiminin saptanması, hesaplanacak dengeli eksenel yüke (N_b) göre yapılmalıdır.



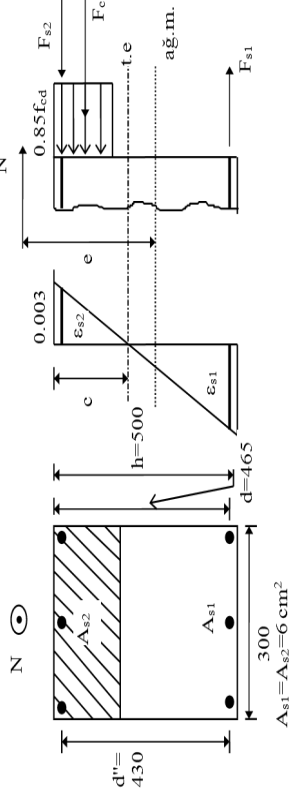
$$c_b = \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_{yd}} d = \frac{0.003 * 2 * 10^5}{0.003 * 2 * 10^5 + 365} * 465 = 289 \text{ mm}$$

$$k_1 c_b = 246 \text{ mm}$$

$$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b = 0.85 * 17 * 246 * 300 * 10^{-3} = 1065 \text{ kN}$$

464

$N < N_b$ olduğundan çekme kırılması oluşur. Basınç donatısının akıp akmadığı kontrol edilmelidir.



Sınır durum:

$$\psi_{\xi} = 0.72 \left(\frac{d'}{h} \right) \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} = 0.72 \frac{35}{500} \frac{600}{600 - 365} = 0.13$$

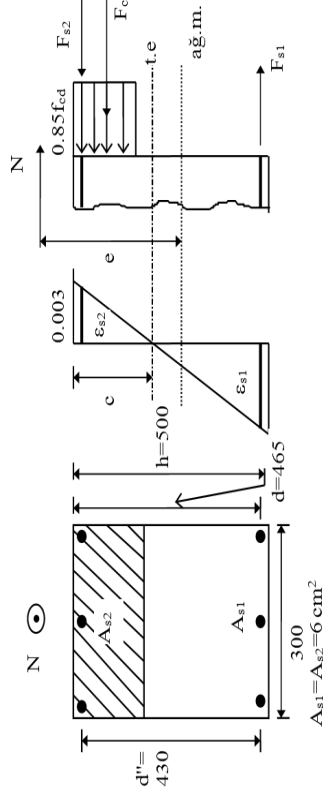
$$\psi = \frac{N}{b h f_{cd}} = \frac{500 \cdot 10^3}{300 \cdot 500 \cdot 11} = 0.20 > \psi_c, \text{ basınç donatısı akmıştır.}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b$$

465

Örnek:

Bilinenler: Aynıkeseit, $N_d = 1200 \text{ kN}$



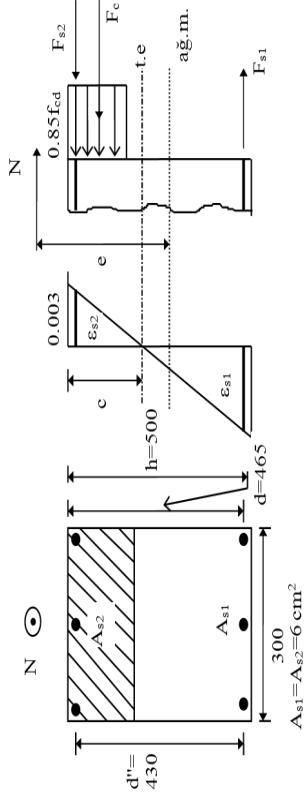
Çözüm:

Örnek 1 den $N_b = 1065 \text{ kN}$, $N > N_b$ basınç kırılması oluşur.

$$\sigma_{s1} = 0.003 E_s \left(1 - \frac{d}{c} \right) = 600 \left(\frac{c - 465}{c} \right)$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + \frac{A_{st}}{2} (f_{yd} + \sigma_{s1})$$

467



$$k_1 c = \frac{N}{0.85 f_{cd} b} = \frac{500 \cdot 10^3}{0.85 \cdot 11 \cdot 300} = 115 \text{ mm}$$

$$M = N \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \frac{A_{st}}{2} f_{yd} d''$$

$$M = 500(250 - 57.5) + \frac{1200}{2} \cdot 365 \cdot 430 \cdot 10^{-3} = 145420 \text{ kNmm}$$

$$M = 190.3 \text{ kNm}$$

466

$$1200 \cdot 10^3 = 0.85 \cdot 17 \cdot 0.85 \cdot c \cdot 300 + 600 (365 + \sigma_{s1})$$

σ_{s1} ifadesi (c) türünden denkleme yerine konursa;

$$c = 313 \text{ mm ve } k_1 c = 266 \text{ mm bulunur.}$$

$$\sigma_{s1} = -290 \text{ N/mm}^2$$

$$M = N e = 0.85 f_{cd} k_1 c b \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + \frac{A_{st}}{2} (f_{yd} - \sigma_{s1}) \left(\frac{d''}{2} \right)$$

$$M_t = (0.85 \cdot 17 \cdot 266 \cdot 300(250 - 133) + 600(365 + 290) \left(\frac{430}{2} \right)) \cdot 10^{-6} = 219.4 \text{ kNm}$$

468

Ara Donatılı Dikdörtgen Kesitlerin Taşıma Gücü

Ara donatısı bulunan dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü daha önce elde edilen genel denklemlerle bulunabilir. Uygunluk denklemini ise kesitte bulunan donatı düzeyi sayısına bağlıdır. Ara donatılı kesitlerde donatı en az üç ayrı düzeye yerleştirilmiş olduğundan bu tür kesitlerin taşıma gücü deneme yöntemi ile bulunabilir.

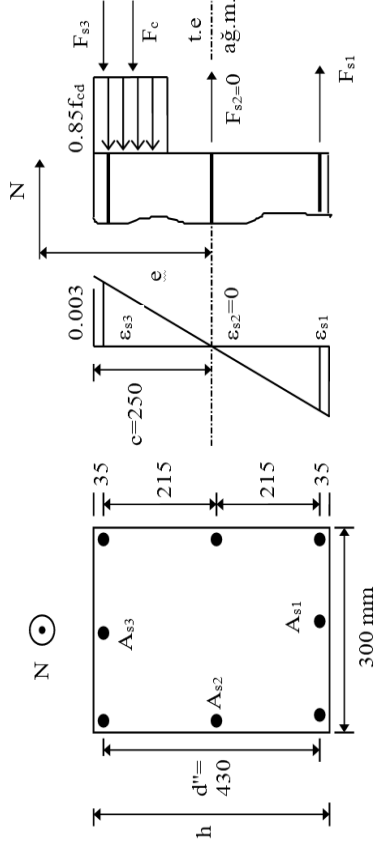
- a) c için varsayım yapılır.
- b) Benzer üçgenlerden çeşitli düzeylerdeki donatı için birim deformasyonlar hesaplanır (ϵ_{si}).
- c) Her düzeydeki donatı için gerilme değerleri ve bunlara karşılık gelen kuvvetler hesaplanır ($\sigma_{si} = \epsilon_{si} E_s \leq f_{yd}$ ve $F_{si} = A_{si} \sigma_{si}$).

Örnek:

Malzeme C25,S420 ($f_{cd} = 17 \text{ Mpa}$, $f_{yd} = 365 \text{ Mpa}$), $\epsilon_{sy} = 0.001825$ ve $N_d = 500 \text{ kN}$
 $A_{s1} = A_{s3} = 6 \text{ cm}^2$, $A_{s2} = 4 \text{ cm}^2$, $h = 500 \text{ mm}$.

İstenen: $M_r = ?$

Çözüm:



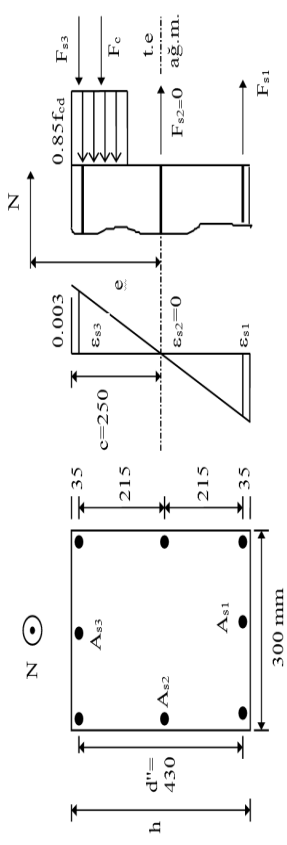
d) Beton basınç bileşkesi hesaplanır ($F_c = 0.85 f_{cd} A_{cd}$).

e) Denge koşulu kontrol edilir

$$(N = F_c + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si})$$

f) Denge sağlanıyorsa devam edilir; sağlanmıyorsa (a) ya gidilerek c için yeni bir varsayım yapılır.

g) İç kuvvetlerin kesit ağırlık merkezine göre momenti alınır.



a) $c = 250 \text{ mm}$ kabul edelim. $k_1 c = 212 \text{ mm}$

b) $\epsilon_{s3} = -\epsilon_{s1} = 0.003 \frac{215}{250} > \epsilon_{sy}$, $\epsilon_{s2} = 0$

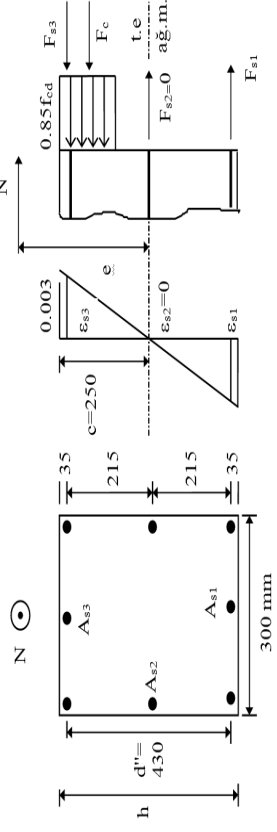
c) $\sigma_{s3} = -\sigma_{s1} = 365 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{s2} = 0$

$F_{s3} = -F_{s1} = 365 \cdot 600 \cdot 10^{-3} = 219 \text{ kN}$, $F_{s2} = 0$

d) $F_c = 0.85 f_{cd} k_1 c b = 0.85 \cdot 17 \cdot 212 \cdot 300 \cdot 10^{-3} = 921 \text{ kN}$

e) $\Sigma F = 921 + 219 - 500 = 421 \text{ kN}$

sonuç (+), $c < 250 \text{ mm}$ olmalıdır.



a) $c=150 \text{ mm}$, $k_1c=127.5 \text{ mm}$

b) $\epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}$, $\epsilon_{s2} > \epsilon_{sy}$, $\epsilon_{s1} > \epsilon_{sy}$

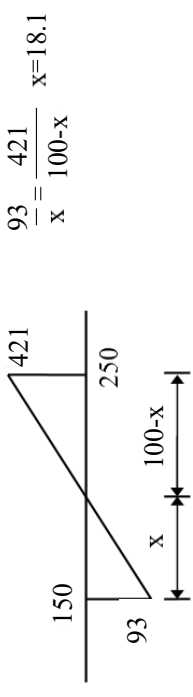
c) $\sigma_{s3} = -\sigma_{s2} = -\sigma_{s1} = 365 \text{ N/mm}^2$

$F_{s3} = -F_{s1} = 219 \text{ kN}$ $F_{s2} = 146 \text{ kN}$

d) $F_c = 553 \text{ kN}$

e) $\Sigma F = 553 + 219 - 146 - 219 - 500 = -93 \text{ kN}$

$c > 150 \text{ mm}$ olmalıdır. 150 ile 250 arasında doğrusal oranlama ile ;



$c=150+18.1=168.1$ $k_1c=142.9 \text{ mm}$

$F_{s3} = -F_{s1} = 219 \text{ kN}$, $F_{s2} = -117 \text{ kN}$, $F_c = 619 \text{ kN}$

e) $\Sigma F = 619 + 219 - 117 - 219 - 500 = 2 \text{ kN}$

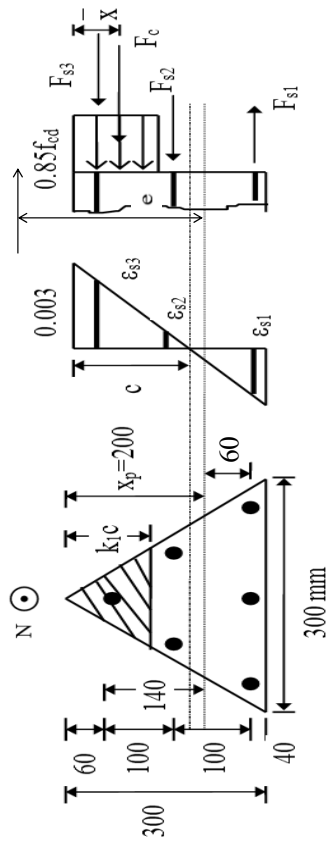
$M_r = 619 \left(250 - \frac{142.9}{2} \right) + 215 \left(219 + 219 \right) = 204767 \text{ kNmm} = 204.8 \text{ kNm}$

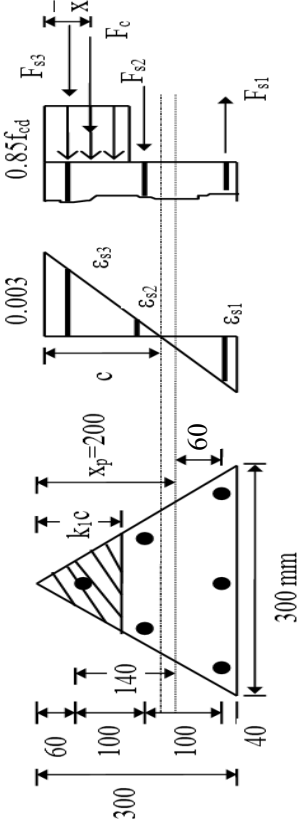
Örnek:

Bilinenler: Üçgen kesit, malzeme C20, S420, $N_d = 100 \text{ kN}$, $A_{s1} = 9.4 \text{ cm}^2$,

$A_{s2} = 6.3 \text{ cm}^2$, $A_{s3} = 3.1 \text{ cm}^2$

İstenen: $M_r = ?$





Çözüm:

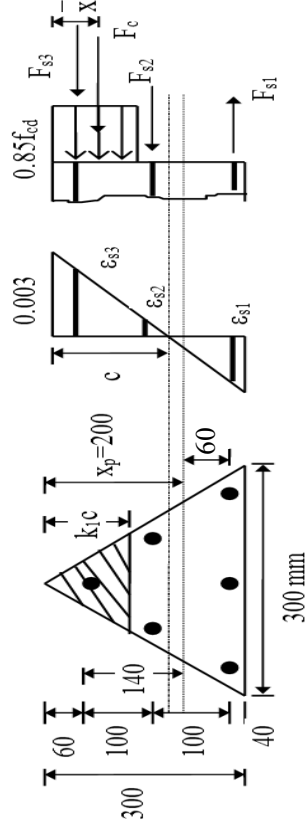
a) Tarafsız eksen derinliği $c=160$ mm, $k_1c=136$ mm

b) $\varepsilon_{sy}=0.001825$

$$\varepsilon_{s1}=-0.00187>\varepsilon_{sy}, \quad \varepsilon_{s2}=0, \quad \varepsilon_{s3}=0.00187>\varepsilon_{sy}$$

c) $\sigma_{s3}=-\sigma_{s1}=365$ N/mm², $\sigma_{s2}=0$

$$F_{s1}=940*(-365)*10^{-3}=-343 \text{ kN}, \quad F_{s2}=0, \quad F_{s3}=310*365*10^{-3}=113 \text{ kN}$$

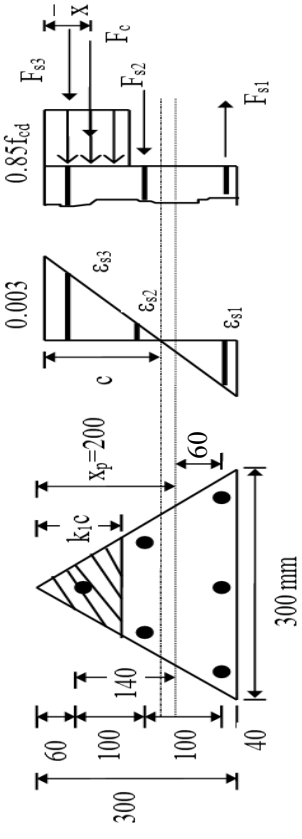


a) $c=200$ mm $k_1c=170$ mm

b) $\varepsilon_{s1}=-9*10^{-4}$, $\varepsilon_{s2}=6*10^{-4}$, $\varepsilon_{s3}>\varepsilon_{sy}$

c) $\sigma_{s1}=-180$ N/mm², $\sigma_{s2}=120$ N/mm², $\sigma_{s3}=365$ N/mm²

$$F_{s1}=-170 \text{ kN}, \quad F_{s2}=75 \text{ kN}, \quad F_{s3}=115 \text{ kN}$$

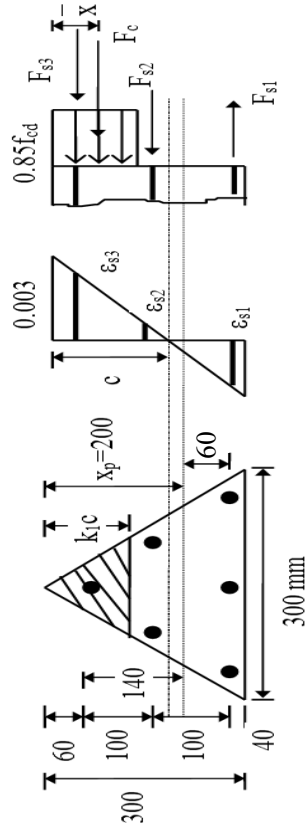


$$d) A_{cc}=\frac{1}{2}(k_1 c)^2=136^2/2=9248 \text{ mm}^2$$

$$F_c=0.85 f_{cd} A_{cc}=11.05*9248*10^{-3}=102 \text{ kN}$$

$$e) \Sigma F=102+113-343=-228 \text{ kN}$$

$c>160$ mm olmalıdır.



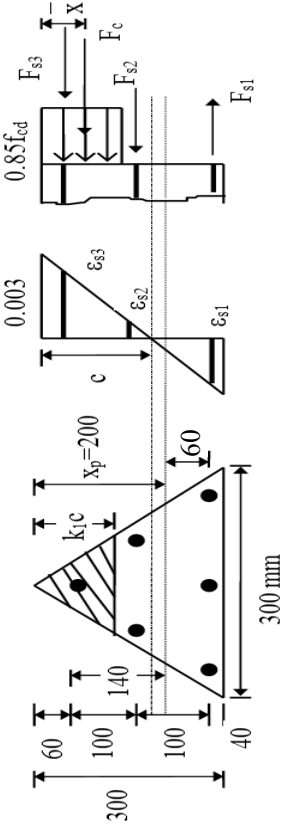
$$d) F_c=0.85 f_{cd} A_{cc}, \quad A_{cc}=170^2/2=14450 \text{ mm}^2$$

$$F_c=159 \text{ kN}$$

$$e) \Sigma F=159+115+75-170-100=79 \text{ kN}$$

Doğrusal enterpolasyon ile;

$$x=\frac{40}{79+228}228=30 \text{ mm}$$



- a) $c=160+x=190$ mm $k_1c=161$ mm
b) $\epsilon_{s1} = -1.12 \cdot 10^{-3}$, $\epsilon_{s2} = 4.6 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}$
c) $\sigma_{s1} = -226$ N/mm², $\sigma_{s2} = 92$ N/mm², $\sigma_{s3} = 365$ N/mm²
 $F_{s1} = -212$ kN, $F_{s2} = 58$ kN, $F_{s3} = 1115$ kN
d) $A_{cc} = 161^2/2 = 12960$ mm², $F_c = 11.05 \cdot 12960 \cdot 10^{-3} = 143$ kN

Örnek:

Bir önceki kesit, burada ara donatısız ($A_{s2}=0$).

$M_f=?$

Çözüm:

Ara donatı olmadıgından kapalı çözüm yapılabilir.

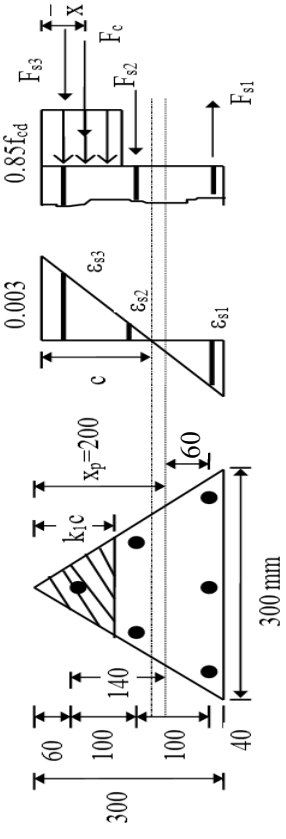
$$A_{s1}=9.4 \text{ cm}^2, A_{s2}=0, A_{s3}=3.1 \text{ cm}^2$$

$N_d=100$ kN yük düzeyinin hangi tür kırılmaya neden olacağı saptanmalıdır.

Bunu belirlemek için dengeli N_b değeri hesaplanmalıdır.

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{sy}} d = \frac{0.003}{0.00483} 260 = 161.5 \text{ mm}$$

$$k_1c_b = 137 \text{ mm}$$



- e) $\Sigma F = 143 + 115 + 58 - 212 - 100 = 4$ kN ≈ 0 kabul edilir.
f) $M_f = F_c (x_p - \bar{x}) + F_{s1} (-60) + F_{s2} (40) + F_{s3} (140)$
 $x_p = 200$ mm, $\bar{x} = \frac{2}{3} k_1c = 107$ mm, $(x_p - \bar{x}) = 93$ mm
 $M_f = 143 \cdot 93 - 212 \cdot (-60) + 58 \cdot 40 + 115 \cdot 140 = 44439$ kN mm $= 44.4$ kN m

$$\epsilon_{s3} = 0.003 \frac{161.5 - 60}{161.5} = 0.00188 > \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_{s3} = -\sigma_{s1} = f_{yd}$$

$$N_b = 0.85 f_{cd} \frac{(k_1c_b)^2}{2} + A_{s3} f_{yd} + A_{s1} f_{yd}$$

$$N_b = (0.85 \cdot 13 \frac{137^2}{2} + 310 \cdot 365 + 940 \cdot (-365)) \cdot 10^{-3} = -127 \text{ kN}$$

Dengeli yükün işareti (-) olduğu için çekmedir.

$N > N_b$ (100 kN $>$ -127 kN), Basınç kırılması oluşur.

Basınç kırılması: $\epsilon_{s3} > \epsilon_{sy}$, $\sigma_{s3} = f_{yd}$, $\epsilon_{s1} = ?$

Çözüm için genel denklemlerden yararlanılır.

$$N = 0.85 f_{cd} A_{cc} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si}$$

$$M = 0.85 f_{cd} A_{cc} (x_p - \bar{x}) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \bar{x}_i$$

$$\sigma_{si} = 0.003 E_s \left(1 + \frac{x_i - x_p}{c}\right) \leq f_{yd}$$

$$A_{cc} = \frac{(k_1 c)^2}{2}, x_p = \frac{2}{3} * 300 = 200 \text{ mm}, \bar{x} = \frac{2}{3} k_1 c, x_1 = -60 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s3} = f_{yd}, \sigma_{s1} = 600 \left(1 + \frac{-60 - 200}{c}\right) = 600 \left(\frac{c - 260}{c}\right) \leq f_{yd}$$

$$N = 100 * 10^3 = 11 * \frac{(0.85 c)^2}{2} + 940 * 600 \left(\frac{c - 260}{c}\right) + 310 * 365$$

İMΖ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

485

$$e_b = -375 \text{ mm}$$

$$N_o = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd}$$

$$N_o = 0.85 * 13 * (1/2) * 300^2 + 1250 * 365 = 951250 \text{ N} = 951 \text{ kN}$$

$$N = N_o - \frac{M}{M_b} (N_o - N_b), \quad 100 = 951 - \frac{M}{47.6} (951 - (-127))$$

$$M = 37.58 \text{ kN m}$$

İMΖ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

487

$$c = 199 \text{ mm}, k_1 c = 169 \text{ mm}, \sigma_{s1} = -184 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} \text{ çözüm geçerlidir.}$$

$$A_{cc} = 14300 \text{ mm}^2, \bar{x} = 113 \text{ mm}$$

$$M = 11 * 14300 (200 - 113) + 940 (-184) (-60) + 310 * 365 * 140 = 40 * 10^6 \text{ N mm}$$

$$M = 40 \text{ kN m}$$

Yaklaşık yöntemle çözüm:

$$N_b = -127 \text{ kN ve } k_1 c_b = 137 \text{ mm}$$

$$M_b = F_c \left(200 - \frac{2}{3} k_1 c_b\right) + F_{s3} * 140 + F_{s1} * 60$$

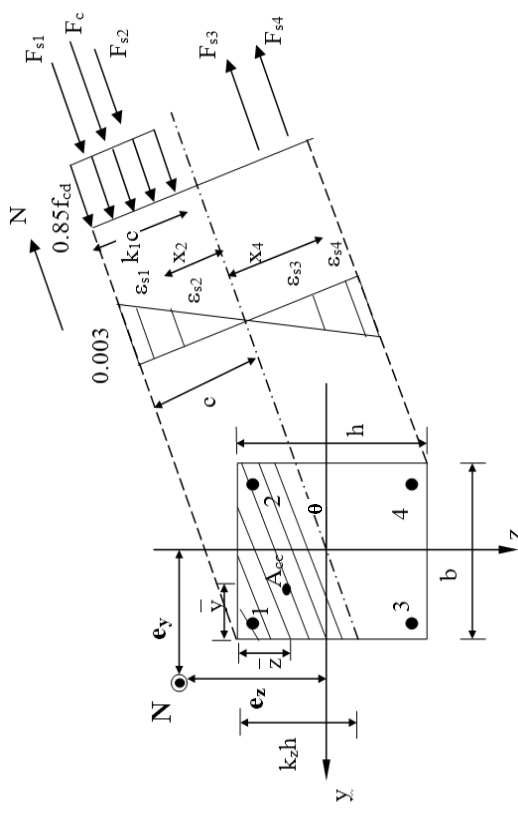
$$M_b = 103 \left(200 - \frac{2}{3} * 137\right) + 113 * 140 + 343 * 60 = 47592 \text{ kN mm}$$

$$M_b = 47.6 \text{ kN m}$$

İMΖ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

486

EĞİK EĞİLME ve EKSENEL BASINÇ TAŞIYAN ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ



İMΖ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

488

$$N = F_c + \sum F_{si}$$

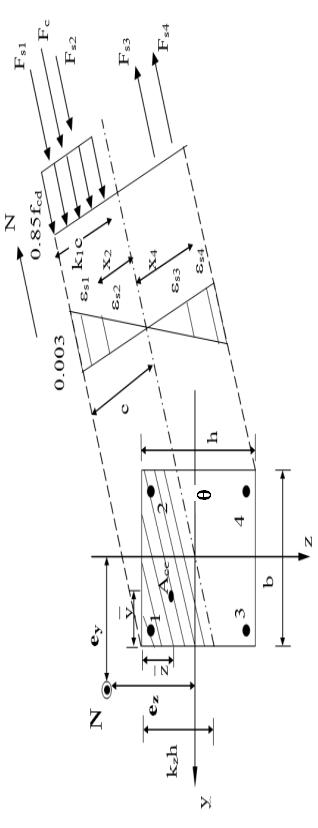
$$M_y = N e_z = F_c \left(\frac{h}{2} - \bar{z} \right) + (F_{s1} + F_{s2}) \left(\frac{h}{2} - d' \right) + (F_{s3} + F_{s4}) \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_z = N e_y = F_c \left(\frac{b}{2} - \bar{y} \right) + (F_{s1} + F_{s4}) \left(\frac{b}{2} - d' \right) - (F_{s2} + F_{s3}) \left(\frac{b}{2} - d' \right)$$

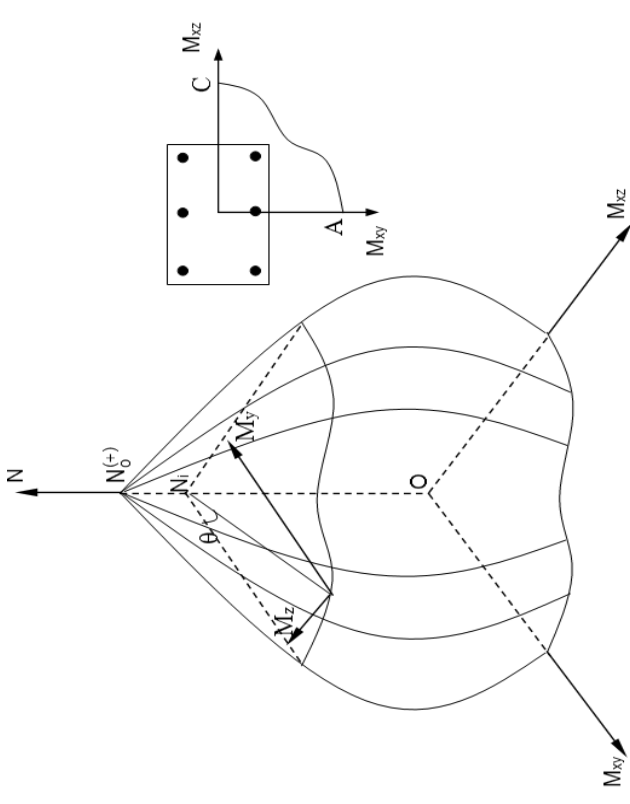
$$\varepsilon_{si} = 0.003 \frac{x_i}{c}, \quad c = (k_z h) \cos \theta$$

x_i : Donatıların tarafsız eksenlerden mesafeleri

Özetlenen yöntem kullanılarak, varsayılan c değerleri için istenilen sayıda N , M_y ve M_z değerleri elde edilir. Bu değerler dik eksen N , yatay eksenleri M_y ve M_z olan eksen takımına yerleştirilirse noktaların birleştirilmesinden bir yüzey elde edilir. Bu yüzeyi oluşturan noktalar taşıma taşıma gücünü simgelediğinden, elde edilen yüzey bir dayanım zarfı olur.



Şekilde görülen kolon kesiti, eksenel yük ve iki dik yönde eğilme momenti etkisi altındadır. Bu kolonun taşıma gücü, taşıma gücü yönteminde temel alınan varsayımlar yardımıyla bulunabilir. Yazılacak iki denge denkleminde bulunması en güç olan, beton basınç bileşkesi ve bileşkenin kesit ağırlık merkezinden olan uzaklığıdır. Tarafsız eksenin yeri $k_z h$ ve θ olmak üzere iki değişkene bağlıdır.



Genel çözüm ancak deneme yanılma yöntemi ile mümkündür. Önce tarafsız eksenin yeri ile ilgili varsayım yapılır ve denge sağlanıncaya kadar c değiştirilir. Tarafsız eksenin yeri k_z ve θ parametrelerine bağlı olduğundan çözüm uzun ve kılıftedir.

İki eksenli eğilme ve eksenel basınç taşıyan elemanların taşıma gücü hesabının zaman alıcı ve zahmetli olması nedeniyle bir takım yaklaşık yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemlerden başlıcaları Bresler Yöntemi ve İngiliz Betonarme Yönetmeliği (CP110) dir.

İngiliz Betonarme Yönetmeliği (CP110)

İngiliz yönetmeliğinde, iki yönde eğilme momenti taşıyan kolonların taşıma gücü için önerilen denklem, Bresler tarafından verilen denklemin özel bir halidir.

$$\left(\frac{M_{xyd}}{M_{oy}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{xzd}}{M_{oz}} \right)^{\alpha_n} \leq 1$$

M_{xyd} : Kesite etkiyen ve vektörel yönü y olan moment ($M_{xyd}=N_d e_z$)

M_{xzd} : Kesite etkiyen ve vektörel yönü z olan moment ($M_{xzd}=N_d e_y$)

M_{oy} : N_d eksenel yükünün ve yalnızca M_{xyd} momentinin etkisindeki kesitin taşıma gücü ($e_y=0$).

Bresler Yöntemi

Prof. Bresler tarafından önerilen bu yöntem oldukça basit olup, $N_d \geq 0.1N_o$ olduğu durumlarda oldukça iyi sonuçlar vermektedir.

Bresler yöntemi;

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{ry}} + \frac{1}{N_{rz}} - \frac{1}{N_o}$$

ifadesi ile tanımlanmaktadır. Burada;

N_r : İki yönlü eğilme altındaki kesitin eksenel yük kapasitesi.

N_{ry} : Yalnızca e_z dışmerkezliğine maruz kesitin taşıma gücü ($e_y=0$).

N_{rz} : Yalnızca e_y dışmerkezliğine maruz kesitin taşıma gücü ($e_z=0$).

N_o : Eksenel basınç altındaki kesitin taşıma gücü ($e_y = e_z=0$).

M_{oz} : N_d eksenel yükünün ve yalnızca M_{xzd} momentinin etkisindeki kesitin taşıma gücü ($e_z=0$).

α_n : 1.0 ile 2.0 arasında değişen katsayı olup aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\alpha_n = 0.67 + 1.67 \frac{N}{N_o}, \quad 0.2 \leq \frac{N_d}{N_o} \leq 0.8$$

ARBITRARILY SHAPED REINFORCED CONCRETE MEMBERS SUBJECT TO BIAXIAL BENDING AND AXIAL LOAD

C. DUNDAR and B. SAHIN

Department of Civil Engineering, Cukurova University, 01330 Adana, Turkey

(Received 29 June 1992)

Abstract—An approach to the ultimate strength calculation and the dimensioning of arbitrarily shaped reinforced concrete sections, subject to combined biaxial bending and axial compression, is presented. The analysis is performed in accordance with the American Concrete Institute (ACI) code. A computer program is presented for rapid design of arbitrarily shaped reinforced concrete members under biaxial bending and axial load. In the proposed method the equilibrium equations are expressed in terms of the three unknowns, e.g. location of neutral axis and amount of total reinforcement area within the cross-section, which lead to three simultaneous nonlinear algebraic equations which are solved by a procedure based on the Newton–Raphson method. One design problem, available in the literature, is solved by this program to provide possible design procedures. A listing of the computer program is given in the Appendix.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

497

Boyutlandırma ve Donatı Hesabı

M_d' : Hesap momenti ve hesap eksenel yükü temel alınarak dış merkezlik yönetmelikte öngörülen dış merkezlikten küçük ise, boyutlandırma ve donatı hesabı min. dış merkezliğe göre hesaplanan moment temel alınır.

$$\frac{M_d'}{N_d} < e_{\min} \text{ ise Hesap momenti } = N_d(e_{\min}) \text{ alınır.}$$

6.3.10 - Minimum Dışmerkezlik Koşulu (TS500)

Yapısal çözümlemeden elde edilen ve tasarımda kullanılacak olan kolon uç momenti ile hesaplanan dışmerkezlik, aşağıda verilen minimum değerden küçük olamaz:

$$e_{\min} = 15 \text{ mm} + 0,03 h \quad (6.16)$$

Burada h, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutudur.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

499



Tests of eccentrically loaded L-shaped section steel fibre high strength reinforced concrete and composite columns

Serkan Tokgoz^{a,*}, Cengiz Dundar^b

^a Department of Civil Engineering, Mersin University, 33340 Mersin, Turkey

^b Department of Civil Engineering, Cukurova University, 01330 Adana, Turkey

ARTICLE INFO

Article history:
Received 10 October 2011
Revised 13 January 2012
Accepted 16 January 2012

Keywords:
Reinforced concrete column
Composite column
Steel fibre
Ductility

ABSTRACT
Influence of steel fibres on the behaviour of L-shaped high strength reinforced concrete and concrete-enforced composite columns is presented. A total of 16 L-shaped plain and steel fibre columns were constructed and tested in this study. The main parameters were the concrete compressive strength, load eccentricity, slenderness effect and steel fibre content. The experimental results of L-shaped reinforced concrete and composite column specimens were discussed in the paper. In addition, the column specimens were analysed based on a theoretical method considering the nonlinear behaviour of the materials. The slenderness effect of the columns has been taken into account by using The Moment Magnification Method suggested by ACI 318 specification. The results show that the inclusion of steel fibres into high strength concrete has considerable effect on structural behaviour of L-shaped both reinforced concrete and composite columns subjected to biaxial bending and axial load.

© 2012 Elsevier Ltd. All rights reserved.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

498

6.3.10 - Minimum Dışmerkezlik Koşulu (TS500)

Yapısal çözümlemeden elde edilen ve tasarımda kullanılacak olan kolon uç momenti ile hesaplanan dışmerkezlik, aşağıda verilen minimum değerden küçük olamaz:

$$e_{\min} = 15 \text{ mm} + 0,03 h \quad (6.16)$$

Burada h, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutudur.

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

500

TS500 de belirli bir rijitliği ve süneklığı sağlamak için, eksenel yük düzeyine bir üst sınır getirilmiştir.

$$N \leq 0.6 f_{ck} A_c \text{ veya } N \leq 0.9 f_{cd} A_c \quad (\text{TS500})$$

$$N_{dm} \leq A_c / (0.40 f_{ck}) \quad (\text{TBDY 2018})$$

Ön tasarım aşamasında kesit boyutları saptanırken kesit alanının min. değeri:

Kolon Taşıma Gücü Abakları

Karşılıklı etki diyagramının ordinatı bhf_{cd} , apsisi bh^2f_{cd} ye bölündüğünde eksenel yük ve moment ifadeleri boyutsuz hale gelir,

$$\frac{N}{bhf_{cd}} \text{ ve } \frac{M}{bh^2f_{cd}}$$

Böylece belirli bir donatı türü, belirli bir d''/h ve belirli bir donatı düzeni ve oranı için diyagram genelleştirilmiş olur.

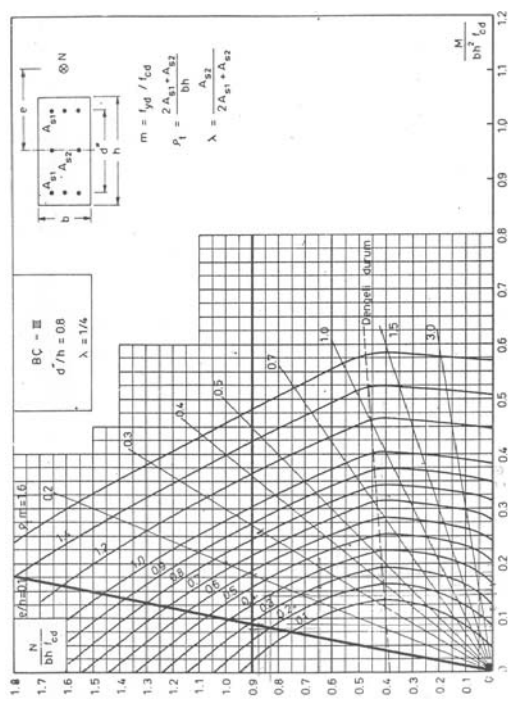
Abaklarda donatı oranı ρ_m olarak ifade edilmiştir. Burada m , f_{yd}/f_{cd} olduğundan eğriler beton dayanımından bağımsız bulunmuş olmaktadır.

$$\min A_c = \frac{N_d}{0.9f_{cd}} \text{ olmalıdır.}$$

Diğer bir ampirik ifade:

$$A_c = \frac{N_d}{f_{cd}} \left(1 + \alpha \frac{e}{h}\right) \quad \alpha=3 \text{ (dikdörtgen), } \alpha=5 \text{ (dairesel kesit)}$$

Bu bağıntı kullanılırken $\frac{e}{h}$ değerinin tahmin edilmesi gerekir.



Dikdörtgen kesitler için verilen abaklardan hangisinin kullanılacağı kesitte kullanılan donatı sınıfına , d''/h oranına ve λ katsayısına bağlıdır.

Abaklar iki ayrı d''/h oranı için hazırlanmış olup ara değerler için iki abak arasında doğrusal oranlama yapılır.

λ katsayısı, ara donatı alanının, kesitteki tüm donatı alanına oranıdır.

Abaklarda TS500 de bulunan iki sınır, koyu çizgilerle gösterilmiştir. Bu sınırlardan ilki min. dış merkezliktir, $e/h=0.1$.

Eğrilerin bu sınırın solunda kalan parçaları kullanılmamalıdır. İkinci sınırlama yük düzeyi ile ilgilidir, $N \leq 0.9 f_{cd} A_c$.

Problem 1)

Bilinenler: f_{cd} , f_{yd} , N_d ve M_d' , kesit boyutları, b ve h

İstenen: Donatı alanı

Çözüm:

- Donatı düzeni için bir varsayım yaparak (λ) kullanılacak abak seçilir.

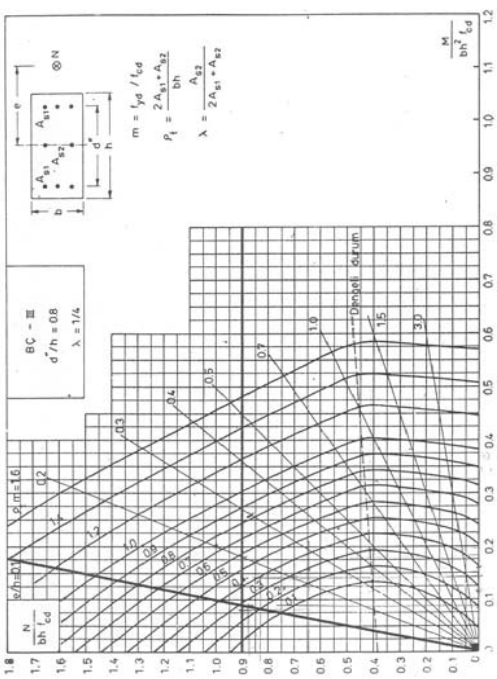
- $\frac{N_d}{b h f_{cd}}$ ve $\frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}}$, d''/h , $m=f_{yd}/f_{cd}$

- Hesaplanan $\frac{N_d}{b h f_{cd}}$ ve $\frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}}$ değerlerinin kesiştiği yerde ρ m bulunur.

- $\rho_t = \rho m / m$ hesaplandıktan sonra donatı seçilir.

Abakta bu sınır $\frac{N}{b h f_{cd}} = 0.9$ olarak gösterilmiştir.

Eğrilerin bu sınırın üstünde kalan kısımları kullanılmamalıdır.



Hesaplanan $\frac{N_d}{b h f_{cd}}$ ve $\frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}}$ değerlerinin kesiştiği nokta en küçük ρ m

değerine ulaşmıyorsa, seçilen kesit gereğinden büyüktür. Bu kesit küçültülebilir, küçültülme istenmiyorsa min. donatı yeterlidir.

Eğer kesişme noktası en büyük ρ m değerine sahip eğrinin dışında kalıyorsa

veya $\frac{N}{b h f_{cd}} = 0.9$ ile belirlenen sınırın üstünde kalıyorsa kesit boyutları yetersizdir.

Problem 2)

Bilinenler: Hesap yükü, f_{cd} , f_{yd} , N_d , b , h , ρ_t

İstenen: M_r

Çözüm:

- $\frac{N_d}{b h f_{cd}}$, d''/h , $m=f_{yd}/f_{cd}$
- Donatı sınıfı d''/h ve λ için uygun abak seçilir.
- ρ_{tm} hesaplanır.
- Abağa $\frac{N_d}{b h f_{cd}}$ ile girilerek, ρ_{tm} eğrisini kesinceye kadar devam edilir. Bu

Örnek 1

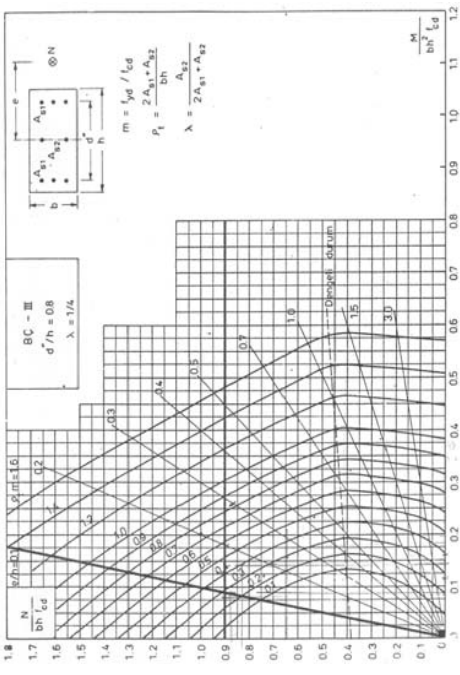
Bilinen: C20, S420

Kesitirilen eksenel yük $N_d=1600$ kN (alan payından).

İstenen: Ön tasarımlar, kolon boyutları

noktadan dik olarak inilir ve $\frac{M}{b h^2 f_{cd}}$ bulunur.

- $M_r = \frac{M}{b h^2 f_{cd}}$ $b h^2 f_{cd}$ ifadesinden moment bulunur.



Çözüm:

$$N_d \leq 0.9 f_{cd} A_c \quad (\text{TS 500})$$

$$\min A_c = \frac{1600 \times 10^3}{0.9 (13)} = 136752 \text{ mm}^2 \quad (\text{TS500})$$

$$A_c = \frac{1600 \times 10^3}{13} [1 + 3(0.1)] = 160000 \text{ mm}^2 \quad (e/h=0.1 \text{ olarak seçilmiştir}).$$

$$A_c \geq \frac{N_{d_{\max}}}{0.4 f_{ct}} = \frac{1600 \times 10^3}{0.4 \times 20} = 200000 \text{ mm}^2 \quad (\text{TBDY 2018})$$

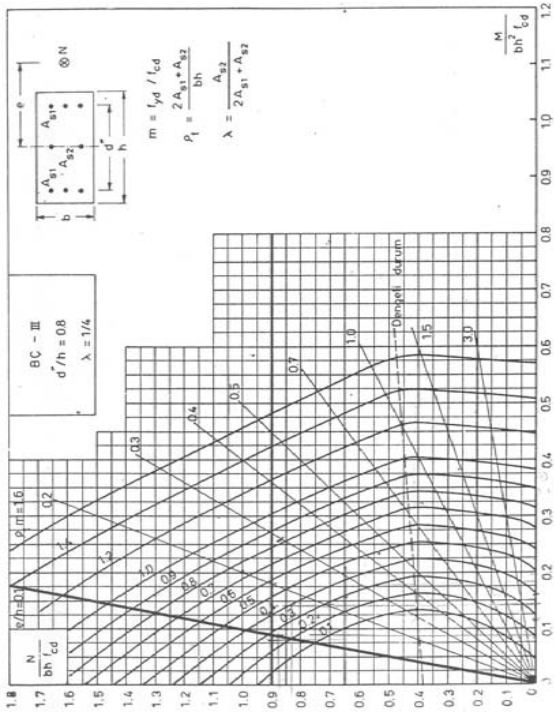
Kolon boyutları 400x600 mm olarak seçilmiştir.

Örnek 2

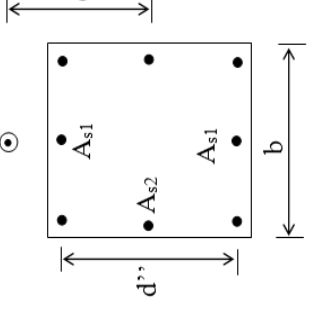
Bilinen: C20, S420 ve kolon boyutları 40x50cm. paspayı=3 cm

Yük No	N_d (kN)	M_d (kNm)
1	1800	180
2	1600	230
3	1200	200

Hesap değerleri çeşitli yük kombinezonlarından elde edilmiştir. M_d değerleri ikinci mertebe momentleri de içermektedir.
İstenen: Donatı alanı.



Seçilen donatı düzeni;



$$\lambda = 1/4, S420 \text{ ve}$$

$$d'/h = 440/500 = 0.88 = 0.9$$

$$m = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{365}{13} = 28.07$$

Yük No 1

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1800 \times 10^3}{400 \times 500 \times 13} = 0.69$$

$$\frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}} = \frac{180 \times 10^6}{400 \times 500^2 \times 13} = 0.138$$

Bu değerlerle aşağı girilirse $\rho_m = 0.27$ bulunur.

Yük No 2

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = 0.615 \quad \frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}} = 0.18 \quad \text{buradan} \quad \rho_m = 0.3$$

Yük No 3

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = 0.46 \quad \frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}} = 0.15 \quad \text{buradan} \quad \rho_m = 0.14$$

Bu yük kombinezonlarından kritik olan $\rho_m = 0.3$

$$\rho_f = \frac{0.3}{28.07} = 0.01069 > 0.01$$

$$A_{st} = 0.01069 (400) 500 = 2137 \text{ mm}^2 \quad (8\phi 20 \quad A_{st} = 2512 \text{ mm}^2)$$

Örnek 3

Bilinen: Dikdörtgen veya kare kesit

$$M_{kzd}=100 \text{ kNm}, M_{kyd}=50 \text{ kNm}, N_d=1200 \text{ kN}$$

Malzeme C20, S420

İstenen: Kesit boyutları ve donatı

Çözüm:

Kolon boyutunun belirlenmesi;

$$A_c > \frac{N_d}{0.9 f_{cd}} \quad A_c > 1025 \text{ cm}^2,$$

$$A_c > \frac{N_d}{0.75 f_{cd}} \quad A_c > 1230 \text{ cm}^2 \quad \text{Boyutlar } 40 \times 40 \text{ cm olarak alınabilir.}$$

Yaklaşık yöntem (emniyetli yönde);

$$M_d = M_{kzd} + M_{kyd} = 150 \text{ kNm}, N_d = 1200 \text{ kN}$$

Kesitin iki yöndeki moment kapasitesi eşit kabul edilirse $M_{oy} = M_{oz}$ bu durumda denklem;

$$M_o^{\alpha_n} = (M_{kyd})^{\alpha_n} + (M_{kzd})^{\alpha_n}$$

Yaklaşık yöntemde $\alpha_n = 1.0$ alınmıştır.

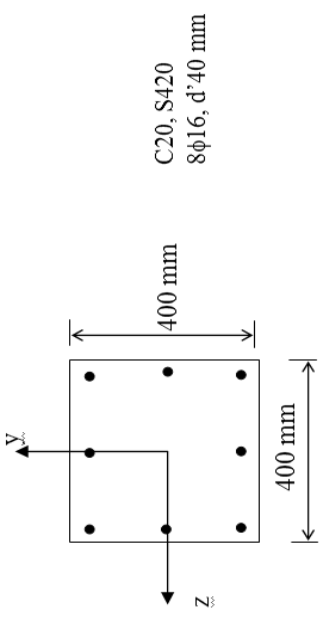
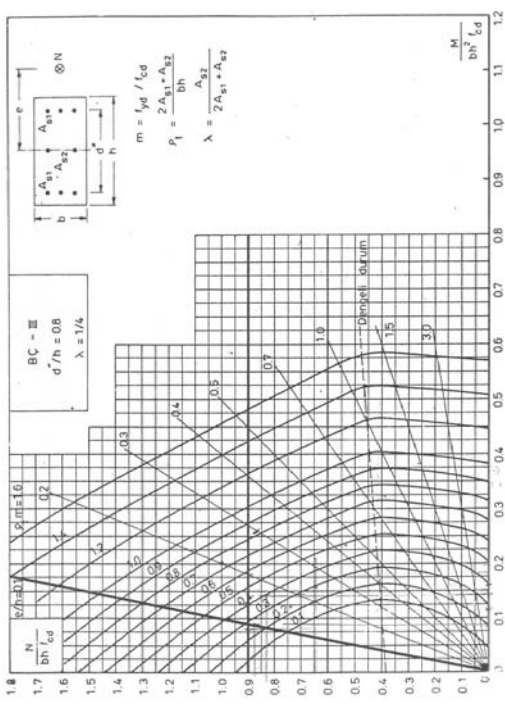
$$\frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = 0.18, \frac{N_d}{b h f_{cd}} = 0.58, \frac{d''}{h} = 0.8 \quad \lambda = 1/4, S420$$

abaktan $\rho_m = 0.33$ bulunur.

$$m = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 28, \quad \rho = \frac{0.33}{28} = 0.0117 \quad A_s = \rho \cdot b \cdot h = 1872 \text{ mm}^2$$

$$M_d = M_{kyd} + M_{kzd} \text{ emniyetli yönde olduğundan, donatı olarak } 8\phi 16 \text{ (} A_s = 1608 \text{ mm}^2 \text{)}$$

kullanılması yeterlidir.



Şimdi yapılması gereken çift yönlü eğilme altında kesitin emniyetli olup olmadığının saptanmasıdır.

BRESLER YÖNTEMİ

Şekilde $\rho_t=0.01$, $\rho_m=0.28$ $\frac{d''}{h}=0.8$, $\lambda=1/4$
 $N_o=0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd}=2355 \text{ kN}$

Abaktan; $\frac{M_{xzd}}{b h^2 f_{cd}} = 0.12$ ve $\rho_m=0.28$ için $\frac{N_{ry}}{b h f_{cd}} = 0.77$

$\frac{M_{xyd}}{b h^2 f_{cd}} = 0.06$ ve $\rho_m=0.28$ için $\frac{N_{rz}}{b h f_{cd}} = 0.9$

$N_{ry}=1600 \text{ kN}$, $N_{rz}=1872 \text{ kN}$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{1600} + \frac{1}{1872} - \frac{1}{N_o}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{1600} + \frac{1}{1872} - \frac{1}{2355} \quad N_r=1361.4 \text{ kN} > 1200 \text{ kN taşıyabilir.}$$

CP110 YÖNTEMİ

$$\alpha_n = 0.67 + 1.67 \frac{N}{N_o} = 0.67 + 1.67 \frac{1200}{2355} = 1.52$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1200 \times 10^3}{400 \times 400 \times 13} = 0.58 \quad \rho_m=0.28 \quad \frac{d''}{h} = 0.8, \quad \lambda=1/4 \text{ ve S420 için abaktan;}$$

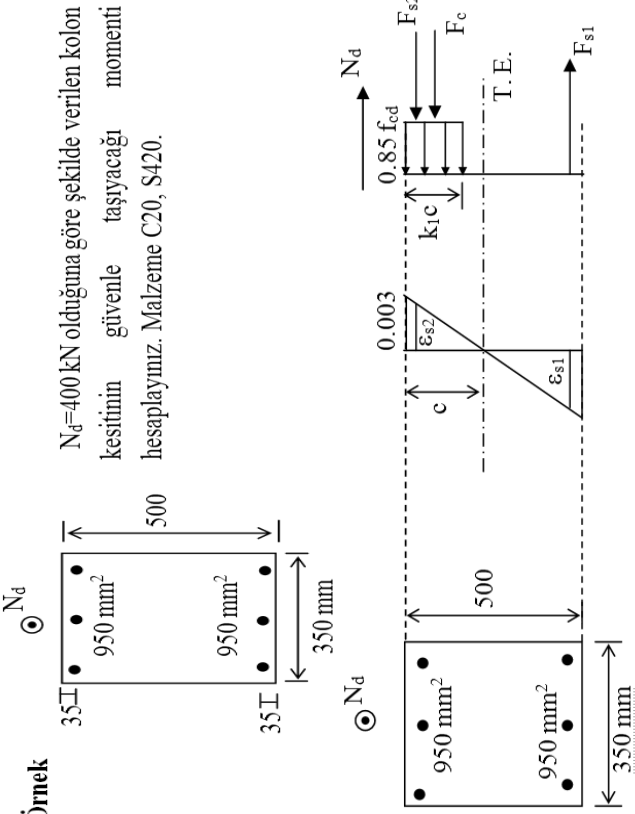
$\frac{M_{oy}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{M_{oz}}{b h^2 f_{cd}} = 0.17$ (kesit kare ve donatı simetrik olduğundan iki moment eşittir).

$$M_{oy}=M_{oz}=(0.17 \times 400 \times 400^2 \times 13) \times 10^{-6}=141.44 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{M_{xyd}}{M_{oy}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{xzd}}{M_{oz}} \right)^{\alpha_n} \leq 1$$

$$\left(\frac{50}{141.44} \right)^{1.52} + \left(\frac{100}{141.44} \right)^{1.52} = 0.21 + 0.59 = 0.8 < 1.0 \text{ taşıyabilir.}$$

Örnek



Kolonun kırılma biçiminin belirlenmesi gerekmektedir;

Dengeli durumda;

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\varepsilon_{sy}} \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \times 10^5} = 0.001825$$

$$\frac{c_b}{465 - c_b} = \frac{0.003}{0.001825} \quad c_b = 289.12 \text{ mm bulunur.}$$

Kesitteki donatı simetrik olduğundan;

$$N_b = F_c + F_{s2} - F_{s1}$$

$$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b$$

$$N_b = (0.85 \times 13 \times 0.85 \times 289.12 \times 350) \times 10^{-3}$$

$$N_b = 950.44 \text{ kN}$$

$N_d < N_b$ olduğundan çekme kırılması oluşmaktadır.

Tanım gereği;

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$, basınç donatısının akıp akmadığı kontrol edilmelidir.

$$\psi = \frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{400 \times 10^3}{350 \times 500 \times 13} = 0.176$$

$$\psi_{\xi} = 0.72 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \frac{d'}{h} = 0.72 \times \frac{600}{(600 - 365)} \times \frac{35}{500} = 0.128$$

$\psi > \psi_{\xi}$ olduğundan basınç donatısı akma konumuna gelmiştir. $\sigma_{s2} = f_{yd}$ alınacaktır.

Tarafsız eksen derinliği kuvvet denkleminde elde edilir.

$$N = F_c$$

$$400 \times 10^3 = 0.85 \times 13 \times 0.85 \times c \times 350$$

$c = 121.67$ mm elde edilir. Kesit ağırlık merkezine göre moment alınırsa;

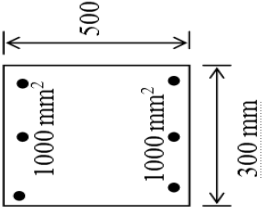
$$M_F = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_{s2} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_F = [0.85 \times 13 \times 0.85 \times 121.67 \times 350 \times (250 - \frac{0.85 \times 121.67}{2}) + 950 \times 365 \times (250 - 35) + 950 \times 365 \times (250 - 35)] \times 10^{-6}$$

$$M_F = 228.4 \text{ kNm elde edilir.}$$

Örnek

⊙ N_d



Şekilde verilen kolona $N_d=1250$ kN eksenel kuvvet etki etmektedir. Bu durumda kolonun taşıyabileceği momenti hesaplayınız. Malzeme C20, S420 ve paspayı=40 mm.

Çözüm:

Öncelikle kolonun kırılma biçiminin belirlenmesi gerekir.

Dengeli durumda;

$$c_b = \frac{600}{600 + f_{yd}} d, \quad c_b = \frac{600}{600 + 365} \times 460 = 286 \text{ mm}$$

Uygunluk denklemlerinden;

$$\frac{c-d}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{0.003}, \text{ buradan } \epsilon_{s1} = 0.003\left(\frac{c-d}{c}\right) \text{ ve } \sigma_{s1} = 600\left(\frac{c-d}{c}\right) \text{ ve } \sigma_{s2} = f_{yd} \text{ olur.}$$

Kuvvet denge denklemlerinden;

$$N = F_c + F_{s2} + F_{s1}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} + A_{s1} \sigma_{s1}$$

$$1250 \times 10^3 = 0.85 \times 13 \times 0.85 \times 300 \times 1000 \times 365 + 1000 \times 600 \times \left(\frac{c-460}{c}\right) \text{ denklem}$$

düzenlendiğinde, $c^2 - 101.144c - 97950.5 = 0$ formunu alır. İkinci derece denklemin çözümünden; $c = 367.6$ mm bulunur. Yani tarafsız eksen kesitin içinde kalmaktadır. Bu durumda $\sigma_{s1} = -150.82$ N/mm² elde edilir. Gerilmenin negatif çıkması, alt donatının çekme olduğunu göstermektedir. Birim deformasyon dağılımı yeniden oluşturulacak olursa;

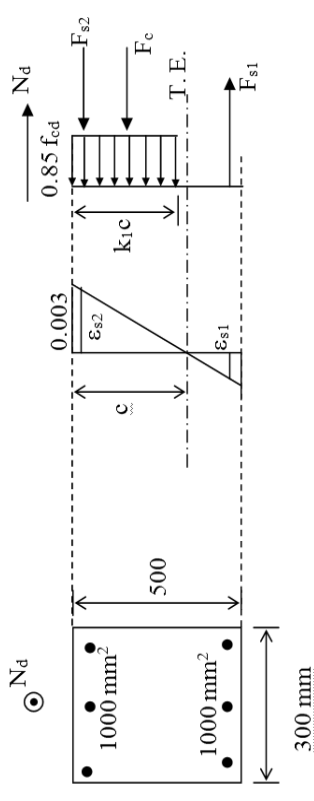
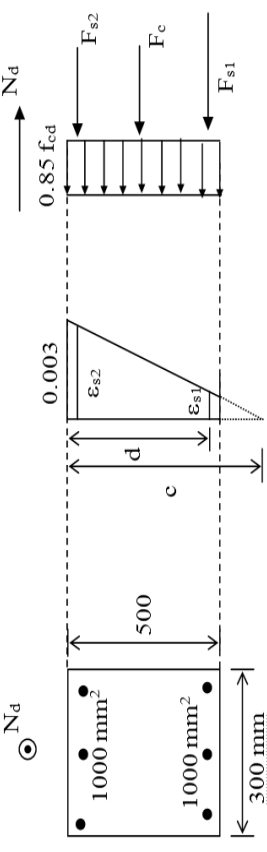
Kesit simetrik donatılı olduğundan;

$$N_t = F_{cb}$$

$$N_t = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b = 0.85 \times 13 \times 0.85 \times 286 \times 300 \times 10^{-3} = 805.87 \text{ kN}$$

$N_d > N_t$ olduğundan basınç kırılması oluşur ($\epsilon_{s2} > \epsilon_{sy}$).

Basınç kırılması durumunda en genel anlamda, tarafsız eksenin kesit dışında olduğu varsayılırsa, birim deformasyon dağılımı ve iç kuvvetler şekilde görüldüğü gibi meydana gelir.



Kesit ağırlık merkezine göre moment;

$$M_t = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_{s2} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} \sigma_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

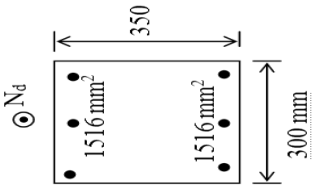
$$M_t = [0.85 \times 13 \times 0.85 \times 367.6 \times (250 - \frac{0.85 \times 367.6}{2}) + 1000 \times 365 \times (250 - 40) + 1000 \times 150.82 \times (250 - 40)] \times 10^{-6}$$

$M_t = 205.45$ kNm elde edilir.

Örnek

Şekilde verilen kolonun $e=130$ mm eksantrisite ile taşıyabileceği aksinel yükün hesap değerini

- Temel denklemleri kullanarak tarafsız eksenin yerini belirleyen denklemleri bulunuz.
- Eksenal kuvvet (N) ve taşıma gücü momenti (M) değerlerini bulunuz.
- $N = \frac{N_o}{1 + \left(\frac{N_o}{N_b} - 1\right) \frac{e}{e_b}}$ yaklaşık denklemini kullanarak N ve M değerlerini bulunuz. Malzeme C25, S420 ve paspayı=45 mm.



Kesit simetrik donatılı olduğundan;

$$N_b = F_{cb}$$

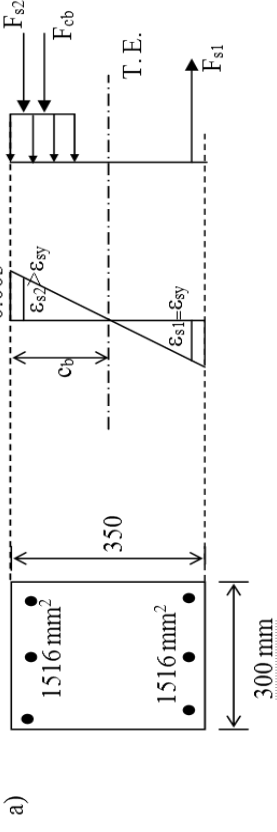
$$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b = 0.85 \times 17 \times 0.85 \times 189.6 \times 300 \times 10^{-3} = 698.63 \text{ kN}$$

İç kuvvetlerin momentinden dengeli moment değeri;

$$M_b = F_{cb} \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c_b}{2} \right) + A_{st} f_{yd} \frac{d''}{2} = \left[698.63 \times \left(175 - \frac{0.85 \times 189.6}{2} \right) + 2 \times 1516 \times 365 \times \left(\frac{260}{2} \right) \right] \times 10^{-6}$$

$$M_b = 209.8 \text{ kNm}$$

Çözüm: $\odot N_d$



Kolonun kırılma biçiminin belirlenmesi gerekmektedir; Dengeli durumda;

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\epsilon_{sy}} \quad \frac{f_{yd}}{\epsilon_{sy}} = \frac{365}{2 \times 10^5} = 0.001825$$

$$\frac{c_b}{305 - c_b} = \frac{0.003}{0.001825} \quad c_b = 189.6 \text{ mm bulunur.}$$

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{209.8}{698.63} = 0.3 \text{ m} \quad e < e_b \text{ olduğundan kırılma biçimi basınç kırılmasıdır.}$$

Bu durumda $\sigma_{s2} = f_{yd}$ ve $\sigma_{s1} = 600 \left(\frac{c - d}{c} \right)$, Tüm kuvvetler basınç olarak düşünülmüştür.

Tarafsız eksenin yerini belirleyen denklem iç kuvvetlerin kesit ağırlık merkezine göre momentinin ($N e$) momentine eşitlenmesi ile bulunur.

Kuvvet denge denklemi yazılırsa;

$$N = F_c + F_{s2} + F_{s1}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} + A_{s1} \sigma_{s1}$$

İç kuvvetlerin momenti yazılırsa;

$$M_f = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_{s2} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_{s1} \sigma_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right) \quad (1)$$

$$N e = (0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} + A_{s1} \sigma_{s1}) e \quad (2)$$

eşitlikleri elde edilir. Bu iki denklemin eşitlenmesinden;

$$0.85 \times 17 \times 0.85 \times 300 \times (175 - \frac{0.85 c}{2}) + 1516 \times 365 \times (175 - 45) - 1516 \times 600 \times (\frac{c - 305}{c}) \times (175 - 45) = 0$$

45)

$$= [0.85 \times 17 \times 0.85 \times 300 + 1516 \times 365 + 1500 \times 600 \times (\frac{c - 305}{c})] \times 130$$

$$c) \quad N_o = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd}$$

$$N_o = (0.85 \times 17 \times 300 \times 350 + 2 \times 1516 \times 365) \times 10^{-3} = 2623.93 \text{ kN}$$

$$N = \frac{N_o}{1 + \frac{e}{e_b} \left(\frac{N_o}{N_b} - 1 \right)} = \frac{2623.93}{1 + \frac{130}{300} \times \left(\frac{2623.93}{698.63} - 1 \right)} = 1195.8 \text{ kN}$$

$$M = N e = 155.46 \text{ kNm} \text{ olarak bulunmaktadır.}$$

c parametresine bağlı aşağıdaki ifade elde edilir.

$$c^3 - 105.88 c^2 + 151019.16 c - 46053639.85 = 0$$

Bu denklemin çözümünden

c=247.5 mm bulunmaktadır.

$$\sigma_{s1} = 600 \left(\frac{c - d}{c} \right) \text{ ifadesinden } \sigma_{s1} = -139.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (Çekme) olarak bulunmaktadır.}$$

b)

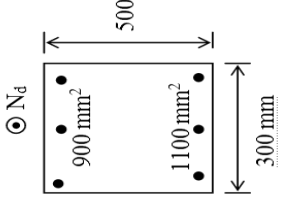
$$c = 247.5 \text{ mm için}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} + A_{s1} \sigma_{s1}$$

$$N = [0.85 \times 17 \times 0.85 \times 247.5 \times 300 + 1516 \times 365 + 1516 \times (-139.4)] \times 10^3 = 1254 \text{ kN}$$

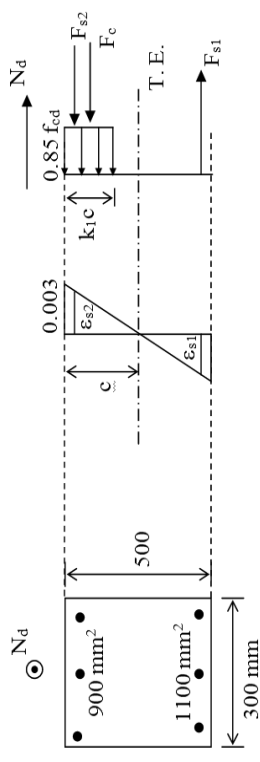
$$M = N e = 1254 \times 0.13 = 163.02 \text{ kNm olarak elde edilmektedir.}$$

Örnek



Şekilde verilen kolon $N_d = 825 \text{ kN}$ eksenel yüke maruz kaldığına göre kolon kesitinin taşıma gücü momentini bulunuz. Malzeme C25, S420 ve paspayı=50 mm.

Çözüm:



Kolonun kırılma biçiminin belirlenmesi gerekmektedir; Dengeli durumda;

$$\frac{c_b}{d - c_b} = \frac{0.003}{\varepsilon_{sy}} \quad \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \times 10^5} = 0.001825$$

$$\frac{c_b}{450 - c_b} = \frac{0.003}{0.001825} \quad c_b = 279.5 \text{ mm bulunur.}$$

$$N_b = F_c + F_{s2} - F_{s1}$$

$$N_b = 0.85 f_{cd} k_1 c_b b + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} f_{yd}$$

$$N_b = (0.85 \times 17 \times 0.85 \times 279.5 \times 300 + 900 \times 365 - 1100 \times 365) \times 10^{-3}$$

$$N_b = 956.8 \text{ kN}$$

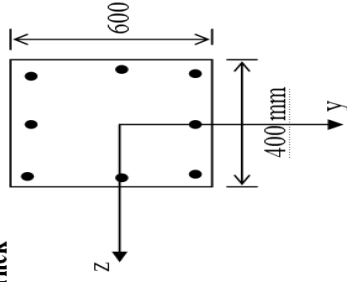
$N_d < N_b$ olduğundan çekme kırılması oluşmaktadır (Şekil 4.13). Tanım gereği;

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{sy}$, basınç donatısının akıp akmadığı kontrol edilmelidir.

Örnek

$$\begin{aligned} N_d &= 2500 \text{ kN} \\ M_{xyd} &= 105 \text{ kNm} \\ M_{xzd} &= 180 \text{ kNm} \\ A_{st} &= 8\phi 20 (2513 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

Paspayı=35 mm ve malzeme C20, S420 olduğuna göre verilen kesitin Bresler ve CPJO yöntemlerine göre güvenlik kontrolünü yapınız.



$$\psi = \frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{825 \times 10^3}{300 \times 500 \times 17} = 0.32$$

$$\psi_e = 0.72 \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s - f_{yd}} \frac{d'}{h} = 0.72 \times \frac{600}{(600 - 365)} \times \frac{50}{500} = 0.18$$

$\psi > \psi_e$ olduğundan basınç donatısı akma konumuna gelmiştir. $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{sy}$, $\sigma_{s2} = f_{yd}$ alınacaktır. Tarafsız eksen derinliği kuvvet denge denklemlerinden elde edilir.

$$N = F_c + F_{s2} - F_{s1}$$

$$N = 0.85 f_{cd} k_1 c b + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} f_{yd}$$

$$825 \times 10^3 = 0.85 \times 17 \times 0.85 \times c \times 300 + 900 \times 365 - 1100 \times 365$$

$$c = 243.7 \text{ mm elde edilir.}$$

$$M_r = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{k_1 c}{2} \right) + A_{s2} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_{s1} f_{yd} \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_r = [0.85 \times 17 \times 0.85 \times 243.7 \times 300 \times (250 - \frac{0.85 \times 243.7}{2}) + 900 \times 365 \times (250 - 50) + 1100 \times 365 \times (250 - 50)] \times 10^{-6}$$

$$M_r = 277.5 \text{ kNm elde edilir.}$$

Çözüm:

- Bresler kontrolü:

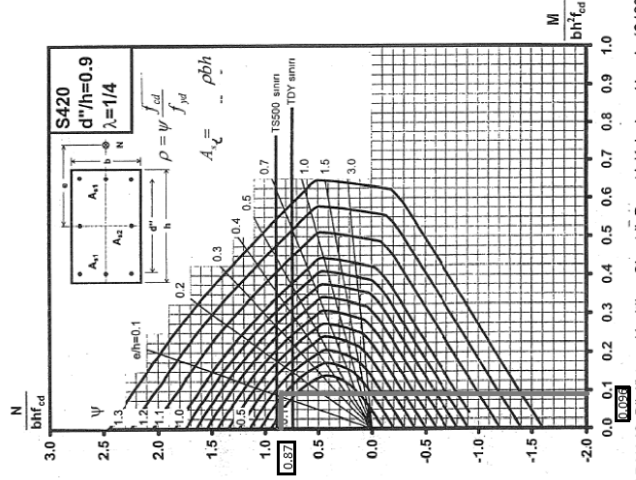
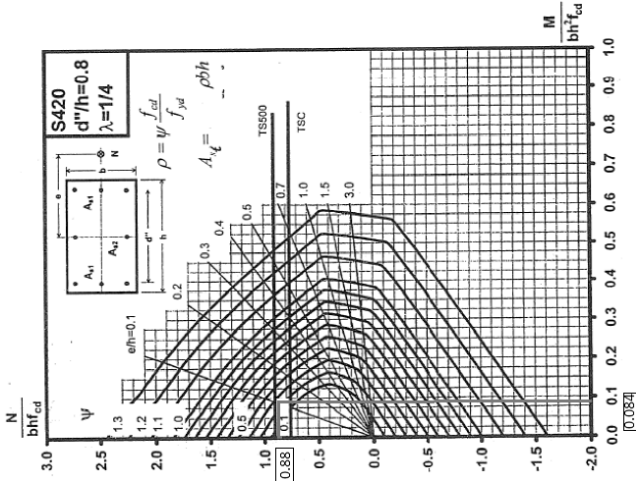
$$N_o = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = (0.85 \times 13 \times 400 \times 600 + 2513 \times 365) \times 10^{-3} = 3569.3 \text{ kN}$$

Taşıma gücü:

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{ry}} + \frac{1}{N_{tz}} - \frac{1}{N_o}$$

$$\frac{M_{xyd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{105 \times 10^6}{600 \times 400^2 \times 13} = 0.084, \quad \frac{d''}{h} = \frac{400 - 2 \times 35}{400} = 0.82 = 0.8$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b h} = \frac{2513}{600 \times 400} = 0.01, \quad \rho_t m = 0.01 \times \frac{365}{13} = 0.28, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}$$



Uygun abaktan;

$$\frac{N_{ry}}{b h f_{cd}} = 0.88 \text{ okunmaktadır. } N_{ry} = (0.88 \times 600 \times 400 \times 13) \times 10^{-3} = 2745 \text{ kN bulunur.}$$

$$\frac{M_{xzd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{180 \times 10^6}{400 \times 600^2 \times 13} = 0.096, \quad \frac{d''}{h} = \frac{600 - 2 \times 35}{600} = 0.88 = 0.9$$

$$\rho_l m = 0.28, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}$$

$$\frac{N_{tz}}{b h f_{cd}} = 0.87 \text{ okunmaktadır. Buradan } N_{tz} = (0.87 \times 400 \times 600 \times 13) \times 10^{-3} = 2714.4 \text{ kN}$$

$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{2745} + \frac{1}{2714.4} - \frac{1}{3569.3}$ bu ifadeden $N_r = 2209 \text{ kN} < 2500$ Kesit bu yükleri taşıyamaz.

• CP110:

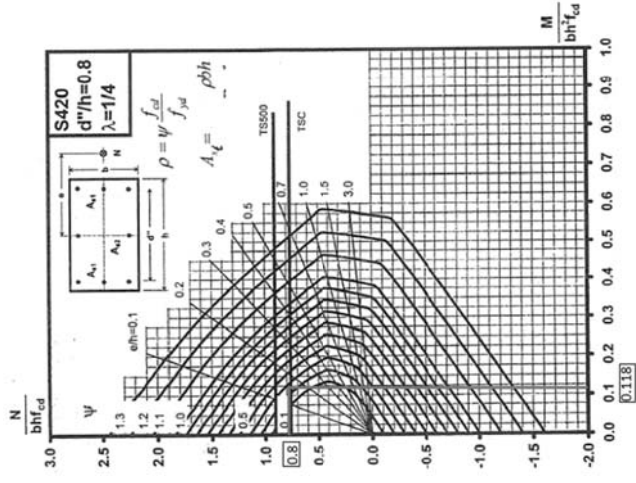
$$\alpha_n = 0.67 + 1.67 \frac{N}{N_o} = 0.67 + 1.67 \times \frac{2500}{3569.3} = 1.84$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{2500 \times 10^3}{600 \times 400 \times 13} = 0.8$$

$$\frac{M_{oy}}{b h^2 f_{cd}} \text{ abaktan okunmalıdır. } \frac{d''}{h} = 0.8, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}, \quad \rho_l m = 0.28$$

$$\frac{M_{oy}}{b h^2 f_{cd}} = 0.118 \text{ okunur. } M_{oy} = (0.118 \times 600 \times 400^2 \times 13) \times 10^{-6} = 147.26 \text{ kNm}$$

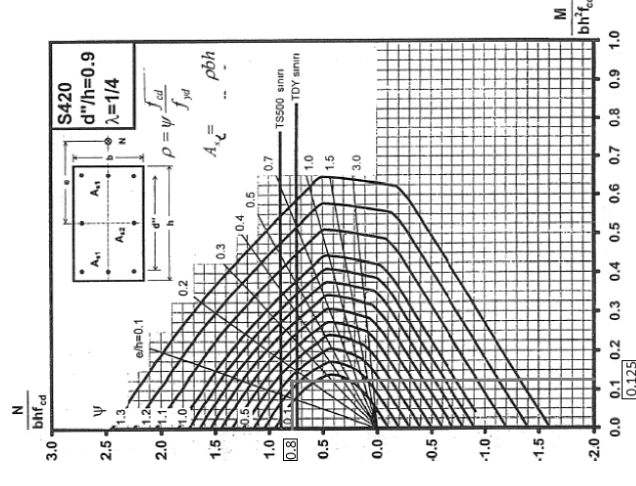
$$\frac{M_{oz}}{b h^2 f_{cd}} \text{ abaktan okunmalıdır. } \frac{d''}{h} = 0.9, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}, \quad \rho_l m = 0.28$$



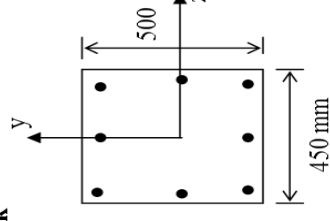
$$\frac{M_{oz}}{b h^2 f_{cd}} = 0.125 \text{ okunur. } M_{oz} = (0.125 \times 400 \times 600^2 \times 13) \times 10^{-6} = 234 \text{ kNm bulunur.}$$

$$\left(\frac{M_{xyd}}{M_{oy}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{zxd}}{M_{oz}} \right)^{\alpha_n} \leq 1 \text{ olmalıdır.}$$

$$\left(\frac{105}{147.26} \right)^{1.84} + \left(\frac{180}{234} \right)^{1.84} = 0.54 + 0.62 = 1.16 > 1 \text{ olduğundan kesit yükleri güvenle taşıyamaz.}$$



Örnek



$N_d = 2200 \text{ kN}$
 $M_{kyd} = 190 \text{ kNm}$
 $M_{kzd} = 210 \text{ kNm}$
 $A_{st} = 8\phi 20 \text{ mm}^2$
 Paspayı=40 mm ve malzeme C20, S420 olduğuna göre verilen kesitin Bresler ve CP110 yöntemlerine göre güvenlik kontrolünü yapınız.

Çözüm:

- Bresler kontrolü:

$$N_0 = 0.85 f_{cd} A_c + A_{st} f_{yd} = (0.85 \times 13 \times 450 \times 500 + 2512 \times 365) \times 10^{-3} = 3403.1 \text{ kN}$$

$$\text{Taşma gücü: } \frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{ry}} + \frac{1}{N_{rz}} - \frac{1}{N_0}$$

$$\frac{M_{xyd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{190 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 13} = 0.144, \quad \frac{d''}{h} = \frac{450 - 2 \times 40}{450} = 0.8,$$

$$\rho_t m = \frac{A_{st} f_{yd}}{b h f_{cd}} = \frac{2512}{450 \times 500} \times \frac{365}{13} = 0.313, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}$$

Uygun abaktan;

$$\frac{N_{ry}}{b h f_{cd}} = 0.74 \quad \text{okunmaktadır. Buradan } N_{ry} = (0.74 \times 450 \times 500 \times 13) \times 10^{-3} = 2164 \text{ kN}$$

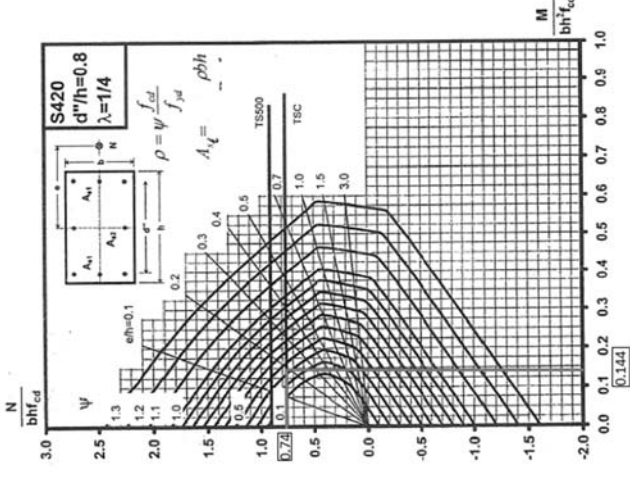
$$\frac{M_{xzd}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{210 \times 10^6}{450 \times 500^2 \times 13} = 0.143, \quad \frac{d''}{h} = \frac{500 - 2 \times 40}{500} = 0.84 = 0.8,$$

$$\rho_t m = 0.313, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII}$$

$$\frac{N_{rz}}{b h f_{cd}} = 0.74 \quad \text{okunmaktadır. Buradan } N_{rz} = (0.74 \times 450 \times 500 \times 13) \times 10^{-3} = 2164 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{2164} + \frac{1}{2164} - \frac{1}{3403.1} \quad \text{bu ifadeden } N_r = 1586.4 \text{ kN} < 2200 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Kesit bu yükleri güvenli taşıyamaz.



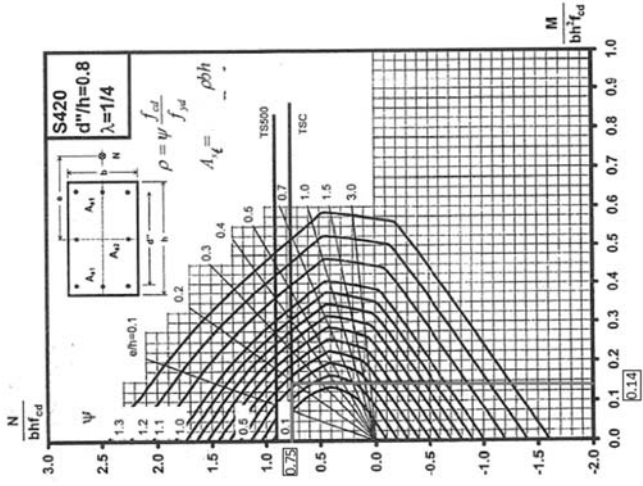
- CP110:

$$\alpha_n = 0.67 + 1.67 \frac{N}{N_0} = 0.67 + 1.67 \times \frac{2200}{3403.1} = 1.75$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{2200 \times 10^3}{450 \times 500 \times 13} = 0.75$$

$$\frac{M_{oy}}{b h^2 f_{cd}} \quad \text{abaktan okunmalıdır.} \quad \frac{d''}{h} = 0.8 \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad \text{BÇIII} \quad \rho_t m = 0.313$$

$$\frac{M_{oy}}{b h^2 f_{cd}} = 0.14 \quad \text{okunur.} \quad M_{oy} = (0.14 \times 500 \times 450^2 \times 13) \times 10^{-6} = 184.27 \text{ kNm}$$

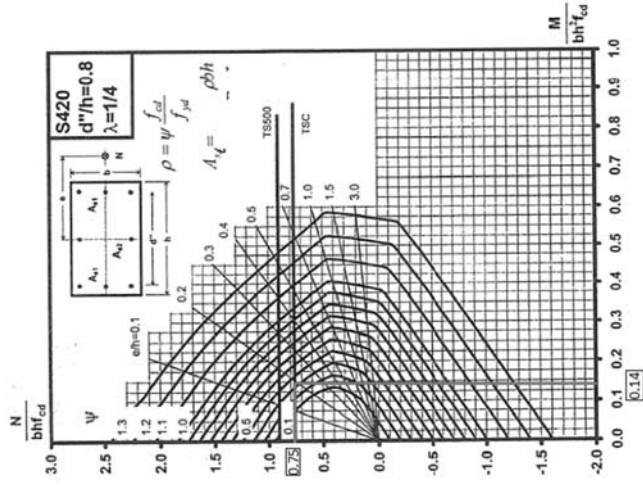


$$\frac{M_{oz}}{b h^2 f_{cd}} \text{ abaktan okunmalıdır. } \frac{d''}{h} = 0.8, \quad \lambda = \frac{1}{4}, \quad BÇIII, \quad \rho_t m = 0.313$$

$$\frac{M_{oz}}{b h^2 f_{cd}} = 0.14 \text{ okunur. } M_{oz} = (0.14 \times 450 \times 500^2 \times 13) \times 10^{-6} = 204.75 \text{ kNm bulunur.}$$

$$\left(\frac{M_{xyd}}{M_{oy}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_{xzd}}{M_{oz}} \right)^{\alpha_n} \leq 1 \text{ olmalıdır.}$$

$$\left(\frac{190}{184.27} \right)^{1.75} + \left(\frac{210}{204.75} \right)^{1.75} = 1.05 + 1.04 = 2.09 > 1 \text{ Kesit yükleri güvenle taşıyamaz.}$$



BETONARME – 1

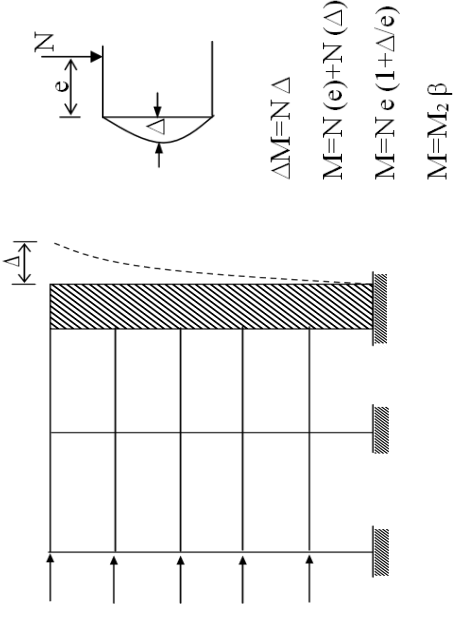
DERSNOTLARI

BÖLÜM 6

Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

NARİNLİK ETKİSİ

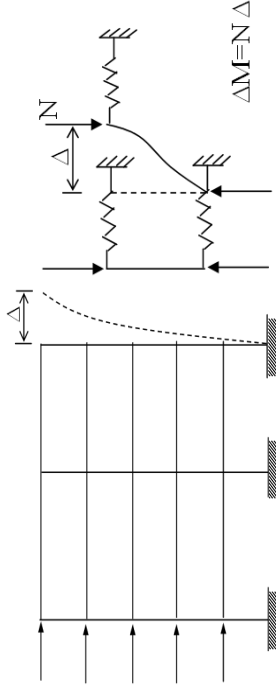
Yapılarda tüm kolonlar eğilme momenti taşırlar ve bu momentler kolonda eğrilik oluşturur. Eğrilik kolonun iki ucu arasında deplasman yapmasına neden olur. Bazen bu deplasmanlar yanıl ötelenmeye bağılı olarak da (görelil olarak) meydana gelebilirler. Bu deplasmanlar sonuç olarak eksantrisiteyi artırır ve momenti büyötmüş olur.



Genel Yöntem:

Eksenel basınç ile birlikte eğilme de taşıyan betonarme elemanların boyutlandırıp donatılandırılması, elverişsiz yük bileşenleri altında, doğrusal olmayan malzeme davranışını, çatlamayı, betonun sünme ve büzülmesini göz önünde bulunduran ikinci mertebe yapısal çözümlemelerden elde edilen eksenel kuvvet ve moment değerlerine göre yapılır. Ancak narinlik sınırının aşağıdaki sınırı aşmadığı elemanların hesabında aşağıda verilen yaklaşık yöntem kullanılabilir;

$$(l_k/i) \leq 100$$



Yaklaşık Yöntem (Moment Büyütme Yöntemi):

Kesiti ve eksenel kuvveti yükseklik boyunca değişmeyen kolonlara uygulanan bu yaklaşık yöntemde tasarımda kullanılacak tasarım momenti, doğrusal elastik varsayımlarına dayalı çözümden elde edilen ve minimum eksantrisite koşulunu sağlamak zorunda olan en büyük uç momentinin bir çarpan ile büyütülmesi ile bulunur.

Doğrusal malzeme davranışı varsayımı ile yatay ve düşey yükler altında yapılan ikinci mertebe yapısal çözümlemelerden elde edilen kolon uç momentlerinin aynı varsayımlar ve yükler altında yapılan birinci mertebe çözümlemesinden elde edilen kolon uç momentlerinden en çok %5 kadar farklı olduğu durumlarda yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.

(a) Yanal Öteleme Ölçütü:

Yapı sistemi içinde yatay kuvvetlere karşı yeterli rijitlik taşıyan perde, duvar ya da benzeri elemanlar varsa yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu varsayılabilir.

İkinci mertebe çözümlenmesi yapılmıyorsa, yapının herhangi bir katı için taşıyıcı sistemin tümü göz önünde tutularak hesaplanan duraylılık (stabilite) endeksi(φ) aşağıda belirtilen sınırı aşmadığı durumlarda da o katta yeterli rijitlik bulunduğu ve yanal ötelenmenin önlenmiş olduğu kabul edilebilir.

$$\varphi = 1.5 \Delta_i \frac{\sum N_d / I_i}{V_{fi}} \leq 0.05$$

Bu hesaplarda çatlamamış kesit varsayımı ve

$$F_d = 1.0G + 1.0Q + 1.0E \quad \text{ve}$$

$$F_d = 1.0G + 1.3Q + 1.3W$$

V_{fi} : i. kattaki taban kesme kuvveti toplamı

Δ_i : i. kattaki görelî kat ötelenmesi

yük bileşimlerinden bulunan değerlerden elverişsiz olanı temel alınır.

Kolon etkili boyu katsayısı "k" yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş kat kolonları için aşağıda tanımlanmıştır.

•Yanal ötelenmesi önlenmiş kat kolonları

için:

$$k = 0.7 + 0.05 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

Ancak, $k \leq (0.85 + 0.05 \alpha_1)$

$$k \leq 1.0$$

Hesap yapılmamışsa, yanal ötelenmesi önlenmiş kat kolonlarında, $k=1.0$ alınır.

(b) Kolon Etkili Boyu:

Kolon serbest boyu, döşemeler, kirişler veya kolona yanal destek sağlayan diğer elemanlar arasındaki uzaklıktır. Kolon başlığı veya guse bulunan durumlarda, kolon serbest boyu, başlık veya guse alt yüzünden ölçülür. Daha güvenilir bir çözümleme yönteminin kullanılmadığı durumlarda, kolon etkili boyu, kolon serbest boyu, kolon uçlarındaki dönmenin engellenmesi ile ilişkili olan ve aşağıda tanımlanan "k" katsayısı ile çarpılarak elde edilebilir.

$$l_k = k l_n \quad (l_n: \text{kolonun serbest boyu})$$

•Yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonları için:

$$\alpha_m < 2 \text{ ise, } k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m}$$

$$\alpha_m \geq 2 \text{ ise, } k = 0.9 \sqrt{1 + \alpha_m}$$

Bir ucu mafsallı olan yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda, $k=2+0.3 \alpha_2$ alınır.

$$\alpha_{1,2} = \frac{\sum (I/I)_{\text{kolon}}}{\sum (I/I)_{\text{kiriş}}}; \quad \alpha_m = 0.5 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

Ankastre kolonlarda $\alpha=0$ ve mafsallı kolonlarda $\alpha=\infty$ alınır.

$\frac{I}{L}$ (kiriş) sadece eğilme doğrultusu yönü için hesaba alınır.

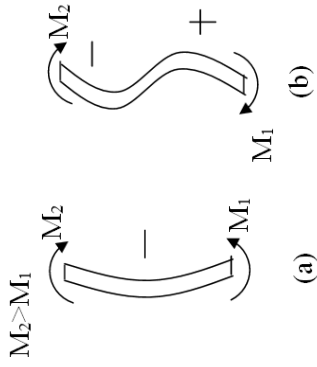
Kolon atalet momenti gross kesit atalet momenti olarak hesaplanır. Kiriş atalet momentleri ise pratikte daima kirişlerde kılcal çatlamlar oluşabileceğinden çatlama kesit atalet momenti hesaba katılır.

Çatlama kesit atalet momenti, yaklaşık olarak kesit atalet momentinin yarısı olarak kabul edilir.

$$I_k/i \leq 34-12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

koşulu sağlanıyorsa narinlik etkisi ihmal edilebilir.

M_1 ve M_2 kolonun aynı yüzünde basınç oluştuyorsa (tek eğrilikli kolon), (M_1/M_2) oranı pozitif (a), tersi durumlarda (çift eğrilikli kolon) bu oran negatif alınır (b).



TS500 e göre şu koşulların sağlandığı durumlarda ikinci mertebe momentleri ihmal edilebilir;

(c) Narinlik Etkisinin İhmal Edilebileceği Durumlar:

Yanal öteleme önlenmiş kat kolonlarında:

M_2 : Kolondaki büyük moment
 M_1 : Kolondaki küçük moment
 $i=0.3 h$ (Dikdörtgen)
 $i=0.25 d$ (Dairesel)

Yanal öteleme önlenmemiş kat kolonlarında:

$I_k/i \leq 22$ koşulu sağlanıyorsa narinlik etkisi ihmal edilebilir.

(d) Burkulma Yüklü Hesabı:

Kolon burkulma yükü Euler denklemiyle hesaplanır.

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(l_k)^2}$$

Kolon etkili eğilme rijitliği (EI), daha güvenilir bir hesap yapılmayan durumlarda, aşağıda verilen denklemle elde edilebilir.

$$EI = \frac{0.2 E_c I_c + E_s I_s}{1 + R_m} \quad \text{veya} \quad EI = \frac{0.4 E_c I_c}{1 + R_m}$$

Burada $E_c I_c$ tüm beton kesitinin eğilme rijitliği, $E_s I_s$ de boyuna donatı kesitinin, eleman kesiti ağırlık merkezine göre oluşturduğu eğilme rijitliğidir.

Narin Kolon Hesap Yöntemi:

(e) Moment Büyütme Katsayısı:

•Yanal ötelenmesi önlenmiş kat kolonlarında:

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} \geq 1.0 \quad \text{Burada,} \quad C_m = (0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}) \geq 0.4 ; M_1 \leq M_2$$

denklemle hesaplanırken (M_1/M_2) oranı tek eğrilikli kolonlarda pozitif, çift eğrilikli kolonlarda negatif alınır. Kolon uçları arasında etkiyen herhangi bir yatay yük varsa, $C_m=1.0$ alınır. Tasarımda kullanılacak tasarım momenti;

$$M_d' = \beta M_2$$

Sünme oranı R_m , yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde, düşey yüklerden elde edilen kolon hesap eksenel kuvvetindeki kalıcı yük katkısının, toplam değere oranıdır.

$$R_m = \frac{N_{gd}}{N_d}$$

Sünme oranı R_m , yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde ise, tüm kat kolonları hesap kesme kuvvetlerindeki (V_d) kalıcı yük katkısı toplamının, hesap kesme kuvvetleri toplamına oranıdır.

$$R_m = \frac{\sum V_{gd}}{\sum V_d} \quad (\text{Tüm kat için}).$$

•Yanal ötelenme önlenmemiş kat kolonlarında:

Tüm kat kolonları için;

$$\beta_s = \frac{1}{1 - 1.3 \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} \geq 1.0$$

Burada, $\sum N_d$ ve $\sum N_k$, o kattaki basınç elemanlarının taşıdıkları eksenel tasarım yüklerinin toplamı ve kolon kritik yüklerinin toplamıdır. Bu değerler aşağıdaki koşulu sağlamalıdır, sağlamıyorsa kolon boyutları büyütülmelidir.

$$\sum N_d \leq 0.45 \sum N_k$$

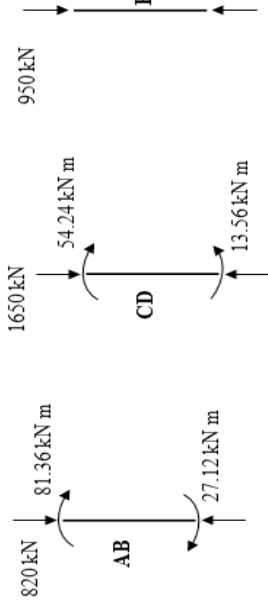
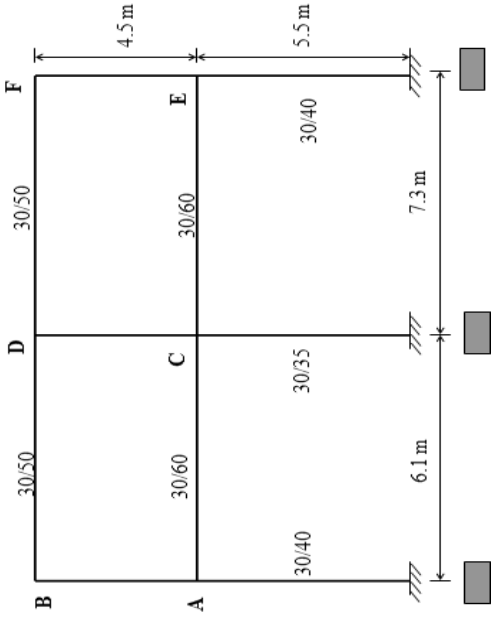
Yanal ötelenmesi önlenmemiş kat kolonlarının her biri için ayrıca bireysel β değerleri de hesaplanmalıdır. Bu hesaplarda $C_m=1.0$ alınmalıdır. Hesap momentinin bulunmasında, β ve β_s değerlerinden büyük olanı kullanılır ($M_d'=\beta M_2$ ve $M_d'=\beta_s M_2$ den büyük olanı).

Ancak, serbest boy ile bulunan narinlik oranı,

$$\left(\frac{L}{i}\right) > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} \quad \text{olan kolonların hesap momentinin bulunmasında,}$$

$$\beta \text{ ve } \beta_s \text{ değerlerinin çarpımı kullanılır (} M_d'=\beta \beta_s M_2 \text{).}$$

Örnek:



Şekildeki çerçeve kendi düzlemi içerisinde A-B, C-D, E-F kolonlarının kısa veya narin kolon olup olmadığını belirleyiniz. A-B ve C-D kolonlarının tasarımını yapınız. $R_m=0.4$, $E_c=30000$ MPa, $f_{cd}=17$ MPa, $f_{yd}=365$ MPa, paspayı=25mm, yanal deplasman önlenmemiştir.

A-B Kolonu:

$$I_c=0.3*0.4^3/12=0.0016 \text{ m}^4$$

$$I_B(A-C)=0.3*0.6^3/12=0.0054 \text{ m}^4, I_{B,ef}=0.5*0.0054=0.0027 \text{ m}^4$$

$$I_B(B-D)=0.3*0.5^3/12=0.0031 \text{ m}^4, I_{B,ef}=0.00155 \text{ m}^4$$

$$\alpha = \frac{\sum (I/L)_{\text{kolon}}}{\sum (I/L)_{\text{kiriş}}}$$

$$\frac{0.0016}{4.5} + \frac{0.0016}{5.5} = 1.46, \alpha_B = \frac{0.0016}{0.00155} = 1.4$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5(1.46 + 1.4) = 1.43 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.45$$

$$L_{AB} = 1.45 * 4.5 = 6.5 \text{ m}$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{6.5}{0.3 * 0.4} = 54.16 > 22 \text{ (Narin kolon)} \quad \beta_{A-B} = \frac{1}{1 - 1.3 * \frac{820}{3203.7}} = 1.50$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 * (1 + R_m)} = \frac{30 * 10^6 * 0.0016}{2.5 * (1 + 0.4)} = 13714.3 \text{ kN m}^2$$

$$\text{Kritik yük, } N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 * 13714.3}{6.5^2} = 3203.7 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{i} = \frac{4.5}{0.3 * 0.4} = 37.5, \quad \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{820 * 10^3}{25 * 300 * 400}}} = 66.94$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.2$$

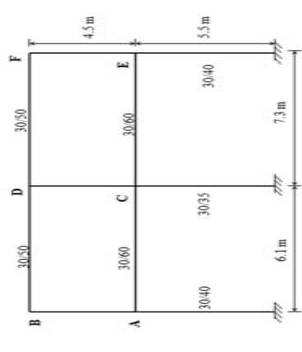
$$\frac{kL}{i} = \frac{1.2 * 4.5}{0.3 * 0.35} = 51.43 > 22 \text{ (Narin kolon)}$$

$$EI = \frac{30 * 10^6 * 0.0011}{2.5 * (1 + 0.4)} = 9428.6 \text{ kN m}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 * 9428.6}{(5.4)^2} = 3191.2 \text{ kN} \quad \beta_{C-D} = \frac{1}{1 - 1.3 * \frac{1650}{3191.2}} = 3.05$$

$$\frac{1}{i} = 42.86 < \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} = 44.14 \text{ olduğundan } \beta \text{ ve } \beta_s \text{ çarpımı kullanılmayacaktır.}$$

$$\frac{1}{i} < \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} \text{ olduğundan } \beta \text{ ve } \beta_s \text{ çarpımı kullanılmayacaktır.}$$



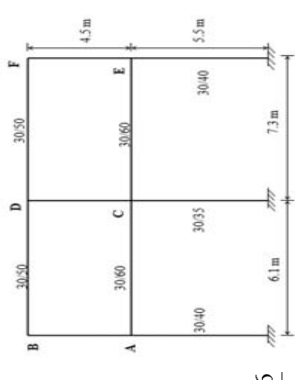
C-D Kolonu:

$$I_c = 0.3 * 0.35^3 / 12 = 0.0011 \text{ m}^4$$

$$\alpha_C = \frac{4.5}{0.0027} + \frac{5.5}{0.0027} = 0.547 \text{ (alt)}$$

$$\alpha_D = \frac{4.5}{0.00155} + \frac{0.00155}{0.00155} = 0.524 \text{ (üst)},$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5(0.5 + 0.547) = 0.535 < 2$$



EF Kolonu:

$$\alpha_E = \frac{0.0016}{4.5} + \frac{0.0016}{0.0027} = 1.75, \quad \alpha_F = \frac{4.5}{0.00155} = 1.67,$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5(1.75 + 1.67) = 1.71 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.505$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{1.505 * 4.5}{0.3 * 0.4} = 56.43 > 22 \text{ (Narin kolon)}$$

$$EI = \frac{30 * 10^6 * 0.0016}{2.5 * (1 + 0.4)} = 13714.3 \text{ kN m}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 * 13714.3}{(6.77)^2} = 2953.2 \text{ kN} \quad \beta_{E-F} = \frac{1}{1 - 1.3 * \frac{950}{2953.2}} = 1.72$$

$$\frac{1}{i} = 37.5 < \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} = 62.2 \text{ olduğundan } \beta \text{ ve } \beta_s \text{ çarpımı}$$

kullanılmayacaktır.

$$\Sigma N_d = 3420 \text{ kN}, \quad \Sigma N_k = 9348.1 \text{ kN} \quad \Sigma N_d < 0.45 \Sigma N_k = 4206.6 \text{ uygun.}$$

$$\beta_s = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{\Sigma N_d}{\Sigma N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \frac{3420}{9348.1}} = 1.91$$

KESİT HESABI:

$$\beta = 1.50 < \beta_s = 1.91$$

A-B Kolonu:

$$M_d' = \beta M_d = 1.91 * 81.36 = 155.4 \text{ kN m}, \quad N_d = 820 \text{ kN},$$

$$d' = 2.5 \text{ cm}, \quad d'' = 35 \text{ cm} \quad \frac{d''}{h} = \frac{35}{40} = 0.9, \quad \lambda = 0, \quad S420, \quad BÇIII$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{820 * 10^3}{300 * 400 * 17} = 0.4, \quad \frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}} = \frac{155.4 * 10^6}{300 * 400^2 * 17} = 0.19$$

$$\rho_t m = 0.18, \quad m = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{365}{17} = 21.47,$$

$$\rho_t = 0.18 / 21.47 = 0.0084 < \rho_{t(\min)} = 0.01$$

$$A_{st} = 0.01 * 300 * 400 = 1200 \text{ mm}^2 \quad (8\phi 14 = 1232 \text{ mm}^2)$$

C-D Kolonu:

$$\beta > \beta_s = 1.91$$

$$M_d' = \beta M_d = 3.03 * 54.24 = 164.35 \text{ kN m}, \quad N_d = 1650 \text{ kN}$$

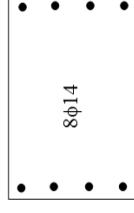
$$d' = 2.5 \text{ cm}, \quad d'' = 30 \text{ cm}, \quad \frac{d''}{h} = \frac{30}{35} = 0.9, \quad \lambda = 0, \quad S420.$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1650 * 10^3}{300 * 350 * 17} = 0.92 > 0.9 \text{ (Yaklaşık 0.9 kabul edilir)}$$

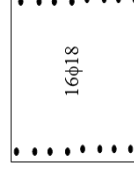
$$\frac{M_d'}{b h^2 f_{cd}} = \frac{164.35 * 10^6}{300 * 350^2 * 17} = 0.263, \quad \rho_t m = 0.82$$

$$m = 21.47, \quad \rho_t = 0.82 / 21.47 = 0.0382$$

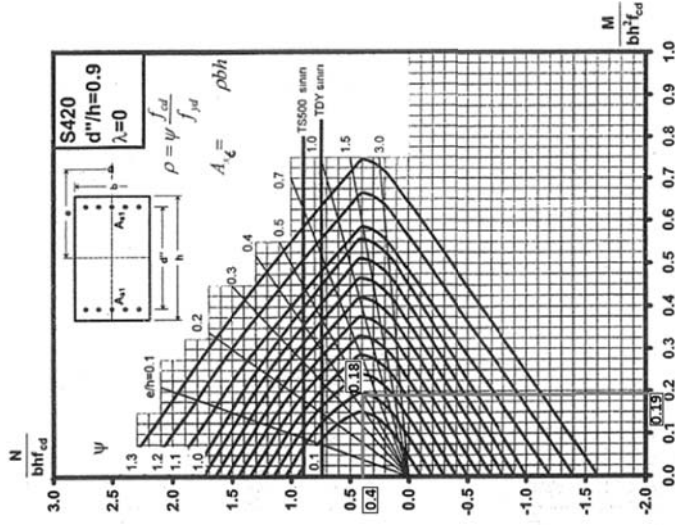
$$A_{st} = 0.0382 * 300 * 350 = 4010 \text{ mm}^2 \quad (16\phi 18 = 4071 \text{ mm}^2).$$

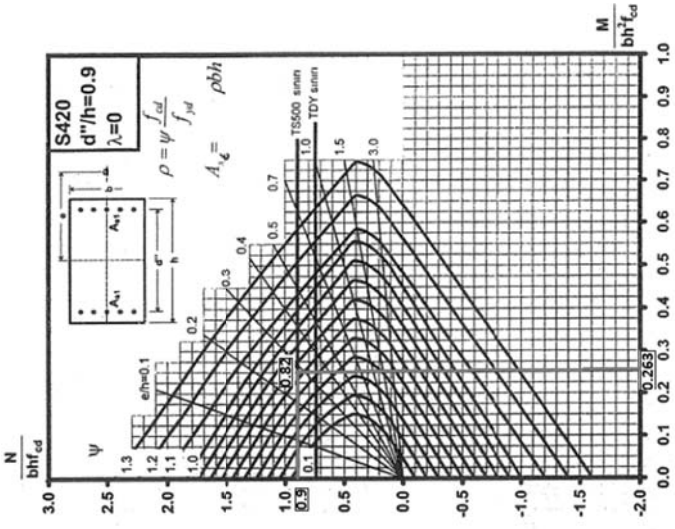


A-B Kolonu

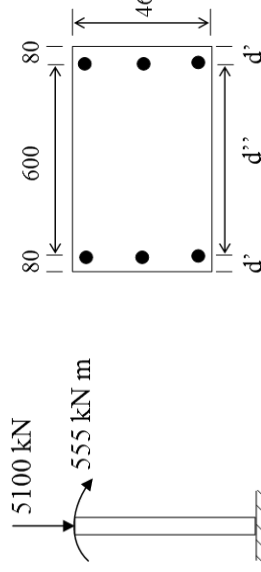


C-D Kolonu





593



Çözüm:

$$a) \quad m = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{365}{17} = 21.47, \quad \frac{d''}{h} = 0.8, \quad e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{555}{5100} = 0.109 \text{ m}$$

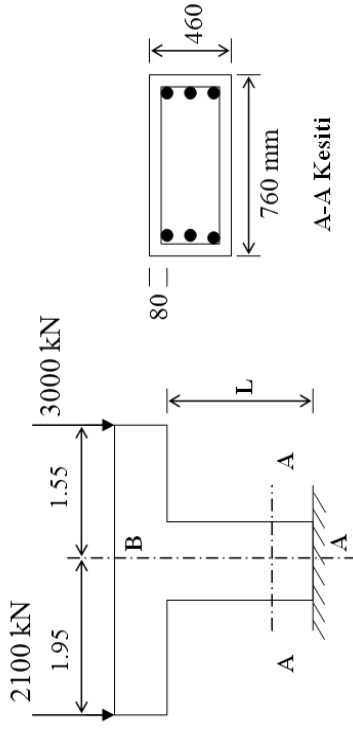
$$\frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{5100 \cdot 10^3}{460 \cdot 760 \cdot 17} = 0.86, \quad \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{555 \cdot 10^6}{460 \cdot 760^2 \cdot 17} = 0.123$$

$$e/h = 109/760 = 0.14 \text{ buradan } \rho_t m = 0.36, \quad \rho_t = \frac{0.36}{21.47} = 0.0168$$

$$A_{st} = 0.0168 \cdot 460 \cdot 760 = 5873.3 \text{ mm}^2 \quad (14\phi 24 = 6333 \text{ mm}^2).$$

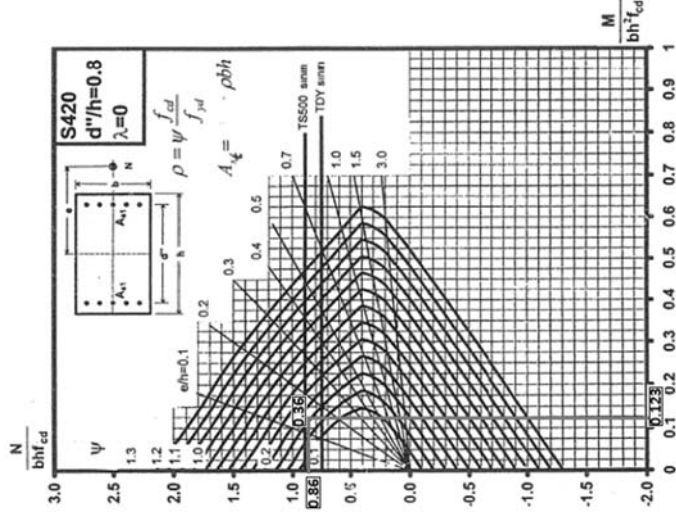
595

Örnek:



- a) Kesit için gerekli olan donatıyı hesaplayınız.
b) A-B kolonu kısa kolon ise **max.** L boyu nedir?
Malzeme C25, S420 ($f_{cd}=17 \text{ Mpa}$, $f_{yd}=365 \text{ Mpa}$).

594



596

b)

Kısa kolon için $\frac{kL}{i} \leq 22$ olmalıdır.

$$\alpha_A = \frac{\sum (I/L)_{\text{kolon}}}{\sum (I/L)_{\text{kiriş}}} = 0 \quad (\text{Payda } \infty \text{ olduğundan})$$

$$\alpha_B = \frac{\sum (I/L)_{\text{kolon}}}{\sum (I/L)_{\text{kiriş}}} = \infty \quad (\text{payda } 0 \text{ olduğundan})$$

$$k=2$$

$$\frac{2 * L}{0.3 * 0.76} \leq 22 \text{ buradan } L \leq 2.51 \text{ m bulunur.}$$

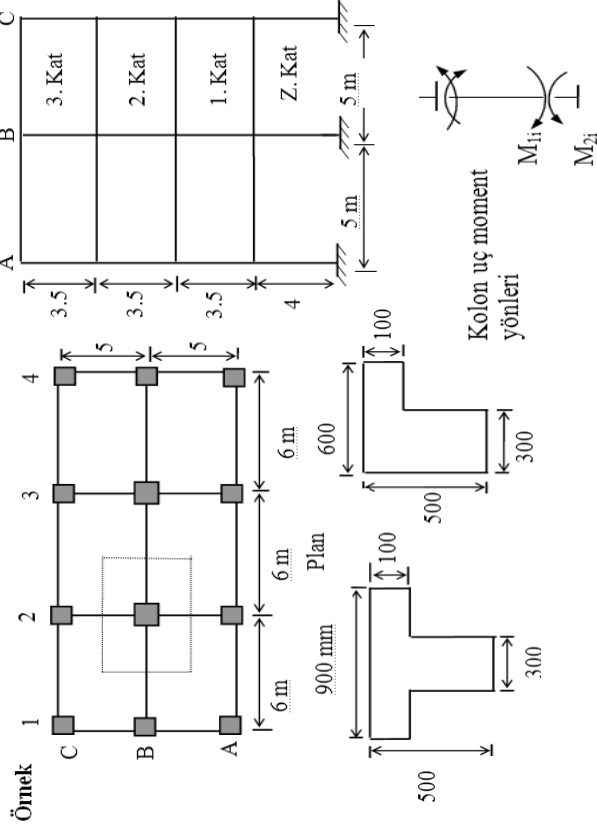
Kolon boyutları:

1.Kat ve Zemin Kat: B2,B3 (40×40), Diğerleri (35×35) Malzeme C25,S420

$R_m=0.66$. Narinlik kontrolünü yapınız ve B2 kolonunun tasarımını yapınız.

Zemin kat kolonları eksenel yük ve momentleri (kN, kNm)

Kolon	A1, A4, C1, C4	A2, A3, C2, C3	B1, B4	B2, B3
M_1	40	50	65	80
M_2	42	55	75	95
N_d	600	1000	1200	2000



Çözüm:

Perde, duvar gibi rijit elemanlar bulunmadığı için çerçevenin yanal deplasman yapacağı açıktır.

Eylemsizlik momentleri:

Tablalı kirişlerin eylemsizlik momentleri, μ tablosu yardımı ile hesaplanmış olup çatalamamış beton kesitler esas alınmıştır.

- İç kirişler için :

$$b_w/b=300/900=0.33, h_f/h=100/500=0.20 \text{ buradan } \mu=23.15$$

$$I_c=0.9 \times 0.5^3/23.15=4.86 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Kenar kirişler için:

$$b_w/b=300/600=0.5, h_f/h=100/500=0.20 \text{ buradan } \mu=18.08$$

$$I_c=0.6 \times 0.5^3/18.08=4.15 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- B2 ve B3 kolonları için:

$$I_c=0.4^3 \times 0.4/12=2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Diğer kolonlar için:

$$I_c=0.35^4/12=1.25 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{4.88}{0.3 \times 0.4} = 40.67 > 22 \text{ (Narin kolon)}$$

$$\frac{L}{i} > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ct} A_c}}} \text{ ise hesap momentinin bulunmasında, } \beta \text{ ve } \beta_s \text{ çarpımı kullanılır.}$$

$$\frac{\frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ct} A_c}}}}{\frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{2000 \times 10^3}{25 \times 400 \times 400}}} = 49.5 > 33.3 = \frac{L}{i} \text{ olduğundan } \beta, \beta_s \text{ kullanılmayacaktır.}$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.00213}{2.5 \times (1 + 0.66)} = 15397.6 \text{ kNm}^2$$

$$\text{Kritik yük, } N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 15397.6}{4.88^2} = 6381.35 \text{ kN}$$

Yanal ötelenme önlenmemiş çerçevelerde bireysel β için $C_m=1.0$ alınır.

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{2000}{6381.35}} = 1.69 > 1$$

Kirişler için çatlama kesit eylemsizlik momentleri I_{cr} çatlama kesit eylemsizlik momentlerinin yarısına eşit alınabilir.

$$\text{İç kirişler için: } I_{cr}=0.5 \times 4.86 \times 10^{-3} = 2.43 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Kenar kirişler için: } I_{cr}=0.5 \times 4.15 \times 10^{-3} = 2.08 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

B2 kolonu için etkili boy hesaplanır.

$$\alpha_A=0 \text{ (Ankastre uç)}$$

$$\alpha_B = \frac{\frac{2.13}{3.5} + \frac{2.13}{4}}{\frac{2.43}{5} \times 2} = 1.17, \quad \alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0 + 1.17) = 0.585 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.22$$

$$L_{AB} = k l_n = 1.22 \times 4 = 4.88 \text{ m}$$

Kat İçin Moment Büyütme Katsayısının Hesabı (β_s):

A1, A4, C1, C4 için N_k değerleri belirlenir.

$$\alpha_A=0 \text{ (Ankastre)}, \quad \alpha_B = \frac{\frac{1.25}{3.5} + \frac{1.25}{4}}{\frac{2.08}{5}} = 1.61$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0 + 1.61) = 0.805 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = \frac{20 - 0.805}{20} \times \sqrt{1 + 0.805} = 1.29$$

$$L_k = k l_n = 1.29 \times 4 = 5.16 \text{ m}$$

$$\frac{kL}{i} = 49.1 \text{ (Narin kolon)}$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{2000 \times 10^3}{25 \times 350 \times 350}}} = 79.07 \quad \beta, \beta_s \text{ kullanılmayacaktır.}$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.00125}{2.5 \times (1 + 0.66)} = 9036 \text{ kNm}^2$$

$$\text{Kritik yük, } N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 9036}{5.16^2} = 3349.5 \text{ kN}$$

A2, A3, C2, C3 kolonları için N_k belirlenir.

$$\alpha_A = 0 \text{ (Ankastre)}, \quad \alpha_B = \frac{1.25}{2.43} + \frac{1.25}{4} = 1.38, \quad k = 1.2$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0 + 1.38) = 0.69 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.255$$

$$L_k = k l_n = 1.255 \times 4 = 5 \text{ m}$$

$$\frac{k L}{i} = 47.62 \text{ (Narin kolon)}, \quad \frac{35}{\sqrt[3]{f_{ck} A_c}} = 61.25 > \frac{L}{i} = 38.09$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.00125}{2.5 \times (1 + 0.66)} = 9036 \text{ kNm}^2$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 \times (1 + R_m)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.00125}{2.5 \times (1 + 0.66)} = 9036 \text{ kNm}^2$$

$$\text{Kritik yük, } N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 9036}{4.64^2} = 4142.3 \text{ kN}$$

B2 ve B3 kolonları için $N_k = 6381.35 \text{ kN}$ (Daha önce bulundu).

Kat için β_s değeri;

$$\beta_s = \frac{1}{(1 - 1.3 \frac{\sum N_d}{\sum N_k})},$$

$$\sum N_d = 600 \times 4 + 1000 \times 4 + 1200 \times 2 + 2000 \times 2 = 12800 \text{ kN}$$

$$\sum N_k = 3349.5 \times 4 + 3567.3 \times 4 + 4142.3 \times 2 + 6381.35 \times 2 = 48714.5 \text{ kN}$$

$$\sum N_d \leq 0.45 \sum N_k \text{ olmalı} \quad 12800 < 0.45 \times 48714.5 = 21921.5 \text{ kN}$$

$$\beta_s = \frac{1}{(1 - 1.3 \times \frac{12800}{48714.5})} = 1.52 > 1$$

$$\text{Kritik yük, } N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 9036}{5^2} = 3567.3 \text{ kN}$$

B1 ve B4 kolonları için N_k belirlenir.

$$\alpha_A = 0 \text{ (Ankastre)}, \quad \alpha_B = \frac{1.25}{3.5} + \frac{1.25}{4} = 0.8$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0 + 0.8) = 0.4 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.16$$

$$L_k = k l_n = 1.16 \times 4 = 4.64 \text{ m}$$

$$\frac{k L}{i} = 44.2, \quad \frac{35}{\sqrt[3]{f_{ck} A_c}} = 55.9 > 38.09$$

B2 Kolonu için kesit hesabı:

B2 kolonu bireysel $\beta = 1.69 > \beta_s$ olduğundan $\beta = 1.69$ alınacaktır.

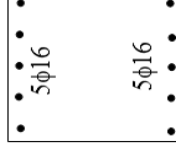
$$M_d = \beta_s M_2 = 1.69 \times 95 = 160.55 \text{ kNm}, \quad N_d = 2000 \text{ kN}, \quad d' = 45 \text{ mm}, \quad \lambda = 0 \quad d''/h = 310/400 = 0.8, \quad BÇIII.$$

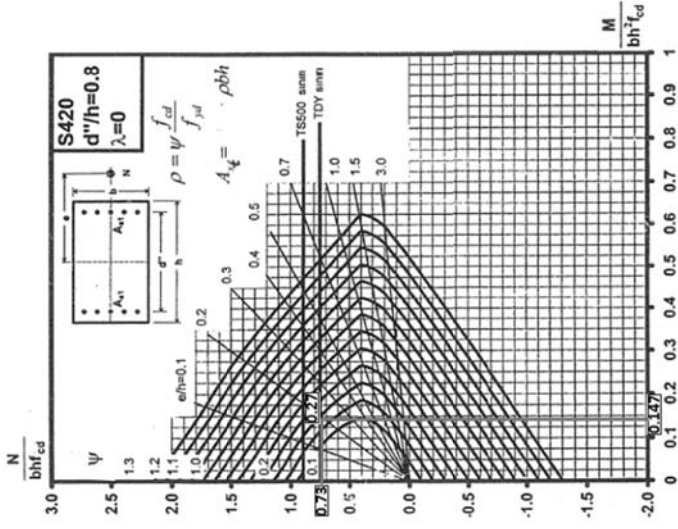
$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{2000 \times 10^3}{400 \times 400 \times 17} = 0.73, \quad \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{160.55 \times 10^6}{400 \times 400^2 \times 17} = 0.147$$

$$\rho_{tm} = 0.27 \text{ okunur, } m = 365/17 = 21.47$$

$$\rho_t = 0.0125, \quad A_s = \rho_t b h = 0.0125 \times 400 \times 400 = 2000 \text{ mm}^2 \text{ bulunur.}$$

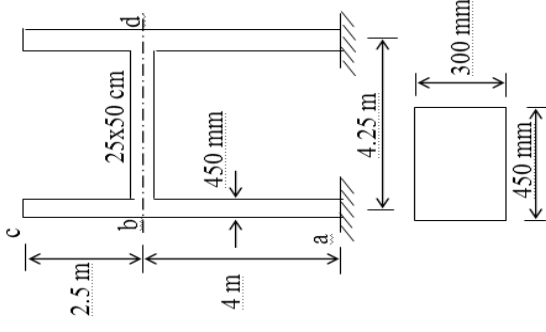
Seçilen donatı: 10φ16=2010 mm²





609

Örnek



a-b ve b-c kolonu kesiti

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

610

Cözüm:

a)

$$I_{c(a-b)} = 0.3 \times 0.45^3 / 12 = 2.278 \times 10^{-3} \text{ m}^4, \quad I_{B(B-D)} = 0.25 \times 0.5^3 / 12 = 2.604 \times 10^{-3} \text{ m}^4, \quad I_{B,cr} = 1.302 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\alpha = \frac{\sum (I/L)_{\text{kolon}}}{\sum (I/L)_{\text{iriş}}},$$

(a-b) Kolonu:

$$\alpha_a = 0 \text{ (Ankastre)}, \quad \alpha_b = \frac{2.278}{2.5} + \frac{2.278}{4} = 4.83,$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0 + 4.83) = 2.42 > 2, \quad k = 0.9 \times \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.66$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{1.66 \times 4}{0.3 \times 0.45} = 49.2 > 22 \text{ Narin kolon!}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

611

(b-c) Kolonu:

$$\alpha_b = 4.83, \quad \alpha_c = \infty \text{ (Serbest uç)}$$

$$k = 2 + 0.3\alpha_b = 3.45$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{3.45 \times 2.5}{0.3 \times 0.45} = 63.9 > 22 \text{ Narin kolon!}$$

(a-b)

$$EI = \frac{0.4E_c I_c}{1 + R_m} = \frac{0.4 \times 30 \times 10^6 \times 2.278 \times 10^{-3}}{1 + 0.5} = 18224 \text{ kNm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 18224}{(1.66 \times 4)^2} = 4079.5 \text{ kN}$$

Bireysel β ; ($C_m = 1$)

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{1250}{4079.5}} = 1.66 > 1, \quad M_d' = \beta M_d$$

$$M_d' = 1.66 \times 110 = 182.6 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

İMZ303- Betonarme 1 Ders Notları / Prof Dr. Cengiz DÜNDAR-Ars. Gör. Sedat KARAAHMETLİ

612

b) (a-b) Kolonu tasarımı:

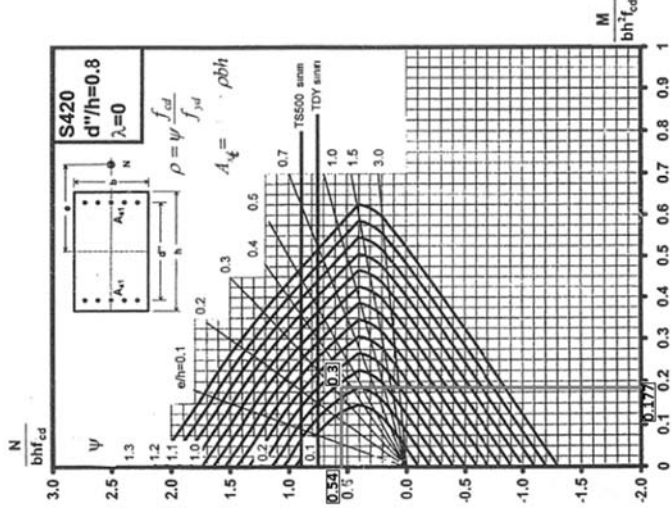
$$M_d = 182.6 \text{ kNm}, N_d = 1250 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1250 \times 10^3}{300 \times 450 \times 17} = 0.54, \quad \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{182.6 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 17} = 0.177, \quad \frac{d''}{h} = 0.8$$

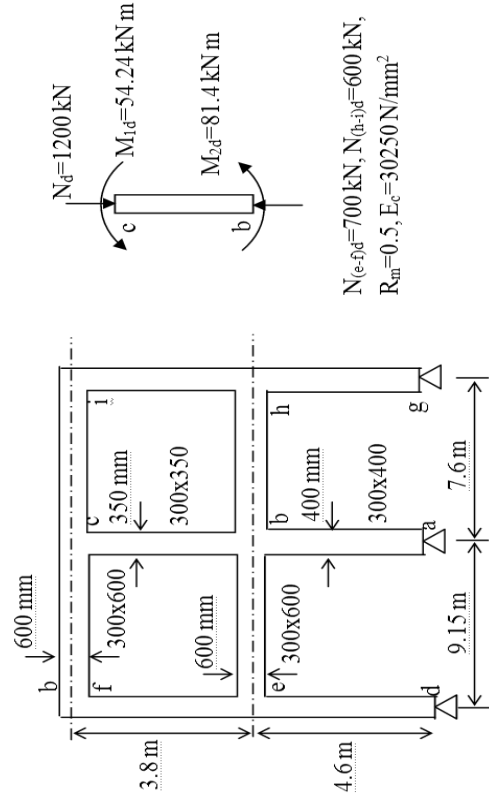
Abaktan;

$$\rho_{\min} = 0.3 \text{ okunur.} \quad m = f_{yd}/f_{cd} = 21.47, \quad \rho = \frac{0.3}{21.47} = 0.014 > 0.01,$$

$$A_s = \rho_t b h = 0.014 \times 300 \times 450 = 1890 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen donatı: } 8\phi 18 = 2040 \text{ mm}^2$$



Örnek



$$N_{(e-d)} = 700 \text{ kN}, N_{(h-d)} = 600 \text{ kN}, \\ R_m = 0.5, E_c = 30250 \text{ N/mm}^2$$

Şekilde verilen çerçeve dikdörtgen kesitli elemanlardan oluşmakta olup düzlemi içinde eğildiği kabul edilmektedir. (a-b) ve (b-c) kolonunun narin olup olmadığını;

- Çerçevenin yanal deplasmanının önlenmiş ve önlenmemiş olması durumu için belirleyiniz.
- (b-c) kolonunun tasarımını çerçevenin yanal deplasmanının önlenmediğini kabul ederek yapınız. Malzeme C25, S420, paspayı=35 mm. (Verilen yükler tasarım yükleridir).

Çözüm:

a)

(e-f), (b-c), (h,i) Kolonları:

$$I_c = 0.3 \times 0.35^3 / 12 = 0.00107 \text{ m}^4,$$

(a-b) Kolonu:

$$I_c = 0.3 \times 0.4^3 / 12 = 0.0016$$

Kirişler:

$$I_B = 0.3 \times 0.6^3 / 12 = 0.0054 \text{ m}^4, \quad I_{B,cr} = 0.5 \times I_B = 0.0027 \text{ m}^4$$

(b-c) Kolonu:

$$\alpha_b = \frac{0.00107}{\frac{3.8}{0.0027} + \frac{0.0016}{0.0027}} + \frac{0.00107}{\frac{3.8}{0.0027} + \frac{0.0027}{0.0027}} = 0.97, \quad \alpha_c = \frac{0.0027}{\frac{3.8}{0.0027} + \frac{0.0027}{0.0027}} = 0.43$$

Yanal deplasman önlenmemiş olması durumu:

(b-c) Kolonu:

$$\alpha_b = 0.97, \quad \alpha_c = 0.43, \quad \alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (0.97 + 0.43) = 0.7 < 2$$

$$k = \frac{20 - \alpha_m}{20} \sqrt{1 + \alpha_m} = 1.26$$

$$\frac{k L}{i} = \frac{1.26 \times (3.8)}{0.3 \times (0.35)} = 45.6 > 22 \quad \text{olduğundan narin kolondur.}$$

(a-b) Kolonu:

$$\alpha_b = 0.97, \quad \alpha_a = \infty, \quad k = 2 + 0.3\alpha_2 = 2.29$$

$$\frac{k L}{i} = \frac{2.29 \times 4.6}{0.3 \times 0.4} = 87.8 > 22 \quad \text{Narin kolon.}$$

Yanal deplasman önlenmiş:

$$k = 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \leq (0.85 + 0.05\alpha_1) \leq 1 \quad \text{ifadesi ile hesaplanır.}$$

$$k = 0.7 + 0.05 \times (0.97 + 0.43) = 0.77$$

Yanal deplasman önlenmiş kolonlarda;

$$k \frac{L}{i} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad \text{ise narinlik ihmal edilebilir.}$$

$$\frac{0.77 \times 3.8}{0.3 \times 0.35} = 27.87 \leq 34 - 12 \times \frac{(-54.24)}{81.4} = 47.3 \quad \text{şart sağlandığından kolon narin}$$

değildir.

(a-b) Kolonu:

$$\alpha_b = 0.97, \quad \alpha_a = \infty \quad (\text{Mafsıl})$$

$$k = 0.85 + 0.05\alpha_1 = 0.9 \quad \text{olarak bulunur.}$$

$$k \frac{L}{i} = \frac{0.9 \times 4.6}{0.3 \times 0.4} = 34.5, \quad 34 - 12 \times \frac{M_1}{M_2} = 34 + 12 \times \frac{0}{81.4} = 34 \approx 34.5 \quad \text{kolon narin}$$

değildir.

b)

(b-c) Kolonu yanal deplasman önlenmemiş:

$$k \frac{L}{i} > 22 \quad \text{Narin kolon, } R_m = 0.5$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_c}{1 + R_m} = \frac{0.4 \times 30250 \times 10^3 \times 0.00107}{1 + 0.5} = 8631.3 \text{ kNm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(k L)^2} = \frac{\pi^2 \times 8631.3}{(1.26 \times 3.8)^2} = 3715.93$$

(e-f) Kolonu:

$$\alpha_e = \frac{0.00107}{\frac{3.8}{0.0027} + \frac{0.0016}{0.0027}} + \frac{0.00107}{\frac{3.8}{0.0027} + \frac{0.0027}{0.0027}} = 2.13, \quad \alpha_f = \frac{3.8}{0.0027} = 0.954$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (2.13 + 0.954) = 1.542 < 2$$

$$k = \frac{20 - 1.542}{20} \times \sqrt{1 + 1.542} = 1.47, \quad \frac{kL}{i} > 22 \text{ Narin kolon, } R_m = 0.5$$

$$EI = 8631.3 \text{ kNm}^2, \quad N_k = \frac{\pi^2 \times 8631.3}{(1.47 \times 3.8)^2} = 2730 \text{ kN}$$

(h-i) Kolonu:

$$\alpha_4 = \frac{\frac{0.00107}{3.8} + \frac{0.0016}{0.0027}}{\frac{7.6}{0.0027}} = 1.77, \quad \alpha_4 = \frac{3.8}{0.0027} = 0.79$$

$$\alpha_m = 0.5(\alpha_1 + \alpha_2) = 0.5 \times (1.77 + 0.79) = 1.28 < 2$$

$$k = \frac{20 - 1.28}{20} \times \sqrt{1 + 1.28} = 1.41, \quad \frac{kL}{i} > 22 \text{ Narin kolon, } R_m = 0.5$$

$$EI = 8631.3 \text{ kNm}^2, \quad N_k = \frac{\pi^2 \times 8631.3}{(1.41 \times 3.8)^2} = 2967.4 \text{ kN}$$

Kat için β_s hesabı ($C_m=1$)

$$\beta_s = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{\sum N_d}{\sum N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{1200 + 700 + 600}{3715.93 + 2730 + 2967.4}} = 1.527$$

TS500'e göre $\sum N_d \leq 0.45 \sum N_k$ olmalıdır.

2500 kN < 0.45 × 9413.3 = 4236 kN şart sağlanmaktadır.
 $\beta > \beta_s$ olduğundan $\beta = 1.723$ temel alınır.

(b-c) Kolonu tasarımı:

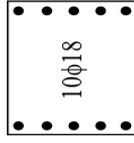
$$M_d^1 = 1.723 \times 81.4 = 140.25 \text{ kNm, } N_d = 1200 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{1200 \times 10^3}{300 \times 350 \times 17} = 0.67, \quad \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{140.25 \times 10^6}{300 \times 350^2 \times 17} = 0.224, \quad \frac{d''}{h} = 0.8 \quad \lambda = 0$$

Abaktan;

$$\rho_m = 0.45 \text{ okunur. } m = f_{yd}/f_{cd} = 21.47, \quad \rho_t = \frac{0.45}{21.47} = 0.02096 > 0.01$$

$$A_{st} = \rho_t b h = 0.02096 \times 300 \times 350 = 2200 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen } (10\phi 18 = 2545 \text{ mm}^2)$$



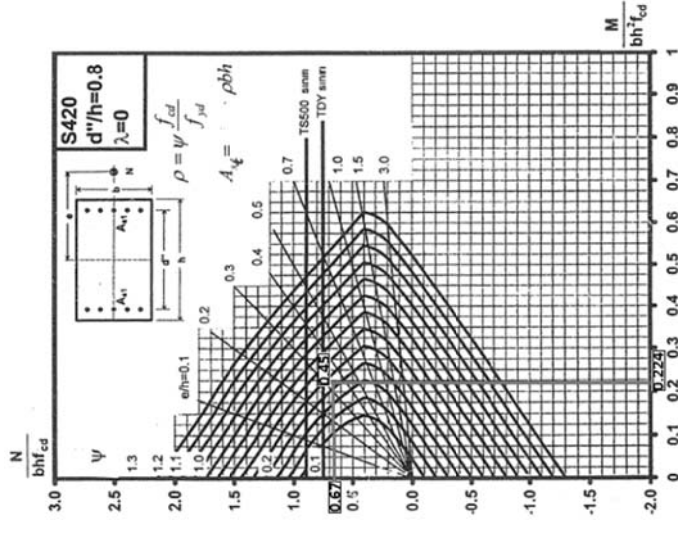
(b-c) Kolonu bireysel β ; ($C_m=1$)

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{1200}{3715.93}} = 1.723$$

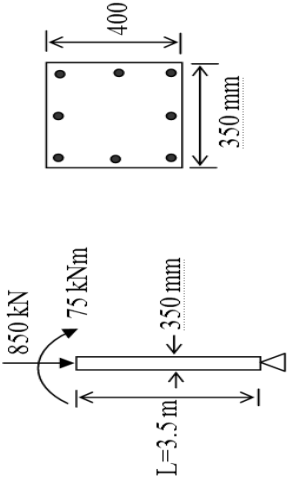
$\frac{kL}{i} > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}}$ ise β_s çarpımı kullanılmalıdır.

$$\frac{kL}{i} = 45.6, \quad \frac{35}{\sqrt{\frac{N_d}{f_{ck} A_c}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{1200 \times 10^3}{25 \times 300 \times 350}}} = 51.76 > 45.6 \text{ olduğundan } \beta_s \text{ çarpımı}$$

kullanmaya gerek yoktur!



Örnek



Şekilde verilen kolonun yanal deplasmanının önlenmediğini kabul ederek narinlik kontrolünü ve tasarımını yapınız. Kalıcı eksenel yük, eksenel yükün %65'i olarak alınacak ve $k=2.1$ kabul edilecektir. Malzeme C20, S420 ($E_c=28000 \text{ N/mm}^2$) ve paspayı=30 mm.

Tasarım:

$$M_d = 2.66 \times 75 = 199.5 \text{ kNm}, \quad N_d = 850 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{850 \times 10^3}{400 \times 350 \times 13} = 0.47, \quad \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{199.5 \times 10^6}{400 \times 350^2 \times 13} = 0.313,$$

$$\frac{d''}{h} = \frac{350 - 60}{350} = 0.8, \quad \lambda = 1/4$$

Abaktan;

$$\rho_m = 0.68 \text{ okunur. } m = f_{yd}/f_{cd} = 28.07, \quad \rho_t = \frac{0.68}{28.07} = 0.0242 > 0.01$$

$$A_{st} = \rho_t b h = 0.0242 \times 400 \times 350 = 3388 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen } (8\phi 24 = 3616 \text{ mm}^2)$$

Çözüm:

$$N_{dg} = 0.65 \times 850 = 552.5 \text{ kN}, \quad k = 2.1$$

$$\frac{kL}{i} = \frac{2.1 \times 3.5}{0.3 \times 0.35} = 70 > 22 \text{ Narin kolon!} \quad I_c = \frac{0.4 \times 0.35^3}{12} = 1.429 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

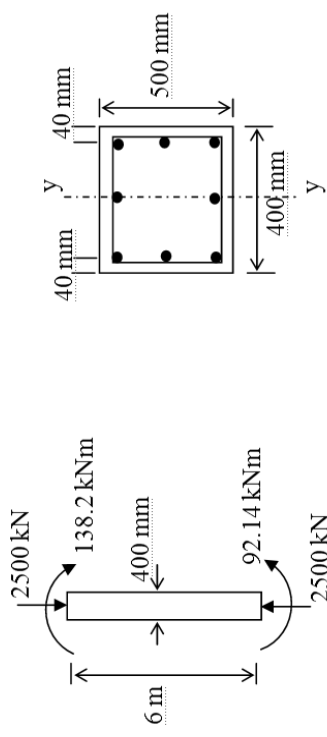
$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 (1 + R_m)} = \frac{28 \times 10^6 \times 1.429 \times 10^{-3}}{2.5 \times (1 + 0.65)} = 9700 \text{ kNm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 9700}{(2.1 \times 3.5)^2} = 1772.1 \text{ kN}$$

Bireysel β ; ($C_m = 1$)

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{850}{1772.1}} = 2.66 > 1, \quad M_d' = \beta M_d$$

Örnek



Şekilde verilen kolonun üzerindeki yükleri taşıyacak şekilde donatı hesabını yapınız. Toplam tasarım yükünün %50 'si ölü yük nedeni ile oluşmaktadır. Kolonun yanal deplasmanının önlenmediğini kabul ediniz ve $k=0.85$ alınız. Eğilmenin sadece y eksenini etrafında olduğunu göstermektedir. Malzeme C25, S420 ve paspayı=40 mm.

Çözüm:

$$\frac{kL}{i} = \frac{0.85 \times 6}{0.3 \times 0.4} = 42.5, \quad 34.12 \times \frac{92.14}{138.2} = 26 \quad 42.5 > 26 \text{ olduğundan Narın kolon!}$$

$$I_c = \frac{0.5 \times 0.4^3}{12} = 2.67 \times 10^{-3} \text{ mm}^4, \quad E_c = 30250 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m = 0.5$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5 (1 + R_m)} = \frac{30.25 \times 10^6 \times 2.67 \times 10^{-3}}{2.5 \times (1 + 0.5)} = 21538 \text{ kNm}^2$$

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} = \frac{\pi^2 \times 21538}{(0.85 \times 6)^2} = 8172.7 \text{ kN}$$

Bireysel β ; ($C_m=1$)

$$\beta = \frac{C_m}{1 - 1.3 \frac{N_d}{N_k}} = \frac{1}{1 - 1.3 \times \frac{2500}{8172.7}} = 1.66 > 1, \quad M_d' = \beta M_d$$

$$M_d' = 1.66 \times 138.2 = 229.4 \text{ kNm}, \quad N_d = 2500 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{2500 \times 10^3}{500 \times 400 \times 17} = 0.74, \quad \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} = \frac{229.4 \times 10^6}{500 \times 400^2 \times 17} = 0.17, \quad \frac{d''}{h} = 0.8$$

Abaktan;

$$\rho_m = 0.42 \text{ okunur.} \quad m = f_{yd}/f_{cd} = 21.47, \quad \rho_t = \frac{0.42}{21.47} = 0.01956 > 0.01$$

$$A_{st} = \rho_t b h = 0.01956 \times 400 \times 500 = 3912 \text{ mm}^2 \text{ Seçilen } (8\phi 26 = 4240 \text{ mm}^2)$$

