**

BETONARME DERS NOTLARI

Prof. Dr. Abdulkadir KAN

Uyulması mecburi olan yönetmelik ve standartlar:

- TS500-2000 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
- TS498 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Hesap Yükleri
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018
- TS 9194- Yapıların projelendirilme esasları, yoğunluk

Derste kullanılan Kaynaklar:

- Z. Celep, N. Kumbasar; Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, 2005
- İ Berktay, Betonarme I. Taşıma gücü ve kesit hesapları İMO, Yapım Matbası,1995
- İ. Aka, F. Keskinel, F. Çılı, O.Çelik. Betonarme, Birsen Yayınevi, 2001.
- U. Ersoy; Betonarme, Evrim Basım Yayın Dağıtım, II baskı,2004.
- A.KAN, Betonarme Tablo ve Abaklar

"Yapı Mühendisliği;
özellikleri sadece tahmin edilebilen malzemeleri kullanma sanatıdır, yaklaşık olarak analiz edilebilen gerçek yapıları inşa etmektir, kesin olarak bilinmeyen kuvvetlere karşı koymaktır. Bunları yaparak halkın güvenliği ile ilgili sorumluluğumuzu yerine getiririz.."

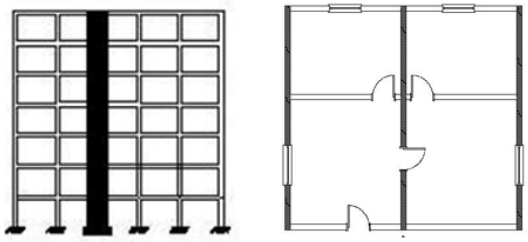
“Analizden sayısal sonuçlar elde edilir. Cahil mühendisler yapılan varsayımları unutarak çıkan sayıları gerçek sanıp bunların problemin çözümü olduğuna inanırlar”.
Hardy Cross

“Yapı mekaniği teorisi, mevcut olmayan malzemelere, gerçek olmayan özellikler verilerek oluşturulmuştur”
Charles S. Whitney

GİRİŞ

Yapıların, Taşıyıcı Sistem Bakımından Sınıflandırılması

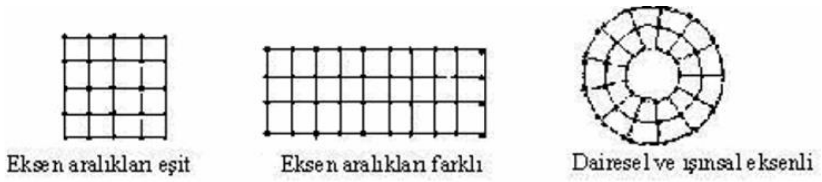
-Karkas (iskelet) yapılar: Taşıyıcı elemanları düşey, yatay ve eğik çubuklardan oluşan sistemlerdir. Bu tür sitemlerde taşıyıcı bir elemanı, özellikle düşey taşıyıcı olan kolonları, yapı servise açıldıktan sonra, yıkma, sökme, yer değiştirme gibi bir şansımız yoktur.



Şekil 1 a- BA Karkas yapı b- Yığma yapı

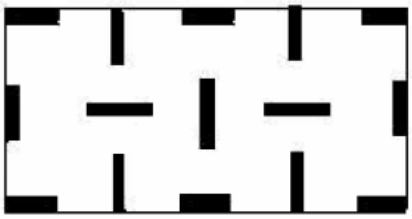
Betonarme Taşıyıcı Sistemler

1 -Çerçeve sistemler



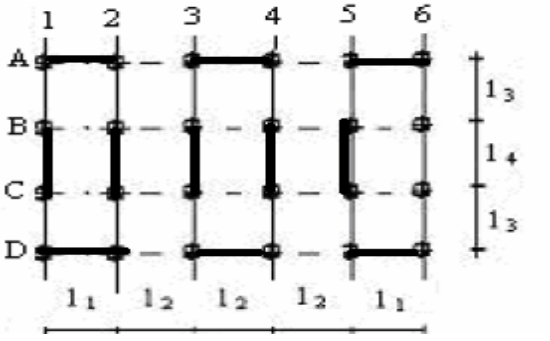
Şekil 2

2 -Perdeli sistemler



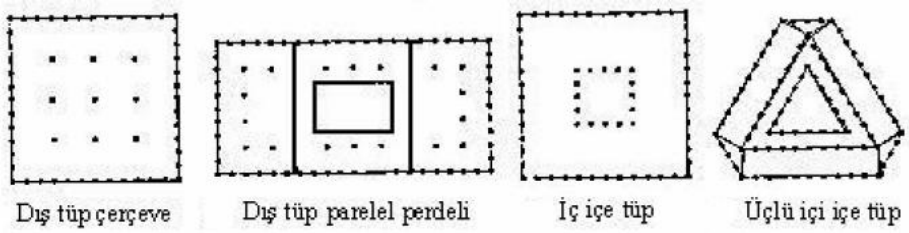
Şekil 3

3 -Perde-Çerçeve sistemler. Hem çerçeve hemde perde bulunan karma sistemlerdir.



Şekil 4

4 -Tüp sistemler



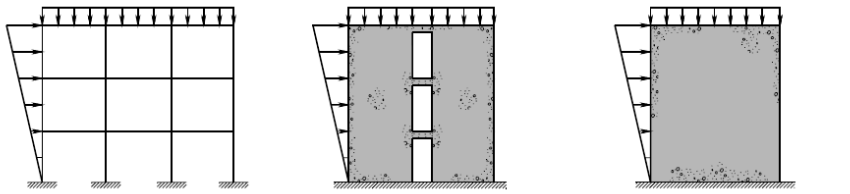
Şekil 5

Depreme karşı davranışları bakımından, betonarme binaların yatay yük taşıyıcı sistemleri, üç sınıfa ayrılmıştır

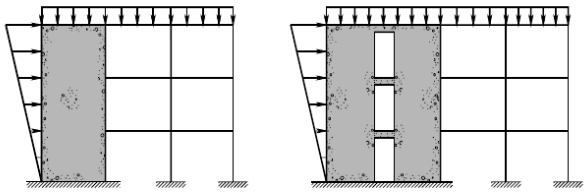
1-Süneklik düzeyi yüksek sistemler (SDY): Deprem enerjisinin çok büyük kısmının şekil değiştirmelerle karşılandığı sistemlere "Süneklik düzeyi yüksek taşıyıcı sistemler denilir. Yönetmelikte belirtilen kurallara göre boyutlandırılarak donatılan kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve türü taşıyıcı sistemler, boşluksuz veya boşluklu (bağ kirişli) perdelerden oluşan taşıyıcı sistemler, bu iki tür sistemin birleşiminden oluşturulan perdeli çerçeveli taşıyıcı sistemler bu guruba girer. Şu anda yürürlükteki yönetmelik 7.3, 7.4 ve 7.6 maddeleri SDY taşıyıcı sistemlerin boyut ve donatı düzenleme kuralarından bahseder.

2-Süneklik Düzeyi Sınırlı Sistemler (SDS): Süneklik düzeyi sınırlı sistemler ise, deprem kuvvetinin şekil değiştirmelerle nispeten daha az karşılanabildiği, deprem kuvvetlerinin daha ziyade dayanımla karşılandığı sistemlerdir. Dolgulu (asmolen) veya dolgusuz tek doğrultulu dişli döşemeli betonarme çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler de, perde içermedikleri takdirde, *süneklik düzeyi sınırlı taşıyıcı sistemler* olarak sınıflandırılırlar ve yalnızca DTS=3 ve DTS=4 olan binalarda kullanılmalarına müsaade edilmiştir. DTS=1a, DTS=2a, DTS=3a ve DTS=4a olarak sınıflandırılan binalarda süneklik düzeyi sınırlı taşıyıcı sistemler kullanılamaz. Şu anda yürürlükteki yönetmelik 7.7, 7.8 ve 7.10 maddeleri SDS taşıyıcı sistemlerin boyut ve donatı düzenleme kuralarından bahseder.

3-Süneklik Düzeyi Karma Taşıyıcı Sistemler: Süneklik düzeyi sınırlı çerçeve taşıyıcı sistemlerinin süneklik düzeyi yüksek betonarme perdeler veya çelik çaprazlı çerçevelerle birlikte kullanılması ile oluşturulan sistemlerdir. (SDS Çerçeve+SDY Betonarme Perde). BYS ≤ 6 olan ve DTS=1a ve DTS=2a olarak sınıflandırılan binalarda *süneklik düzeyi karma taşıyıcı sistemler* kullanılamaz.



(a) Çerçeve Sistem (b) Bağ Kirişli Perdeli Sistem (c) Boşluksuz Perdeli Sistem



(d) Perde ve Çerçeve Sistem

Şekil 6

a) Çerçeve sistemler: Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçevelerle karşılandığı binalar
b) Bağ kirişli perdeli sistem: Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdelerle karşılandığı binalar
c) Boşluksuz perdeli sistem: Deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek boşluksuz betonarme perdelerle karşılandığı binalar
d) Perde ve Çerçeve sistem: Deprem etkilerinin moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçeveler ile süneklik düzeyi yüksek bağ kirişli (boşluklu) betonarme perdeler tarafından birlikte karşılandığı binalar

-Yığma yapılar: Taşıyıcı elemanları en az 1-1 ½ NT kalınlığında duvarların oluşturduğu yapılardır. Taşıyıcı duvar yapımında yığma kâgir malzemeleri olarak Türk Standartlarına uygun doğal taş, dolu tuğla, TS-2510 ve TS-705'te tanımlanan maksimum boşluk oranlarını sağlayan düşey boşluklu tuğlalar, dolu beton briket veya benzeri bloklar kullanılacaktır. Yığma kargir binalarda her bir katın yüksekliği, döşeme üstünden döşeme üstüne 3 m. den fazla olmayacaktır. I. derece deprem bölgesinde yığma yapı yapımına izin verilmez.

Betonarme: (güçlendirilmiş beton) (reinforced concrete)

Betonda, zayıf olan çekme dayanımını artırmak için, betonarme elemanın özellikle çekme bölgesine daire kesitli, belirli bir biçimde kıvrılmış düz çelik çubuklar konulur. Bu şekilde beton ve çeliğin birlikte kullanılmasıyla elde edilen malzemeye betonarme denilir.

Betonarme bir yapı elemanında, çekme gerilmelerinin büyük bir kısmını, genellikle tamamı çekme bölgesine yerleştirilen çelik çubuklar tarafından karşılandığı varsayılır.
** *Betonarme bir elemanda beton basınç gerilmelerini, çelik çekme gerilmelerini karşılar.*



Şekil 7

Betonarmenin Avantajları

1. 8 m. den küçük ve orta açıklıkların geçilmesinde ekonomiktir.
2. Kalıplama sayesinde istenilen şekilde ve biçimde sertleşmiş beton elde edilebilir. Bu sayede tasarımcıya sınırsız tasarım özgürlüğü sağlar.
3. Yapımı içim kalifiye elemana ve fazla işçiliğe ihtiyaç göstermez. Yapımı kolaydır.
4. Zararlı dış etkilere karşı çelik ve ahşaba nazaran daha dayanıklıdır. Fazla bakım istemez.
5. Ateşe ve yüksek sıcaklığa, çelik ve ahşapla kıyaslanamayacak kadar dayanıklıdır.
6. Beton zamana bağlı dayanım kazandığından servis ömrü uzundur.
7. Kum, çakıl gibi bileşenleri yerel malzemelerden elde edilebilir.
8. Çelik yapılarda dâhil olmak üzere, temeller, bodrum perdeleri, köprü ayakları hep betondan yapılır.

Betonarmenin Dezavantajları

1. Dökümden sonra donatı çap ve miktarı, yerleştiriliş şekli ve imalat hataları görülmez. Bu gibi hatalar ancak elemanda büyük deformasyonlar, aşırı sehim, çatlak vb. etkiler ortaya çıkınca veya kırılma durumunda kendini gösterir.
2. Betonarme kalıplarını yapmak hem zaman alıcı hemde masraflı bir iştir.
3. Betonarme bir elemanın onarımı veya güçlendirilmesi, çelik ve ahşap yapıya nazaran güçtür.
4. Betonarme ağır bir malzemedir yapıya yük oluşturur.
5. Betonarme sökülebilir bir malzeme değildir. Söküldükten sonra elde edilen malzeme tekrar kullanılamaz. Ancak son zamanlarda "recycled concrete" adı verilen yıkılmış betonarme yapılardan sağlanan betonların kırıcılarda ufalanmasıyla agrega elde edilmesi gibi geri dönüşüm çalışmaları vardır.
6. Taze betonun sertleşmesi için zaman gereklidir. Bu yüzden kalıp ve işçilik için daha fazla yatırım yapmak gerekir.
7. Şantiyede imal edilen betonların kalitesi şantiye şartlarına bağlıdır.
8. Büyük açıklıklarda (L>8,00 m) ekonomikliğini kaybeder.

BETONARME HESAPLARININ TEMEL İLKESİ

Betonarme bir yapının depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; *hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlanmasıdır.*

Taşıyıcı elemanların tasarım kaidesi şudur: yapı ömrü boyunca küçük şiddette depremlerde elemanlar elastik sınırlar içinde direnşin;

Yapı ömrü boyunca nadiren olacak (örnek: 100 yılda bir) büyük bir depremde eleman elastik sınır ötesinde şekil değiştirerek deprem etkisini ısı enerjisine dönüştürerek söndürebilsin.

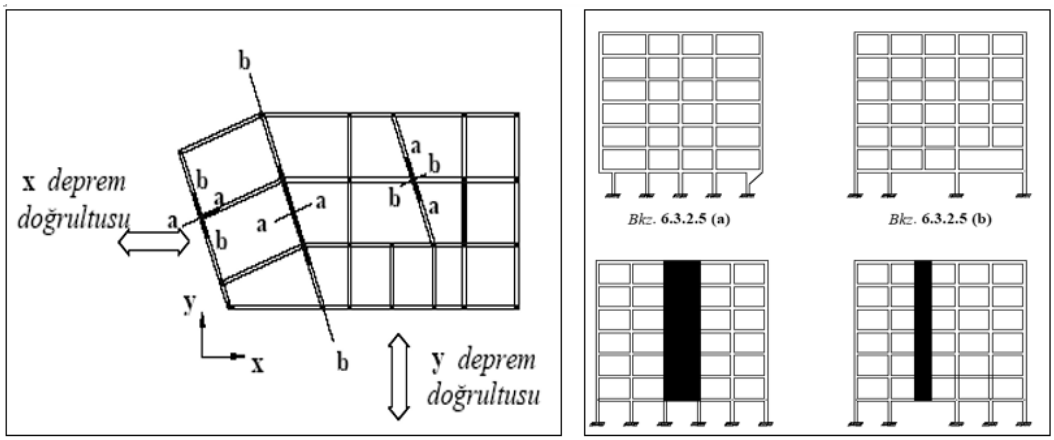
Büyük depremde eleman sünek davranışı çok önemlidir: m değeri ne kadar büyük olursa, yani eleman dayanımını yitirmeden önce ne kadar şekildeğiştirme yapabiliyorsa o kadar fazla deprem enerjisini söndürür.

Umulan: büyük bir depremde elemanlar deformasyon yaparak hasar görse de sünek davranış ile deprem bitene kadar direnşin ve can kaybına yol açacak kısmi veya tümden yıkım olmasın.

"Deprem Etkisi Altında Mevcut Bina Sistemlerinin Değerlendirilmesi ve Güçlendirme Tasarımı İçin Özel Kurallar" TBDY **Bölüm 15** de tanımlanmıştır.

Genel olarak betonarme yapıların projelendirilmesi şu aşamalarda gerçekleşir.

1.Yapının fonksiyonuna ve yürürlükteki standart ve yönetmeliklere göre taşıyıcı sistemin seçilmesi. Taşıyıcı sistem mümkün oldu kadar simetrik olmalı, gereksiz düzensizliklerden ve süreksizliklerden kaçınılmalıdır. Planda (A) ve düşey doğrultuda (B) düzensizliklerden kaçınılmalıdır.



A-Planda düzensizlik durumları B- Düşey doğrultuda düzensizlik durumları

Şekil 8 Taşıyıcı sistem düzensizlikleri (Deprem yönetmeliğine bakınız)

A – PLANDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI

A1-Burulma düzensizliği
A2-Döşeme süreksizlikleri
A3-Planda çıkıntılar bulunması

B – ***DÜŞEY DOĞRULTUDA DÜZENSİZLİK DURUMLARI***

B1 -- Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (*Zayıf Kat*)
B2 – Komşu Katlar Arası Rijitlik Düzensizliği (*Yumuşak Kat*) :
B3 – Taşıyıcı Sistemin Düşey Elemanlarının Süreksizliği

2.Yapı ömrü süresince yapıya etkiyecek yüklerin hesaplanması. (Sabit ve hareketli yükler)
3.Taşıyıcı sistemin karşılaması düşünülen bu yükler altında, kesit tesirlerinin hesaplanması ve statik çözümünün yapılması (Yapısal çözümleme).
4.Taşıyıcı sistem elemanlarının belirli bir emniyeti temin edebilecek ve *yıkılma olasılığından belirli bir miktar uzak olacak* kesit ve donatı hesabının yapılması ve betonarme projelerinin çizilmesi.

Betonarme yapıların projelendirilmesinde kesit hesapları önemli bir yer tutar. Bu hesaplar, hazırlanmış tablo, abak ve örnek çalışmalarla gerçekleştirilebileceği gibi bu amaçla hazırlanmış bilgisayar paket programları ile de yapılabilir. Ancak, beklenilen betonarme davranışına ulaşabilmek için malzeme, işçilik ve hesapların aynı kalitede olması gerekir.

GENEL KAVRAM VE TARİFLER

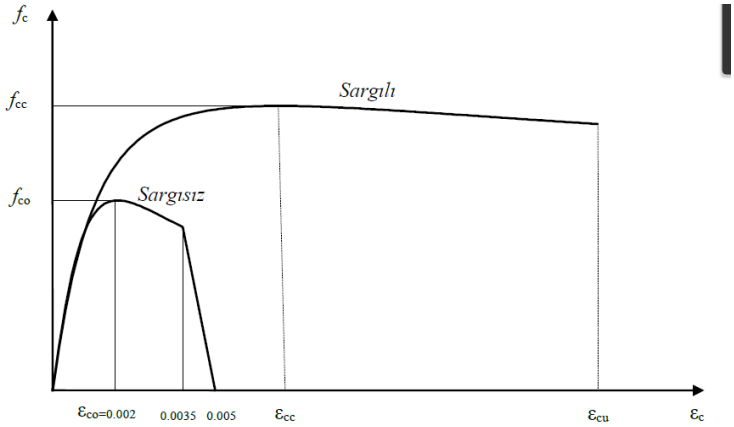
1-Beton (c): Çimento, kum, çakıl ve gerektiğinde katkı maddelerinin hesap sonucunda belirlenmiş oranlarda su ile karışımıyla elde edilen, ilk anda plastik kıvamlı, zamanla döküldüğü kalıbın şeklini alarak sertleşen bir malzemedir. Bu karışım oranları hacimce olabileceği gibi ağırlık esasına göre de belirlenebilir. Su/çimento/agrega oranı için
Hacimce: 1/1,8/2,7,
Ağırlıkça: $\frac{W}{C}/KUM/ÇAKIL$ =0,6/ 3/ 4,5

Betonun, hedeflenen mekanik özellikleri sağlayabilmesi için işçilik ve malzeme kalitesinin standartlara uygun olması gerekir.

BETON SINIFLARI VE DAYANIMLARI (TS 500/2000)

Betonun en önemli özelliği basınç dayanımıdır. Bu yüzden betonlar basınç dayanımlarına göre sınıflandırılırlar. Betonun çekme dayanımı azdır. Hesaplarda dikkate alınmaz. Betonun en önemli karakteristiği yüksek "Basınç Dayanımı"nın olmasıdır. Bu nedenle betonun tanımlanması ve sınıflandırılması basınç dayanımına göre yapılır.

Basınç dayanımı, çapı 150 mm ve yüksekliği 300 mm olan standart deney silindirlerinin 28 gün sonunda, TS 3068'e uygun biçimde denenmesiyle elde edilir. (Basınç makinesinin yükleme hızı 1,5-3 kg/cm^2 /sn dir). Gerektiğinde basınç dayanımı, küp deneylerinden de elde edilebilir. Böyle durumlarda, karakteristik basınç dayanımı f_{ck}, geçerliliği deneylerle kanıtlanmış katsayılarla dönüştürülür. Bu amaçla, boyutları 150 mm olan küp için f_{ck} değerleri, Tablo 1 ve 2, de verilmiştir. Boyutları 150 mm'den değişik küp numunelerinden elde edilen basınç dayanımları gereken düzeltme yapılarak dikkate alınmalıdır.



Şekil 9. *Doğrusal Olmayan Yöntemler* ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, başkaca bir modelin seçilmediği durumlarda kullanılmak üzere, sargılı ve sargısız beton için gerilme-şekil değiştirme grafiği.

ε_c = Beton basınç birim şekildeğiştirmesi

ε_{cc} = Sargılanmış beton basınç dayanımına karşı gelen birim kısalma

ε_{cu} = Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi

Basınç dayanımlarına göre betonun sınıflandırılması zaman içerisinde Küp numunelerin dayanımına göre de yapılmıştır. Literatürde karşılaşılan bu sınıflandırma şekli şöyledir.

Tablo 1

Tanımı	Wb kg/cm²	Kb kg/cm²		Dozaj (kg/m^3)
B 300 (C20-25)	300	240	İyi Beton	>400
B 225 (C18)	225	195	Normal Beton	400
B 160 (C14)	160	140	Normal Beton	300
Burada mukavemet esastır. Karışımdaki çimento miktarına (doz) bağlı değildir.				

Wb = 28 günlük küp (20x20x20 cm'lik) basınç kırılma direncidir.

Kb = 28 günlük silindir (D=15 cm H=30 cm) basınç kırılma direncidir.

1.1.Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı (f_{ck}):

Beton karakteristik basınç 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 %10) dayanım değeridir. Betonarme yapısal eleman hesabında bu dayanım kullanılmaz. Karakteristik beton dayanımı beton sınıflandırılması için kullanılır. Malzeme dayanımları öngörülenden düşük çıkabileceği için, hesaplarda karakteristik dayanımın beton malzeme katsayısına bölünmesiyle elde edilen beton hesap dayanımı kullanılır (f_{cd}).

Beton hesap dayanımı, $f_{cd} = \dfrac{fck}{\gamma mc}$, beton karakteristik dayanımının bir "Beton malzeme Katsayısı"na bölümüyle elde edilir. Bir bakıma "emniyet gerilmesi" olarak ta düşünülebilir. Betonarme hesaplarda bu değer kullanılır.

C30/37 betonu için f_{ck}= 300 kg/cm^2 yerine

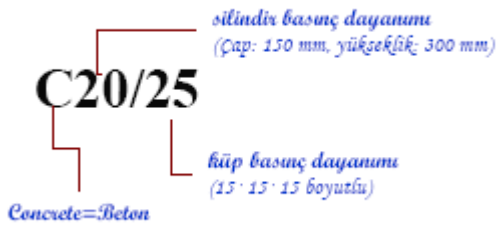
f_{cd} = 200 kg/cm² kullanılır. Bu sınıf betonun hesap dayanımında kullanılan malzeme dayanımı ise;

$$\gamma_{ms} = \frac{fck}{fcd} = \frac{300}{200} = 1.5$$

Deprem etkisini karşılayacak betonarme elemanlarda; TS EN 206'da verilen betonlardan C25 ila C80 beton sınıfları kullanılacaktır. Betonarme binalarda C25 den düşük, C50 den yüksek dayanımlı beton kullanılmaz. Özel amaçlarla kullanım için beton basınç dayanımının 28 günden farklı yaşlarda tayin edilmesine ihtiyaç duyulması halinde TS EN 206 esas alınacaktır. Bu Yönetmelik kapsamında yapılacak tüm betonarme binalarda, TS 500'deki tanıma göre nitelik denetimli, bakımı yapılmış ve vibratörle yerleştirilmiş beton kullanılması zorunludur. Ancak, kendiliğinden yerleşen beton da kullanılabilir.

Tablo 2

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, ***fck*** MPa	Eşdeğer Küp (150 mm) Basınç Dayanımı MPa	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, f_{ctk} $f_{ctk} = 0{,}35\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)	28 Günlük Elastisite Modülü $E_{cj} = 3250\sqrt{fc} + 14000$ MPa
C 16	16	20	1,4	27000
C 18	18	22	1,5	27500
C 20	**20**	**25**	1,6	28000
C 25	25	30	1,8	30000
C 30	30	37	1,9	32000
C 35	35	45	2,1	33000
C 40	40	50	2,2	34000
C 45	45	55	2,3	36000
C 50	50	60	2,5	37000



Örnek: BS25 Betonu (C25) Taban çapı 15 cm yüksekliği 30 cm olan 20ºC sıcaklıktaki suda saklanmış deney silindirinden elde edilen) 28 günlük karakteristik silindir basınç dayanımı; 250 kg/cm² olan veya eşdeğer küp basınç dayanımı 300 kg/cm² olan normal nitelikli betondur. (TS 500)

B300 Betonu: 28 günlük karakteristik basınç dayanımı 300 kg/cm² olan betondur.

Dozaj: Yerine dökülmüş ve sıkıştırılmış 1 m³ beton bileşiminde bulunan çimentonun kilogram cinsinden değerine dozaj denilir. Uygulamada taşıyıcı beton dozajları 250-500 kg/m³ arasında değişir.

Örnek: 300 Dozlu Beton

Bir metreküp beton karşımı içine 300 kg (6 adet 50 kg'lık torba) çimento konulan betondur. Doz esasına göre sınıflandırma (150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550, 600 dozlu) beton gibi.

**Yüksek dayanımlı beton:* Basınç dayanım sınıfı C 50/60 'dan daha yüksek olan normal beton veya ağır beton ve basınç dayanım sınıfı LC 50/55' den daha yüksek hafif beton.

1.2.Beton basınç dayanımını etkileyen faktörler şunlardır.1-W/C oranı 2-Kür şartları 3-Basınç deneyi sırasında numunenin nem durumu 4-Deney presinin özellikleri 5-Yükleme hızı 6-Numunenin başlıklanması 7- Numune geometrisi ve boyutları.

** Beton dayanımı, bilindiği gibi çimento dozajının bir fonksiyonu değil, W/C oranının bir fonksiyonudur. W/C, normal betonlarda 0,60 ile 0,45 arasındadır. Bu oranın daha küçük olması beton dayanımının artmasına sebep olur. Ancak karışıma hesaplanan çimento miktarından daha az çimento katılmamalıdır. Su miktarını ayarlamak gerekir.

300 dozluk bir betona karıştırılan su miktarı değiştirilerek, 150 kg/cm^2 den 300 kg/cm^2 ye kadar değişen basınç dayanımları elde edilebilir.

2-Betonun Elastisite modülü **(Betonun Gerilme-Deformasyon özellikleri)**

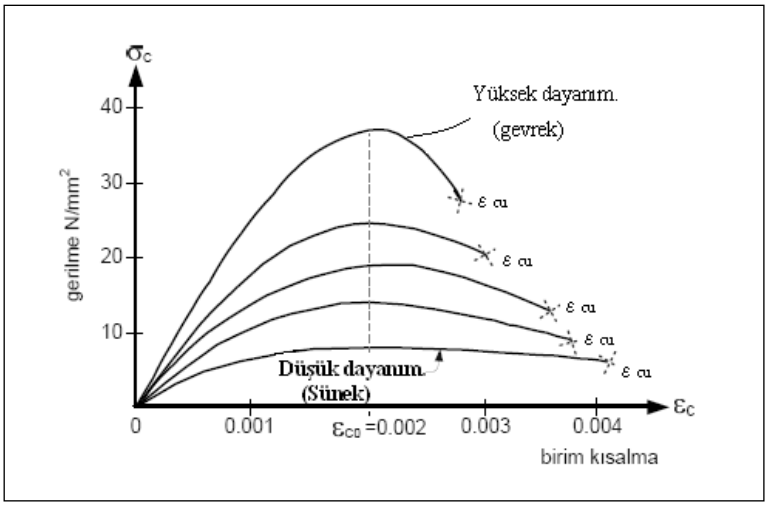
Bir mekanik probleminin çözümünde izlenecek yol üç aşamada özetlenebilir.

a-Denge koşulunun sağlanması

b-Uygunluk koşulunun sağlanması

c- Malzeme için gerilme-birim deformasyon ilişkilerinin belirlenmesi.

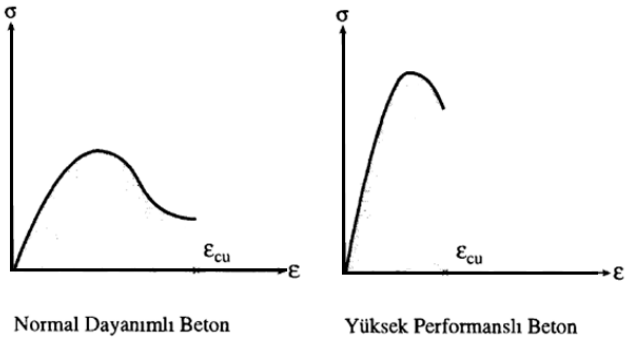
Bunlardan üçüncüsü malzemenin yük karşısındaki davranışını belirler. Beton için önemli olan Basınç altındaki gerilme-birim deformasyon (σ-ε) ilişkisidir. Betonun basınç altındaki davranışını belirleyen (σ-ε) eğrileri 15x30 cm boyutundaki standart silindir numunelerin basınç altında denenmesiyle elde edilir. Farklı dayanımlı beton numunelerin basınç deneyi sonunda belirlenen *gerilme-birim kısalma* diyagramları Şekil 10 da verilmiştir.



Şekil 10: Betonun basınç altında ki (σ-ε) eğrisi.

Şekil 10'da görüleceği gibi, (σ-ε) eğrisinin düşük gerilmeler altında eğimi çok az değiştiğinden, eğrinin bu bölümü doğrusal olarak kabul edilebilir ve beton için karakteristik Elastikiyet modülü hesabında kullanılabilir (hızlı yüklemeler için). ε_{co}, maksimum gerilme ve dayanıma karşılık gelen birim şekil değiştirmedir. Bu nokta aşıldığında deformasyonlar artar, gerilmeler azalır. Bu tepe noktası, **yüksek dayanımlı betonlarda sivri**, **düşük dayanımlı betonlarda ise ovaldir.** ε_{cu}, kırılma anındaki birim kısalmadır. Bu noktaya karşılık gelen gerilme, maksimum gerilmeden küçüktür. İşte bu nokta (ε_{cu}), ihmal edilemeyecek kadar önemlidir. Bu davranış sayesinde betonarme bir elemanda maksimum dayanıma ulaşan bir lif, kesit veya eleman, artan birim kısalma ile, gerilmeleri başka liflere, kesitlere ve elemanlara aktarabilir. Bu durumda betonun ezilmesi, maksimum gerilmeden dolayı değil, maksimum deformasyonda (ε_{cu}) oluşur.

Dayanımı C50'den daha yüksek olan betonlar "yüksek performanslı beton" (YPB) olarak tanımlanır. Yüksek performanslı betonların, özellikle **σ-ε** ilişkileri normal dayanımlı betonlarınkinden değişiktir, Aşağıdaki şekilden görüleceği gibi, yüksek performanslı betonlar (YP), normal dayanımlı betonlara kıyasla, daha gevrektir. ε_{cu} (Normal) > ε_{cu} (YPB). Deprem bölgelerinde bunun sakıncaları açıktır.



Şekil 11: Normal dayanımlı beton ile yüksek performanslı betonların tipik σ-ε ilişkileri

Betonarme bir kesitte, en fazla zorlanan bir lifin veya elemanın, daha az zorlanan bir lif veya elemana gerilme **aktarabilme özelliğine "gerilme uyumu"** veya yeniden dağılım (redistribution) denilir. Betonarmeyi diğer yapı elemanlarından ayırtan en önemli özelliktir.

Diyagramların yorumlanmasından aşağıdaki sonuçlara varılabilir:

•Beton kalitesi arttıkça kırılma birim kısalması ε_{cu} daha küçük olur. Beton daha gevrektir (gevrek beton, gevrek kırılma).

•Kalite azaldıkça kırılma birim kısalması ε_{cu} daha büyük olur. Beton daha sünektir (sünek beton, sünek kırılma).

•Elastisite modülü beton kalitesine bağlıdır ve beton basınç dayanımının bir fonksiyonudur.

•Her tür betonda max gerilmeye karşılık gelen kısalma yaklaşık aynı olduğu kabul edilir, ε_{co}=0.002, 0.003 dir.

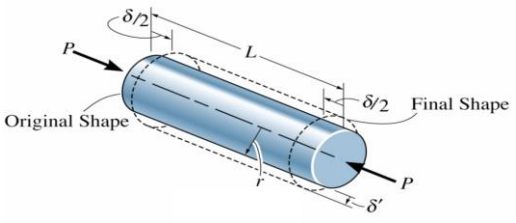
Betonu Elastisite modülü ülkelerin standartlarına göre değişmektedir. Normal ağırlıktaki betonların Elastisite modülü TS500/2000 de şu şekilde ifade edilmiştir. Bu denklemdeki f_{ckj} değeri, "j" günlük betonun karakteristik silindir basınç dayanımıdır.

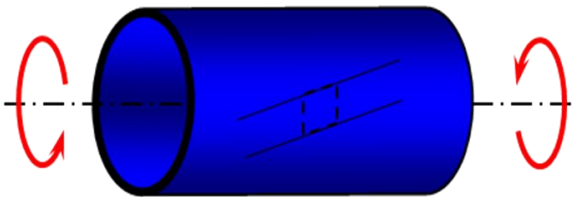
$$\boldsymbol{E_{cj} = 3250\sqrt{fc} + 14000}\ (MPa)\ veya \qquad \boldsymbol{E_c = 10270\sqrt{fc} + 140000}\ kg/cm^2$$

Bu ifade ile hesaplanmış yaklaşık beton Elastisite modülleri Tablo 2 de verilmiştir.

Hem yüksek dayanım hem de süneklik betonarmede birlikte arzu edilen özelliklerdir. Ancak, bu iki özelliği aynı betonda bir arada bulmak mümkün değildir.

3. Betonun poisson oranı (μ)(ν): (Simon Poisson,1825) Enine birim deformasyonun, boyuna birim deformasyona oranıdır.





Betonun kayma modülü ise, elastisite modülünün yaklaşık %40 kadardır. $G_{cj} = 0.4E_{cj}$ (TS 500 ve CEB)

TS500/2000'de beton için poission oranının 0.20 alınması öngörülmektedir. Kayma modülü (G_c) ise, μ poission oranı olmak üzere, elastisite modülünün bir fonksiyonu olarak

$G_c = E_c / [2\ (1+\mu)]$ bağıntısıyla hesaplanabilir. Bununla beraber, TS500/2000'de, kayma modülü (G) elastisite modülünün %40'ı olarak göz önüne alınabileceği belirtilmiştir. TS500/2000'de beton için verilmiş olan ısıl genleşme katsayısı 10^{-5} 1/°C'dir.

4-Betonun çekme dayanımı

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımından azdır. Genel bir kabul olarak 1/10 mertebesindedir. Geçmişte çekme dayanımını saptamak için ***i***-eksenel çekme ***ii***-silindir yarma, **iii**-tek nokta yükleme kiriş, ***iv***- iki nokta yükleme kiriş, gibi deney yöntemleri kullanılmıştır. Betonun çekme dayanımının tayini eksenel çekme altında saptanması zor bir

iştir ve kendine has zorlukları vardır. Çekme dayanımının dolaylı olarak saptanmasında kullanılan en yaygın deney türü "silindir yarma" deneyidir. Buna göre betonun çekme dayanımı, kullanılan deney tipine göre aşağıdaki **Tablo 3** de verilmiştir (Ersoy 24).

Tablo 3 Deney türüne göre betonun çekme dayanımı

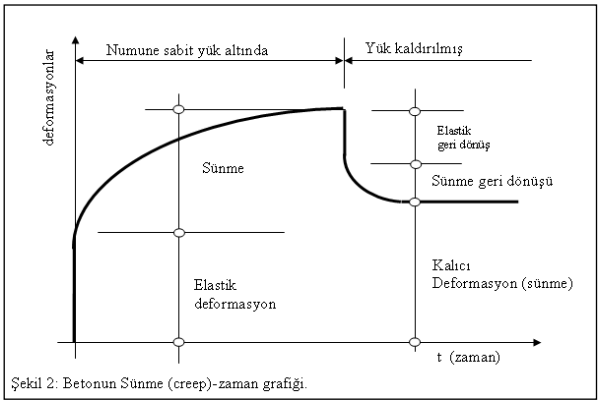
Deney Türü	Çekme Dayanımı		Çekme Dayanımı / Eksenel Çekme Dayanımı
	MPa	(kgf/cm^2)	
Eksenel Çekme	$f_{ct} = 0.35\sqrt{f_c}$	$f_{ct} = 1.1\sqrt{f_c}$	1.00
Yarma Silindir	$f_{cts} = 0.50\sqrt{f_c}$	$f_{cts} = 1.6\sqrt{f_c}$	1.45
Kiriş (tek yük)	$f_{ctf} = 0.70\sqrt{f_c}$	$f_{ctf} = 2.2\sqrt{f_c}$	2.00
Kiriş (çift yük)	$f_{ctf} = 0.64\sqrt{f_c}$	$f_{ctf} = 2.0\sqrt{f_c}$	1.82

TS500/2000 madde 3.3.2: Betonun çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir. Betonun karakteristik eksenel çekme dayanımı (Tasarım çekme dayanımı) aşağıda verilen bağıntıdan hesaplanabilir.

$f_{ctk} = 0{,}35\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)

5-Betonun zamana bağlı deformasyonu

Beton zamana bağlı olarak şekil değiştirme yapan bir malzemedir. Zamana bağlı deformasyon, kalıcı yükün hareketli yüke oranına, sünme katsayısına, basınç donatısı oranına ve çevre şartlarına göre değişir. 28 gün kür havuzunda bekletilen bir beton numune kurumaya bırakılınca kısalmaya başlar. Buna "*büzülme (rötre)"* denir. Yine bir beton numune, sabit bir eksenel basınç etkisinde bırakılırsa elemanda ortaya çıkacak olan boy kısalması, yüklenmemiş numuneye oranla daha fazla olur. Aradaki bu farka *"sünme"* denir. Hem büzülme hem de sünme zamanın bir fonksiyonu olarak artarlar. Ancak artış hızları zamanla azalır. Beton bir elemanın şekil değiştirme yapması engellenmediği sürece, betonda gerilme oluşmaz. Ancak *betonarm*e elemanlarda durum farklıdır. Donatıda büzülme ya da sünme olmayacağı için donatı betonun kısalmasını, bir başka deyişle şekil değiştirme yapmasını engellemeye çalışacaktır. Dolayısıyla hem betonda hem de donatı da gerilmeler oluşacaktır. Bu durumda beton, donatıyı kısalmaya zorladığı için **donatıda basınç,** donatının da betonun kısalmasını engellemeye çalışacağı için **betonda çekme** gerilmeleri oluşacaktır. Sünme ve büzülme şekil değiştirmeleri büyük değerlere ulaşarak yapının kullanılabilirliğini olumsuz yönde etkileyebilir ve hasara da neden olabilirler.



Şekil 12: Betonun Sünme (creep)-zaman grafiği

6-Aderans:

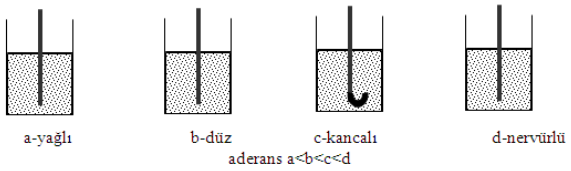
Beton ile donatı arasında var olan bağ kuvvetlerine aderans denilir. Beton sertleşirken içerisindeki donatıyı sıkıştırır. Bu yüzden sertleşme bitinceye kadar kalıp aşırı titretilmemelidir. Donatı yüzeyi yağlı, kirli, paslı olmamalıdır.

Beton ile çeliğin (donatı) birlikte çalışması, donatının beton içerisinde kaymaması ve sıyrılmaması ile mümkündür. Böyle bir çalışmanın olması için, betonla donatı arasında bir kuvvetin olması, gerilme geçişinin sağlanması gerekmektedir. Ayrıca bu kuvvetin zamana bağlı olmaması gerekir. Bu bağ kuvvetini oluşturan kayma gerilmelerine aderans adı verilmektedir. Aderansı oluşturan başlıca etmenler; 1-beton ile donatının yapışması, 2-betonla donatı arasında sürtünme ve 3-donatıdaki yüzey pürüzlüğünün varlığı olarak sayılabilir. Betonla donatı arasında sürtünme

oluşabilmesi için çubuk eksenine dik bir basıncın oluşması gerekir. Sürtünmeden ortaya çıkan aderans donatı çubuğunun pürüzlülüğüne bağlıdır. Gerçekte düz yüzeyli çubuklarda da bir miktar pürüz vardır. Sürtünme kuvvetinin dolayısıyla aderansın artmasına, yanal gerilemelerin bulunması ve betonun büzülmesi de olumlu olarak etki eder. Nervürlü çubuklardaki nervürler aderansı önemli ölçüde arttırır.

Bir beton blok içerisine saplanmış bir çubuğun sıyrılmaya karşı gösterdiği direnç, donatının ankrajına bağlı olarak açıklanabilir (Şekil.13). Bu durum TS 500 de donatıların kenetlenmesi olarak verilmiştir. Betonarme elemanlara yerleştirilen donatılar, gereksiz olduğu noktadan itibaren devam ettirilmez. Ancak, gereksiz donatı kesilmeden önce, kendisinde bulunan kuvveti güvenli bir şekilde betona aktarması gerekir. Bu durum ise, donatının beton içerisinde yeterli kenetlenme boyuna sahip olması ile sağlanabilir. Kenetlenme boyu; donatı çapı ve akma gerilmesi ile büyürken, aderans gerilmesinin yüksekliği oranında küçülür. Aderans gerilmesi özellikle; donatının düz yüzlü ya da nervürlü olmasına, beton dayanımının yüksekliğine bağlı olup donatının konumu da kenetlenme boyuna etki eder. TS 500 de nervürlü çubuklar için kanca olmaksızın kenetlenme boyu

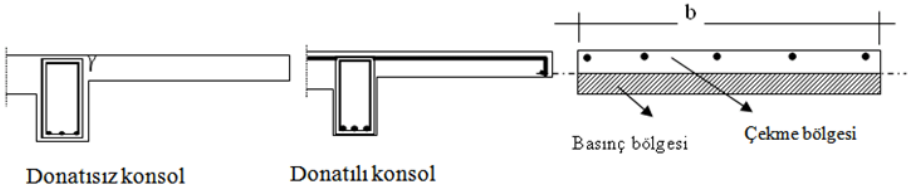
$l_b = 0.12\ \phi\ (f_{yd} / f_{ctd}) \geq 20\ \phi$ olarak verilmiş olup burada ϕ donatı çapını göstermektedir. Düz yüzeyli çubuklarda bu değerin iki katı alınır. Donatı ucuna kanca veya fiyong yapılarak kenetlenme boyu *1/4* oranında azaltılabilir.



Şekil 13

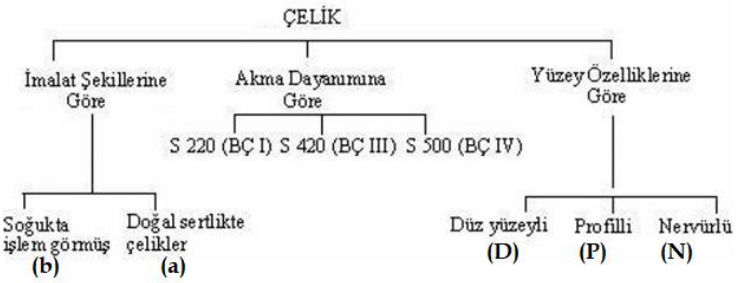
7-Donatı: ÇELİK (TS 708/2016)

Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan, betonarme taşıyıcı bir eleman içerisinde özellikle belirli bir bölgede oluşan çekme gerilmelerini karşılamak üzere daire kesitli çelik çubuklar yerleştirilir. Bu elemanlara donatı denilir.

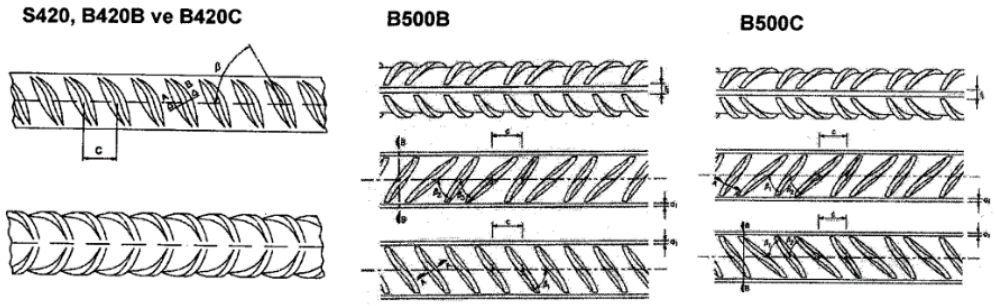


Şekil 14

Betonarmede kullanılan ve donatı olarak adlandırılan çelik, genellikle daire kesitli ve düz yüzeyli olup çapları 6mm ile 30mm arasında, özel hallerde *50mm* olan çubuk şeklindedir. Betonla beraber çalışmayı arttırmak üzere yüzeyinde belirli geometrik şekle sahip çıkıntılar bulunması durumundaki donatılar nervürlü donatı olarak isimlendirilir. Kullanımda donatı çapı ve sınıfının (düz yüzlü ya da nervürlü) belirtilmesi yeterlidir.



Şekil 15: Yapı çeliklerinin sınıflandırılması



Şekil 16: Yüzey şekillerine göre donatı sınıfı

TS 708 Nisan 2016 Standardı çelik sınıfı için çıkmış bir standarttır ve bu standarda göre çelik sınıfları S220, S420, *B420B B420C B500A, B500B ve B500C* **olmak üzere değiştirilmiştir.**

Betonarme çelikleri akma dayanımlarına göre sınıflandırılır (f_{yk}). Akma; çelik kesitinde gerilmeden dolayı meydana gelen daralmadır. S220, ifadesi; **karakteristik akma dayanımı** (f_{yk}) 2200 kg/cm^2 olan çelik sınıfını ifade eder. Bu dayanım değeri betonarme yapısal eleman hesaplarında kullanılmazlar. Malzeme dayanımları ön görülenden düşük olabileceğinden, akma dayanımının çelik malzeme katsayısına bölünmesiyle elde edilen **çelik hesap dayanımı** (f_{yd}) kullanılır.

Betonarme yapılarda B420C çeliği tercih edilir. C indisi mutlaka belirtilmelidir. Aksi takdirde B420 çeliği diye bir çelik sınıfı yoktur.

Tablo 4: Donatı Çeliklerine Ait Bilgiler (TBDY 2018)

Kalite	f_{sy} (Mpa)	ε_{sy}	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su} / f_{sy}
S220	220	0.0011	0.011	0.12	1.20
S420	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	1.15 – 1.35
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	1.15 – 1.35

Tablo 5: Donatı çeliğinin mekanik özellikleri (TS708/2016)

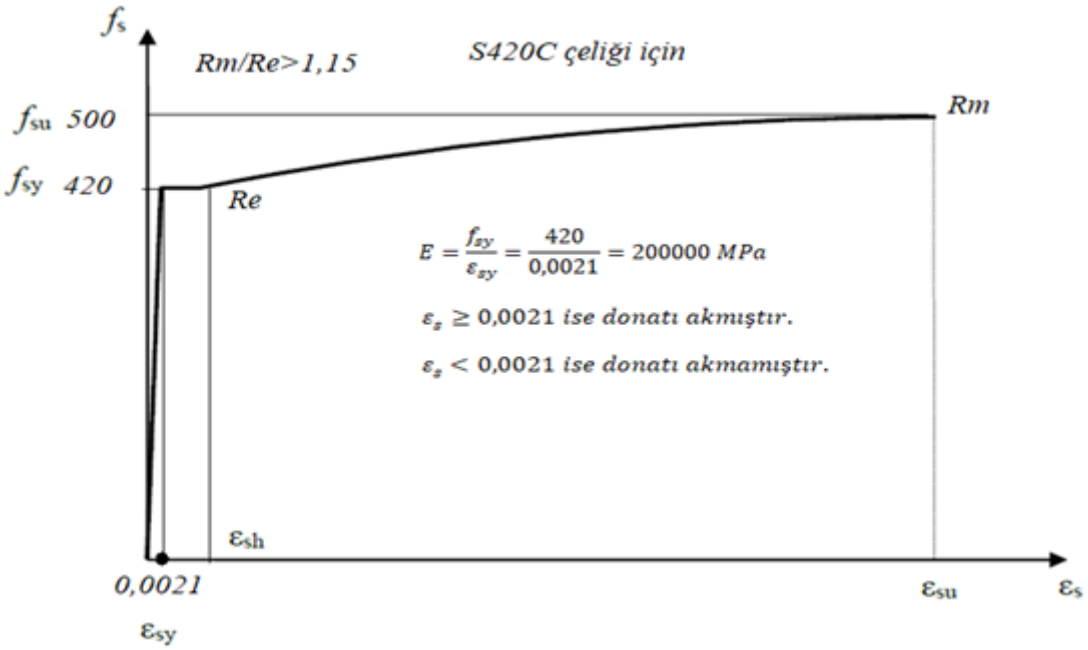
Tip	**Düz yüzeyli**	**Nervürlü**					**Profilli** [a]
Sınıf	S 220	S 420	B 420B	B 420C	B 500B	B 500C	B500A
Akma dayanımı (en az) R_e (N/mm^2)	220	420	420	420	500	500	500
Çekme dayanımı (en az) R_m (N/mm^2)	340	500	-	-	-	-	550
Çekme dayanımı/akma dayanımı oranı R_m/R_e	1,20 (en az)	1,15 (en az)	1,08 (en az)	≥1,15 <1,35	1,08 (en az)	≥1,15 <1,35	-
Deneysel akma dayanımı/karakteristik akma dayanımı oranı $R_{e\,act}/R_{e\,nom}$ (max)	-	1,30	-	1,30	-	1,30	-
Kopma uzaması (en az) A_5 (%)	18	10	12	12	12	12	5
Maksimum yükte toplam uzama (en az) A_{gt} (%)	-	-	5	7,5	5	7,5	2,5
Bükme açısı (°)	180		-				
Bükme açısı/ters bükme açısı [b]	-		90/20				
[a] Soğuk mekanik işlem uygulanarak da imal edilebilir.							

Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri:

ε_{sy} = Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi $E_s = tan\alpha = f_{sy} / \varepsilon_{sy}$

ε_s = Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi

ε_{su} = Donatı çeliğinin kopma (max) birim şekildeğiştirmesi



Şekil 17

$\varepsilon = 0{,}003\ ise\ \sigma_s = 600\ \ N_{mm^2}\ Donatı\ akar$ ε> ε_{sy} ve $\sigma_s > f_{sy}$

$\varepsilon = 0{,}01\ ise\ \sigma_s = 2000\ \ N_{mm^2}\ Donatı\ akar$ ε> ε_{sy} ve $\sigma_s > f_{sy}$

$\varepsilon = 0{,}0001\ ise\ \sigma_s = 20\ \ N_{mm^2}\ Donatı\ akmaz$ ε< ε_{sy} ve $\sigma_s < f_{sy}$

Şekil 18: *Doğrusal Olmayan Yöntemler* ile şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede kullanılmak üzere donatı çeliği için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Şekil 17 de görüldüğü gibi Doğal sertlikteki çelikte gerilme-şekil değiştirme eğrisi akma sınırına kadar doğrusaldır. Doğrusal değişim bölgesinde eğimin sabit olduğu ve elastisite modülü için $E_s = 2x10^5\ MPa$ olarak alınabileceği görülmektedir. Çeliğin akma sınırındaki gerilmesi akma gerilmesi (f_y) olarak adlandırılır ve genellikle bu dayanım temel alınır. Akma sahanlığının uzunluğu, akma birim uzamasının (ε_{sy}) yaklaşık *8-10* katı kadardır. Pekleşmenin tepe noktasındaki maksimum gerilme 'kopma dayanımı' (f_{su}) olarak adlandırılır. Kopma birim uzaması (ε_{su}) ile tanımlanmıştır. Soğukta işlem görmüş çeliklerde belirgin bir akma sahanlığı yoktur. Bu tür donatılar için akma gerilmesi, *%0.2* kalıcı uzamaya karşı gelen gerilme olarak tanımlanır. Donatı dayanımı yükseldikçe birim kopma uzaması küçülür ve gevrek bir davranış söz konusu olur.

"Soğukta haddelenmiş çeliğin, belirgin bir akma noktası olmadığından, akma dayanımı şöyle belirlenir:
Çekme deneyi yapılır, σ_s- ε_s eğrisi çizilir. 0.002 kalıcı deformasyonundan çıkış doğrusuna paralel çizilir. Paralelin b eğrisini kestiği noktaya karşılık gelen gerilme soğukta işlem görmüş çeliğin akma dayanımı olarak alınır." Ayrıca Sıcakta haddelenmiş çelik (a) daha sünektir. Soğukta işlem görmüş çelik (b) gevrektir. Soğukta işlem görmüş çelik (b) deprem bölgelerinde kullanılmamalıdır. Biz betonarme yapıların projelendirilmesinde sünek kırılma olayının gerçekleşmesini isteriz. Sünek davranışa sahip elemanlardan oluşan bir sistemin göçmesi ani olmaz. Gevrek davranışa sahip bir yapı elemanı, uyarıcı deformasyonlar göstermeden ani olarak kırılacağından yıkılmadan önce önlem alma veya yapıyı boşaltma imkânı olmaz. *Gevrek davranan elemanların enerji tüketebilme yeteneğide son derece sınırlıdır. Bu yüzden deprem bölgelerinde S420b çeliği kullanılmamalıdır.*

- Çelik çubukların çapları "mm" olarak ifade edilir ve ""ϕ" ile gösterilir.
- Hesaplarda en kesit alanları dikkate alınır ve "As" ile gösterilir.
- Son zamanlarda kanca yapmak yerine nervürlü çelik kullanılmakla aderans artırılma yoluna gidilmiştir.

Çelik hesap dayanımı, $f_{yd} = \frac{fyk}{\gamma ms}$, çelik akma dayanımının, çelik malzeme katsayısına bölünmesiyle elde edilir. Çeliğin elde edilmesi, betona nazaran daha kontrollü olduğu için çelik malzeme katsayısı, bütün çelik sınıfları için γ_{ms}=1.15 olarak verilmiştir.

S220 çeliğinin kullanım oranı giderek düşmektedir.

- Donatı çeliğinin genleşme katsayısı betonunkiyle aynı olup bu değer $1x10^{-5}$ cm/cm/^{o}C dir.
- Beton donatısı olarak kullanılacak çelikler TS 708 (2016)'ya uygun olmalıdır.

TBDY 2018:

(**7.2.5.3**). TS 708'de verilen B420C ve B500C nervürlü donatı çelikleri kullanılacaktır. TS 708'de verilen koşullara ek olarak, "çekme dayanımı/akma dayanımı" oranının 1.35 değerinden küçük olması ($Rm/Re<1.35$) ve eşdeğer karbon oranının %0.55'i geçmemesi koşulu ile S420 beton çeliği de kullanılabilir.

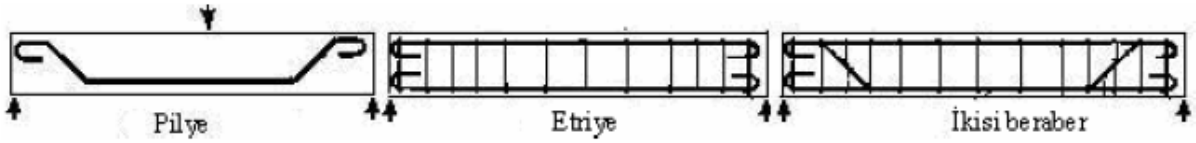
Donatı Kafesi: donatının, beton dökülürken projede öngörülen konumunu değiştirmemesi için kendi içinde rijit bir kafes oluşturması gerekir. Bu oluşumda boyuna donatı (esas ve montaj donatısı) ile enine donatı (sargı donatısı) birbirlerine çelik bağ teli ile sıkıca bağlanırlar.

Donatı kafesi iki kısımdan oluşur.

1- Boyuna donatı (esas donatı): Taşıyıcı elemanın boy eksenine paralel yerleştirilen donatıdır. Genel olarak çekme gerilmelerinin yoğun olacağı beklenen bölgeye yerleştirilir. Kolonlarda min çap ϕ14 ~16, kirişlerde ϕ12 dir.

-Kolonlarda özel olmakla beraber, diğer eğilmeye çalışan elemanlarda çekme bölgesine yerleştirilir. Boyuna donatıda mümkün olduğu kadar ek yapılmamalıdır.

2- Enine donatı (etriye): -Boyuna donatıyı birleştiren, -betonarme elemanın kesit şeklini veren ve -boyuna donatıyı yerinde tutan donatıdır. -Boyuna donatının burkulma boyunu azalttığı gibi -kayma gerilmelerini de karşılar.



Şekil 19

TBDT 2018:. 7.2.8. Özel Deprem Etriyeleri ve Çirozları

Süneklik düzeyi yüksek veya süneklik düzeyi sınırlı olan tüm betonarme sistemlerin kolonlarında, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, perde uç bölgelerinde ve kiriş sarılma bölgelerinde kullanılan etriyeler *özel deprem etriyesi*, çirozlar ise *özel deprem çirozu* olarak düzenlenecektir.

7.2.8.1 – Özel deprem etriyelerinin her iki ucunda mutlaka *135 derece kıvrımlı* kancalar bulunacaktır. Özel deprem çirozlarında ise bir uçta 90 derece kıvrımlı kanca yapılabilir. Bu durumda kolonun veya perdenin bir yüzünde, kanca kıvrımları 135 derece ve 90 derece olan çirozlar hem yatay hem de düşey doğrultuda şaşırtmalı olarak düzenlenecektir. 135 derece kıvrımlı kancaların, φ enine donatı çapını göstermek üzere, iç büküm çapı en az 5φ olacaktır. Kancaların uç düz boyu kıvrımdaki son teğet noktasından itibaren, nervürlü çubuklarda 6φ ve 80 mm'den küçük alınmayacaktır.

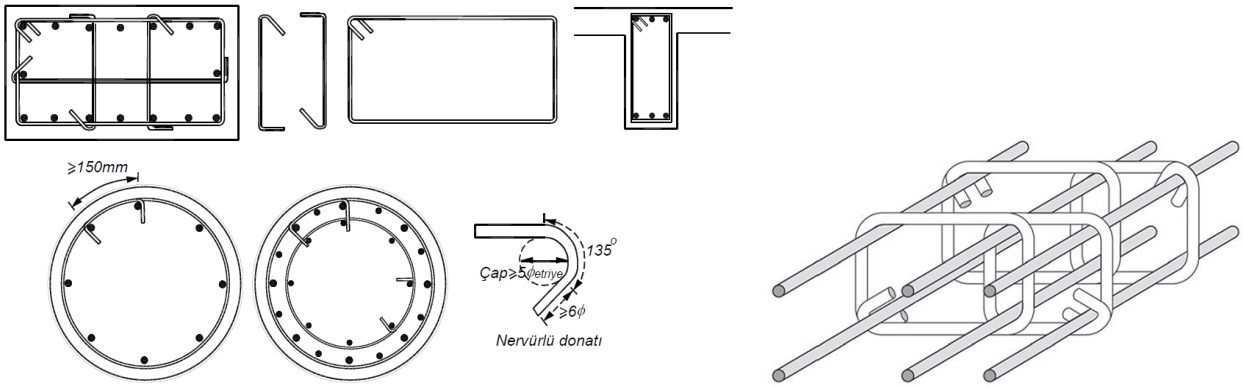
7.2.8.2 – Özel deprem etriyeleri boyuna donatıyı dıştan kavrayacak ve kancaları aynı boyuna donatı etrafında kapanacaktır. Özel deprem çirozlarının çapı ve aralığı, etriyelerin çap ve aralığı ile aynı olacaktır. Çirozlar, her iki uçlarında mutlaka boyuna donatıları ve dış etriyeyi saracaktır. Etriyeler ve çirozlar beton dökülürken yerlerinden kaymayacak biçimde boyuna donatılara sıkıca bağlanacaktır.

TS 500 (2000)'de donatı yerleşimleriyle ilgili verilen şu genel koşullara dikkat edilmelidir:

Beton dökülürken, donatının yerinin değişmemesi gerekir. Çubukların etrafında gerekli beton tabakasının arasına çelik çubuk parçaları konmalıdır. Beton takoz ve çelik çubuk parçaları yerine bu amaçla hazırlanmış plastik elamanlarda kullanılabilir. Etriyelerin de yan yüzünden betonla sarılmasına dikkat edilmelidir. Döşeme ve kirişlerin üst donatılarının aşağıya basılmaması için önlem alınmalıdır. Paspayları için Tablo 6'daki koşulların sağlanması gerekmektedir.

Tablo 6: Betonarme elemanlarda paspayları (en az) (mm)

Yapı Elemanı	Paspayı
Kabuk ve katlanmış plaklar	15
Betonarme duvar ve döşemeler	15
Yapı içinde dış etkilere açık olmayan kolon ve kirişler	20
Hava koşullarına açık olan kolon ve kirişler	25
Zeminle doğrudan temasta olan elemanlar	50



Şekil 20: TBDY 2018 de özel deprem etriyeleri, sağda ise, ACI Concrete (kapalı etriye)

Donatı çelikleri betonarme projelerde adet/çap veya çap/mesafe şeklinde gösterilirler. Donatı çapı **Ø** ile gösterilir.

Mesela:

1-6Ø16 demek, 6 adet 16 mm çapında donatıyı ifade eder. Bunun donatı enkesit alanı olarak karşılığı

$$A_s = n \cdot \frac{\pi Ø^2}{4} = 6 \cdot \frac{\pi 1{,}6^2}{4} = 12{,}06\ cm^2$$

2- 22Ø20 donatı gurubunun As değeri ne kadardır? (Tablo 3 den)

1Ø20=3,14 cm^2 As=22x3,14=69,08 cm^2

3- As=48,16 cm^2 ise donatı çap ve sayısını bulunuz (Ø18). (Tablo 3)

$$n = \frac{As}{1Ø18} = \frac{48{,}16}{2{,}54} \cong 19\ adet \quad 19Ø18$$

Buna benzer Ø8/20 de, 8 mm lik donatının 20 cm ara ile döşenmesini ifade eder. Etriye ve döşeme donatıları bu şekilde belirtilir.

Donatı çap ve sayılarına göre en kesit alanları Tablo 3 de (Tablolarda) verilmiştir.

Donatı Oranı (pursantaj): (ρ) Donatı % si olarak ta ifade edilebilen bir değer olup, betonarme bir kesitte, boyuna donatı en kesit alanının, taşıyıcı eleman en kesit alanına oranıdır. Boyutsuzdur.

$\rho = \frac{As}{Ac}$, $\rho = \frac{As}{bw.d}$, $\rho = \frac{\text{As}}{\text{b.h}}$ boyutsuz As= ρ .b.h …cm^2 Tablalı kesitlerde $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

Eğilme momenti etkisi altındaki betonarme bir eleman, kırılma durumuna üç ayrı biçimde gelir. Kırılmanın biçimini kesitteki donatı oranı (ρ) belirler. Bu donatı oranı genelde dengeli donatı oranıdır (ρ_b).

Tanım	Donatı oranı	Kırılma biçimi
Denge üstü (basınç kırılması)	$\rho > \rho_b$	Gevrek kırılma, önce basınç bölgesindeki beton kırılır
Dengeli	$\rho = \rho_b$	Gevrek kırılma
Denge altı (çekme kırılması)	**$\rho < \rho_b$**	**Sünek kırılma, önce çekme donatısı akar veya kopar.**

ÖRNEKLER:

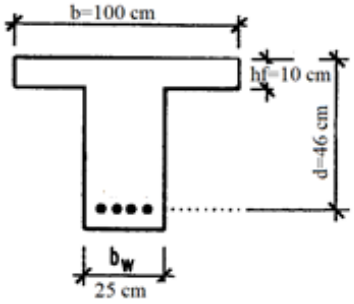
1-30/30 kesitindeki kolonun boyuna donatısı 6Ø16 dır. Donatı oranını hesaplayınız.

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{12{,}06}{30 \cdot 30} = 0{,}0134$$

2- 30/60 kesitindeki bir kolonun boyuna donatısını, donatı oranı 0,01 olacak şekilde seçiniz.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h = 0{,}01 \cdot 30 \cdot 60 = 18\ cm^2 \quad seçilen\ 9Ø16, \quad 4Ø24 \quad gibi$$

3-Verilen tablalı kesitin çekme donatısını 0,0120 oranında seçiniz (Ø22).

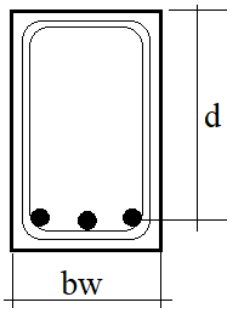


$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0{,}0120 \cdot 100 \cdot 46 = 55{,}2 cm^2$$

$$n = \frac{55{,}2}{3{,}80} = 15\ adet \quad 15Ø22$$

4- h=60 cm bw=25 cm d'=2 cm dir. C30/S420C, Çekme donatısını (As) donatı oranı TBDY de belirtildiği gibi en az olacak şekilde seçiniz.



$$\rho_{min} = 0{,}8 \cdot \frac{fctd}{fyd}$$

Betonarme yapıların deprem anında yapı elemanları üzerine gelen enerjiyi söndürebilmesi/azaltabilmesi için yapının esnek (düktil) olacak şekilde tasarlanmasında büyük fayda vardır. Yapı elemanları esneyebilmeli, deplasman yapabilmeli, hatta belki ufak çatlamalar olabilir ancak kuvvetli bir deprem altında bile az hasarla depremi atlatabilmelidir. Bunu sağlamak için de yapı elemanlarının içinde uygun oranda çelik donatı kullanılır. Betonarme hesaplarında kullanılacak çelik donatının beton kesite göre maksimum bir oranı tanımlanmıştır. Bu da **yüzde dörttür**, yani 100 cm karelik bir beton kolon kesitinde 4 cm karelik bir çelik kesit alanı bulunabilir. Bu oran aşılmadığı sürece beton ve çelik birlikte esnek davranış gösterir, deplasman yapar ancak tamamen yıkılmaz. Bu oran aşıldığında ise betonarme elemanlar birleşim yerlerinde aniden ayrılırlar ve kırılırlar. Ayrıca çok fazla çelik donatı kullanıldığında beton kesit üzerine gelen yükleri kaldıramaz.

ÖZET

• Betonun çekme dayanımı çok düşüktür, çekme bölgelerinde çatlaklar oluşur.

• Basınç bölgelerinde ezilme olur (taşıma gücüne erişildiğinde=kırılma anı).

• Çekme kuvvetlerini karşılamak ve çatlakları sınırlamak için, çekme bölgelerine **boyuna donatı** konur.

• **Pilye** de çekme donatısıdır. Orta kısmı açıklıkta (altta), kolları da mesnetlerde (üstte) çekme kuvveti alır. Eğik kolları ise kesme çatlaklarını sınırlar. İşçiliğinin zor olması ve güvenli olmaması nedeniyle kat kirişlerinde pilye kullanılmasından kaçınılır.

• Açıklıklarda, basınç tarafına **montaj donatısı** konur.

• Açıklıktan gelen donatılar mesnetteki momenti karşılamazsa, mesnetlere **ek donatı** konur.
• Kesme kuvvetlerini karşılamak ve oluşturduğu çatlakları sınırlamak için **enine donatı (sargı (etriye, fret))** kullanılır.
• Betonarme eleman (kiriş, kolon, döşeme), iyi donatılsa dahi, çatlar. Ancak bunlar kılcal (**zararsız**) çatlaklardır.

Tablo 7

ÇAP (mm)	AĞIRLIK (kg/m)	KESİT ÇEVRESİ (mm)	KESİT ALANI (cm^2) ÇUBUK SAYISI											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	*0,222*	*18,85*	*0,28*	*0,57*	*0,85*	*1,13*	*1,41*	*1,70*	*1,98*	*2,26*	*2,54*	*2,83*	*3,11*	*3,39*
8	0,395	25,13	*0,50*	*1,01*	*1,51*	*2,01*	*2,51*	*3,02*	*3,52*	*4,02*	*4,52*	*5,03*	*5,53*	*6,03*
10	0,617	31,42	*0,79*	*1,57*	*2,36*	*3,14*	*3,93*	*4,71*	*5,50*	*6,28*	*7,07*	*7,85*	*8,64*	*9,42*
12	0,888	37,70	*1,13*	*2,26*	*3,39*	*4,52*	*5,65*	*6,79*	*7,92*	*9,05*	*10,18*	*11,31*	*12,44*	*13,57*
14	1,209	43,98	*1,54*	*3,08*	*4,62*	*6,16*	*7,70*	*9,24*	*10,78*	*12,31*	*13,85*	*15,39*	*16,93*	*18,47*
16	1,580	50,26	*2,01*	*4,02*	*6,03*	*8,04*	*10,05*	*12,06*	*14,07*	*16,08*	*18,10*	*20,11*	*22,12*	*24,13*
18	1,999	56,55	*2,54*	*5,09*	*7,63*	*10,18*	*12,72*	*15,27*	*17,81*	*20,36*	*22,90*	*25,45*	*27,99*	*30,54*
20	2,468	62,83	*3,14*	*6,28*	*9,42*	*12,57*	*15,71*	*18,85*	*21,99*	*25,13*	*28,27*	*31,42*	*34,56*	*37,70*
22	2,986	69,11	*3,80*	*7,60*	*11,40*	*15,21*	*19,01*	*22,81*	*26,61*	*30,41*	*34,21*	*38,01*	*41,81*	*45,62*
24	3,554	75,40	*4,52*	*9,05*	*13,57*	*18,10*	*22,62*	*27,14*	*31,67*	*36,19*	*40,71*	*45,24*	*49,76*	*54,29*
26	*4,171*	*81,68*	*5,31*	*10,62*	*15,93*	*21,24*	*26,55*	*31,86*	*37,16*	*42,47*	*47,78*	*53,09*	*58,40*	*63,71*
28	*4,837*	*87,96*	*6,16*	*12,31*	*18,47*	*24,63*	*30,79*	*36,94*	*43,10*	*49,26*	*55,42*	*61,57*	*67,73*	*73,89*
30	*5,553*	*94,25*	*7,07*	*14,14*	*21,21*	*28,27*	*35,34*	*42,41*	*49,48*	*56,55*	*63,62*	*70,69*	*77,75*	*84,82*
32	*6,318*	*100,53*	*8,04*	*16,08*	*24,13*	*32,17*	*40,21*	*48,25*	*56,30*	*64,34*	*72,38*	*80,42*	*88,47*	*96,51*
34	*7,133*	*106,81*	*9,08*	*18,16*	*27,24*	*36,32*	*45,40*	*54,47*	*63,55*	*72,63*	*81,71*	*90,79*	*99,87*	*108,95*
36	*7,996*	*113,09*	*10,18*	*20,36*	*30,54*	*40,71*	*50,89*	*61,07*	*71,25*	*81,43*	*91,61*	*101,79*	*111,97*	*122,14*
38	*8,909*	*119,38*	*11,34*	*22,68*	*34,02*	*45,36*	*56,71*	*68,05*	*79,39*	*90,73*	*102,07*	*113,41*	*124,75*	*136,09*
40	*9,872*	*125,66*	*12,57*	*25,13*	*37,70*	*50,27*	*62,83*	*75,40*	*87,96*	*100,53*	*113,10*	*125,66*	*138,23*	*150,80*

TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİNİN TANITILMASI

Taşıma gücü, beton ve çeliğin gerçek davranışlarını dikkate alarak **kırılma anındaki,** kesitin taşıma gücünü saptayan yöntemdir. Bu yöntemde gerilme hesabı ve emniyet gerilmesi söz konusu değildir.

Taşıma gücü yönteminde, malzeme dayanımları bir malzeme katsayısına bölünür, yükler ise bir yük katsayısı ile çarpılarak artırılır.

Limit durum, yapının tamamının veya bir kısmının kullanılamaz hale gelmesi veya yıkılması olarak tanımlanır. Limit durum iki kısma ayrılır.

1-Son Limit Durum (ultimate Limit State) :

Taşıyıcı sistemin tamamen yada bir bölümünün her hangi bir nedenle yıkılma durumuna gelmesidir. Buna "Taşıma gücü limit durumu" da denilir.

2-Kullanılabilirlik Limit Durum (Serviceability Limit State)

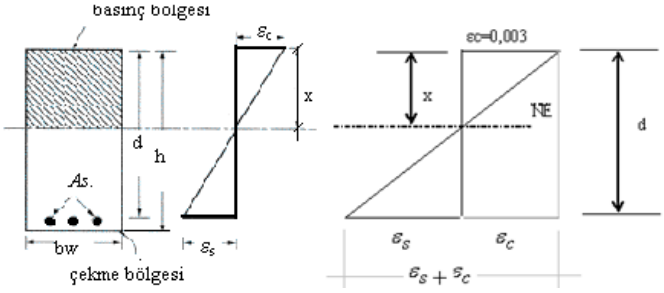
Ön görülen servis yükleri altında, aşırı deformasyon, çatlakların genişlemesi yada titreşim gibi nedenlerle yapının kullanılabirliğini kaybetmesi durumudur. Yıkılmamış, ancak üzerinde gezinirken aşırı titreşen bir bina döşemesi kullanılabilir kabul edilemez.

Limit duruma göre hesapta, elemanlar son limit duruma göre- yıkılma tehlikesinden belirli bir olasılıkla uzak kalacak şekilde - boyutlandırılır. Daha sonra kullanılabilirliği kontrol edilir. Limit durumlara göre hesabın dayanımla ilgili bölümüne "Taşıma Gücü Yöntemi" denilir.

TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİNDE YAPILAN VARSAYIMLAR

1-Beton çekme kuvvetini almaz, çekme kuvvetini donatı karşılar.
2-Betonarme bir kesitte oluşan deformasyonlar (şekil değiştirmeler) tarafsız eksenden uzaklığıyla doğru orantılıdır. Deformasyonlar tarafsız eksenden uzaklaştıkça artar (Bernoulli-Navier hipotezi).

3-Yük altındaki çelik ve beton "iyi aderans sağlanmışsa" deformasyonları belli bir yere kadar uygunluk şartı gösterir. Yani yükün belli bir değerine kadar beraber uzar veya kısalırlar.
Bu üç kabule dayanılarak aşağıdaki ilişki kurulabilir.



Şekil 21

$$\varepsilon_C = \varepsilon_S$$

$$\varepsilon_C = \frac{\sigma_C}{E_C},\ \varepsilon_S = \frac{\sigma_S}{E_S}$$

$$\frac{\sigma_C}{E_C} = \frac{\sigma_S}{E_S}$$

$$\sigma_C.E_S = \sigma_S.E_C$$

$$\sigma_S = \sigma_C \frac{E_S}{E_C}$$

$$\sigma_S = n\sigma_C$$

$$\frac{\varepsilon_C}{\varepsilon_S} = \frac{x}{d-x} \quad \text{veya} \quad \frac{\varepsilon_C}{\varepsilon_S + \varepsilon_C} = \frac{x}{d}$$

bu ifadelere uygunluk şartı denilir.

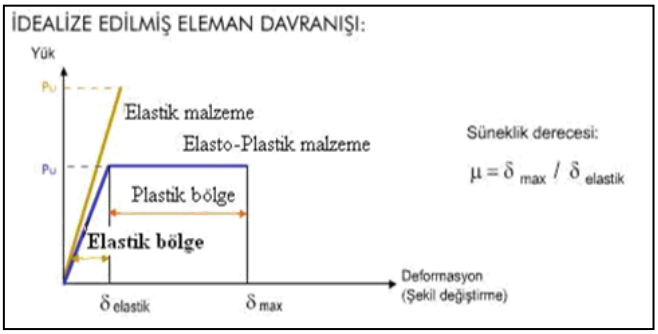
n=beton ve çelik elastikiyet modülleri arasındaki oran.

4-Çelik elasto-plastik davranış gösterir. Yani yükün şiddetine bağlı olarak bir mertebeye kadar uzar veya kısalır. Yükün belirli bir değeri aşması durumunda kalıcı deformasyonlar sergiler. Sünek elemanlar elasto-plastik davranış gösteriler.

Düktilite:Kırılma anında büyük deformasyon gösterme özelliğidir.

Süneklik, dayanımda bir azalma olmadan büyük deformasyon yapabilme yeteneğidir.

Süneklik derecesi: En büyük deformasyonun, elastik deformasyona oranıdır.



Şekil 22

6-MALZEME VE YÜK KATSAYILARI: Yapının (malzemenin) gerçek dayanımını "D", yük etkisini ise "Y" ile gösterelim. D≥Y olması durumunda yapının yıkılma olasılığından uzakta olduğu varsayılır. Gerçekte yapıda kullandığımız malzemenin dayanımı öngördüğümüzden az, yük etkisi ise tahmin edilenden fazladır. Bu durumda hesaplarda kullanılacak malzeme dayanımları daha az, yük etkisi de daha fazla alınmalıdır. Bunun için malzeme dayanımları birden büyük bir katsayıya bölünürken, yük etkileri ise bir den büyük bir kat sayı ile çarpılır. Böylece hesaplarda kullanılacak olan hesap dayanımları ve yük kombinasyonları elde edilir.

$$\frac{D}{\gamma_d} = Y.\gamma_Y$$

Taşıma gücü metodunda beton ve çeliğin emniyet gerilmeleri yerine hesap dayanımları kullanılır. (f_{cd},f_{yd}).

6.1. MALZEME KATSAYILARI

a-Beton Malzeme Katsayıları: Beton malzeme katsayısı, deneylerle belirlenmiş ve standartlarda yayınlanmıştır. Bu katsayı, betonun yapıldığı şantiye koşullarına bağlı bir değer olup standartlarda şu sınırlarda verilmiştir.

Yerinde dökme betonlar için γ_{mc}=1.5

Prefabrik betonlar için γ_{mc}=1.4

Kalite kontrolünün yapılamadığı şantiye koşullarında, γ_{mc}=1.7 olarak alınır.

b-Çelik Malzeme Katsayıları: ***(Deprem yönetmeliğinden)*** *"Taşıma Gücü Yöntemi ile TS-4561'e göre yapılacak hesaplarda çelik akma sınırına uygulanacak malzeme güvenlik katsayısı* ***1.15****, betonarme-çelik kompozit döşemelerde beton karakteristik basınç dayanımına uygulanacak malzeme güvenlik katsayısı ise* ***1.5*** *olarak alınacaktır" hükmü vardır.*

6.2. YÜK KATSAYILARI (Taşıma gücü yönteminde kullanılan ve TS 500/2000'e göre)

Yükler için güvenlik katsayıları, yüklerdeki belirsizliğin etkilerini hesaba katmak için kullanılır. Yüklerdeki belirsizliklerin sebepleri şunlardır.

1. Yüklerin saptanmasında hatalar olabilir.
2. Değişik yüklerin bir arada etkime ve aynı anda maksimum değere çıkma ihtimali fazladır.
3. Düşey yüklerle birlikte, deprem, rüzgâr gibi yatay kuvvetlerde etkiyebilir.
4. Yapının öngörülen ömrü içerisinde bu yüklerde artışlar olabilir.

Bütün bu belirsizlikler göz önüne alınarak yapıya etkimesi beklenen yükler birden büyük bir katsayı ile çarpılarak artırılır. TS 500/2000 de verilen ve değişik yüklerin birlikte etkimesi halinde kullanılması önerilen yük kombinasyonları şunlardır.

Tasarımda, yapıya etkimesi olasılığı bulunan tüm yük birleşimleri dikkate alınmalıdır. Hesaplarda genellikle karşılaşılan yük birleşimleri aşağıda verilmiştir.

-. Yalnız düşey yükler için,

$Fd = 1{,}4G + 1{,}6Q$ (1)

$Fd = 1{,}0G + 1{,}2Q + 1{,}2T$ (2)

Burada, T, sıcaklık değişimi, büzülme, farklı oturma vb şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler nedeniyle oluşan yük etkisidir. Bu yük birleşimi, bu tür etkilerin ihmal edilemeyeceği durumlar da göz önüne alınmalıdır.

- Rüzgar yükünün söz konusu olduğu durumlarda, Denklem 1ve Denklem 2 ile birlikte,

$Fd = 1{,}0G + 1{,}3Q + 1{,}3W$

$Fd = 0{,}9G + 1{,}3W$

-Depremin söz konusu olduğu durumlarda, Denklem 1 ve Denklem 2 ile birlikte,

$Fd = 1{,}0G + 1{,}0Q + 1{,}0E$

$Fd = 0{,}9G + 1{,}0W$

- Yanal toprak itkisi bulunan durumlarda, Denklem 1 ve Denklem 2 ile birlikte,

$Fd = 1{,}4G + 1{,}6Q + 1{,}6H$

$Fd = 0{,}9G + 1{,}6H$

- Akışkan basıncı bulunan durumlarda, bu basınç 1,4 yük katsayısıyla çarpılarak içinde hareketli yük bulunan tüm yük birleşimlerine eklenir.

- Kullanılabilirlik sınır durumu hesaplarında, bütün yük katsayıları 1,0 alınır.

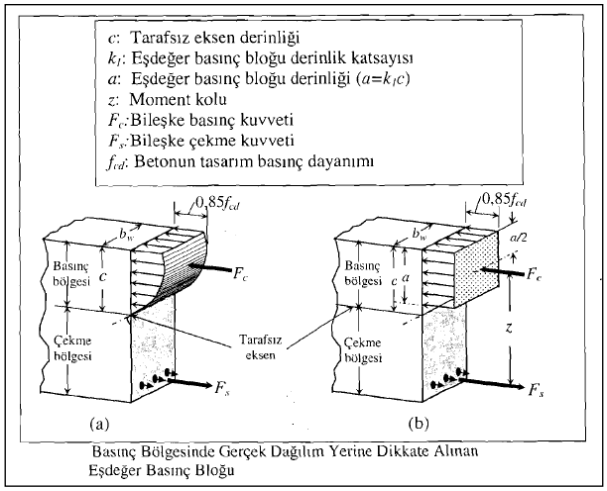
7-Beton ve çelikte oluşan gerilmeler zamana bağlı olarak değişir. Yorulma ve yüklerin zamanla artması buna sebep olur.

8-Yeniden dağılım. Betonarme elemanlarda kesit içerisinde ve elemanlar arasında önemli gerilme, kuvvet ve moment transferi olur.

9-Eşdeğer Dikdörtgen Gerilme Dağılımı

Eğilmeye çalışan bileşik eğilme etkisi altındaki kesitlerin tamamı basınca çalışmazlar. Çekme bölgesindeki donatının gerilme dağılımı orantılı olduğundan ve çekme donatısının kesiti de bilindiğinden çekme kuvvetlerinin bileşkesinin hesabı *(F_T=A_s.fyd)* basittir. Oysa basınç bölgesindeki kırılma anındaki gerilme dağılımı şekil değiştirme ile orantılı

değildir ve paraboliktir. Basınç bölgesinin alanı, beton sınıfına, etkiyen yükün şiddetine göre değir. Bu yüzden, basınç bölgesinin alanını ve beton basınç kuvvetleri bileşkesinin (F_c) etkime yerinin hesaplamak zordur.
Kesitin eğilme dayanımını belirleyen iki büyüklük; basınç kuvvetleri bileşkesinin değeri ve etkime yeri olduğuna göre, gerçek dağılımla aynı değeri verecek ve hesaplarda kolaylık sağlayacak daha geometrik mesela dikdörtgen şeklinde bir dağılım kullanılabilir. Bu dağılıma "**Eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımı"** denilir. Bu bloğun derinliğine ise "**eşdeğer gerilme bloğu derinliği" (a)** denilir. (1945 Whitney, 1956 ACI, 2000 TS 500)



Basınç Bölgesinde Gerçek Dağılım Yerine Dikkate Alınan Eşdeğer Basınç Bloğu

Eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğunun derinliğinin hesabı

Herhangi bir geometriye sahip bir kesitin taşıma gücünü hesaplamak için iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denklemi yeterlidir. Birim deformasyon diyagramından faydalanarak uygunluk şartı yazılabilir.

$$\frac{x}{d}=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s+\varepsilon_c} \qquad \varepsilon_c = 0.003 \qquad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad \sigma_s = f_{yd} \qquad E_s = 20000...kN/cm^2 \text{ ise,}$$

$$\frac{x}{d}=\frac{0{,}003}{0{,}003+\frac{f_{yd}}{20000}}$$

$$\frac{x}{d}=\frac{60}{60+fyd}\,\text{kN/cm}^2 \quad \text{veya} \quad \frac{x}{d}=\frac{6000}{6000+fyd}\,kg/cm^2$$

$x=\frac{60}{60+fyd}.d$ Tarafsız eksenin en dıştaki basınç lifine uzaklığıdır.

Örnek: C35/S220, d=48 cm ise, dengeli kırılma durumunda eşdeğer gerilme bloğu derinliği kaç cm. dir.
Cevap:

$$x=\frac{60}{60+19{,}1}.48=36{,}40\,cm \quad ; \quad a_b=k_1x=0{,}79\cdot 36{,}40=28{,}76\,cm$$

Genel olarak eşdeğer DD gerilme bloğunun derinliği **$a=k_1.x$** veya (**$a=k_1.c$)** ifadesi ile gösterilir. Beton sınıflarına göre k_1 değerleri (TS 500/2000) şunlardır. (k_1, ortalama basınç gerilmesinin, en büyük gerilmeye oranı)

Beton Sınıfı	C16	C18	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
k_1	**0.85**	**0.85**	**0.85**	**0.85**	0.82	0.79	0.76	0.73	0.70

Genellikle her beton sınıfı için **k_1=0.85** olarak alınabilir.

a=0.85.*x* olur. O halde,

$$a=k_1.C=\frac{60}{60+fyd}\times d\times 0.85\ \ olur.$$

Kesite etkiyen eğilme momenti ve kesitin diğer özellikleri biliniyorsa;

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \ \ cm$$

Eşitliği ile de hesaplanabilir. Bu eşitlikte, tablalı kesitlerle hesap yapılıyorsa "b_w" yerine "b" yazılır.

Ayrıca eğilmeye çalışan tek donatılı bir dikdörtgen kesitin iç kuvvetlerinin dengesi şartından da "a" hesaplanabilir.

$F_T=F_C$ yazılabilir.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w}$$

Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Elemanların Kırılma Biçimleri

(Doğangün s396; Ersoy, Özcebe s.92)

Eğilme momenti etkisi altındaki betonarme bir eleman, kırılma durumuna üç ayrı biçimde gelir. Kırılmanın biçimini kesitteki donatı oranı (ρ) belirler. Bu donatı oranı genelde dengeli donatı oranıdır (ρ_b).

Dengeli donatı oranı; Eğilme altındaki betonarme bir kirişin taşıma gücüne, çekme donatısının akması ve en dış basınç lifindeki betonun aynı anda ezilmesi ile ulaşmasını sağlayan donatı oranıdır. Dengeli donatı oranı, malzeme kombinasyonuna göre hazırlanmış tablolardan alınabilir.

$$\rho_b = \rho_m, \rho_d, \rho_l$$

Aynı zamanda, bileşik eğilme etkisi altındaki basınç elemanlarında dışmerkezliğin (e), $e>e_{min}$ veya $e<e_{min}$ olması da basınç elemanının kırılma biçimini belirler.

1-Çekme kırılması: (denge altı) $\rho<\rho_b$, $N_d<N_b$, veya $e>e_{min}$ büyük dışmerkezlik olması hali

-Kiriş donatısı dengeli donatıdan küçüktür.

-Az veya normal donatılı kirişlerde görülür.

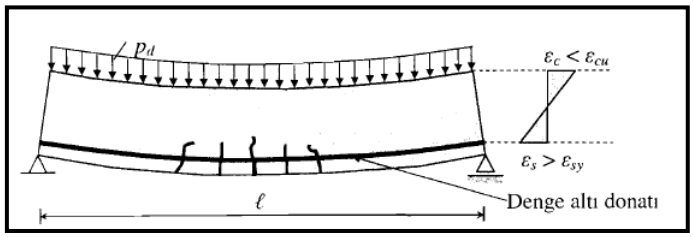
-Beton ezilmeden donatı akmaya başlar. $\varepsilon s > \varepsilon_{yd}$ ve $\sigma = f_{yd}$

-Kırılma olayı, çeliğin akmasıyla başlar, çelikte büyük uzamalar, çekme bölgesindeki betonda büyük çatlaklar görülür. *Kırılmaya çeliğin özelliği hâkim olduğu için kırılma* ***sünektir.***

-Kiriş kırılma durumuna, sünek-düktil davranış sergileyerek, bir süreç içerisinde gelir.

-Mühendislikte sünek kırılma tercih edilen bir davranış biçimidir. Sünek davranışa sahip elemanlardan oluşan bir sistemin göçmesi ani olmaz. Yıkılma durumuna bir süreç içerisinde gelindiği için, onarım, güçlendirme, konutun boşaltılması ve gibi müdahaleye imkân verir.

-Betonarme kirişler, uygulamada karşılaşacakları yükler karşısında sünek-düktil davranış gösterecek şekilde boyutlandırılır ve donatılırlar.



Şekil 23

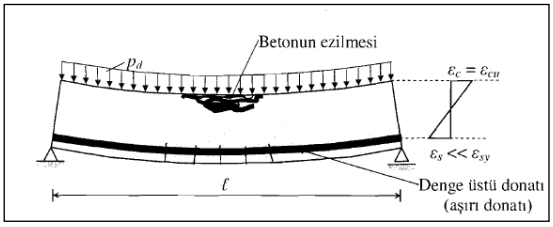
2- Basınç kırılması (denge üstü) $\rho>\rho_b$, $N_d>N_b$, K>Km veya $e<e_{min}$ küçük dışmerkezlik olması hali

Çekme donatısının fazla olduğu kirişlerde görülen kırılma biçimidir. Çelik donatıdaki gerilme akma sınırına ulaşmadan beton ezilir. Yani donatı akmaz ve donatıdaki gerilme f_{yd} 'den küçüktür. Kırılmaya betonun özellikleri hâkim olduğu için **gevrek** kırılmadır.

Kiriş görünür bir deformasyon yapmadan **aniden** kırılır. İstenmeyen bir durumdur.

Bu kırılmanın gerçekleştiği kirişe denge üstü kiriş, bu kırılmaya neden olan donatı oranı ise denge üstü donatı oranı olarak adlandırılmaktadır. Bu şekilde donatılan kirişte çok fazla donatı var demektir. Gevrek kırılma istenmeyen bir

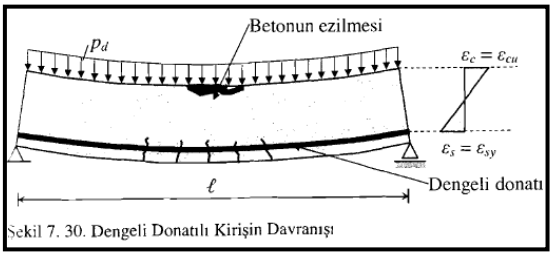
davranış biçimi olduğundan, yönetmeliklerde kirişlerde kullanılacak donatı oranına bir üst sınır getirilerek, tüm kirişlerin sünek bir davranış gösterecek biçimde boyutlandırılması sağlanmıştır.



Şekil 24

3- Dengeli kırılma $\rho=\rho_b$ (gevrek kırılma)

Doğal olarak, çekme ve basınç kırılmaları arasında bir sınır olması gerekir. Dengeli kırılma olarak adlandırılan bu sınır, dengeli donatılmış kirişlerde görülür. Donatı akmaya başladığı anda betonda ezilir. $\varepsilon s = \varepsilon_{yd}$ ve $\sigma = f_{yd}$ $\varepsilon_{cu} = 0.003$, yani, betondaki ezilme ile donatıdaki akma aynı zamanda olur. Dengeli kırılma, kirişin istenmeyen davranışının bir sınır durumu olarak önem taşır. Bileşik eğilmede dengeli durum, donatı oranının değil e=M/N in bir fonksiyonudur.



Şekil 25

Bu şekilde kırılan kirişe dengeli kiriş, buna neden olan donatı oranı ise dengeli donatı oranı olarak adlandırılır. Sonuç olarak, eğilmeye çalışan elemanların kırılma türü dengeli donatı oranı temel alınarak saptanır. Buna göre,

Tanım	Donatı oranı	Kırılma biçimi
Dengeli	$\rho=\rho_b$	Gevrek kırılma
Denge üstü (basınç kırılması)	$\rho>\rho_b$	Gevrek kırılma, önce basınç bölgesindeki beton kırılır
Denge altı (çekme kırılması)	$\rho<\rho_b$	**Sünek kırılma, önce çekme donatısı akar veya kopar.**

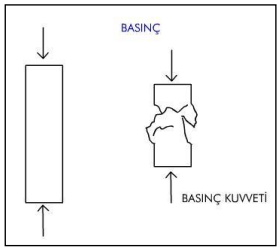
BETONARME TAŞIYICI ELEMANLARIN HESAP VE YAPIM KURALLARI

Buraya kadar anlatılan kısımlarda, betonarmeyi oluşturan malzemelerin özelliklerini, betonarmenin genel davranış biçimlerini ve hesap yöntemlerinin tanımını öğrenmiş olduk. Bu kısımdan itibaren betonarme taşıyıcı elemanların çeşitlerini ve taşıma gücü yönteminin öğretilmesiyle birlikte boyutlandırma ve analiz hesaplarını öğreneceğiz.

EKSENEL KUVVET ETKİSİ ALTINDAKİ ELEMANLAR

Basınç Elemanı Nedir?

Normal kuvvet, kesitin tam ağırlık merkezinden geçiyor ve bütün lifleri eşit şekilde kısalmaya zorluyorsa bu kuvvete basınç kuvveti, elemana ise basınç elemanı denilir. Eğilmeye çalışan kirişlerin basınç bölgelerinde oluşan basınç gerilmesi ve kuvvetleri bu türden değildir. Burada oluşan basınç, eğilme momentinden dolayı oluşan basınçtır.



Şekil 26

Betonarme yapılarda basınç elemanı denildiğinde akla kolonlar gelir. Ancak betonarmenin monolitik özelliğinden dolayı kolonlara her zaman eksenel basınç kuvveti tek başına etkimez. *Zaten pratikte böyle bir kuvvetinde oluşmayacağı varsayılır.* Bunun yanında çok azda olsa bir "M" eğilme momenti de etkir. Şu halde bir kolona hem eksenel yük "N" hem de eğilme momenti etki ediyorsa **bileşik eğilme** söz konusudur. Bu nedenle günümüz yönetmeliklerinde kolonların sadece eksenel basınç yüküne göre boyutlandırılması yasaklanmış olup, hesap sonucunda moment yok denecek kadar küçük çıksa dahi, boyutlandırmada belirli bir eksantrikliğin (dış merkezlik),(e) göz önüne alınması gerekir.

Eksantriklik $e = \frac{M}{N}$ olarak tarif edilir.

TS 500/2000 de kolonların hesabı için kabul edilebilecek en küçük eksantriklik sınırları;

6.3.10 - Minimum Dışmerkezlik Koşulu

Yapısal çözümlemeden elde edilen ve tasarımda kullanılacak olan kolon uç momenti ile hesaplanan dışmerkezlik, aşağıda verilen minimum değerden küçük olamaz:

e_{min} = 15 mm + 0,03 h

Burada h, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutudur.

"Sadece eksenel yüklü bir kolon, uygulamada var olmayan, teorik bir yapı elemanıdır."

BETONARME KOLONLAR

SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK KOLONLAR

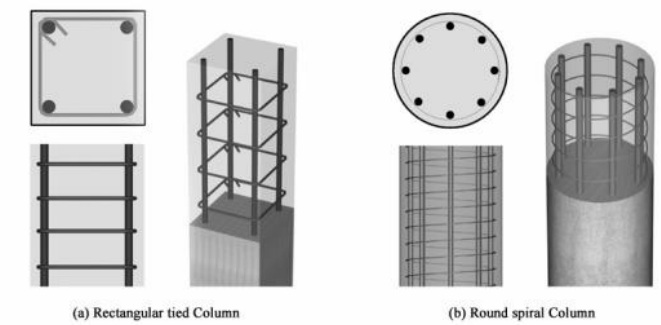
Betonarme kolonlar, boyuna donatıyı saran enine donatının cinsine göre iki sınıfa ayrılır. Boyuna donatısı bireysel etriyelerle sarılmış olanlara "Etriyeli Kolon", sürekli dairesel fretlerle sarılmış olanlara ise "Fretli Kolon" denir. Kolon enine donatısı, bireysel dairesel etriyelerden de oluşabilir.

Kolonlar, eksenel basınç altındaki davranışları açısından ikiye ayrılır.

1. Kısa kolonlar
2. Uzun kolonlar (narin kolonlar)

Kullanılan donatı tipine göre

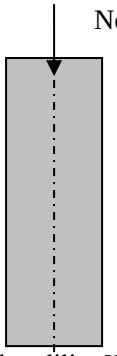
1. Dikdörtgen kesitli Etriyeli kolonlar
2. Dairesel kesitli Fretli (sargılı) kolonlar.



(a) Rectangular tied Column (b) Round spiral Column

ETRİYELİ KISA KOLONLARIN EKSENEL KUVVET TAŞIMA GÜCÜ

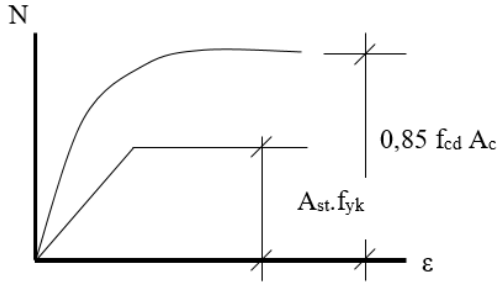
Kolon kesitinin ağırlık merkezine etkidiği varsayılan basınç yükü, beton ve çelik boyuna donatı tarafından karşılanacaktır.



$$\sigma_c = \frac{N_b}{A_c} \Rightarrow N_b = \sigma_c . A_c$$

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_{st}} \Rightarrow N_s = \sigma_s . A_{st}$$

$$No = \sigma_c . A_c + \sigma_s . A_{st}$$



Şekil 27: Kırılma anında beton ve çeliğin, yük / şekil değiştirme ilişkisinin şu şekilde olduğu tespit edilmiştir

İfadesi elde edilir. *Yapılan deney ve gözlemler sonucunda, kolon taşıma gücünü, beton silindir dayanımının % 85 'ine ($\sigma_c = 0{,}85 f_{cd}$), donatının ise ($\sigma_s = f_{yd}$) akma gerilmesine erişmesiyle kaybettiğini göstermiştir.*

Şu halde, basit etriyeli bir kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü,

$No = \varphi(0{,}85.f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st})$ ifadesi ile hesaplanabilir. Burada, φ, etriyeli kolonlarda=1, fretli kolonlarda=1.1 olan bir katsayıdır. (TS 500/2000). Etriyelerin çok büyük fonksiyonu olduğu halde, kolonun eksenel kuvvet taşınma gücüne katkısının olmadığı kabul edilmektedir.

Malzemesi, kesiti, boyuna donatı oranı bilinen bir kolonun, eksenel kuvvet taşıma gücü, sanal gerilme (itibari gerilme) kullanılarak ta hesaplanabilir.

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} \Rightarrow A_{st} = \rho_t . A_c$$

$No = \varphi(0{,}85.f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st})$ burada A_{st} yerine ($\rho_t . A_c$) yazılırsa,

$No = 0{,}85. f_{cd} . A_c + \rho_t . A_c . f_{yd}$ elde edilir. Buradan,

$No = Ac.(0.85\ f_{cd} + \rho_t . f_{yd})$ elde edilir.

$(0.85\ f_{cd} + \rho_t . f_{yd})$ ifadesi, itibari gerilme olarak adlandırılır.

$No = A_c . f_{i...}$ Kg, ton, kN olur.

TS 500/2000, de, kolonların sadece eksenel yüke göre hesaplanması yasaklandığından, kolonlara ön boyut verilmesinde faydalanılabilir.

$$A_c = \frac{N_d}{f_i}\ cm^2$$

Betonarme Kolon Tasarımıyla İlgili Önemli Not

Her yapı elemanında olduğu gibi kolonlarda da boyutlar ve donatı açısından öngörülen koşullara uymak, detaylandırma ve yapımda gereken özeni göstermek, en az hesaplar kadar önemlidir. Bu konuda kolonlar için diğer yapı elemanlarına oranla daha titiz davranmak gerekmektedir. Çünkü bir kolonun çökmesi, tüm yapının göçmesiyle sonuçlanabilir. *Kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu her zaman sağlanmaya çalışılmalıdır (7.3.5).* Yapılan gözlem ve araştırmalar sonucunda kolonlarda, düşey veya yatay yük altında oluşan hasar ve göçmelerin sebepleri dört ana konu altında belirlenmiştir.

1. Yetersiz enkesit boyutları. ($A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.40\ fck}$) , şartı sağlanamamış
2. Yetersiz enine donatı (çap, aralık, sıklaştırma)
3. Boyuna donatıda yapılan bindirmeli eklerde, Filiz boyunun yetersizliği. (filiz boyu 50ϕ)

4. Beton dayanımının hesaplarda esas kabul edilenden daha düşük olması

Kolonlarda enine donatının görevi,

Kesme kuvvetini betonla birlikte karşılamak,

Boyuna donatıların burkulma boyunu azaltarak burkulmasını önlemek,

Çekirdek betonunun sünekliliğini artırmak,

Fredli kolonlarda Yanal basınç uygulayarak çekirdek betonunun dayanımını artırmak,

Betonun dökümü sırasında donatı kafesini bir arada tutmak,

(Bir etriye bir kolonu, bir kolon bir yapıyı kurtarır)

Kolon Hesaplarında Yerine Getirilmesi Gereken Şartlar.(TS 500/2000; TBDY)

1- Enkesit Koşulları

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

-Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az ALTI olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır

- Özel durumlar dışında, dikdörtgen ve U, L ve T gibi perdelerin gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/16'sından ve 250 mm'den küçük olmayacaktır.

-En küçük kare kolon enkesiti 300 mm×300 mm boyutlarında olacaktır. *Dikdörtgen kolon enkesitlerinde kısa kenar en az 300 mm uzunluğunda olacak, uzun kenar boyutunun kısa kenara oranı 2'den fazla olmayacaktır*. **(17.4.1.1)**

-Kolonların uzun kenarı kısa kenarının 2 katından fazla olmamalıdır. Bu oran 6 den fazla olursa kolon, perde sınıfına girer. 2<h/b<6 ise çalışma biçiminin belirsizliği nedeniyle tercih edilmemelidir.

-Özel durumlar dışında, gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olmayacaktır. **(7.6.1.1)**

-Kolonun bürüt en kesit alanı ($A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.40\, fck}$) şartını sağlamalıdır. Perdelerde 0.35 alınır. (TBDY **7.3.1.2.)**

2- Donatı ortanı ve miktarı ile ilgili koşullar

- Kolon boyuna donatı oranı $\rho_t \leq 0.04$ den fazla olmamalıdır.
- Deprem bölgelerinde minimum donatı oranı, $\rho_t = 0.01$ dir.
  Uzun kenarın kısa kenara oranı 2 olan dikdörtgen enkesitli kolonlarda bu oran en az 0.015 olacaktır.
- Kolon boyuna donatısı en az 4ϕ16 veya 6ϕ14 olmalıdr.
- Kolon paspayı (d) iç kolonlarda 2cm, dış kolonlarda 2,5 cm dir.

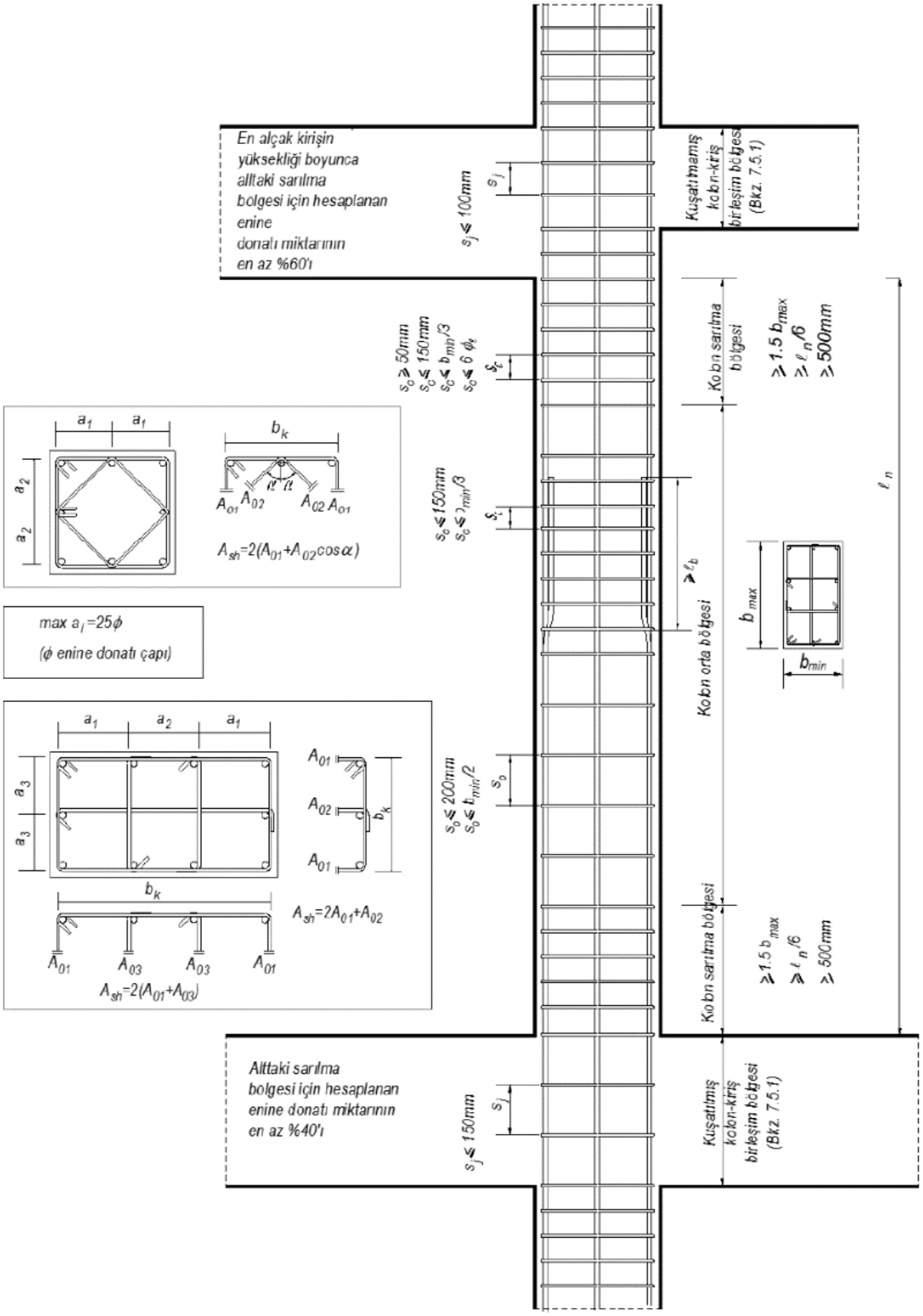
3- Enine donatı koşulları

- Etriye çapı, boyuna donatı çapının 1/3 ünden az olmamak şartıyla ϕ8 mm dir.
- Etriye aralıkları (t), boyuna donatı çapının 12 katından az veya 20 cm olmalıdır. Sargı bölgesi dikkate alınmalıdır.

Bütün kolonlarda

$Nd \leq 0{,}6\, fck\, Ac$ ……*TS500/2000*

$Nd \leq 0{,}4 fck\, Ac$ *TBDY 2018* *şartı sağlanmalıdır.*



Şekil 28: Kolon orta bölgesi, kolonun alt ve üst uçlarında tanımlanan sarılma bölgeleri arasında kalan bölgedir (Şekil 7.3). Kolon orta bölgesinde φ8'den küçük çaplı enine donatı kullanılmayacaktır. Kolon boyunca etriye, çiroz veya spiral aralığı, en küçük enkesit boyutunun yarısından ve 200 mm'den daha büyük alınmayacaktır. Etriye kollarının ve/veya çirozları arasındaki yatay mesafe, a ,etriye çapının 25 katından daha fazla olmayacaktır.

EKSENEL YÜK ETKİSİ ALTINDAKİ BASİT ETRİYELİ KOLONLARA AİT SAYISAL ÖRNEKLER

ÖRNEK 1: Şekilde kesit ve donatısı verilen etriyeli kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü (N_o) hesaplayınız.

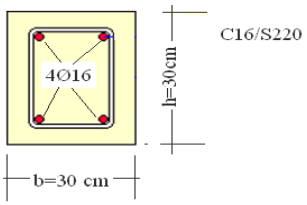
$\frac{fcd}{fyd} = \frac{1,1}{19,1}\ kN/cm^2$

As=8,04 cm^2 (tablodan veya hesap ile)

No=0,85.f_{cd}.A_c+fyd. A_{st}

No=(0,85x1,1x30x30)+19,1x8,04

No=841,5+153,56=995,064 kN~99,5 ton



Eksenel yük düzeyi; kolona etkiyen eksenel yükün (normal kuvvetin), kolonun taşıyabileceği en büyük eksenel yüke (normal kuvvete) oranıdır.

$$\alpha = \frac{0,85.fcd.Ac}{0,85.fcd.Ac + fyd.Ast} = \frac{841,5}{995} = 0,85$$

ÖRNEK 2. Verilenlerden faydalanarak, etriyeli kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü hesaplayınız.

Verilenler:

b/h=30/60

C20/S420

Boyuna donatı 6Ø20

$\frac{fcd}{fyd} = \frac{1,3}{36,5}\ kN/cm^2$

A_s=18,84 cm^2 (tablodan veya hesap ile)

A_c=30x60=1800 cm^2

No=0,85.f_{cd}.A_c+fyd. A_{st}

No=0,85x1,3x1800+36,5x18,84=1989+688=2677kN

No=2677 kN~267,7 ton

Eksenel yük düzeyi:

$$\alpha = \frac{0,85.fcd.Ac}{0,85.fcd.Ac + fyd.Ast} = \frac{1989}{2677} = 0,74$$

Bir betonarme kesitin sünekliği, eksenel yük düzeyi yükseldikçe azalır.

ÖRNEK 3. Verilenlerden faydalanarak eksenel kuvvet etkisi altındaki etriyeli kısa kolonun diğer boyutunu hesaplayınız. Boyuna ve enine donatıyı seçip, kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü hesaplayınız.

Nd=1200 kN =120 ton *fcd*=1,1 kN/cm^2 *fyd*=19,1 kN/cm^2

C16/S220

ρ_t=0,01 (kesitteki toplam donatı oranı)

b=30 cm h=?

ÇÖZÜM

f_i=0,85.f_{cd}+ρ.f_{yd}

f_i =0,85.1,1+0,01.19,1

f_i =1,126 kN/cm^2

Nd=Ac. f_i

1200=Ac.1,126→Ac=1065,7 cm^2→ Ac=b.h olduğundan 1065,7=30.h→ h=35,5 ~40cm kabul edilir.

Boyuna donatı hesabı,

$\rho = \frac{As}{Ac} \rightarrow As = \rho.Ac \rightarrow 0,01.30.40 = 12\ cm^2$ seçilen (tablodan) 6Ø16 (12,06 cm^2) enine donatı (tablodan) Ø8/19

Bu boyutlandırmaya göre kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

No=0,85.f_{cd}.A_c+fyd. A_{st}

No=0,85x1,1x1200+19,1x12,06

No=1352,34 kN~135,2 ton

Eksenel yük düzeyi: $\alpha = \frac{0,85.fcd.Ac}{0,85.fcd.Ac+fyd.Ast} = \frac{1122}{1352} = 0,83$

ÖRNEK 4. Kısa kenarı b=30 cm olan etriyeli kolonun Nd=100ton (1000kN) luk bir eksenel kuvveti taşıması isteniyor. Boyuna donatı oranı ρ=0,015 kabul ederek,
a-Kolonun diğer boyutunu hesaplayınız.
b-Boyuna ve enine donatısını hesaplayınız.
c- Kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü hesaplayınız.
C20/S420

ÇÖZÜM

Nd=Ac.fi

$Nd=Ac.(0,85.f_{cd}+\rho.f_{yd})$

$1000=Ac.(0,85.1,3+0,015.36,5)$

$Ac=605,14\ cm^2 < A_{c\ min}\ 900\ cm^2$ *(TDY)* $Ac=900\ cm^2$ *kabul edilir.*

Ac=b.h olduğundan 900=30.h→ h=30 cm hesaplanır.

Boyuna donatı hesabı,

$$\rho = \frac{As}{Ac} \rightarrow As = \rho.Ac \rightarrow 0,015.30.30 = 13,50\ cm^2$$

Seçilen (Ø18) 6Ø18 (15,26 cm^2) enine donatı Ø8/15

Bu boyutlandırmaya göre kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

$No=0,85.f_{cd}.A_c+fyd.\ A_{st}$

$No=0,85x1,3x900+36,5x15,26$

$No=1551.49$ *kN~156 ton>Nd=1000kN=100 ton.*

ÖRNEK 5. Kötü şantiye koşullarında yapılacak bir yapıda betonarme malzemesi olarak C20/S220 kullanılacaktır. Beton malzeme katsayısı $\gamma_{mc} = 2,0$ olarak öngörülmüştür. Nd= 100 ton luk bir eksenel kuvveti ρ=0,01 donatı oranı ile
a-KARE kesitli bir kolona taşıttırınız.
b-Enine ve boyuna donatıyı hesaplayınız.
c-Bu şekilde donatılmış kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü hesaplayınız.

ÇÖZÜM

a)

$$fcd = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} = \frac{200}{2} = 100\ kg/cm^2$$

$f_i=0,85.f_{cd}+\rho.f_{yd}$

$f_i=(0,85.100+0,01.1910)$ $f_i = 104,1\ kg/cm^2$ *1,04 kN/cm²*

$Nd=Ac.fi$

$100000 = Ac.104,1$

$Ac=960,61\ cm^2$

$Ac=b^2$ $b = \sqrt{Ac} = \sqrt{960,61} = 30,99\ cm \approx 35\ cm$

b)Enine ve boyuna donatı hesabı

$Ac=35x35=1225\ cm^2$

$A_{st}=\rho.Ac \rightarrow 0,01x1225=12,25\ cm^2$

Seçilen boyuna donatı 8Ø14 dür. Enine donatı Ø8/17 dir.

C) Bu şekilde donatılmış kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

$No=0,85.f_{cd}.A_c+fyd.\ A_{st}$

$No=0,85x100x1225+1910x12,32$

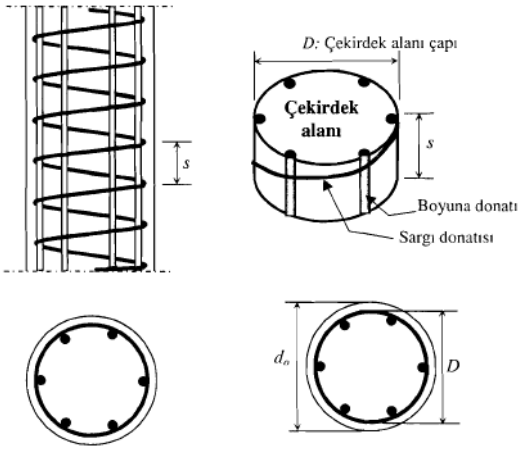
$No=127500\ kg > Nd=100\ ton.$ $No > Nd$

Fretli kolonlar

Enine donatının sürekli spiral şeklinde olduğu, genelde daire kesitli kolonlardır. Fret donatısı içinde kalan kolon kısmına çekirdek, dışarıdaki kısma ise kabuk denir. Fretli kolon hem süneklik hem de dayanım açısından, etriyeli kolona göre, daha etkindir.

Fretli kolonlar, kolona etkiyen yük, etriyeli kolona taşıttırılamayacak kadar fazla veya daha büyük bir kolon boyutu gerektiriyorsa, planda yer kazanmak amacıyla daha küçük çaplı fretli kolon yapılabilir.

Fret, kolonun sünekliğini artırdığı gibi burkulma boyunu da azaltır. Bu görevlerinin yanı sıra, çekirdek betonunu sararak kolonun enine genişleme yapmasını önlemeye çalışır. Böylece etriyeli kolonlarda olmayan bir özellik olarak kolona ek bir taşıma gücü sağlar.



Fretli kolonlarda uyulması gereken koşullar

1- En az boyuna donatı 6ϕ14 dür
2- Boyuna donatı %si 0.06 dan fazla olamaz.
3- Fret yüzdesi, ideal fret % sinden az ve 0.02 den fazla olmamalıdır.
4- Fretin bir devir sırasında aldığı düşey mesafeye adım denilir.
5- En büyük adım mesafesi, $S \leq \frac{D}{5} veya\ 8\ cm.$ D, göbek çapıdır.
6- En küçük dairesel kolon çapı 35 cm dir.
7- Etriye/fret adımı S azaldıkça süneklik ve dayanım artar.

Fretli kolonların taşıma gücü

TS 500/2000, fretli kolonların taşıma gücünün etriyeli kolonlar gibi aynı formülle hesaplanmasının ancak, fretli kolonların düktil davranışı göz önüne alınarak bu değerin %10 artırılmasını öngörür.

$$No = 1.10(0{,}85 f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st}) = 1.10 A_c.f_i$$

$A_c = \pi \frac{d^2}{4}$ cm²

ρ_s ,ideal fret yüzdesi (veya fret donatısının hacimsel oranı)

$\rho_s = 0.45.\frac{f_{cd}}{f_{ywd}}.\left[\left(\frac{d}{D}\right)^2 - 1\right]\ ifadesi\ ile\ hesaplanır.$

f_{ywd}= sargı donatısı (fret) olarak kullanılacak çeliğin hesap dayanımı.

$S,\ \ fret\ adımı\ olmak$ üzere,

$S = \frac{4A_o}{\rho_s D}\ veya$

$\rho_s = \frac{4A_0}{s.D}\ ifadesi\ ile\ hesaplanır.\ Burada\ A_o\ enine\ donatının\ (fretin) enkesit\ alanıdır.$

Misal: Fretli kolonun toplam boyuna donatı oranı ρ_t=0.02 dış çapı d=40 cm, çekirdek çapı D=35 cm.dir. C20 sınıfında beton kullanılacak olan fretli kolonun Eksenel kuvvet taşıma gücünü ve fret % sini (ρ_s) dikkate alarak boyuna donatısı ile fret çap ve aralığını hesaplayınız.
Boyuna donatı için S220, fret için S420 çeliği kullanılacaktır.

$$No = 1.10(0{,}85 f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st}) = 1.10 A_c.f_i$$

$A_c = \pi\frac{d^2}{4}$ cm² $\quad A_c = \pi\frac{40^2}{4} = 1257$ cm² $\quad f_i = 0{,}85.130 + 0{,}02.1910 = 148.7$cm² bulunur.

$N_0 = 1{,}10.A_c f_i$ ifadesinden $N_0 = 1{,}10.1257.148{,}7 = 205607$ kg hesaplanır.

Boyuna donatı hesabı,

$A_s = \rho_t.A_c \quad A_s = 0{,}02.1257 = 25{,}14\ cm^2\ \ seçilen \quad 8Ø20$

Fret hesabı

İdeal fret % si (hacimsel oranı)

$$\rho_s = 0.45.\frac{f_{cd}}{f_{ywd}}.\left[\left(\frac{d}{D}\right)^2 - 1\right] = 0.45.\frac{130}{3650}.\left[\left(\frac{40}{35}\right)^2 - 1\right] = 0{,}0049$$

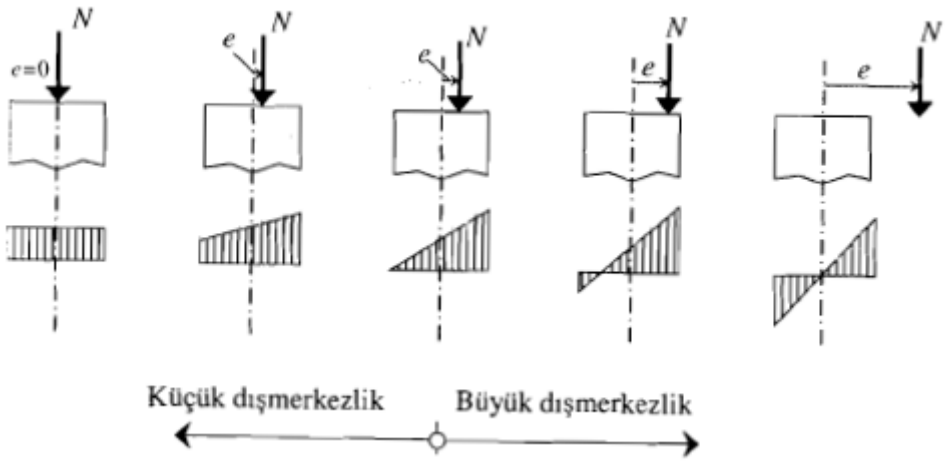
$Ø8\ fret\ kullanılacak\ olsa\ A_0 = 0{,}5\ cm^2\ dir\ buna\ göre, \qquad fret\ adımı\ S,$

$$S = \frac{4A_o}{\rho_s D} = \frac{4.0{,}5}{0{,}0049.35} = 11{,}66cm > \frac{D}{5} = \frac{35}{5} = 7\ cm \quad fret\ Ø\,^{8}/_{7}\ dir.$$

ETRİYELİ KISA KOLONLARIN BİLEŞİK EĞİLMEYE GÖRE HESABI

Kolonlar, şartnameler gereği sadece eksenel yüke göre hesaplanmazlar. Bu yasaklanmıştır. Çok azda olsa bir dış merkezlik (eksantrisite) göz önüne alınmalıdır. Bileşik eğilme, bir kolona; eksenel basınç kuvveti ile birlikte (N), bir eğilme momentinin (M) etkimesi halidir.

Dışmerkezlik (e); Eksenel kuvvetin, kolonun plastik ağırlık merkezi (Xp) dışında bir noktaya etkimesidir

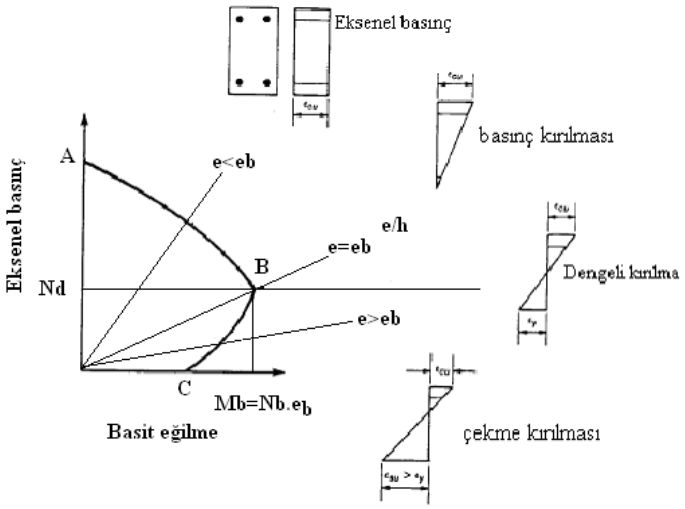


Plastik ağırlık merkezi ise; kesiti kırılma durumuna getirecek ve bütün kesitte eşit, yayılı birim kısalma oluşturacak normal kuvvetin etkime noktasıdır. Simetrik donatılı kolonlarda, plastik ağırlık merkezinin tam ortada olduğu varsayılır ve Xp=h/2 dir.

Bir kolona hem eksenel kuvvet hem de moment etki ediyorsa, oluşabilecek N, M kombinasyonları şunlardır.

N=0, M=0 (Yüksüz kolon, teorik ve pratik olarak böyle bir durum olamaz)
N≠0, M=0 (Eksenel basınç etkisindeki kolon, Bileşik eğilmede limit durumdur)
N≠0, M≠0 (Bileşik eğilme)
N=0, M≠0 (Basit eğilme)

Bir kolona hem eksenel kuvvet hem de moment etki ediyorsa, eksenel yükün moment ile değişimini gösteren bir eğri elde edilebilir. Bu eğrilere **karşılıklı etki eğrileri** veya diyagramları (KED) adı verilir. Kolonun kırılmasına neden olan normal kuvvet-moment ilişkisine ait eğriler aşağıda verilmiştir.



Şekil.: Karşılıklı etki diyağramında ele alınan noktadaki gerilme dağılımları

Eğriler incelenerek aşağıdaki yorumlar yapılabilir:

•N≠0, M=0 Normal kuvvetin en büyük değerinde moment tasıma gücü sıfırdır ve kırılma kesin olarak gevrek olacaktır.

•N=0, M≠0 Normal kuvvetin sıfır olması durumunda kolon tamamen bir kiriş gibi davranır ve kırılma kesin olarak sünek olacaktır.

•N≠0, M≠0 Normal kuvvet sıfırdan belli bir düzeye kadar artarken moment tasıma gücü de artar. Bu durumda kırılmaya daha çok moment hâkim olur. Kırılmanın sünek olması beklenir.

Bu veriler ışığında, kırılma türünü normal kuvvetin belirlediğini söyleyebiliriz. Bu nedenle, gevrek kırılmayı önlemek için, normal kuvvet sınırlandırılmalıdır. Yönetmelikler bu sınırlamayı aşağıdaki gibi vermektedirler.

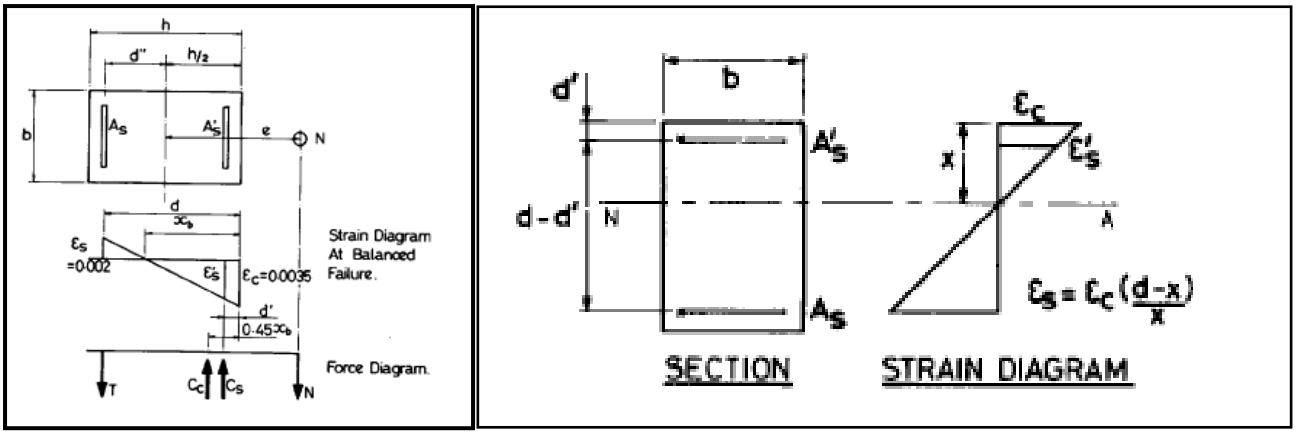
Max Nd ≤ 0.9fcdAc (TS 500-2000) Max Nd ≤ 0.5fckAc (Dep. Yön. - 2007)

Bileşik eğilme durumunda, eksenel basınç halinde kullanılması öngörülen $N_o=A_c.f_i$ ifadesi kullanılamaz. Bileşik eğilme etkisi altındaki bir elemanın taşıma gücünü hesaplayabilmek için ilave bazı formüller çıkarılmalıdır. **TS 500/2000'de,** kolona etkiyen moment çok küçük olsa dahi, dışmerkezlik minimum bir değerden az olmayacak biçimde kolonların boyutlandırılmasını öngörülmektedir.

Etriyeli kolonlarda ***e=15+0,03h mm*** olarak alınır.

Simetrik Donatılı Kolonlar

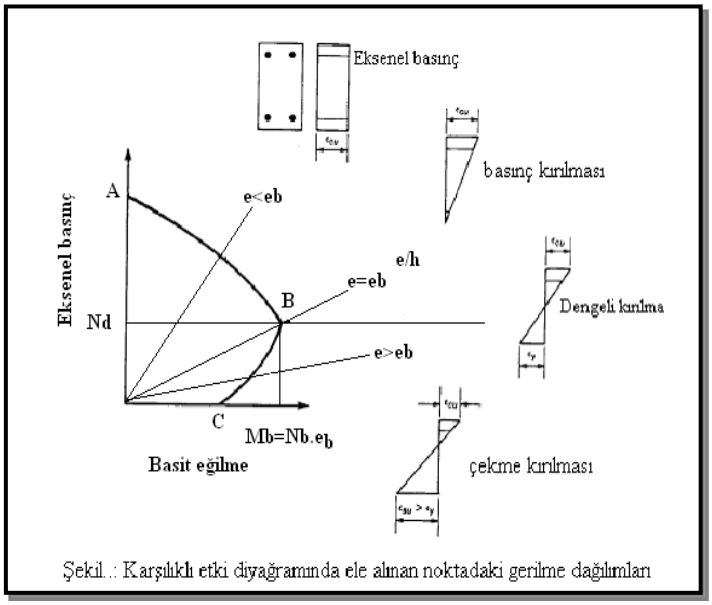
Betonarme yapılarda kolonların çok büyük bir kısmı dikdörtgen kesitli simetrik donatılı kolonlar kullanılır. Kolon eksenel yük ile birlikte eğilme momentinin etkisi altında olduğundan, kolon eğilmeye de çalışır. Bu yüzden kolon kesitinde çekme ve basınç bölgeleri oluşur. Çekme bölgesinde çekme donatısı, basınç bölgesinde ise basınç donatısı ile birlikte beton yükleri aktarmaya çalışır. Betonun çekme dayanımı az olduğu için çekme bölgesindeki betonun taşıma gücüne katkısı ihmal edilir.



Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Kolonun Taşıma Gücü ve Karşılıklı Etki Diyagramları

Bileşik eğilme etkisi altındaki bir kolonun taşıma gücü ve taşıma gücünü kaybetme biçimleri en iyi K.E.D üzerinde görülebilir.

KED'ler, kolonların boyutlarının kontrolü ve donatı miktarının hesabı, kırılma biçimlerinin tespiti, eksenel ve moment taşıma güçlerinin hesabı için çok amaçlı olarak kullanılabilir. Her kolon için bir KED çizilebilir. KED'lerin şu özellikleri vardır.



Şekil.: Karşılıklı etki diyağramında ele alınan noktadaki gerilme dağılımları

1-AB arası: denge üstü, basınç kırılması, küçük dışmerkezlik, $\rho>\rho_b$, $N_d>N_b$, $e<e_{min}$

2-BC arası: denge altı, çekme kırılması, büyük dışmerkezlik, $\rho<\rho_b$, $N_d<N_b$, $e>e_{min}$

3-A noktası: Eksenel basınç altındaki kolonun, eksenel kuvvet taşıma gücünü gösterir,(e=0). Her kolona ait bir A noktası vardır. Bu durumda kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü daha önce çıkarılmış olan ifade yardımıyla hesaplanabilir. Bir kolonun taşıyabileceği en büyük eksenel kuvveti gösterir.

M=0, N≠0, $No = \varphi(0{,}85.f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st})$

4-B noktası: Kolonun dengeli kırılma durumunu gösterir. $\rho=\rho_b$

M≠0, N≠0 bu durumda kolonun dengeli kırılmaya yol açan eksenel kuvvet ve moment şu ifadeler ile hesaplanabilir.

$a_b = \dfrac{60}{60+f_{yd}}.0{,}85.d$, .. cm. dengeli durumda eşdeğer gerilme bloğu derinliği.

$N_b = 0{,}85.f_{cd}.b.a_b$ …kN. dengeli kırılmaya yol açan eksenel kuvvet.

$M_b = N_b.(\frac{h-a_b}{2}) + A_{s'}.f_{yd}.Z_s$. kNcm. Dengeli kırılmaya yol açan moment. (burada beton ile birlikte basınç donatısının da momente katkısı vardır.)

5-C noktası: M≠0, N=0, Basit eğilme durumunda kolonun moment taşıma gücünü gösterir. Bileşik eğilmenin bir limit durumudur. Kolon, çift donatılı dikdörtgen kiriş olarak çalıştığından, basınç donatısı akmamışsa ($\sigma_s' < f_{yd}$) basınç donatısındaki gerilmenin (σ_s') hesabı gerekir.

Kolonu, kırılma durumuna getiren moment, basınç bölgesindeki beton ve basınç donatısı tarafından karşılanacaktır. Buna göre,

$F_T = A_s . f_{yd}$

$F_{cs}' = A_s' . \sigma_s'$

$F_{cc} = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a$

$M_r = 0{,}85.f_{cd}.b.a.(d - 0{,}5a) + A_{s'}\sigma_{s'}.Z_s$

6- Radyal çizgiler: her kolona ait mekanik donatı oranını gösterir (ω). Bu eğriler, kolonun taşıma gücünün sınır değeridir. Eğri üzerindeki her nokta, kolonun çeşitli M,N kombinasyonlarında taşıma gücüne ulaştığını gösterir. Eğri içerisindeki alan güvenli, eğri dışındaki alan güvensizdir.

$$\omega = \rho.\frac{f_{yd}}{f_{cd}} ..... \rho = \frac{A_s}{b.h} ..... \frac{As}{b.h}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}} ..... \frac{F_s}{F_c}$$

7-Işınlar: her kolona ait e/h oranını gösterir. Eksantrik basınç etkisindeki bir kolonun kırılma şekli, e/h oranına bağlıdır.

$$e = \frac{M}{N}.dıı.\frac{e}{h}.ise\frac{M}{N.h} = \frac{M}{b.h.f_{cd}h.} = \frac{M}{b.h^2\,fcd} = \beta$$

BOYUTSUZ SAYILAR

1- **Donatı oranı**

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b.h}$$

2- **Mekanik Donatı oranı:**

$$\omega = \rho\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

3-**Boyutsuz Eksenel kuvvet:** Bu diyagramda düşey eksen kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü ve eksenel yük düzeyi katsayısını veriri. Eksenel yük düzeyi katsayısı ise, kolona etkiyen eksenel yükün (normal kuvvetin), kolonun taşıyabileceği en büyük eksenel yüke (normal kuvvete) oranıdır.

$$\alpha = \frac{N}{b.h.f_{cd}} \qquad N_b = \alpha b.h.f_{cd}$$

Eksenel yük düzeyi:

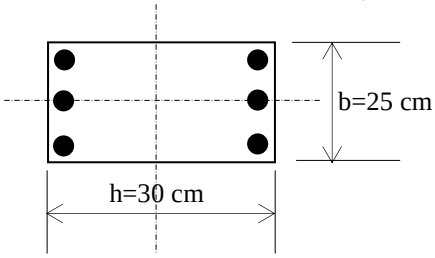
$$\alpha = \frac{0{,}85.fcd.Ac}{0{,}85.fcd.Ac + fyd.Ast}$$

4-Boyutsuz eğilme momenti: Bu diyagramlarda x-x ekseni kolonun eğime momenti taşıma gücünü ve eğilme momenti düzeyini gösterir. Eğilme momenti düzeyi,(β) katsayısı, kolona etkiyen tasarım momentinin (Md), kolonun taşıyabileceği en büyük momente oranıdır.

$$\beta = \frac{M}{b.h^2.f_{cd}} \qquad M_r = \beta b h^2 f_{cd}$$

MİSAL

Verilenlerden faydalanarak, simetrik donatılı kolonda dengeli kırılmaya yol açan eksenel kuvveti (N_b), eğilme momentini (M_b) ve dış merkezliği (e_b), taşıma gücü formülleri ve K.E.D. yardımıyla hesaplayınız.



C16/S220

$A_s=A_{s'}=3\phi16$

d'=2,5 cm

f_{cd}/f_{yd}=1,1 / 19,1 kN /cm^2

Çözüm

Daha önce çıkarılmış ifadeler yardımıyla çözüm,

Dengeli kırılmaya yol açan eksenel kuvveti (N_b), hesaplayabilmek için basınç gerilmeleri bölgesinin derinliğini, eşdeğer gerilme bloğu cinsinden hesaplamak gerekir.

$$N_b = 0.85.f_{cd}.b.a_b$$

$$a_b = 0.85x$$

$$S220 \text{için } a_b = 0,644.d \text{ daha önce hesaplanmıştı}$$

$$a_b = 0,644.27,5 = 17,71cm$$

$$N_b = 0,85*1,1*25*17,71 = 413,97kN$$

Dengeli kırılmaya yol açan Moment (M_b),

$$M_b = Nb\frac{(h-a_b)}{2} + A_{s'}.f_{yd}.Z_s \qquad A_{s'} = 3\Phi16 \text{ için Tablodan } 6,03\text{cm}^2$$

$$M_b = 413,97\frac{(30-17,71)}{2} + 6,03*19,1*25 \qquad Z_s = h - 2d' = 30 - (2*2,5) = 25cm$$

$$M_b = 5423kNcm$$

$e_b=M_b/N_b$=5423/413,97=13,10 cm

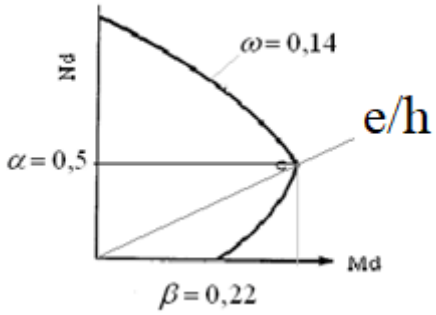
Karşılıklı etki diyagramları yardımıyla çözüm.

Abak seçimi; $\frac{Z_s}{h} = \frac{25}{30} = 0,83$ *ve* $S220$ *için abak* 1

$$\rho = \rho' = \frac{As}{b.h} = \frac{6,03}{25*30} = 0,008$$

$$\omega = \rho\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,008*\frac{19,1}{1,1} \cong 0,14$$

$\omega = 0,14$ ve dengeli kırılma için abaktan $\alpha = 0,5$ ve $\beta = 0,22$ okunur.

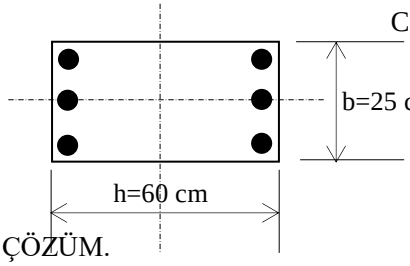


$$\alpha = \frac{N}{b.h.f_{cd}} \Rightarrow N_b = \alpha.b.h.f_{cd} = 0,5*25*30*1,1. = 412,5\,kN$$

$$\beta = \frac{M}{b.h^2.f_{cd}} \Rightarrow M_b = \beta.b.h^2.f_{cd} = 0,22*25*30*30*1,1 = 5445\text{kN}\,cm.$$

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{5445}{412,5} = 13,2\,cm$$

MİSAL 2. Verilenlerden faydalanarak simetrik donatılı kolonda, KED üzerinden α,β katsayılarını okuyarak A,B ve C noktalarındaki normal kuvvet ve moment taşıma güçlerini hesaplayınız.



$A_s=A_{s'}=6\phi18$

$f_{cd}/f_{yd}=1{,}1 / 19{,}1$ kN / cm^2

d'= 4 cm

ÇÖZÜM.

Abak seçimi; $\frac{Z_s}{h}=\frac{52}{60}=0{,}86\ ve\ S220\ için\ abak\ 2$

$$\rho=\rho'=\frac{As}{b.h}=\frac{15{,}26}{25.60}=0{,}01$$

$$\omega=\rho\frac{f_{yd}}{f_{cd}}=0{,}01*\frac{19{,}1}{1{,}1}\cong 0{,}17$$

A noktası eksenel basınç (M=0)

α=1.2 No= $\alpha b.h.f_{cd}$ No = 1.2*25*60*1.1= 1980kN .....veya

$No=\varphi(0{,}85.f_{cd}.A_c+f_{yd}.A_{st})$ = 0.85*1.1*25*60+(15.25x2)*19.1=1985kN olar

B noktası Dengeli kırılma (Nb, Mb) (önceden çıkarılmış olan dengeli kırılma ile ilgili formüllerle de hesaplanabilir.)

α=0.5, β=0.26 (yaklaşık okundu)

Nb=$\alpha b.h.f_{cd}$ =0.5*25*60*1,1=825 kN

Mb=βbh^2f_{cd}= 0.255*25*60*60*1.1=25245kNcm.

e/h=$\frac{(25245/825)}{60}=0.51$ (abaktan sağlaması gerekir)

C noktası basit eğilme (Mb)

β=0.17 okundu Mb=βbh^2f_{cd}=0.17*25*60*60*1.1=16830 kNcm.

	α	β	Nr	Mr
A noktası eksenel basınç	1.2	-		
B noktası dengeli kırılma	0.5	0.26		
C noktası basit eğilme	-	0.17		

Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Basit Etriyeli Simetrik Donatılı Kolonların K.E.D. Yardımıyla Boyutlandırılması

Yapısal çözümleme (statik) aşamasında kolonlara ön boyutlar verilmiştir. Kolona etki eden ve TS 500 de verilen yük katsayılarıyla çarpılmış olan Nd ve Md hesap yükleri hesaplanmıştır. Bu aşamada Kolon boyutlarının yeterli olup olmadığının kontrolü ve eğer yeterli ise boyuna/enine donatı hesabının yapılması gerekmektedir. Bu hesapları ve kontrolleri yaparken K.E.Diyagramlarından faydalanmak pratik olur ve zaman kazandırır. Boyutlandırma problemlerinde şu sıra takip edilir.

MİSAL

Verilenler:

Nd, Md, fcd, fyd, e, b, h

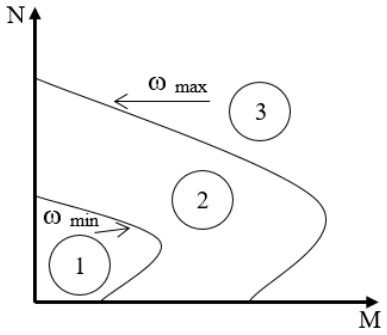
İstenenler:

Kolon boyutlarının yeterli olup olmadığının kontrolü ve kolon donatısının simetrik donatı hesabı (As=As')

İşlem sırası:

1- Donatı sınıfı ve kolon boyutlarına bağlı olarak Zs/h oranı hesaplanarak ve kullanılacak Abak 'a karar verilir.

2- Hesap yükleri bilindiğinden, $\alpha=\frac{Nd}{b.h.fcd}$ ve $\beta=\frac{Md}{b.h^2.fcd}$ boyutsuz sayıları hesaplanıp ilgili abakta x ve y eksenlerinde işaretlenir. Bu iki değer kesiştirilerek bu kolona ait mekanik donatı oranı ($\omega=\rho\frac{fyd}{fcd}$) bulunur. Buna göre üç değişik durumla karşılaşılabilir.



1- ω < ω_{min} ise kesit gereğinden fazla büyük seçilmiştir.

Büyük seçilen kesitin donatı oranı yönetmeliklerin müsaade ettiği en küçük değer kabul edilerek hesaplanması durumunda ekonomi sağlanmış olur. Donatı oranı min 0,01 kabul edilerek $A_s=(0,01.b.h.)_{mev}$ toplam donatı enkesit alanı hesaplanır.

2- $\omega_{min}<\omega<\omega_{max}$ ise kolon kesiti N_d ve M_d kombinasyonlarını güvenle taşır.

Bu durumda K.E.D' de bulunan ω okunur ve

a-ρ'= $\rho=\omega\frac{fcd}{fyd}$ eşitliğinden donatı oranı hesaplanır.

b-As=As'=ρ.b.h ....cm^2 ifadesi ile simetrik donatılı kolona ait boyuna donatı enkesiti hesaplanır ve tablodan seçimi yapılır. Etriye hesabı yapılır kolon detayı çizilir.

3- ω > ω_{max} ise kolon kesiti N_d ve M_d kombinasyonlarını güvenle taşıyamayacak kadar küçük seçilmiştir. Kolon kesiti yetersizdir.

N_d ve M_d kombinasyonlarının 3. bölgede bir nokta vermesi durumunda kolon kesiti ön boyutlandırma aşamasında yetersiz verilmiştir. Yükleri taşıyamaz. Kesiti değiştirmekten başka yapacak bir şey yoktur.

MİSAL: (1. Durum) Verilenlerden faydalanarak simetrik donatılı kolonun

a) Kesitini kontrol ediniz
b) Gerekli boyuna ve enine donatıyı hesaplayınız
c) Tasarımını yaptığınız kolonun Nr ve Mr değerlerini hesaplayınız.

Verilenler:

b/h=30/50 C16/S220 Nd=743 kN. Md=6680 kNcm d'=5 cm

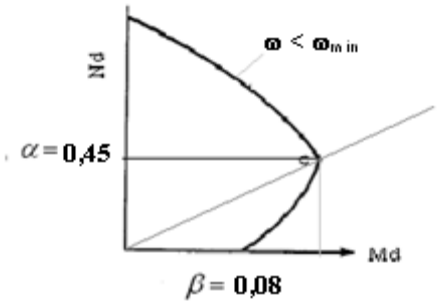
ÇÖZÜM

$$\frac{Z_s}{h}=\frac{50-(2*5)}{50}=0{,}80$$

S220 ve c=0,80 için Abak 1

$$\alpha=\frac{Nd}{b.h.fcd}=\frac{743}{30.50.1{,}1}=0{,}45$$

$$\beta=\frac{Md}{b.h^2.fcd}=\frac{6680}{30.50^2.1{,}1}=0{,}08$$



ω < ω$_{min}$ olduğundan kesit gereğinden fazla büyük seçilmiş.

Donatı oranı min kabul edilip toplam boyuna donatı enkesit alanı hesaplanır.

ρ=0,01 olduğundan A_{st}=0,01x30x50=15 cm^2 seçilen 8Ø16 (16,08 cm^2) (4Ø16+4Ø16)

c) e= 9 cm dışmerkezlikle taşıyabileceği Nr ve Mr hesabı

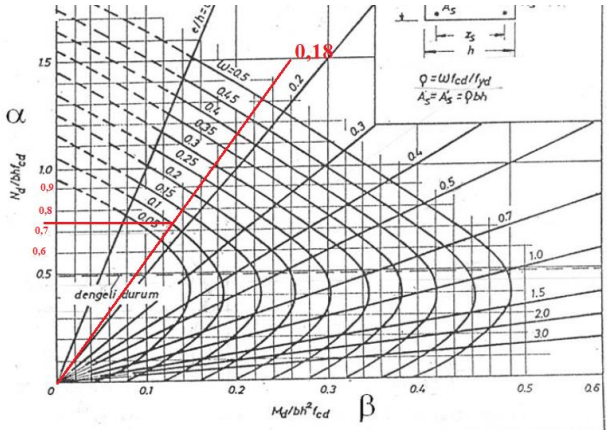
$A_{s=}As'=16{,}08/2=8{,}04\text{cm}^2$

$$e=\frac{M}{N}=\frac{6680}{743}=9\ cm \qquad \frac{e}{h}=\frac{9}{50}=0{,}18$$

olarak daha önce bulunmuştu.

$$\rho=\rho'=\frac{A_s}{b.h}=\frac{16{,}08/2}{30*50}=0{,}0054$$

$$\omega=\rho\cdot\frac{f_{yd}}{f_{cd}}=0{,}0054\cdot\frac{19{,}1}{1{,}1}=0{,}093\cong 0{,}1\ olsun$$



ω=0,1 ve e/h=0,18 için yaklaşık okunan α=0,72

Nr=αb.h.f_{cd} =0,72*30*50*1,1=1188 kN

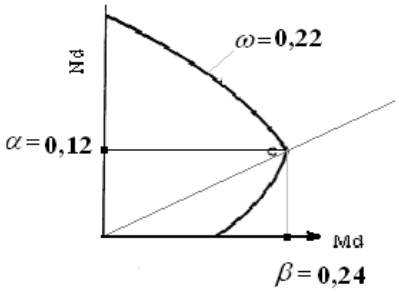
$$M_r=e\cdot N_d=9\cdot 1188=10692\ kNcm.$$

MİSAL: (2. Durum) Verilenlerden faydalanarak simetrik donatılı kolonun

d) Kesitini kontrol ediniz
e) Gerekli boyuna ve enine donatıyı hesaplayınız
f) Tasarımını yaptığınız kolonun Nr ve Mr değerlerini hesaplayınız.

Verilenler:

b/h=40/60 C20/S420 Nd=374 kN. Md=44928 kNcm d'=3 cm



ω$_{min}$<ω< ω$_{max}$

ÇÖZÜM

$$\frac{Z_s}{h}=\frac{60-(2.3)}{60}=0{,}90$$

S420 ve c=0,90 için Abak 4

$$\alpha=\frac{Nd}{b.h.fcd}=\frac{374}{40.60.1{,}3}=0{,}12$$

$$\beta=\frac{Md}{b.h^2.fcd}=\frac{44928}{40.60^2.1{,}3}=0{,}24$$

kesit yeterlidir (çekme kırılması, denge altı). (2. Durum) ω$_{min}$<ω< ω$_{max}$ Donatı hesabı,

$$\rho = \rho' = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}22\frac{1{,}3}{36{,}5} = 0{,}008 \ \ alınabilir.$$

$A_{s=}A_{S'} = \rho.b.h \rightarrow = 0{,}008.40.60. = 19{,}2\ cm^2$

Seçilen 8Φ18 $= A_{s=}A_{S'}$ etriye Φ8/20

d) Nr ve Mr hesabı

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44928}{374} = 120 \qquad \frac{e}{h} = \frac{120}{60} = 2$$

$$\omega = \rho\ \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_s}{A_c}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{20.36}{40\times 60}\frac{36.5}{1.3} = \cong 0,24$$

α=0,15 ve ß=0,28 yaklaşık okunur.

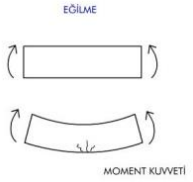
Nr=α b.h.f_{cd} =0,15*40*60*1,3=468 kN

Mr=β b.h^2f_{cd}= 0,28*40*60*60*1.3=52416 kNcm.

BETONARME BÖLÜM 2

BASİT EĞİLME ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME ELEMANLAR

BETONARME KİRİŞLER



Betonarmede basit eğilmeye çalışan elemanlar söz konusu olduğunda kirişler ve döşemeler akla gelir. Kirişlere normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti birlikte etkir. Normal kuvvet çekme ve basınç etkisi yapar ve küçük olduğundan ihmal edilir. Hesaplamalarda eğilme momenti göz önüne alınır ve kirişin boyutlandırılması ve çekme donatısının hesabı bu değerle yapılır. Kesme kuvveti ise kayma donatısı yani etriye hesabında kullanılır.

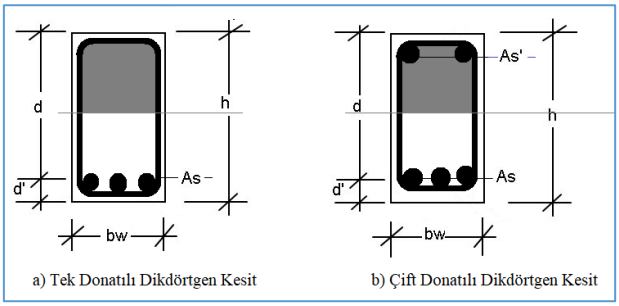
Pratikte kirişler, önce basit eğilme etkisine göre hesaplanıp eğilme donatıları bulunur, daha sonra kesme kuvveti ve kiriş boyutlarına göre gerekli kayma donatısı hesaplanır. Böylece kiriş eğilme momenti ve kayma kuvvetine dayanıklı hale getirilir.

Betonarme kirişlerin sınıflandırılması iki şekilde yapılır.

1-Kullanılan donatı çeşidine göre *(söz konusu donatı esas çekme donatısıdır)*

1-Tek donatılı kesitler.(sadece çekme donatısı var): Hesapla bulunan donatı kesitin çekme tarafına konur. Basınç bölgesine hesap dışı (konstrüktif) montaj donatısı (2Ø12)konur.

2-Çift donatılı kesitler.(çekme ve basınç donatısı var) Kesitin hem çekme hem de basınç bölgesine hesapla bulunan donatı konur. Basınç bölgesine konan donatı çekme değil, basınç etkisindedir. Basınç donatısı olarak adlandırılır ve eğilme momentinin büyük bir kısmını karşılar. Basınç donatısı kesitin dayanımını ve sünekliğini artırır.

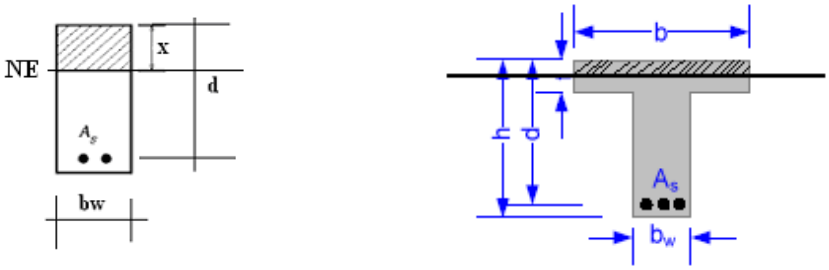


2-Kesit şekline göre:

Basit eğilmede yapılan ana varsayımlardan biri, eğilmeye çalışan bir betonarme elemanda çekme bölgesindeki betonun yük almadığıdır. Çekme bölgesinin şekli önemli değildir. O halde "kesit şekli" deyimi ile anlatılmak istenen basınç bölgesinin şeklidir. *Betonarme kirişler **basınç bölgesinin** şekline göre sınıflandırılırlar* ve basınç bölgesi her zaman taralı olarak ifade edilir. Eğilmeye çalışan bir elemanda tarafsız eksenin konumuna göre

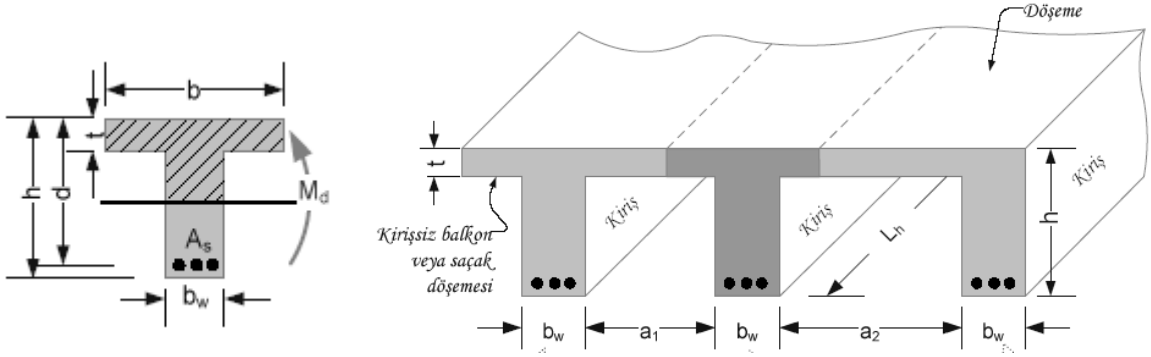
ortaya çıkan alanlardan basınç bölgesinin şekli, kirişin hesap yöntemini belirler. Buna göre kirişlerin kesit şekli ikiye ayrılır.

1-Dikdörtgen kesitler: Basınç bölgesi dikdörtgen olan kesitlerdir. Geometrisi dolayısıyla dikdörtgen olan kiriş ve döşeme kesitleri bu sınıfa girer.



Dikdörtgen kesitler

2-Tablalı kesitler: Pratikte dikdörtgen geometriye sahip kiriş yoktur. Çok nadir olarak özel uygulamalarda rastlanır. Genel olarak kirişin bir yanında veya her iki yanında döşeme bulunur. Kiriş eğilmeye çalışırken beraberinde bağlı olduğu döşemeleri de eğmeye çalışır. Dolayısıyla kiriş kesiti dikdörtgen değil de "T veya L" kesitine sahip olur. Bu durumda tarafsız eksenin konumuna göre kirişin basınç ve çekme bölgesi belirlenir. Basınç bölgesinin şekli kirişin çalışma biçimini ve takip edilecek hesap yolunu belirler.



Betonarme kirişler, mesnet bölgelerinde Dikdörtgen kesit, kiriş açıklığında ise tablalı kesit olarak ele alınırlar. Bir başka ifade ile pozitif eğilme momentinin bulunduğu yerde (açıklıkta) tablalı kesit, negatif eğilme momentinin bulunduğu yerde (mesnette) dikdörtgen kesit olarak hesaplanırlar.

EĞİLME MOMENTİ ETKİSİ ALTINDAKİ KİRİŞİN DAVRANIŞI

Kirişler, eğilerek yükleri aktarmaya çalışan elemanlardır. Kesme kuvveti her zaman eğilme momentinden büyük olur ve ikisi bir arada etkir. Bu yüzden, önce basit eğilme etkisine göre hesaplanıp eğilme donatıları bulunur, daha sonra kesme kuvvetine göre gerekli kayma donatısı hesabı yapılarak tasarımı tamamlanır.

Kiriş taşıma gücünü ne zaman yitir? Eğilme momenti etkisi altındaki betonarme bir kiriş, her zaman en uçtaki basınç lifindeki betonun birim kısalmasının, ezilme birim kısalmasına ulaşmasıyla ($\varepsilon_{cu} = 0.003$) taşıma gücünü kaybeder ve kırılır.

Kirişteki çekme donatısının miktarı kiriş davranışını etkiler ve belirler. Eğilme momenti etkisi altındaki betonarme bir eleman kırılma durumuna üç ayrı biçimde gelir. Kırılmanın biçimini kesitteki donatı oranı (ρ) belirler. Bu donatı oranı genelde dengeli donatı oranıdır (ρ_b).

Bilindiği gibi, betonarme kirişler taşıma güçlerini üç ayrı biçimde kaybeder.

1- çekme kırılması (denge altı)

2- dengeli kırılma $\rho_b = \left| \begin{matrix} \rho_m \\ \rho_d \\ \rho_l \end{matrix} \right|$

3- basınç kırılması (denge üstü)

Dengeli donatı oranı nedir? Eğilme etkisi altındaki betonarme bir kirişin taşıma gücüne, çekme donatısının akması ve en dış basınç lifindeki betonun aynı anda ezilmesi ile ulaşmasını sağlayan donatı oranıdır. TS 500/2000' de kirişlerde donatı % si, $\rho < 0{,}85\rho_b$ ($0{,}85\rho_b$ =ρm) ile sınırlandırılmıştır. Kiriş donatısı, ρ<ρm şartını sağlarsa, kirişin sünek-düktil davranış sergileyecek şekilde doğru donatıldığı ortaya çıkar.

KİRİŞ DONATILARI:

Eğilmeye çalışan bir kirişte, beton, çekme gerilmesi almadığına göre, bütün çekme kuvveti donatı tarafından karşılanacaktır. Bu yüzden, hesaplanan çekme donatısı (A_s), pas payı korunarak, çekme bölgesinin en uç kısmına yerleştirilmelidir.

Kiriş tasarımında uyulması gereken koşullar TS 500/2000 ve TBDY de şöyle verilmiştir.

Kirişler için sınır değerler:

1- boyutlar

-En az kiriş gövde genişliği bw= 25 cm

-Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından (h>3hf) ve 300 mm'den daha az, kiriş gövde genişliğinin 3.5 katından daha fazla olmayacaktır.

-Kiriş yüksekliği, serbest açıklığın 1/4'ünden daha fazla olmamalıdır.

2-Donatılar (çekme donatısı oranları)

-Kiriş mesnetlerinde çekme donatılarının minimum oranı için $\rho_{min} \geq 0{,}8\, fctd/fyd$ koşuluna uyulacaktır.

-Boyuna donatıların çapı 12 mm'den az olmayacaktır. Kirişin alt ve üstünde en az iki donatı çubuğu, kiriş açıklığı boyunca sürekli olarak bulunacaktır. En az çekme donatısı en az 3ϕ12 dir. (As=3.39 cm^2)

Çekme donatısı oranı şu şartları sağlamalıdır.

1-Kirişlerde çekme donatısı oranı;

$$\rho_{min} = 0{,}8 \cdot \frac{fctd}{fyd}$$

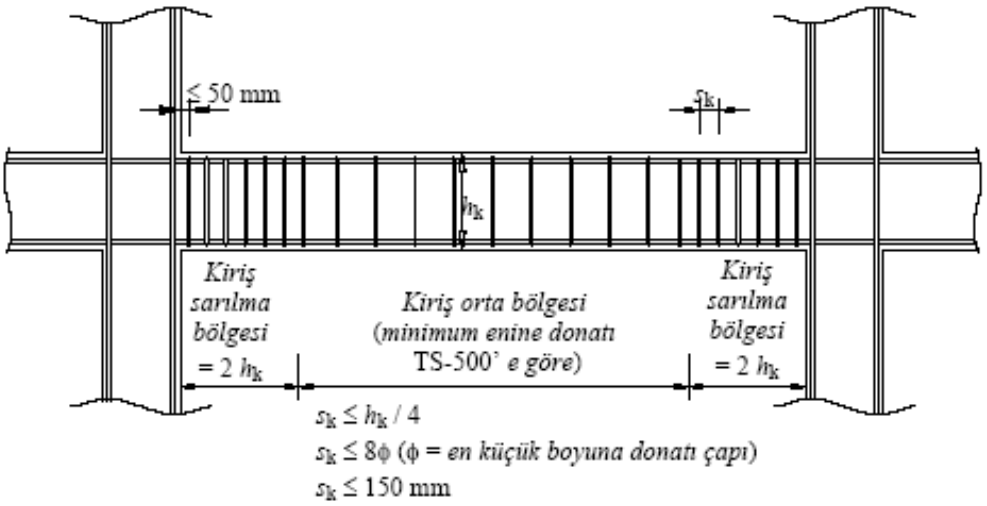
değerinden az olamaz. Ayrıca çekme donatısı oranı ρ≤0.02 şartını sağlamalıdır.

2-Kirişlerde çekme ve basınç donatı oranları farkı, dengeli donatı oranının 0,85 katından fazla olamaz.

$\rho-\rho' \leq \rho_{max}=0{,}85\rho_b$

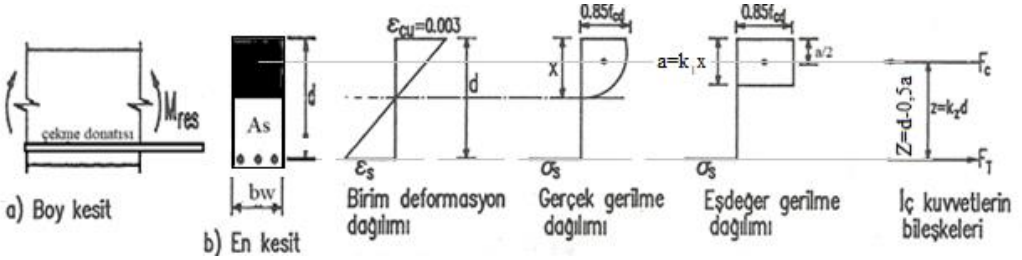
NOT: Çekme donatısını çekme bölgesine dağıtmak, moment kolunu, dolayısı ile moment taşıma kapasitesini düşürmektedir. Buna karşın donatıyı gövde derinliğince yaymak, oluşan çatlakların genişliğini sınırlama açısından daha etkilidir. Bu nedenle kirişlerdeki çekme donatısı, moment kolunu büyültmek amacı ile olabildiğince çekme yüzüne yakın yerleştirilir. Yüksekliği fazla olan kirişlerde (h≥60 cm) çatlak kontrolü için ayrıca gövde donatısı bulundurulur (Ersoy, Özcebe).

Yüksek gövdeli kirişlerde gövdeye $A_{sgövde} \geq 0.08As$ en az (2φ12) oranında gövde donatısı konulmalıdır.



TEK DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN TAŞIMA GÜCÜ

Başlıktan da anlaşıldığı gibi basınç bölgesi dikdörtgen olan kesitlerdir. Sadece çekme bölgesinde donatı bulunduğundan tek donatılı kesit denilir. Kirişe etkiyen hesap eğilme momenti az ya da kiriş kesitinin karşılayabileceği kadarsa bu şekilde bir kiriş tasarlanır. Tek donatılı dikdörtgen kesitlere dış kuvvet olarak sadece eğilme momenti etkir. Biri basınç bölgesindeki betonda, diğeri ise çekme donatısı ağırlık merkezinde olmak üzere iki kuvvet çifti oluşur.



$1 - F_C = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a$ Beton basınç kuvvetleri bileşkesi;

$2 - F_T = A_s \cdot f_{yd}$ Donatı çekme kuvvetleri bileşkesi ($\sigma_s = f_{yd}$)

İç kuvvetlerin dengesinden hareketle

Bir kirişin moment taşıma gücü $M_r = F_T.Z$ veya $Mr = F_c.Z$ dir.

$A_s = \rho . bw.d$

Z=(d-0,5a) iç kuvvetler moment kolu.

Beton açısından kirişin moment taşıma gücü; *(çekme donatısı ağırlık merkezinden alınan moment)* $Mr = F_c.Z$

$$M_r = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) \quad kNcm$$

Çekme donatısı açısından; *(eşdeğer gerilme bloğu ağırlık merkezinden alınan moment)* $M_r = F_T.Z$

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) \quad kNcm.$$

$F_T = F_C$ yazılabilir.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w}$$

Z=(d-0,5a) ifadesinde "a" yerine konulursa ve $A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$

$$Z = \left(d - 0{,}5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w} \right) = (d - 0{,}5 \cdot \frac{\rho \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w})$$

$Z = \left(d - 0{,}5 \cdot \frac{\rho \cdot \cancel{b_w} \cdot d \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot \cancel{b_w}}\right) = d - 0{,}5 \cdot \frac{\rho \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd}} \cdot d$ burada

$k_a = \frac{\rho}{0.85} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ eşdeğer gerilme bloğu derinliği katsayısıdır

a=k$_a$.d eşdeğer gerilme bloğu derinliği ,ifadesi ile de hesaplanabilir.

$$a = \frac{\rho \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w}$$

$$a = \frac{\rho}{0.85} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} . d$$

$Z = d \cdot (1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}})$ burada $\omega = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ mekanik donatı oranı diye adlandırılır.

Tek donatılı dikdörtgen kesitli bir kirişin moment taşıma gücü;

$Mr = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}})$ ile hesaplanabilir. As yerine $A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$ yazılırsa

$$Mr = \rho \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) = \rho \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) olur.$$

Bu eşitliğin her iki tarafı da $\cdot b_w \cdot d^2$ ye bölünürse;

$$\frac{M_r}{b_w \cdot d^2} = \rho \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) \; sağ\ taraf\ \frac{1}{K} olarak\ ele\ alınırsa$$

$Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{K}$ $veya$ $K = \frac{b_w \cdot d^2}{Md}$ $olur.$

Eşdeğer gerilme bloğu erinliği hesabı ve çekme donatısı alanı hesabı için başka ifadelerde kullanılabilir.

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \; cm$$

Eşitliğinden "a" değeri hesaplanarak gerekli çekme donatısı enkesit alanı;

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a)}$$

Her kirişe ait bir "K" değeri hesaplanabilir. Kirişin yerine getirmesi gereken sınır şartına veya donatı oranına göre K değeri C/S tablolarından alınarak kiriş tasarımı yapılabilir. Kirişin yönetmeliklerde belirlenen donatı oranı sınır şartlarını sağlaması gerekir. Bütün kirişler sünek-düktil davranış sergileyecek şekilde donatılmalıdır. Bunu sağlayan donatı oranını ***ρ_m=0,85ρ_b olup***, *K* tablolarından buna karşılık gelen sınır değeri sünek-düktil davranış sınırıdır.

Kirişin çekme donatısının belirlediği ve çekme donatı oranının sağlaması gereken sınır şartları şunlardır.

1-Sünek-düktil davranış sınırı: $\rho \leq \rho m = 0{,}85 \rho_b$ *veya* $K > Km$

2-Deprem bölgesi sınır şartı: (Tasarım sınır şartı) $\rho < \rho d = 0{,}60\ \rho_b$ veya $K > Kd$

3- Sehim denetimi gerektirmeyen sınır şartı: $\rho < \rho l = 0{,}235 \cdot f_{cd}/f_{yd}$ veya $K > Kl$

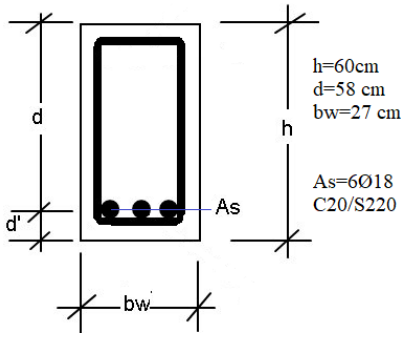
Dikdörtgen kesitlerin davranışı ile ilgili çıkarılan formüller, bir metre genişliğindeki döşeme parçası içinde geçerlidir.

MİSAL:

Verilenlerden faydalanarak tek donatılı dikdörtgen kesitin,

a-Moment taşıma gücünü (Mr) formül ve Tablolar yardımıyla hesaplayınız.

b- Bu kirişin "K" sınır değerlerine göre moment taşıma gücü ne kadardır?



$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) \quad kNcm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w} = \frac{15{,}27 \cdot 19{,}1}{0{,}85 \cdot 1{,}3 \cdot 27} = 9{,}77\ cm.$$

$$M_r = 15{,}27 \cdot 19{,}1 \cdot (58 - 0{,}5 \cdot 9{,}77) = 15490\ \ kNcm$$

Veya

$$Mr = A_s \cdot f_{yd} \cdot\ d \cdot (1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}})$$

$$Mr = 15{,}27 \cdot 19{,}1 \cdot\ 58 \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \frac{15{,}27}{27 \cdot 58} \cdot \frac{19{,}1}{1{,}3}\right) = 15486\ kNcm.$$

Veya "K" tabloları yardımıyla

C20/S220 tablosundan faydalanarak

$$\rho = \frac{15{,}27}{27 \cdot 58} = 0{,}00975\ (yaklaşık\ 0{,}01)(< \rho m), için\ K = 5{,}73\ okunur.$$

$$Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{K} = \frac{27 \cdot 58^2}{5{,}73} = 15851\ kNcm.$$

b) K sınır değerlerine göre Mr=?

Sehim denetimi sınır şartı=K_l $\quad \rho_l = 0{,}235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}235 \cdot \frac{1{,}3}{19{,}1} = 0{,}0160$

Tablodan K_l=3,80 okunur.

$$Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{K_l} = \frac{27 \cdot 58^2}{3{,}80} = 23902\ kNcm.$$

Deprem Bölgesi sınır şartı = K_d $\quad \rho < \rho d = 0{,}60\ \rho_b$

$$\rho_b = \frac{\rho_m}{0{,}85} = \frac{0{,}0317}{0{,}85} = 0{,}0373\ ise\ \rho_d = 0{,}60 \cdot 0{,}0373 = 0{,}0224\ \ olur.$$ *Tablodan Kd=2,90 okunur.*

$$Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{K_d} = \frac{27 \cdot 58^2}{2{,}90} = 31320\ kNcm.$$

Sünek-Düktil davranış sınır şartı=K_m $\quad \rho \leq \rho m = 0{,}85 \rho_b$

Tablodan Km=2,28 okunur.

$$Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{Km} = \frac{27 \cdot 58^2}{2{,}28} = 39837\ kNcm.$$

MİXL: VERİLENLER

$M_d = 6000\ kNcm$, $b = 90\ cm$ $d = 46\ cm$ $b_w = 25\ cm$ C16/S420

İSTENEN: $A_s = ?$

$$M_d = \rho \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

$$6000 = \rho \cdot 25 \cdot 46^2 \cdot 36{,}5 \cdot \left(1 - \underbrace{0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{36.5}{1{,}1}}_{\rightarrow 19{,}58\rho}\right)$$

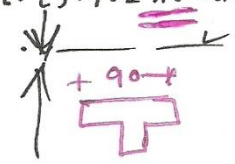
1) $6000 = 1930850\rho - 378000777\rho^2$

$a = -378000772\rho^2 + 1930850\rho - 6000$

$\rho_1 = 0{,}00332$ ✓ $\quad A_s = \rho \cdot b_w \cdot d \rightarrow 0{,}00332 \cdot 25 \cdot 46 = 3{,}82\ cm^2$ ✓

Dikdörtgen kesit





Tablolu kesit

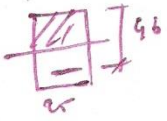
$$6000 = \rho \cdot 90 \cdot 46^2 \cdot 36{,}5 \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{36{,}5}{1{,}1}\right)$$

2) $a = -136101755\rho^2 + 6951060\rho - 6000$

$\rho_1 = 0{,}00088 \quad A_s = 0{,}00088 \cdot 90 \cdot 46 = 3{,}64\ cm^2$

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0{,}5a)$$

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \rightarrow 46 \mp \sqrt{46^2 - \frac{2 \times 6000}{0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 25}}$$



$a_1 = (anlamlı) = 5{,}96\ cm$

$$6000 = A_s \cdot 36{,}5 \cdot (46 - 0{,}5 \cdot 5{,}96) \rightarrow A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}5a)}$$

$A_s = 3{,}82\ cm^2$

K Tablosu ile C16/S420

$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d} \rightarrow A_s = 0.0279 \cdot \frac{6000}{46}$

$A_s = 3{,}64\ cm^2$

$F_c > F_T$ oldugundan DDD.

$$K = \frac{b d^2}{M_d} = \frac{90 \cdot 46^2}{6000} = 31{,}74 \rightarrow k_s = 0{,}0279$$

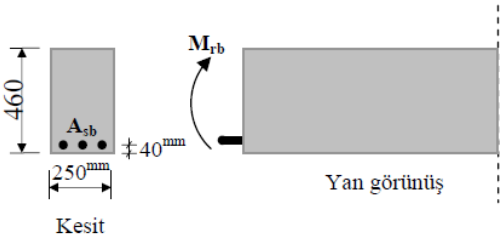
$$K = \frac{1}{\rho \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right)}$$

$$31{,}74 = \frac{1}{\rho \cdot 36{,}5 \cdot \left(1 - 0{,}59 \cdot \rho \cdot \frac{1{,}1}{36{,}5}\right)}$$

Örnek

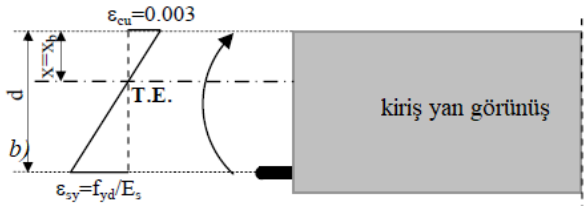
Boyutları verilmiş olan tek donatılı dikdörtgen kesitli betonarme kirişin malzemesi C30/S420 dir. ***Dengeli kırılma durumunda***;

a) Tarafsız eksen derinliğini ve eşdeğer gerilme bloğu derinliğini belirleyiniz.
b) Çekme donatısı alanını ve yüzdesini hesaplayınız.
c) Eğilme momenti taşıma gücünü hesaplayınız.



a) Dengeli kırılma durumunda, tarafsız eksen (x_b) ve eşdeğer gerilme bloğu derinliklerinin (a_b) belirlenmesi;

Taşıma gücü sınır durumunda dengeli kırılma durumu, en dış basın lifindeki beton birim kısalmasının sınır kısalma değeri olan 0.003 değerine ulaştığı anda, çekme donatısı birim şekil değiştirme değerinin akma şekil değiştirme değerine eşit olmasıdır. Söz konusu olan şekil değiştime değerleri belirli olduğundan, tarafsız eksen derinliği uygunluk şartı yazılarak kolaylıkla belirlenebilir. Buna göre;



birim deformasyon (şekil değiştirme) diyagramı

Birim deformasyon diyagramındaki üçgenlerin benzerliğinden (uygunluk şartı denilir)

$$\frac{x_b}{d}=\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_{sy}} \quad ; \quad \frac{x_b}{d}=\frac{0.003}{0.003+\frac{f_{yd}}{E_s}} \qquad (E_s\text{: donatı çeliği elastisite modülü} = 2\times10^5\ \text{MPa})$$

$$\frac{x_b}{d}=\frac{600}{600+f_{yd}} \quad ; \quad x_b=\frac{600}{600+365}\cdot 460=286\ \text{mm} \quad ; a_b=k_1\cdot x_b=0.82\cdot 286=234.5\ \text{mm}$$

veya

$$\frac{x}{46}=\frac{0{,}003}{0{,}003+\frac{3650}{200000}} \quad xb=28{,}60\ cm. \quad a_b=k_1\cdot x_b=0{,}82\cdot 28{,}60=23{,}45\ cm.$$

b) Çekme donatısı alanı ve yüzdesi

$$F_c=F_T \rightarrow 0{,}85\cdot fcd\cdot \cancel{bw}\cdot a=\rho\cdot \cancel{bw}\cdot d\cdot f_{yd}$$

$$0{,}85\cdot fcd\cdot a_b=\rho_b\cdot d\cdot f_{yd}$$

$$0{,}85\cdot 2{,}0\cdot 23{,}45=\rho_b\cdot 46\cdot 36{,}5$$

$$\rho_b=0{,}0237$$

$$A_{sb}=\rho_b\cdot bw\cdot d\rightarrow 0{,}0237\cdot 25\cdot 46=27{,}30\ cm^2 \quad seçilen \rightarrow$$

c) Bu kirişin eğilme momenti taşıma gücü;

$M_r=A_s\cdot f_{yd}\cdot(d-0{,}5\cdot a)$=27,30.36,5.(46-0,5.23,45)=34153 kNcm.

MİSAL: Verilenlerden faydalanarak tek donatılı dikdörtgen kesitin donatısını kontrol ediniz ve "K" tablolarından faydalanarak
a) Moment taşıma gücünü hesaplayınız.
b) Üç sınır şartına göre moment taşıma gücünü hesaplayınız.
Verilenler:
C25/S220, çekme donatısı A_s=5Ø18
bw/h=30/60 cm
d'=3 cm

ÇÖZÜM
Donatı kontrolü $\rho \leq \rho m$ *olmalı.*

$\rho = \frac{A_s}{b_w.d} = \frac{12,72}{30 \cdot 57} = 0,0074 < 0,0415$ *kiriş sünek-düktil davranış sergileyecek şekilde doğru donatılmış.*

a) Kirişin moment taşıma gücünü hem çıkarmış olduğumuz taşıma gücü formülleriyle hemde "K" tabloları yardımıyla yapalım.

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,59 \cdot \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}})$$

Mr=12,72•19,1•57•(1-0,59•0,0074•19,1/1,7)=13168 kNcm.

b)$\rho = 0.0074$ *için* $\frac{C25}{S220}$ $tablosundan\ en\ yakın\ K = 7,84\ okunur. Mr = \frac{b_w \cdot d^2}{K}$ *= (30.(57)^2)/7,84=12432 kNcm.*

Üç sınır durumuna göre moment taşıma gücü K tablolarından faydalanılabilir.
1-Sünek-düktil davranış sınırı Km=1,74

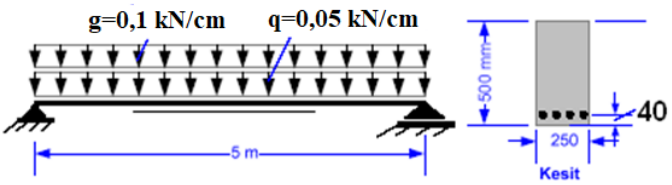
$$Mr = \frac{30 \cdot 57^2}{1,74} = 56017\ kN.cm$$

2*-Deprem bölgesi sınırı Kd=2,22*

$$Mr = \frac{30 \cdot 57^2}{2,22} = 43905\ kN.cm$$

3-Sehim kontrolü gerektirmeyen sınır şartı K_l=2,91

$$Mr = \frac{30 \cdot 57^2}{2,91} = 33494\ kN.cm$$



ÖRNEK: Verilen kiriş g ve q yüklerini güvenle taşıyabilir mi?
C16/S220 As=5Ø20

ÇÖZÜM: Mr>Md şartı sağlanırsa kiriş bu yükleri taşır.

$$Mg = \frac{g.l^2}{8} = \frac{0.1 \times (500)^2}{8} = 3125\ kNcm$$

$$Mq = \frac{q.l^2}{8} = \frac{0.05 \times (500)^2}{8} = 1563\ kNcm$$

Md=1,4Mg+1,6Mq Md=1,4x3125+1,6x1563=6876 kNcm

$$\rho = \frac{As}{bw.d} = \frac{15,71}{25.46} = 0,0136 \leq 0,0268\ (0,85\ \rho m) doğru\ donatılmış. \rightarrow K = 4,49$$

$$Mr = \frac{bw.d^2}{K} = \frac{25.46^2}{4,49} = 11781\ \text{kNcm} > 6876\ \text{kNcm}$$

Mr>Md olduğundan kesit bu g ve q yüklerini güvenle taşır.

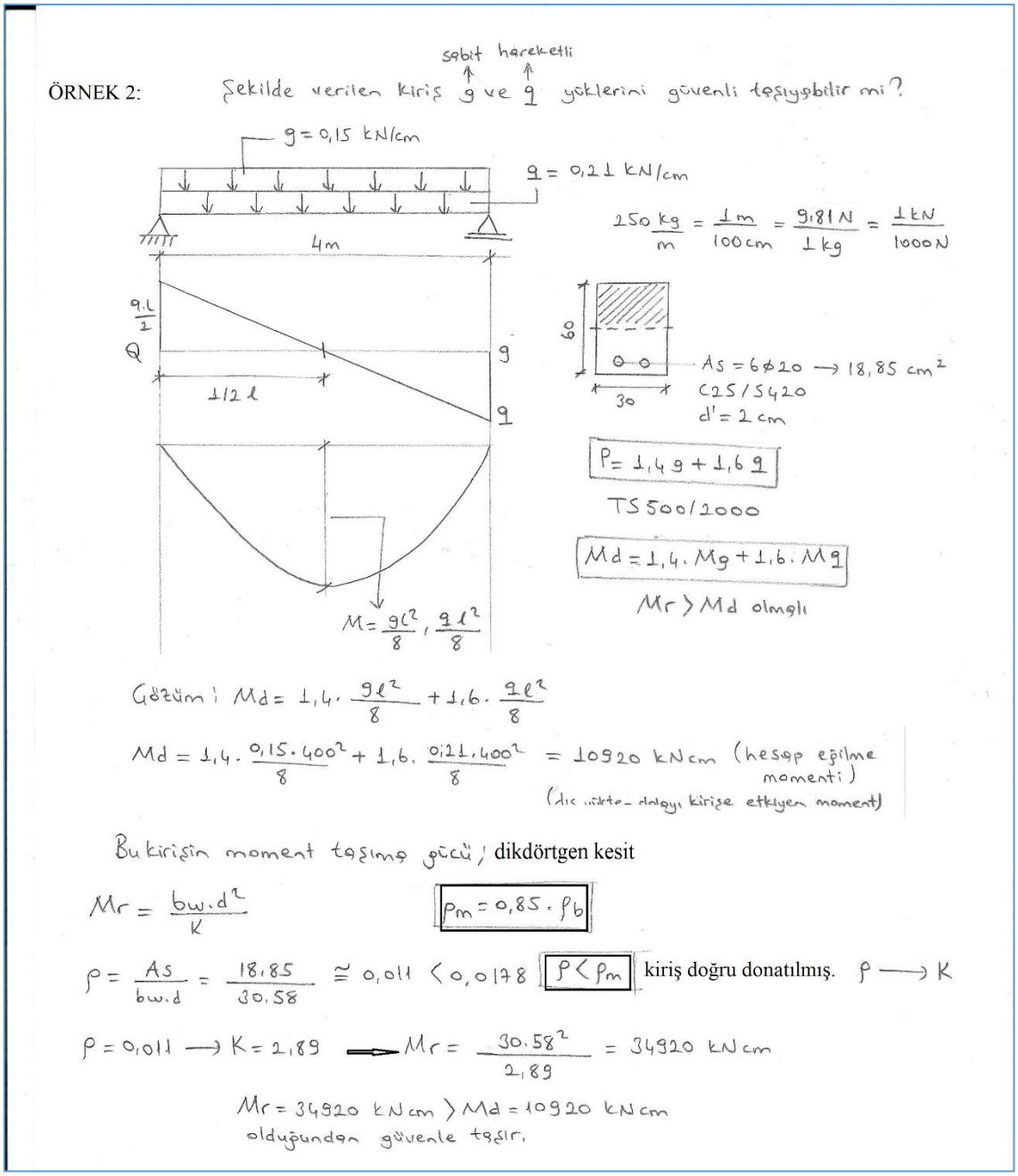
Bu problem K tabloları kullanılmadan da çözülebilir.

$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a)\ \ kNcm.$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w} = \frac{15,71 \cdot 19,1}{0,85 \cdot 1,1 \cdot 25} = 12,836\ cm$$

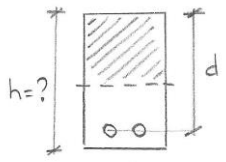
$M_r = 15,71 \cdot 19,1 \cdot (46 - 0,5 \cdot 12,836) = 11876\ kNcm.$

Mr>Md (11876 kNcm>6876 kNcm) olduğundan kesit bu g ve q yüklerini güvenle taşır.



TEK DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI

Boyutlandırma problemlerinde, hesap yüklerine göre yapısal analiz sonucu bulunan hesap momenti (Md) bilinmektedir. Çelik ve beton malzemenin hesap dayanımları biliniyor ve kirişin genişliği (bw) yapısal bir zorlama yok ise 25 cm den az olmamak kaydıyla duvar kalınlığıyla ilişkilendirilerek belirlendiğine göre, kirişin diğer boyutu olan faydalı yükseklik (d) ve çekme donatısı istenebilir.



Bilinenler:

Md, f_{cd}, f_{yd}, *bw*

İstenenler:

Kirişin diğer boyutu d, ve buna bağlı olarak "h" yüksekliği ile "A_s"

Bu durumda tasarımcı gelişigüzel davranamaz. Kirişte aranan davranışa uygun bir hesabın ve hesap yönteminin seçilmesi gerekir. Çünkü kiriş hesabı için alternatif hesap yolu çoktur. Sünek davranışın

sağlanması, sehim denetimi, deprem bölgesi koşulları gibi sınır şartları yerine getirilmelidir. Bu şartlar, donatı oranına göre hazırlanmış tablolar kullanılarak araştırılır.

Kirişin çekme donatısının belirlediği ve çekme donatı oranının sağlaması gereken sınır şartları şunlardır.

1-Sünek-düktil davranış sınırı: *$\rho \leq \rho m = 0{,}85\rho_b$ veya $K > Km$*: Uyulması gereken mecburi bir koşuldur. Bu koşul sağlanırsa kiriş, sünek–düktil davranış sergileyecek şekilde doğru donatılmış olur. Bu koşulun sağlamaması durumunda kirişte istenmeyen kırılma biçimi olan basınç kırılması oluşur. Basınç kırılması gevrek kırılma olup çekme donatısı akmadan beton ezilme birim kısalmasına ulaşarak ezilir ve kiriş aniden kırılır.

Mesela C25/S420 çekme donatısı oranı $\rho = 0{,}0379$ ise bu kiriş doğru donatılmış mıdır?

Tablodan $\rho_m = 0{,}0178$ okunur. Bu değer dengeli donatı oranıdır. $\rho = 0{,}0379 > \rho_m = 0{,}0178$ olduğundan doğru donatılmamıştır.

2-Deprem **bölgesi sınır şartı:** (Tasarım sınır şartı) *$\rho < \rho d = 0{,}60\ \rho_b$* veya *$K > Kd$*: Deprem bölgesinde yapılacak yapı kirişlerinde bu sınıra uyulmalıdır. Aksi takdirde ($\rho > \rho d$ veya $K < Kd$) kirişin deprem karşısında güvenliği yoktur denilebilir.

3- Sehim denetimi gerektirmeyen sınır şartı: *$\rho < \rho l = 0{,}235\, f_{cd}/f_{yd}$* veya *$K > Kl$:* Uzun, ince kirişlerin sehim denetimi yapılmalıdır. Ancak, kirişlerin sehim denetiminin yapılması oldukça zaman alıcı olduğundan yaklaşık yöntemlerle sehim denetimi yapılabilir. Uyulması gereken zorunlu bir sınır niteliği taşımaz. Ancak bu sınır şartı sağlanırsa diğer bütün şartlarda sağlanmış olur.

$\rho < \rho l$ Sehim denetimine gerek yok.

$\rho < \rho < \rho m$ ise Sehim denetimi yapılmalı

(Bu arada TS 500/2000 Madde 13.2' ye bakınız)

Tek donatılı dikdörtgen kesitlerin boyutlandırılması önceden çıkarılmış olan formüller kullanılarak yapılabileceği gibi K tabloları kullanılarak ta yapılabilir. (bu tabloların donatı oranına göre hazırlandığı unutulmamalıdır) Bir yapıda çok sayıda kirişin olabileceği göz önüne alınırsa zaman ve emek kaybını önlemek için hazırlanmış hesap tablolarının güvenle kullanılabileceği ortaya çıkar. Basit donatılı dikdörtgen kesitlerin öntasarım aşamasında boyutları saptanırken, hem sünekliği sağlamak hemde deformasyon kontrolünden kurtulmak için aşağıdaki bağıntıdan faydalanılması önerilmektedir (Ersoy, Özcebe 2000). Bu bağıntıdaki sınır değer sehim denetimi gerektirmeyen sınır değeridir.

$$K_l = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d}$$

Daha genel bir ifade ile,

$$Ks = \frac{bwd^2}{Md} \rightarrow d = \sqrt{\frac{Ks.Md}{bw}}\ \text{cm} \qquad (h = d + d' > 300\text{mm veya } 3h_f \text{ olmalı) cm olmalı)}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d} \quad veya\ A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

ifadeleriyle bulunabilir. Donatının alt ve üst sınır şartlarına uygunluğu araştırılır.

Hesaplanan çekme donatısının en az ¼ ü basınç bölgesine basınç donatısı olarak konulmalıdır.

$A_s' = 1/4\ A_s$

TBDY Madde 17.7 Basitleştirilmiş kesit taşıma gücü kurallarına da uyulmalıdır.

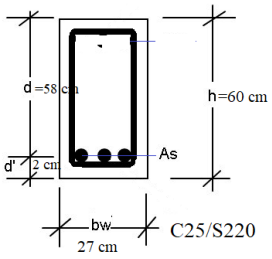
Kiriş kesitlerinin taşıma gücü momenti, kesitte basınç donatısı yoksa **Denk.(17.43)** ile, kesitte basınç donatısı varsa **Denk.(17.44)** ile hesaplanabilir.

$M_r = A_s f_{yd}\, 0.85d$ **(17.43)**

$M_r = A_s f_{yd}\, d - d'$ **(17.44)**

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}}\ cm \qquad A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a)}$$

MİSAL: Boyutları verilen tek donatılı dikdörtgen kesitin verilen momente göre faydalı yüksekliğini kontrol ediniz.



M_d=15850 kNcm,

1- Sünek- düktil davranış sınırı $K_s=K_m=1,74$

$$d = \sqrt{\frac{K_s \cdot M_d}{b_w}} \quad d = \sqrt{\frac{1,74.15850}{27}} = 32\ cm < 58\ cm$$

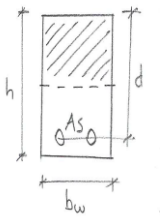
2-Deprem bölgesi sınırı $K_s=K_d=2,22$

$$d = \sqrt{\frac{2,22.15850}{27}} = 36\ \ cm < 58\ cm$$

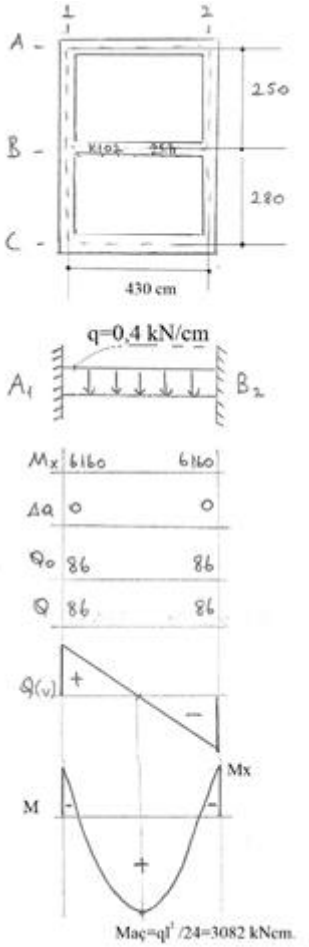
3- Sehim denetimi gerektirmeyen sınır $K_s=K_l=2,91$

$$d = \sqrt{\frac{2,91.15850}{27}} = 41\ cm < 58\ cm$$

MİSAL: Verilenlerden faydalanarak tek donatılı dikdörtgen kesitin (K102 kirişi)



a) Mesnet ve açıklık momentlerini hesaplayınız. b) Kesitini deprem sınır şartına göre belirleyiniz.
c) Çekme, basınç ve kayma donatısını hesaplayınız.
C20/S220 d'=3 cm
(Gerçekte K102 kirişi tablalı bir kesittir ve buna göre hesaplanması gerekir. Pratikte dikdörtgen kesitlere nadir rastlanır)



Ankastrelik momentler:

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0,4 \cdot (430)^2}{12} = 6160\ kNcm$$

$$\Delta Q = \frac{\Delta M}{l} = 0$$

$$Q_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,4 \cdot 430}{2} = 86\ kN$$

*Kirişlerin boyutlandırılması en büyük momente göre yapılır. Bu örnekte mesnet momentidir.

$M_d=1,4M_q=1,4x6160=8624$ kNcm (hesap momenti)

$K_s=K_d=2,90$

$$d = \sqrt{\frac{K_s \cdot M_d}{b_w}} \quad d = \sqrt{\frac{2,90.8624}{25}} = 31,62\ cm$$

h=d+d'…….h=31,62+3=34,6 cm….40 cm kabul edilir.

Kirişin yüksekliği en az 40 cm olmalıdır. Proje gereklerine göre bu değer artırılabilir.

DONATI HESABI

<u>1- Önce açıklık momenti için çekme donatısı hesabı yapılır.</u>

Md=1,4x3082=4315kNcm. (dikdörtgen kesit)

$$K_d = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 37^2}{4315} = 7,93 > Kd$$

K=7,93 için k_s=0,0557 okunur. (donatı katsayısı)

k_z=0,939 (moment kolu katsayısı)

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d} \quad veya\ A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_s = 0{,}0557 \cdot \frac{4315}{37} = 6{,}50\ cm^2 \quad veya \quad A_s = \frac{4315}{0{,}939 \cdot 37 \cdot 19{,}1} = 6{,}50\ cm^2$$

Kiriş çekme donatısı şu değerden az olamaz.

$$A_{s\ min} = \left(0{,}8 \cdot \frac{fctd}{fyd}\right) \cdot b_w.d = 0{,}8 \cdot \frac{0{,}1}{19{,}1} \cdot 25 \cdot 37 = 3{,}87\ cm^2 < 6{,}50\ \text{cm2}$$

Seçilen (pilye kullanılmıyor) Tablo 3 den

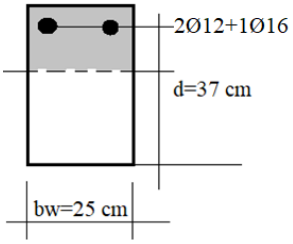
A_s=6,50 cm^2 için 6Ø12 (6,79 cm^2>6,50 cm^2)(ALT)

Seçilen çekme donatısının ¼ ü kadar basınç donatısı hesaplanır (ÜST)

A_s'=1/4 A_s=6,79/4=1,7 cm^2 seçilen 1Ø16 (2,01 cm^2)

2-Sonra mesnet momenti için mesnet momenti donatısı hesabı yapılır. (ek mesnet donatısı, şapo).

Betonarme kirişlerin kesitleri mesnette her zaman dikdörtgen kesittir. 2Ø12 montaj çubuğunu faydalı yönde mevcut donatı olarak sayalım.



Md=8624 kNcm.

$$K_d = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 37^2}{8624} = 3{,}96 > Kd\ kesit\ yeterli$$

K=3,96 için k_s=0,0602 okunur

Mesnette ek donatı hesabı yapılacak.

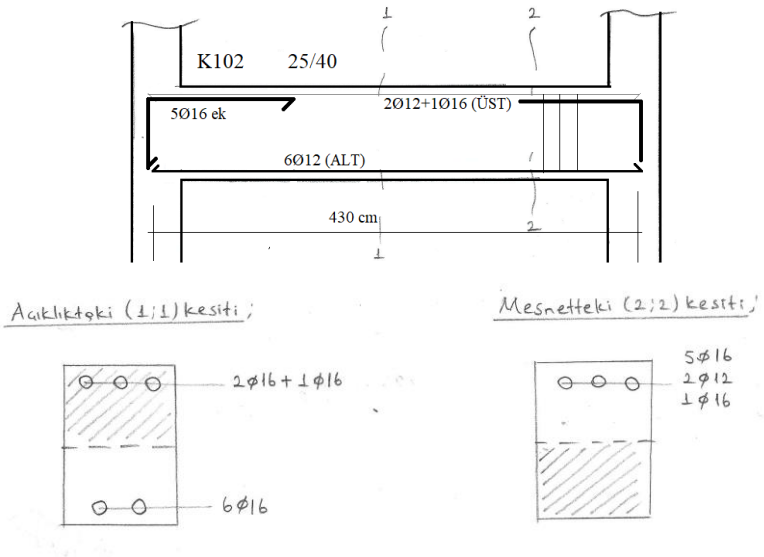
$A_{s;ek}$=$A_{s;\ gereken}$-$A_{s;\ mevcut}$

$$A_{s;gereken} = 0{,}0602 \cdot \frac{8624}{37} = 14{,}03\ cm^2$$

Bu mesnette mevcut donatıların enkesit alanları toplamı; $A_{s;\ mev}$=2,26+2,01=4,27 cm^2 (2Ø12+1Ø16; montaj çubukları + basınç donatısı)

$A_{s;ek}$=14,03-4,27=9,76 cm^2 …….seçilen ek mesnet donatısı 5Ø16 (ÜST)

Donatı planı çizilir.



Bu örnek K tabloları kullanılmadan da yapılabilir. Sadece Mesnet momentinde gereken As için bakalım, Md=8624 kN cm

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}}\ \ cm=$$

$$a = 37 \mp \sqrt{37^2 - \frac{2 \cdot 8624}{0{,}85 \cdot 1{,}3 \cdot 25}} = 9{,}71\ cm$$

$$A_{sgereken} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a)} = \frac{8624}{19{,}1 \cdot (37 - 0{,}5 \cdot 9{,}71)} = 14{,}04\ cm2$$

Görüldüğü gibi K tablolarını kullanmak her zaman daha kolay ve zaman kazandırıcıdır.

ÇİFT DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLER:

Betonarme kirişlerin birçoğunda yapısal nedenlerle basınç bölgesinde de donatı bulundurulur. Bu donatıya basınç donatısı (Fcs) denilir. As' ile gösterilir. Basınç donatısının oranı ρ'=As'/(b_w.d) olarak tanımlanır.

Kirişin moment taşıma kapasitesinin yeterli olmadığı durumlarda basınç donatısı konularak moment taşıma gücü artırılabilir. Kirişlerde basınç donatısının kullanılma sebepleri şöyle açıklanabilir.

1-Kiriş boyutları etkiyen yükleri karşılamada yetersiz kalıyor ve mimari sebeplerden dolayı kesit değiştirilemiyorsa;

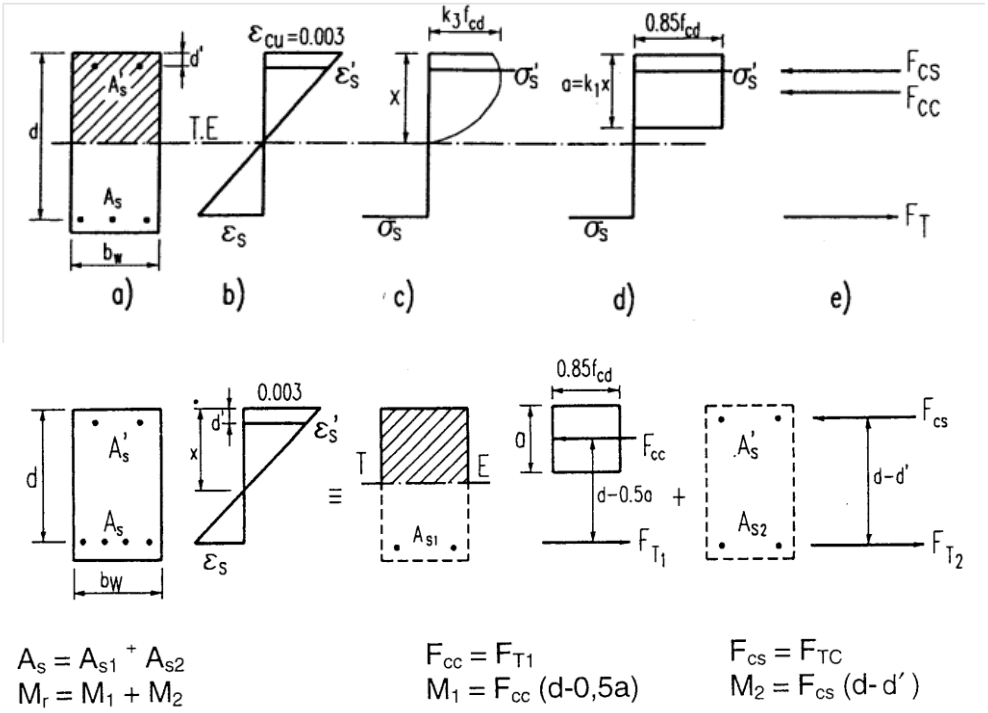
2-Kesit yetersizliği nedeniyle $\rho=0{,}85\rho_b$ kullanıldığı halde hesap momenti yalnız çekme donatısı ile karşılanamıyorsa basınç donatısı da gerekli olur.

3-Basınç donatısı sünekliği artırır. Tarafsız eksenin derinliği küçülür. Kirişin eğilme yeteneği artar.

4-Basınç donatısı ani ve zamana bağlı sehimi azaltır.

ÇİFT DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN TAŞIMA GÜCÜ

Çift donatılı dikdörtgen kesitler pratikte çok karşılaşılmayan uygulamalardır.



$A_s = A_{s1} + A_{s2}$ $\quad F_{cc} = F_{T1}$ $\quad F_{cs} = F_{TC}$

$M_r = M_1 + M_2$ $\quad M_1 = F_{cc}\,(d\text{-}0{,}5a)$ $\quad M_2 = F_{cs}\,(d\text{-}d')$

Yukarıdaki şekilde taşıma gücüne ulaşmış bir çift donatılı dikdörtgen kesit görülmektedir. Kesit boyutları ve donatı miktarları bilindiğine göre kesitin moment taşıma gücü istenmektedir. Basınç donatısı enkesit alanı çekme donatısı enkesit alanından küçüktür. Bu yüzden çift donatılı bir kesiti iki kuvvet çiftinin toplamı olarak düşünmek doğru olur. Çekme donatısı iki kısımdan oluşur $As=A_{s1}+A_{s2}$

Birinci kuvvet çifti: (F_{cc} ve F_{T1}): Bu kuvvet çifti beton ve çelikten oluşur. Tek donatılı bir kesitin beton basınç gerilmeleri bileşkesi (F_{CC}) ile çekme donatısının bir bölümünün aldığı çekme kuvvetinden (F_{T1}) oluşur.

$F_{cc} = 0{,}85\, f_{cd} b_w a$ $\quad F_{T1}=A_{s1}\,\sigma_s$ Bileşke kuvvet değerleridir.

İkinci kuvvet çiftinde ise (F_{cs}; F_{T2}), Bu kuvvet çifti son derece sünek olan bir malzemeden, yani çelikten oluştuğundan burada gevrek kırılma ihtimali yoktur. Basınç donatısının karşıladığı basınç kuvveti (F_{cs}), ile çekme donatısın kalan bölümünün aldığı çekme kuvveti (F_{T2}) den oluşur.

$F_{T2} = A_{s2}\sigma_s$ $F_{cs} = A'_s\sigma'_s$ Bileşke kuvvet değerleridir.

Çekme kırılmasında; önce, çekme donatısındaki deformasyon akma deformasyonuna ulaşır ve donatı akar.
Denge denklemleri şu şekilde yazılır:

$$\sum F_x = F_T = F_{cc} + F_{cs} - F_{T1} - F_{T2}$$

$M_r=M_1+M_2$ ve M=Bileşke kuvvet x kuvvet kolu, olduğundan

Gerilmeler cinsinden, $0{,}85\, f_{cd}\, b_w a + A'_s\sigma'_s = A_{s1}\sigma_s + A_{s2}\sigma_s = A_s\sigma_s$

Moment olarak; $M_r = 0{,}85\, f_{cd} b_w a\,(d - 0{,}5a) + A'_s\sigma'_s\,(d-d')$

Bütün donatının aktığı varsayılır; $\sigma_s = \sigma'_s = f_{yd}$ alınarak denge denklemlerinden "a" ve Mr hesaplanır.

$0{,}85f_{cd}b_w a = (A_s - A'_s)f_{yd}$ den a hesaplanabilir:

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_{yd}}{0{,}85f_{cd}b_w}$$

$Mr = (A_s - A'_s)f_{yd}(d - 0{,}5a) + A'_sf_{yd}(d-d')$ ifadesinden çift donatılı kesitin moment taşıma gücü hesaplanır.

Bu ifade den de **birinci kuvvet çiftinin** yani tek donatılı dikdörtgen kesitin moment taşıma gücünün daha önce çıkardığımız ifadelerden

$M_1 = \frac{b_w \cdot d^2}{K_{sınır}}$ olduğu biliniyor.

İkinci kuvvet çiftinin (**F_{cs}; F_{T2}**) karşılayacağı moment:

$$\boldsymbol{M_2 = F_{cs} \cdot (d - d') = F_{T2} \cdot (d - d')}$$

$$\boldsymbol{M_2 = F_{T2} \cdot (d - d')}$$

$M_2 = A'_sf_{yd}(d - d')$

Elde edilen bu ifadelere göre çift donatılı dikdörtgen bir kesitin moment taşıma gücü şu işle sırası ile hesaplanabilir.

1- Başlangıçta kesitin çalışma durumu bilinmediğinden

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

2- $K>K_{sınır}$ ise tek donatılı DD kesit, $K< K_{sınır}$ ise çift donatılı DD kesit hesabı yapılacak.

3- Çift donatılı kesit olduğu varsayımıyla **birinci kuvvet çiftinin** karşılayacağı moment ve A_{s1} donatısı hesaplanır.

$M_1 = \frac{b_w \cdot d^2}{K_{sınır}}$ ve $A_{s1} = \frac{k_s \cdot M_d}{d}$ cm^2 hesaplanır.

4-İkinci kuvvet çiftinin karşılayacağı Moment ve A_{s2} hesaplanır.

$M_d=M_1+M_2$ $M_2=M_d+M_1$ kNcm.

$A_{s2} = \frac{M_2}{(d-d')\cdot f_{yd}}$ hesaplanır.

5- Toplam çekme donatısı hesaplanır.

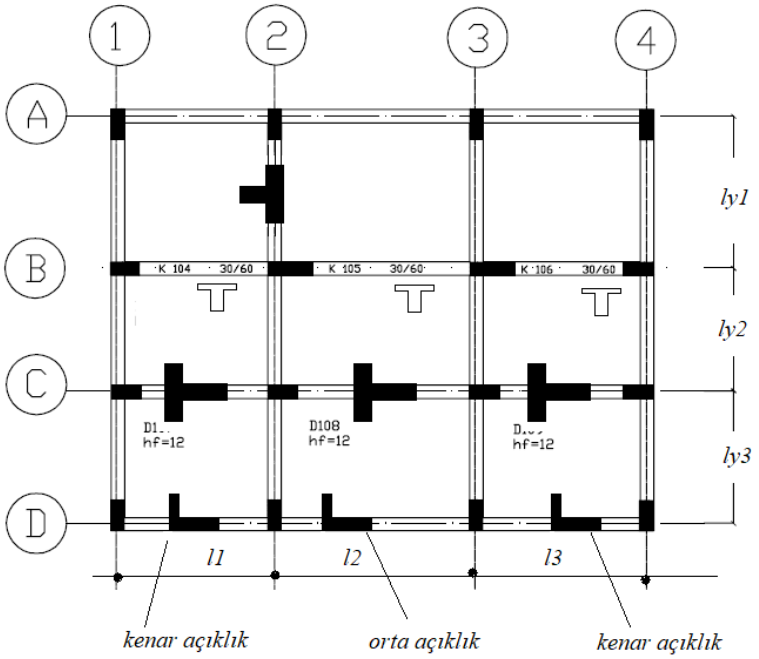
$A_s=A_{s1}+A_{s2}$

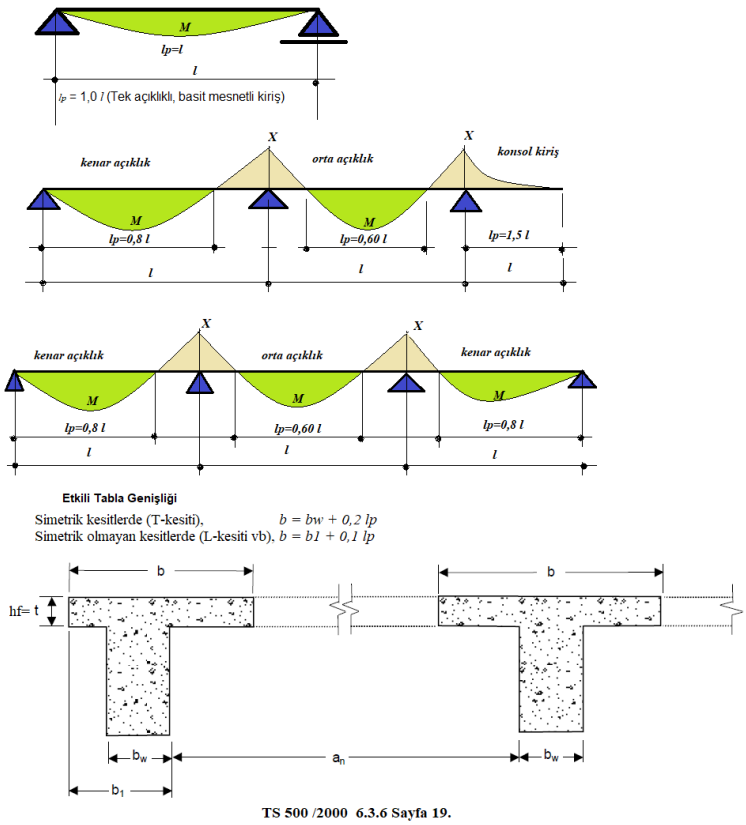
5- Basınç donatısı hesaplanır.

Basınç donatısı akmışsa $\sigma'_s = f_{yd} \rightarrow A'_s = A_{s2}$

Basınç donatısı akmıyorsa; $\sigma'_s < f_{yd} \rightarrow A'_s = A_{s2} \cdot \frac{f_{yd}}{\sigma'_s}$

TABLALI KESİTLER: Kirişin bir yada her iki tarafında döşeme olması durumunda kirşi kesiti T şeklinde olur. Kirşiler basınç bölgelerinin şekline göre sınıflandırılıp hesabı yapıldığından basınç bölgesi T şeklinde olan kirişlere de tablalı kesit denilir.





TS 500 /2000 6.3.6 Sayfa 19.

Etkin Tabla genişliği (b) : Kirişin döşemeyle birlikte çalışarak momentleri taşıdığı genişliğe denilir. Tablalı kirişlerin kesit hesabında, yapısal çözümleme ve şekil değiştirme hesapları için gerekli eylemsizlik momentlerinin bulunmasında göz önüne alınacak tabla genişliği (b) aşağıda gösterildiği gibi hesaplanmalıdır.

Simetrik kesitlerde (T-kesiti), b = bw + 0,2 lp

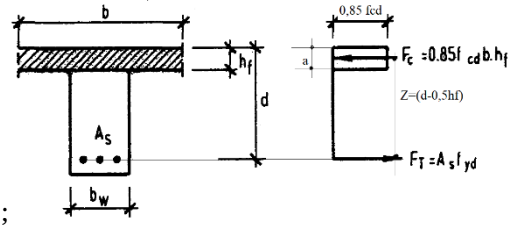
Simetrik olmayan kesitlerde (L-kesiti vb), b = b1 + 0,1 l_p
"b" nin genişliği şu şartı sağlamalıdır.

$$\frac{b-b_w}{2} \leq 6h_f \;\; ve \;\; \frac{b-b_w}{2} < \frac{a}{2}$$

TABLALI KİRİŞLERİN TAŞIMA GÜCÜ

Tablalı kirişlerin taşıma gücü hesabında tarafsız eksenin konumu önemlidir. Hesaplamalardan önce tarafsız eksenin konumunu bilmek gerekir. Tarafsız eksenin konumu için üç limit durum vardır.

1. Durum: (limit durum) Bir taşıma gücü kabulüdür. **" a=hf "** olması durumu: Yani T kesite ait eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğu derinliğinin döşeme kalınlığına eşit olması durumu yada başka bir ifade ile tarafsız eksenin arakesitten geçmesi durumu; bu hal hesaplara başlamak için kabul edilmiş bir limit durumdur.



;

2. Durum: Tarafsız eksenin basınç tablasından geçmesi durumu a<hf . Bu durumda basınç bölgesinin şekli dikdörtgendir.

3. Durum: tarafsız eksenin basınç tablasının altından yani kirşin gövdesinden geçmesi durumu: a>hf **.** Bu durumda basınç bölgesinin şekli T kesittir.

Son iki durum kirişin çalışma biçimin bilinmesi açısından önemlidir ve hesap yöntemini belirler. Tarafsız eksenin konumu kirişin çalışma biçimini belirlediği için öncelikle tarafsız eksenin konumunu bulmak gerekir. Bunun için iç kuvvetlerin dengesinden faydalanılır. 1. Limit durum varsayılarak,

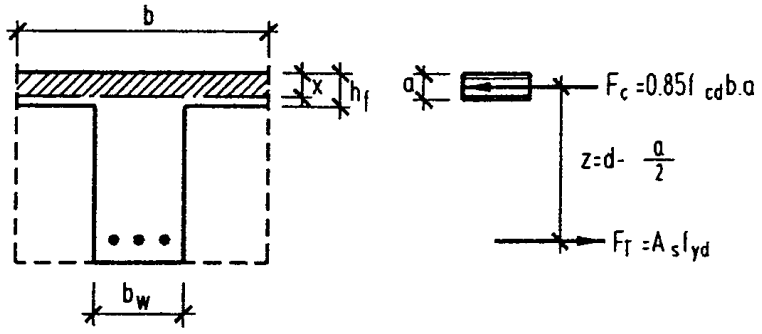
a=hf ve Fc= F_T kabul edilir.

$1 - F_C = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot hf$ Beton basınç kuvvetleri bileşkesi;

$2 - F_T = A_s \cdot f_{yd}$ Donatı çekme kuvvetleri bileşkesi ($\sigma_s = f_{yd}$)

Verilenlerden faydalanılarak Fc ve F_T hesaplanır.

1-Fc>F_T olması durumunda: İç kuvvetlerin büyüklüğü bu şekilde çıkarsa a<hf demektir. Yani tarafsız eksen basınç tablasının içinden geçer. Beton çekme donatısından daha güçlü anlamındadır. Kirişler basınç bölgesinin şekline göre hesaplanır. a<hf durumunda basınç bölgesi dikdörtgen olduğu için DD kesit hesabı yapılacaktır. *Betonun çekme dayanımı az olduğu için çekme bölgesinin biçimi önemli değildir. Bu durumda kesit "b" genişliğinde bir dikdörtgen kesite eşdeğer sayılabilir. Gerçekte var olmayan bu eşdeğer kesit "soyut dikdörtgen kesit (SDD) "olarak adlandırılır.* Daha önceden tek donatılı DD kesitler için çıkarmış olduğumuz bağıntılar burada da geçerlidir. Ancak, tablalı kesitlerde "bw" yerine "b " yazılarak etkin tabla genişliği kullanılır.



$F_C = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a$

$F_T = A_s \cdot f_{yd}$

F_T=F_C yazılabilir.

$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0{,}85 f_{cd} \cdot b}$$

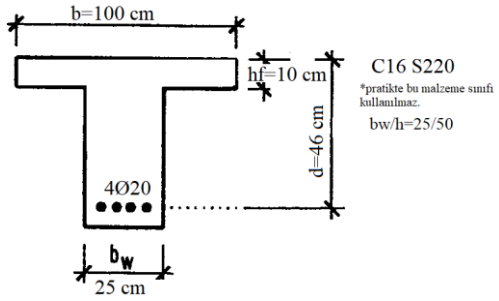
Hesaplanan "a" değeri formüllerde yerine konularak; Beton açısından kirişin moment taşıma gücü;

$$M_r = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) \quad kNcm$$

Çekme donatısı açısından;

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) \quad kNcm.$$

Örnek: Verilen tablalı kesitin moment taşıma gücünü hesaplayınız.



Çözüme tarafsız eksenin yerini bulmakla başlanır. Bunu niçin iç kuvvetler hesaplanmalı ve birbiriyle kıyaslanmalıdır.

a=hf=10 cm olarak limit durum kabul edilir.

$F_C = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot hf = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 100 \cdot 10 = 935\ kN$

$F_T = A_s \cdot f_{yd} = 12{,}57 \cdot 19{,}1 = 240\ kN$

Fc>F_T oldu. a<hf demektir. Tarafsız eksen tabla içinden geçer. Basınç bölgesi dikdörtgendir ve SDD hesabı yapılır.

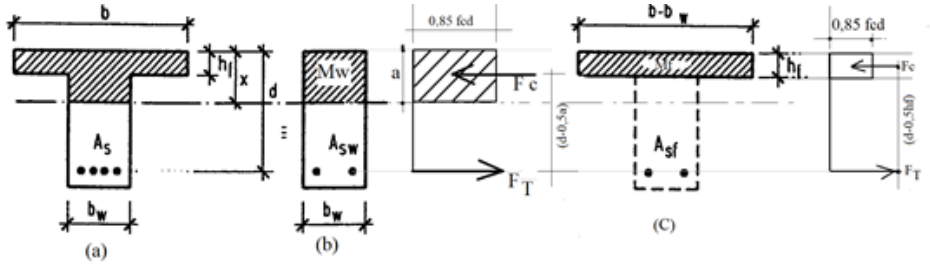
$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{12{,}57 \cdot 19{,}1}{0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 100} = 2{,}56\ cm$$

$M_r = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a \cdot (d - 0{,}5 \cdot a) = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 100 \cdot 2{,}56 \cdot (46 - 0{,}5 \cdot 2{,}56) = 10737 kNcm$

Veya

$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a)$

2-Fc<F_T olması durumunda: İç kuvvetlerin büyüklüğü bu şekilde çıkarsa a> hf demektir. Yani tarafsız eksen kiriş gövdesinden geçer. Kiriş yüksekliğinin döşeme kalınlığına oranla çok büyük yada donatının çok fazla olduğu durumlarda a>hf olabilir. Bilindiği gibi kirişler basınç bölgelerinin şekline göre hesaplanır. a>hf durumunda basınç bölgesi T şeklinde olduğu için kirişin çalışma biçimi tablalı kesit olup gövde ve tablanın taşıma gücü momenti ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Kesit gövde ve tabla olmak üzere iki kısma ayrılır. Bu durumda iki farklı kuvvet çifti oluşur. Her iki kesitinde dikdörtgen olduğu görülmektedir.



$A_s = A_{sw} + A_{sf}$ $\quad A_{sw} = A_s - A_{sf}$ $\quad A_{sf} = 0{,}85\ f_{cd} h_f\ (b - b_w)/f_{yd}$

$M_r = M_w + M_f$ $\quad M_w = A_{sw} f_{yd}\ (d - 0{,}5a)$ $\quad M_f = A_{sf} f_{yd}\ (d - 0{,}5 h_f)$

b) gövdenin taşıyacağı moment ve kuvvet çiftini gösterir.

c) Basınç tablasının (flanş) taşıyacağı moment ve kuvvet çiftini gösterir.

Kirişin moment taşıma gücü:

Mr=Mw+Mf den oluşur.

Kirişin donatısı ise:

As=Asw+Asf den oluşur.

1. kuvvet çiftinin hesabı: Gövdenin karşıladığı basınç kuvveti ile çekme donatısının bir bölümünün karşıladığı çekme kuvvetinden oluşur. Buradaki gövdenin taşıdığı moment tek donatılı dikdörtgen kesitlerdeki momentin aynısıdır. Yani;

$M_w = 0{,}85 . f_{cd} . b_w . a . (d - 0{,}5 . a)$ dır. $\quad$ Fc=F_T olduğundan

$a = \dfrac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0{,}85 f_{cd} \cdot bw}$ $cm.$

- gövdenin taşıdığı momenti karşılamak için gerekli donatı da A_{sw} olup

$M_w=F_T.(d-0{,}5.a)$ olan

$M_w=A_{sw}.f_{yd}.(d-0{,}5a)$ =>

$$A_{sw} = \frac{M_w}{f_{yd} \cdot (d - 0{,}5 \cdot a)}$$

veya, $As=A_{sw}+A_{sf}$ $A_{sw}=A_s-A_{sf}$ den hesaplanabilir.

2. kuvvet çiftinin hesabı: Bu kuvvet çifti ise, (b-bw) genişliğinde ve hf kalınlığındaki dikdörtgen bir kesitin aktaracağı basınç kuvveti (Fc) ile, çekme donatısının kalan bölümünden (Asf) oluşur.

(b-bw) genişliğindeki flanşın karşıladığı moment Mf olup, iç kuvvetlerin dengesinden,

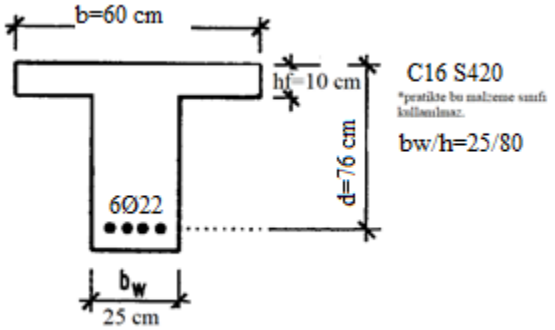
$Mf = 0{,}85 f_{cd}.hf \cdot (b - b_w).(d - 0{,}5 \cdot h_f)$ dir.

Bu momenti karşılamak için gereken donatı Asf olup, iç kuvvetlerin dengesinden,

$M_f=F_T.(d-0{,}5.hf)$ $F_T = A_{sf} \cdot f_{yd}$ $Asf = \dfrac{M_f}{(d-0{,}5h_f).f_{yd}}$ cm^2 $olarak\ hesaplanır.$

Tablalı kesitin moment taşıma gücü $M_r=M_w+M_f$ toplamından bulunabilir.

ÖRNEK:



Şekilde verilen tablalı kesitin moment taşıma gücünü hesaplayınız.

Çözüme tarafsız eksenin yerini bulmakla başlanır. Bunu niçin iç kuvvetler hesaplanmalı ve birbiriyle kıyaslanmalıdır.

a=haf=10 cm olarak limit durum kabul edilir.

$F_C = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot hf = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 60 \cdot 10 = 561\ kN$

$F_T = A_s \cdot f_{yd} = 22{,}81 \cdot 36{,}5 = 832{,}6\ kN$

Fc<F_T oldu. a>hf demektir. Tarafsız eksen gövde içinden geçer. Basınç bölgesi T şeklinde olduğu için tablalı kesit hesabı yapılacaktır.

1-Önce tablanın taşıyacağı moment hesaplanır. Tabla (b-bw) ve hf kesitine sahiptir.

$M_f = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot (b - bw) \cdot hf \cdot (d - 0{,}5\ hf) = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot (60 - 25) \cdot 10 \cdot (76 - 5) = 23234{,}75\ kNcm$

2- Bu momenti karşılamak için gereken tabla donatısı hesaplanır (Asf).

$$Asf = \frac{M_f}{(d - 0{,}5h_f).f_{yd}} = \frac{23234{,}75}{(76 - 5).36{,}5} = 8{,}97\ cm^2$$

3- Gövde momentini karşılayacak gövde donatısı (Asw)

$A_{sw}=A_s-A_{sf}$ $A_{sw}=22{,}81-8{,}97=13{,}84\ cm^2$

4-Gövde dikdörtgen kesit olduğu için "a" hesaplanmalıdır. Gövdenin aktaracağı moment için gereklidir.

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0{,}85 f_{cd} \cdot bw} = \frac{13{,}84 \cdot 36{,}5}{0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 25} = 21{,}62\ cm$$

5- Gövdenin taşıyacağı moment:

$M_w=A_{sw}.f_{yd}.(d-0{,}5a)=13{,}84.36{,}5.(76-0{,}5.21{,}62)=32932$ kNcm.

Tablalı kesitin moment taşıma gücü; Mr=Mw+Mf Mr=23234,75+32932=56166 kNcm. olarak bulunabilir.

TABLALI (T,Γ) KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI

Verilenler:
b/h, C/S, d, hf, Md, bilinmektedir.

İstenenler:

Kirişin çalışma şeklinin belirlenmesi, kesit kontrolü ve donatı hesabı.

Çözüm: Tarafsız eksenin konumuna göre kirişin çalışma şekli belirlenebileceğinden, önce tarafsız eksenin konumunu belirlemek gerekir. Çekme donatısı (A_s) bilinmediğinden iç kuvvetlerin dengesinden ($F_T=F_C$) hareketle tarafsız eksenin yeri bulunamaz. Tasarım için şu yol takip edilir.

1- Limit durum olarak **$a=h_f$** kabul edilir.

2- Kesitin taşıyabileceği moment hesaplanır. **$M_y= 0{,}85\, f_{cd}.b.h_f.(d-0{,}5h_f)$** *Buna yardımcı moment denilir. Aynı zamanda kirşin a=hf durumunda moment taşıma gücünü verir.*

2-1- ***$M_y \geq M_d$ ise $a<hf$ ($F_C>F_T$) demektir.*** *Tarafsız eksen basınç tablasının içerisinden geçmektedir. Eşdeğer gerilme bloğu derinliği hesaplanamayacağından, durum da soyut dikdörtgen hesabı (SDD) yapılır.*

SDD hesabı için şu sıra takip edilir.

1- "b_w" yerine "b" kullanılarak *verilen donatı oranı sınır şartı* dikkate alınarak dikdörtgen kesitler için hazırlanılmış Tablolardan faydalanılabilir (Tb 7-14)

2- $K = \frac{bd^2}{M_d}$ hesaplanır

3- K> $K_{sınır}$ ise kesit yeterlidir. Tek donatılı T kesit hesabı yapılır.

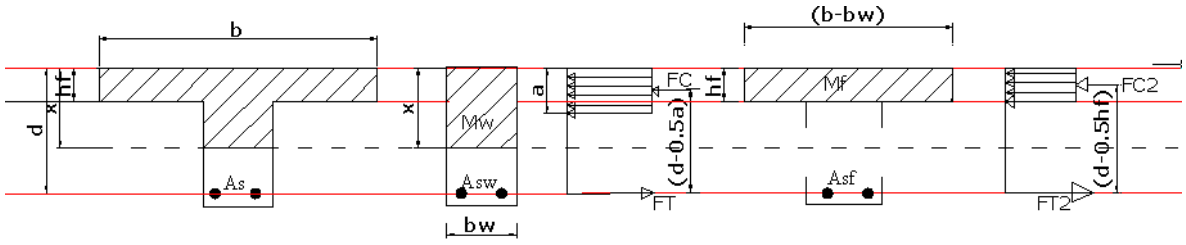
4- K→ks okunur

5- Çekme donatısı hesaplanır. $As = ks.\frac{Md}{d}$ veya $As = \frac{Md}{kz.d.fyd}$

6- En az çekme donatısı şartları kontrol edilir.

2-2- $M_y<M_d$ ise $a>hf$ ($F_C<F_T$) demektir*. Tarafsız eksen basınç tablasının altından, yani gövdeden geçmektedir. Tablalı (T) kesit hesabı yapılmalıdır.*

T kesit hesabı için şu sıra takip edilir.



Md=Mf+Mw ve As=Asf+Asw olduğundan,

1- Basınç tablasının karşılayacağı moment hesaplanır.

$Mf = 0{,}85 f_{cd}.(b-b_w).h_f.(d-0{,}5h_f)$

2- Tablanın karşılayacağı moment için donatı hesaplanır (Asf)

$Asf = \frac{M_f}{(d-0{,}5h_f).f_{yd}}$ cm^2

3- Gövdenin aktaracağı moment Md=Mf+Mw eşitliğinden faydalanarak, Mw=Md-Mf olarak hesaplanır.

4- Mw, gövde momenti için tek donatılı dikdörtgen kesit hesabı yapılır.

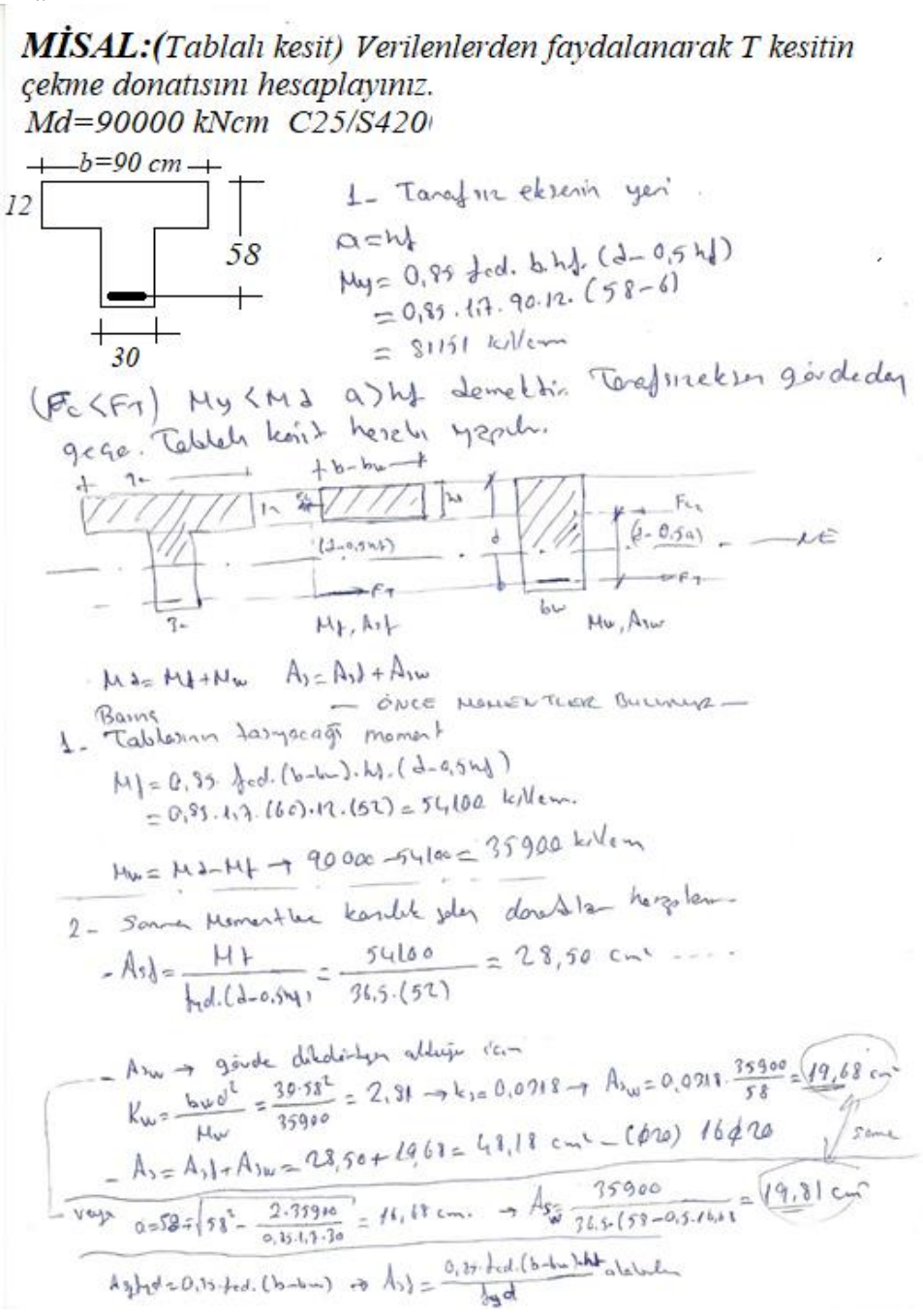
$Kw = \frac{b_w d^2}{M_w} \rightarrow A_{sw} = k_s \frac{Mw}{d}$ cm^2 *hesaplanır.*

5- Tablalı kesite etkiyen Md momentini aktarmak için gerekli toplan çekme donatısı $A_s = Asf + Asw$ ile hesaplanır.

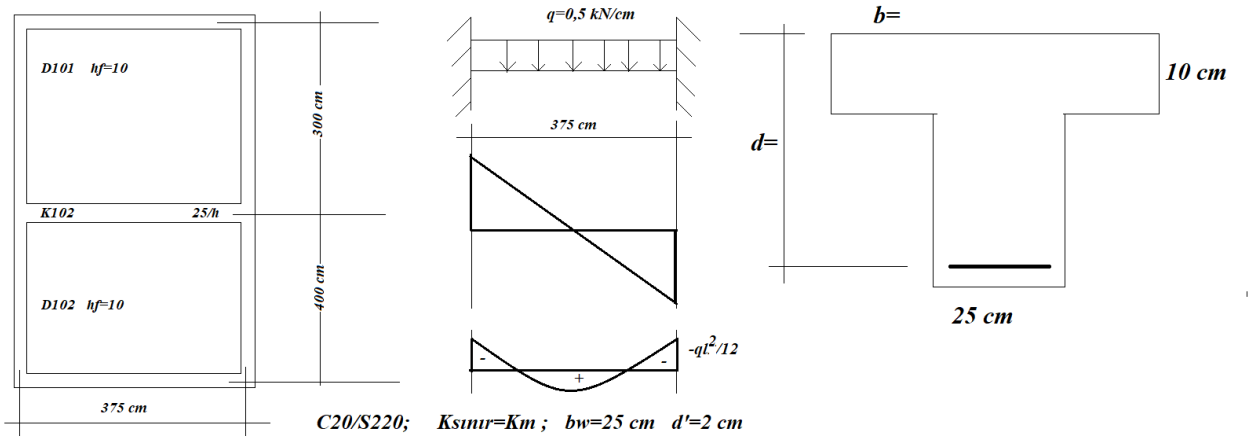
Bulunan bu donatı (As), $\rho < \rho m$ sünek düktil davranış şartını sağlamalıdır. (TS 500/2000).

$\boldsymbol{\rho - 0,85\rho_f \leq \rho_m}$ **olmalı**

$\rho = \frac{A_s}{b_w . d}$ $\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w . d}$



ÖRNEK: Verilenlerden faydalanarak **K102** kirişinin yüksekliğini, açıklık ve mesnette donatı hesabını yapınız.



C20/S220; Kısınır=Km ; bw=25 cm d'=2 cm

SÜREKLİ KİRİŞ TASARIMI:

Örnek problem tahtada çözülecek.

KİRİŞLERDE KESME KUVVETİ ETKİSİ

Eğilmeye çalışan taşıyıcı elemanların kesitleri, eğilme momentinin yanında kesme kuvvetini de karşılarlar. Kesme kuvveti, beton ve kayma donatısı tarafından karşılanır. Kayma donatısı piliye ve etriyelerden oluşur. Aynı zamanda bir kirişin kayma kuvveti taşıma gücü, beton ve kayma donatısının hep birlikte taşıdığı kayma kuvvetidir.

$$V_r = V_c + V_w$$

$$V_c = 0.80.V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0.65.f_{ctd}.b_w.d \qquad Nd = 0 \text{ ise}$$

$$V_w = V_{ply} + V_{etr}$$

TS 500 de beton katkısının (Vc), kesmede çatlama dayanımının %80 'inin alınmasını ve bu formülle hesabını öngörmektedir.

Mesnede yakın bölgelerdeki en büyük kesme kuvvetine göre hesap yapıldığından açıklık için hesaplanan pilyeler kesme kuvvetinin bir kısmını karşılarlar. Beton da bir miktar kesme kuvveti taşıdığına göre geriye etriyenin taşıyacağı kesme kuvveti kalır. Hesaplarda etriye çapı ve aralığı istendiğine göre bu ikisinden birini seçmek gerekir. Genelde en küçük etriye çapı 8 mm olarak alınır. Geriye etriye aralığını hesaplamak kalır.

KAYMA DONATISI HESABI

Yapısal çözümleme sonucu kiriş mesnetinde oluşmuş en büyük kesme kuvveti bilinmektedir (Vd). Kirişin diğer boyutları ve malzemesi de bilindiğine göre hesaba önce "kayma donatısı hesabına gerek olup olmadığının kontrolu" ile başlanır. Bunun için " eğik çatlamayı oluşturacak kesme kuvvetinin değeri" hesaplanır.

$V_{cr} = 0.65.f_{ctd}.b_w.d$ **(kesmede çatlama dayanımıdır)**

Vd<Vcr……ise, beton kesme kuvvetini tek başına karşılıyor. Kayma donatısı hesabına gerek olmayıp, sünek davranış sağlamak için minimum etriye kullanmak yeterlidir. (Ø8/20)

Vd>Vcr ……ise kayma donatısı hesapla bulunmalı. O halde kesitin yeterli olup olmadığına bakılır. Bunun için kirişin gerçek kesme kuvveti taşıma gücü hesaplanır (tasarım kesme kuvveti)(V_{res}).

$V_{res}=0.22.f_{cd}.b_w.d$…….

Vd> V_{res} ise kesit küçüktür. Değiştirilmelidir.

Vd<V_{res} ise kesit yeterlidir. Kayma donatısı hesabına devam edilir. Bunun için betonun taşıyacağı kayma kuvveti hesaplanır. $V_c = 0.80.V_{cr}$

Kayma donatısının karşılaması gereken kayma kuvveti hesaplanır.

Vw=Vd-Vc

Kayma donatısının karşılaması gereken kayma kuvveti pilye ve etriyenin karşıladığı kuvvetlerden oluşurdu.

Vw=Vpl+Vetr

Kayma donatısı olarak etriye ve pilye birlikte kullanılacağından ve pilye miktarı da açıklık hesabı yapılırken bulunduğundan pilyenin karşılayacağı kesme kuvveti şu bağıntıyla hesaplanır.

$$V_{wpl} = A_{sw\,pl}\,\frac{fyd}{\sqrt{2}}$$ kğ veya kN.

Geriye etriyeni karşılayacağı kayma kuvveti kalır.

Vetr=Vw-Vpl

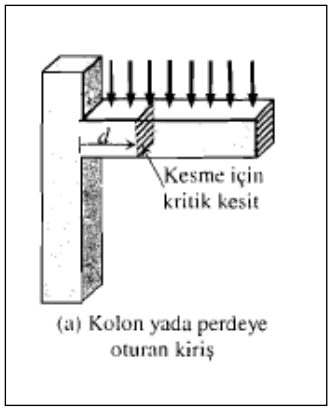
Etriye çapı Ø 8-10-12 mm olarak seçilirse aşağıdaki bağıntı yardımıyla etriye aralığı hesaplanabilir (S). Şartnamelerin öngördüğü minimum etriye aralığının 20 cm olduğu unutulmamalıdır.

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{etr}}{f_{yd}.d}$$

Kayma donatısı hesabında pilye katkısı göz ardı edilebilir. Pilyenin katkısı güvenli bölgede kalır. Bu takdirde kesme kuvveti beton ve etriye tarafından karşılanır. Etriye çap ve aralığı kabul edilerek etriye katkısı hesaplanabilir.

$$V_{etr} = \frac{A_{sw}.f_{yd}.d}{S} \quad \text{kg, kN}$$

Vet>Vd ise seçilen etriye çap ve aralığı yeterli, Vetr< Vd ise yetersizdir.



(a) Kolon yada perdeye oturan kiriş