

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. Berktaş, Betonarme I. Taşıma gücü ve kesit hesapları İMO, Yapım Matbası, 1995
- İ. Aka, F. Keskinel, F. Çılı, O.Çelik. Betonarme, Birsan Yayınevi, 2001.
- U. Ersoy; Betonarme, Evrim Basım Yayın Dağıtım, II baskı, 2004.
- Adem Doğangün. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı. Birsan yayınevi.
- 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

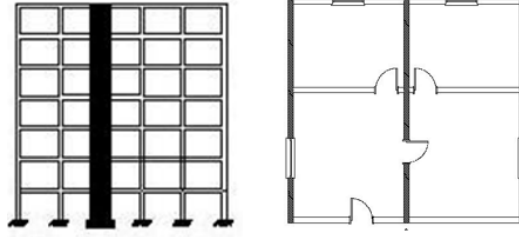
Doğal olarak"abak" kullanmak yerine bu amaçla hazırlanmış bir bilgisayar yazılımından yararlanılması bu günkü teknolojiye uygun düşer.

Uğur ERSOY

GİRİŞ

Yapıların, Taşıyıcı Sistem Bakımından Sınıflandırılması

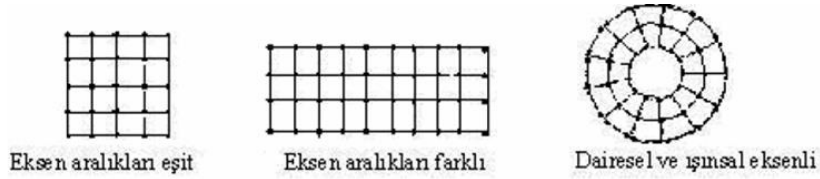
-Karkas (iskelet) yapılar: Taşıyıcı elemanları düşey, yatay ve eğik çubuklardan oluşan sistemlerdir. Bu tür sistemlerde taşıyıcı bir elemanı, özellikle düşey taşıyıcı olan kolonları, yapı hizmete açıldıktan sonra, yıkma, sökme, yer değiştirme gibi bir şansımız yoktur.



Şekil 1 a- BA Karkas yapı b- Yığma yapı

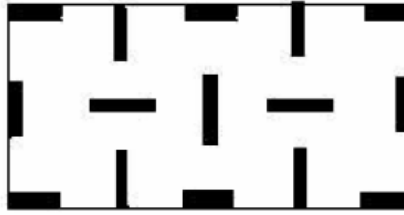
Betonarme Taşıyıcı Sistemler

1 -Çerçeve sistemler



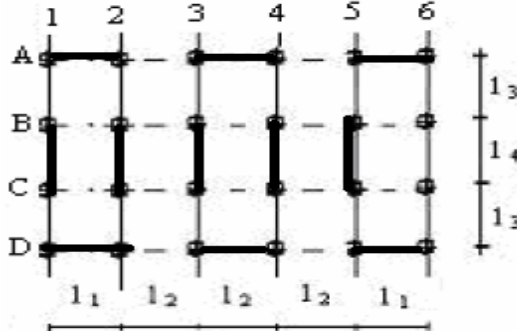
Şekil 2

2 -Perdeli sistemler



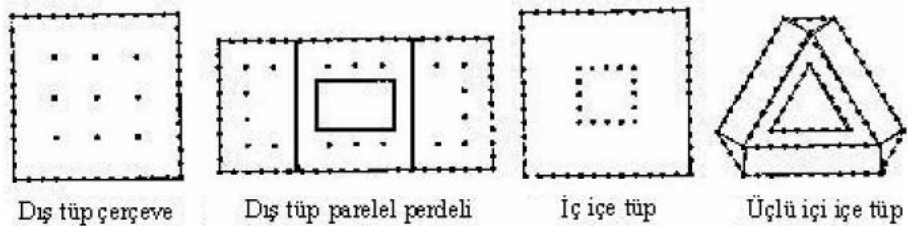
Şekil 3

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



Şekil 4

4 -Tüp sistemler



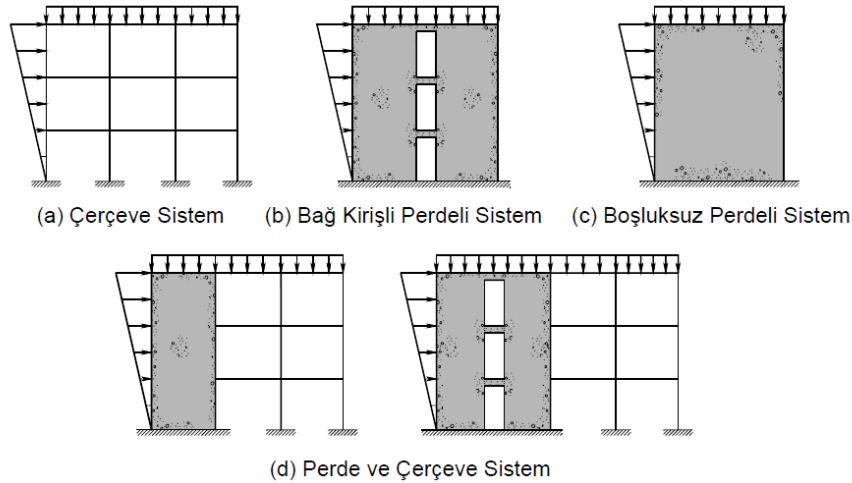
Şekil 5

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). $BYS \leq 6$ olan ve DTS=1a ve DTS=2a olarak sınıflandırılan binalarda *süneklik düzeyi karma taşıyıcı sistemler* kullanılamaz.



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 kâgir binalarda her bir katın yüksekliği, döşeme üstünden döşeme üstüne 3 m. den fazla olmayacaktır. I. derece deprem bölgesinde yığma yapı yapımına izin verilmez.

YIĞMA BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ (TBDY Bölüm 11 bakınız)

1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler

Donatılı yığma binalar.

Donatılı gazbeton panel binalar

2. Süneklik Düzeyi Sınırlı Taşıyıcı Sistemler

Kuşatılmış yığma binalar

Donatısız yığma binalar

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. Basınç bölgesinin patronu beton, çekme bölgesinin patronu donatıdır.**



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 için 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.

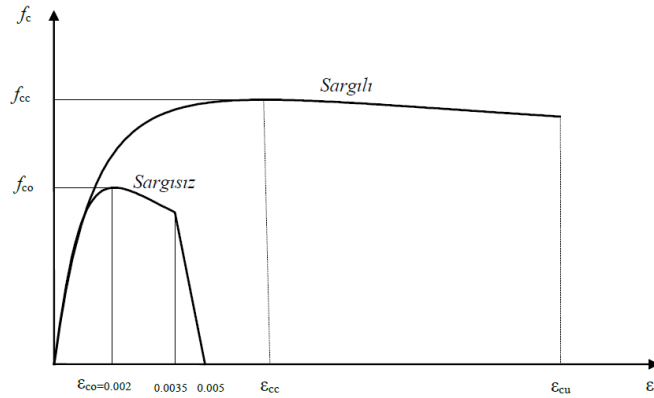
BETONARME HESAPLARININ TEMEL İLKESİ

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 sınırlandırılmasıdır.

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

5

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 şekildeğiştirme

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/cm ²	Kb kg/cm ²		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. Karışımındaki 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, $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}}$, 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 $f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ yerine

$f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$ kullanılır. Bu sınıf betonun hesap dayanımında kullanılan malzeme dayanımı ise;

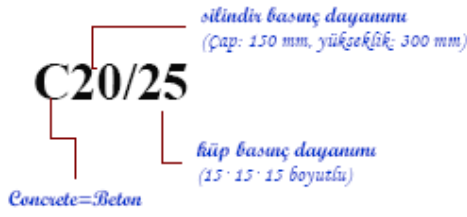
$$\gamma_{mc} = \frac{f_{ck}}{f_{cd}} = \frac{300}{200} = 1.5$$

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 dayanım özellikleri (MPa)

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck}	Beton hesap dayanımı f_{cd}	Eşdeğer Küp (150 mm) Basınç Dayanımı	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı $f_{ctk} = 0,35\sqrt{f_{ck}}$	28 Günlük Elastisite Modülü $E_{cj} = 3250\sqrt{f_c} + 14000$
C 16	16	11	20	1,4	27000
C 18	18	12	22	1,5	27500
C 20	20	13	25	1,6	28000
C 25	25	17	30	1,8	30000
C 30	30	20	37	1,9	32000
C 35	35	23	45	2,1	33000
C 40	40	27	50	2,2	34000
C 45	45	30	55	2,3	36000
C 50	50	33	60	2,5	37000



Örnek: BS25 Betonu (C25/30) Taban çapı 15 cm yüksekliği 30 cm olan 20°C 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 metre küp 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 dozlu bir betona karıştırılan su miktarı değiştirilerek, 150 kg/cm² den 300 kg/cm² ye kadar değişen basınç dayanımları elde edilebilir.

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

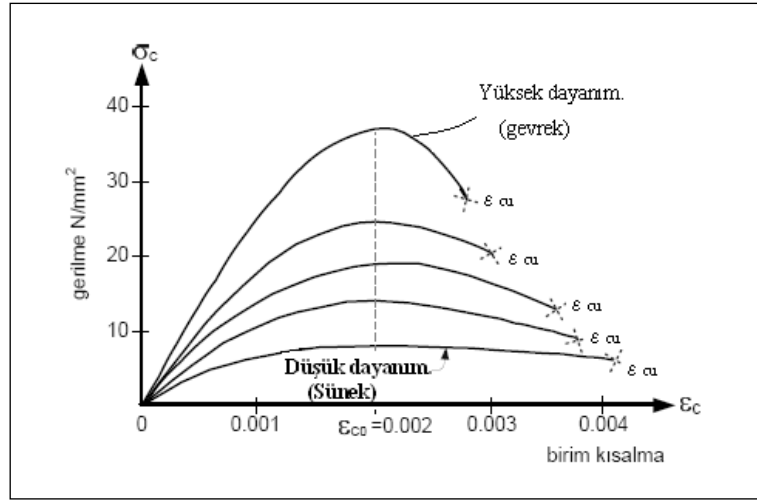
Bir mekanik probleminin çözümünde izlenecek yol üç aşamada özetlenebilir.

a-Denge koşulunun sağlanması

b-Uygunluk koşulunun sağlanması

c- Malzeme için gerilme-birim deformasyon ilişkilerinin belirlenmesi.

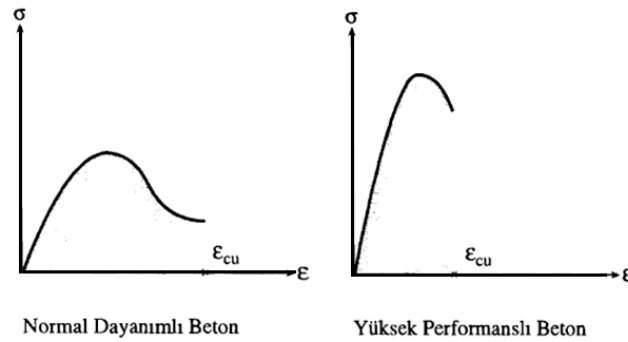
Bunlardan üçüncüsü malzemenin yük karşısındaki davranışını belirler. Beton için önemli olan Basınç altındaki gerilme-birim deformasyon (σ - ϵ) ilişkisidir. Betonun basınç altındaki davranışını belirleyen (σ - ϵ) eğrileri 15x30 cm boyutundaki standart silindir numunelerin basınç altında denenmesiyle elde 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 ovaldır**. 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 farklıdır. Aşağıdaki şekilden görüleceği gibi, yüksek performanslı betonlar (YP), normal dayanımlı betonlara kıyasla, daha gevreklerdir. 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 gevreklerdir (gevrek beton, gevrek kırılma).
- Kalite azaldıkça kırılma birim kısalması ϵ_{cu} daha büyük olur. Beton daha sünektir (sünek beton, sünek kırılma).
- Beton kalitesi düştükçe elastikiyet ve süneklik artar, betonun kırılma enerjisi azalır. Bir başka ifadeyle düşük sınıf betonlar sünek, yüksek sınıf betonlar ise gevrek olur.
- Her tür betonda en büyük gerilmeye karşılık gelen kısalma yaklaşık aynı olduğu kabul edilir, $\epsilon_{co}=0.002, 0.003$ dir.
- Elastisite modülü beton kalitesine bağlıdır ve beton basınç dayanımının bir fonksiyonudur

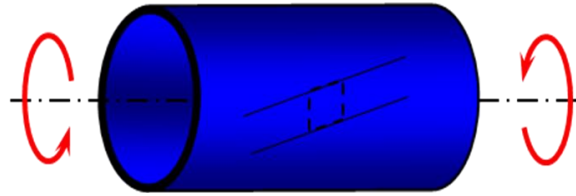
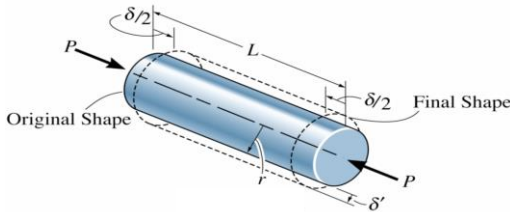
Betonun Elastisite modülü ülkelerin standartlarına göre değişmektedir. Normal ağırlıktaki betonların Elastisite modülü TS500/2000 de şu şekilde ifade edilmiştir. Bu denklemdeki f_{ck} değeri, “j” günlük betonun karakteristik silindirik basınç dayanımıdır.

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

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

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

3. Betonun poisson oranı (μ)(v): (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 poisson oranının 0.20 alınması öngörülmektedir. Kayma modülü (G_c) ise, μ poisson 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 ısı genleşme katsayısı $10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ ’dir.

4-Betonun çekme dayanımı

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımından azdır. Genel bir kabul olarak 1/10 mertebesinde dir. Geçmişte çekme dayanımını saptamak için *i*-eksenel çekme *ii*-silindirik yarma, *iii*-tek nokta yükleme kiriş, *iv*- iki nokta yükleme kiriş, gibi deney yöntemleri kullanılmıştır. Betonun çekme dayanımının tayini ekstenel çekme altında saptanması zor bir iştir ve kendine has zorlukları vardır. Çekme dayanımının dolaylı olarak saptanmasında kullanılan en yaygın deney türü “silindirik 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	$f_{ctx} = 0.50 \sqrt{f_c}$	$f_{ctx} = 1.6 \sqrt{f_c}$	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

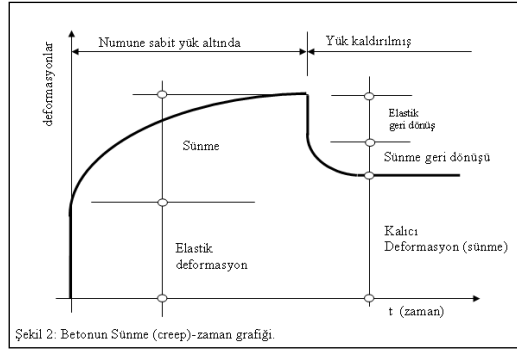
TS500/2000 madde 3.3.2: Betonun çekme dayanımı, ekstenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir. Betonun karakteristik ekstenel çekme dayanımı (Tasarım çekme dayanımı) aşağıda verilen bağıntıdan hesaplanabilir.

$$f_{ctk} = 0,35\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa) (Tablo 2)}$$

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 ekstenel 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 betonarme elemanlarda durum farklıdır. Donatıda büzülme ya da sünme olmayacağı

için donatı betonun kısılmasını, bir başka deyişle şekil değiştirme yapmasını engellemeye çalışacaktır. Dolayısıyla hem betonda hem de donatı da gerilmeler oluşacaktır. Bu durumda beton, donatıyı kısılmaya zorladığı için **donatıda basınç**, donatının da betonun kısılmasını 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 2: Betonun Sünme (creep)-zaman grafiği.

Şekil 12: Betonun Sünme (creep)-zaman grafiği

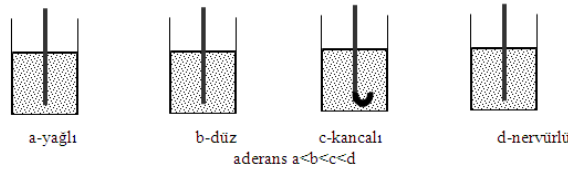
Sünme betonun dayanımını azaltır. Bunun tersi olarak zamana bağlı olarak betonun dayanımı artar. O halde sünme, betonun yüklendiği yaşına göre değişir. Eski bir beton aynı yük altında uzun bir süre sonra kırılabilir. Taze beton ise, kısa bir süre içinde kırılmazsa, aynı yük altında bir daha kırılmaz (A.N Çamlıbel).

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 pürüzlülüğünün 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, yanıl gerilemelerin bulunması ve betonun büzülmesi de olumlu olarak etki eder. Nervürlü çubuklardaki nervürler aderansı önemli ölçüde artırır.



Şekil 13

Donatı kenetlenmesi (donatı+beton), kenetlenme boyu (l_b): Kenetlenme boyu, donatı çubuğunun akma dayanımına eşit kenetlenme dayanımı sağlayabilen en küçük gömülme derinliğidir (TS500/2000).

Bir beton blok içerisine saplanmış bir çubuğun sıyrılmaya karşı gösterdiği direnç, donatının beton içerisindeki uzunluğuna bağlı olarak açıklanabilir. 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 uzunluğa (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 yüzürlü 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

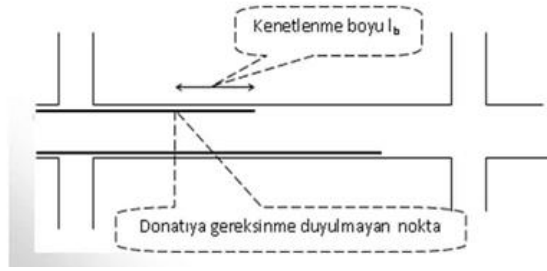
$$l_b = (0.12 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \cdot \phi) \geq 20 \cdot \phi$$

olarak verilmiş olup burada ϕ donatı çapını göstermektedir. Düz yüzeyli çubuklarda bu değer **iki katı** alınır. Donatı ucuna kanca veya fiyong yapılarak kenetlenme boyu $1/4$ oranında azaltılabilir.

Kenetlenme boyu yeterli hesaplanmış ise beton ile donatı arasındaki şekil değiştirmeler aynı olur.

Donatının Kenetlenmesi ve Düzenlenmesi

a) **Düz Kenetlenme:** Kenetlenme, donatının gereksinme duyulmayan noktadan düz olarak l_b kadar uzatılması ile sağlanabilir.



Şekil 14: Düz kenetlenme (Adil Altundal)

Donatı Bindirme boyu (donatı+donatı) (l_0)

Donatının kenetlenme boyu ile bindirme boyu farklı işlevselliği olan kavramlardır. Bindirme boyu denilirken, ek yapılan iki donatının birbirine eklendiği uzunluğun boyu kastedilir.

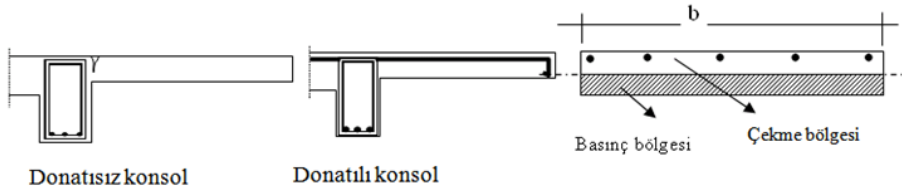
Kolon boyuna donatısı kolon orta bölgesinde ekleniyorsa, $l_0 \geq l_b$ olmalıdır.

Kolon boyuna donatılarının bindirmeli ekleri, kolonun serbest yüksekliğinin orta üçte birlik bölgesinde yapılacaktır. Bindirmeli ekinin boyu l_b 'den küçük olmayacaktır. Bindirmeli ek boyunca yerleştirilecek enine donatıların aralığı kolonun en küçük boyutunun (b) $1/3$ 'ünden ve 150 mm'den büyük olmayacaktır. TBDY Şekil 7.3.



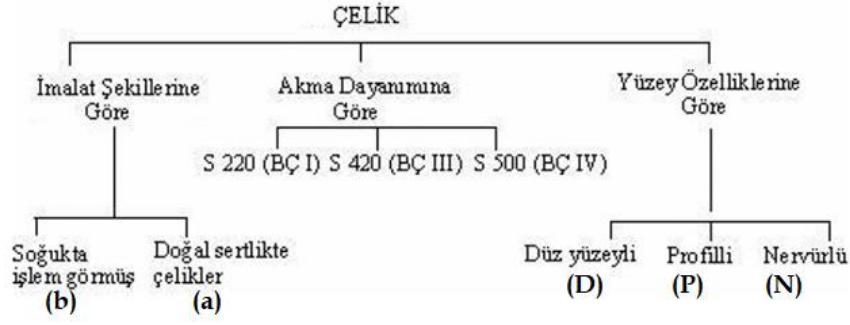
7-Donatı: ÇELİK (TS 708/2016)

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.

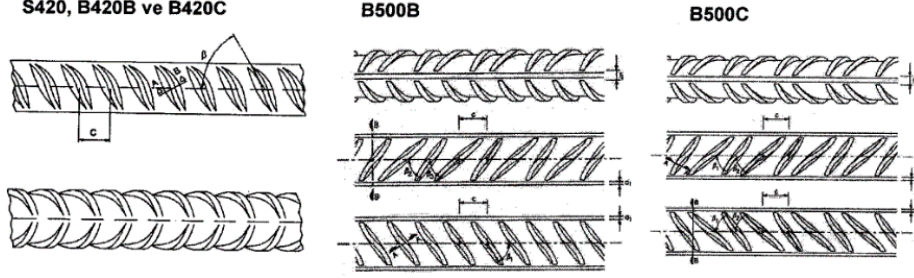


Şekil 15

Betonarmede kullanılan ve donatı olarak adlandırılan çelik, genellikle daire kesitli ve düz yada nervürlü 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 yüzü ya da nervürlü) belirtilmesi yeterlidir.



Şekil 16: Yapı çeliklerinin sınıflandırılması



Şekil 17: 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 çeliklerinin sınıflandırılması:

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/cm² 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)	$\geq 1,15$ $< 1,35$	1,08 (en az)	$\geq 1,15$ $< 1,35$	-
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_g (%)	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					

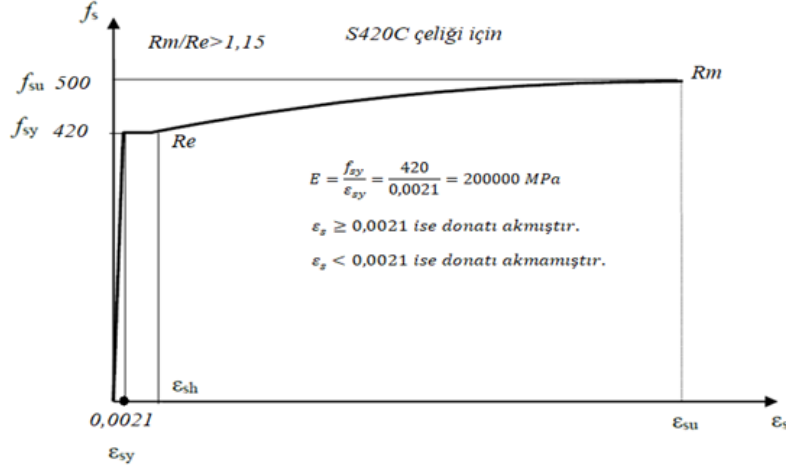
^a Soğuk mekanik işlem uygulanarak da imal edilebilir.

Donatı Çeliğinin Mekanik Özellikleri:

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

ϵ_s = Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirilmesi

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



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

$\epsilon = 0,003$ ise $\sigma_s = 600 \text{ N}_{mm^2}$ Donatı akar $\epsilon > \epsilon_{sy}$ ve $\sigma_s > f_{sy}$

$\epsilon = 0,01$ ise $\sigma_s = 2000 \text{ N}_{mm^2}$ Donatı akar $\epsilon > \epsilon_{sy}$ ve $\sigma_s > f_{sy}$

$\epsilon = 0,0001$ ise $\sigma_s = 20 \text{ N}_{mm^2}$ Donatı akmaz $\epsilon < \epsilon_{sy}$ ve $\sigma_s < f_{sy}$

Şekil 18 de görüldüğü gibi Doğal sertlikteki çelikte gerilme-şekil değiştirme eğrisi akma sınırına kadar doğrusaldır. Doğrusal değişim bölgesinde eğimin sabit olduğu ve elastisite modülü için $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ 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) gevrek. 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 “ A_s ” ile gösterilir.
- ❖ Son zamanlarda kanca yapmak yerine nervürlü çelik kullanılmakla aderans artırılma yoluna gidilmiştir.

Çelik hesap dayanımı, $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}}$, 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 $\gamma_{ms}=1.15$ olarak verilmiştir.

S220 çeliğinin kullanım oranı giderek düşmektedir.

- ❖ Donatı çeliğinin genleşme katsayısı betonunkiyle aynı olup bu değer $1 \times 10^{-5} \text{ cm/cm}^\circ\text{C}$ dir.
- ❖ Beton donatısı olarak kullanılacak çelikler TS 708 (2016)’ya uygun olmalıdır.

DONATININ GÖREVLERİ:

- 1-Dış etkiler sonucu yapısal elemanlarda oluşan çekme bölgelerindeki çekme gerilmelerini karşılamak
- 2-Yapısal elemanların basınç bölgelerinde basınç donatısı olarak kullanılmasıyla betonun taşıma gücüne katkıda bulunmak,
- 3-Yapısal elemanın kesitinde oluşan kesme kuvvetlerini betonla birlikte karşılamak
- 4-Betonun sünme ve şekil değiştirmelerini azaltma,
- 5-Çatlakların kontrol altına alınmasını sağlamak,
- 6-Sıcaklık değişimi, büzülme gibi etkilere dolaylı olarak oluşan çatlakları önlemek
- 7-Donatı kafesi oluşturularak betonu sarmak ve betonla birlikte çalışarak yükleri aktarmak,

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 ($R_m / R_e < 1.35$) ve eşdeğer karbon oranının %0.55’i geçmemesi koşulu ile S420 beton çeliği de kullanılabilir.

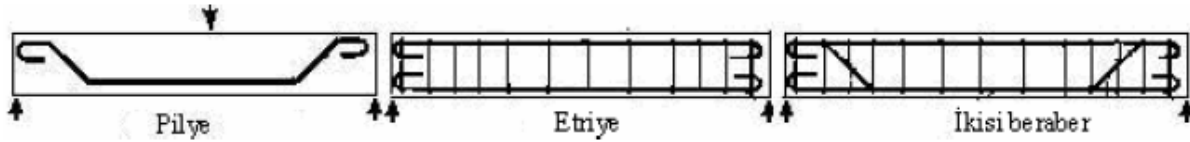
Donatı Kafesi: donatının, beton dökülürken projede öngörülen konumunu değiştirmemesi için kendi içinde rijit bir kafes oluşturması gerekir. Bu oluşumda boyuna donatı (esas ve montaj donatısı) ile enine donatı (sargı donatısı) birbirlerine çelik bağ teli ile sıkıca bağlanırlar.

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 $\phi 14 \sim 16$, kirişlerde $\phi 12$ 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 5 ϕ olacaktır. Kancaların uç düz boyu kıvrımdaki son teğet noktasından itibaren, nervürlü çubuklarda 6 ϕ ve 80 mm’den küçük alınmayacaktır.

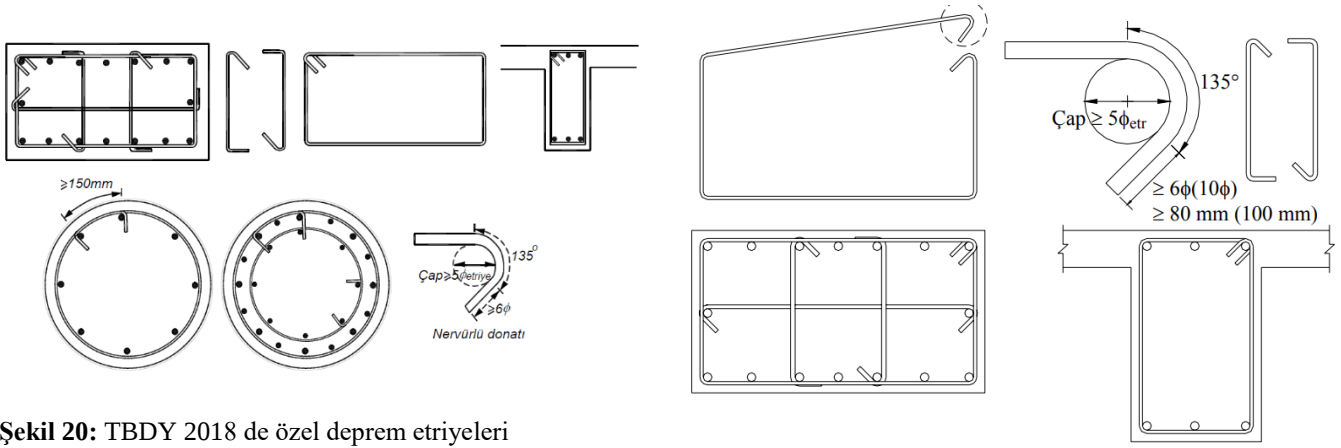
7.2.8.2 – Özel deprem etriyeleri boyuna donatıyı dıştan kavrayacak ve kancaları aynı boyuna donatı etrafında kapanacaktır. Özel deprem çirozlarının çapı ve aralığı, etriyelerin çap ve aralığı ile aynı olacaktır. Çirozlar, her iki uçlarında mutlaka boyuna donatıları ve dış etriyeyi saracaktır. Etriyeler 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 elemanlarda 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

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

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

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

$$1\text{Ø}20 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad A_s = 22 \times 3,14 = 69,08 \text{ cm}^2$$

3- $A_s = 48,16 \text{ cm}^2$ ise donatı çap ve sayısını bulunuz (Ø18). (Tablo 3)

$$n = \frac{A_s}{1\text{Ø}18} = \frac{48,16}{2,54} \cong 19 \text{ adet} \quad 19\text{Ø}18$$

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.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}, \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot w \cdot d}, \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \text{ boyutsuz} \quad A_s = \rho \cdot b \cdot h \dots \text{cm}^2 \quad \text{Tablalı kesitlerde} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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.

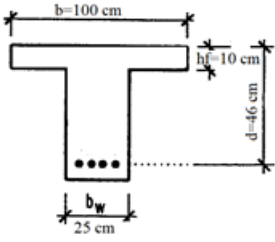
ÖRNEKLER:

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

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

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

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h = 0,01 \cdot 30 \cdot 60 = 18 \text{ cm}^2 \quad \text{seçilen } 9\text{Ø}16, \quad 4\text{Ø}24 \text{ gibi}$$

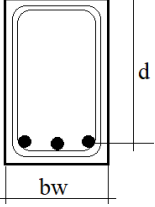


3-Verilen tablalı kesitin çekme donatısını 0,0120 oranında seçiniz (Ø22).

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

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

$$n = \frac{55,2}{3,80} = 15 \text{ adet } 15\text{Ø}22$$



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.

$$\rho_{min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

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 çatlamlar 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 dördttür**, 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.
- Kiriş açıklıklarına basınç tarafına **montaj donatısı** konur.
- Kiriş açıklığından gelen donatılar mesnetteki momenti karşılamazsa, mesnetlere **ek donatı** konur.
- Kesme kuvvetlerini karşılamak ve oluşturduğu çatlakları sınırlamak için **enine donatı (sargı (ettriye, fret))** kullanılır.
- Betonarme eleman (kiriş, kolon, döşeme), iyi donatılsa dahi, çatlar. Ancak bunlar kılcal (**zararsız**) çatlaklardır.

Tablo 7: Donatı enkesit alanları A_s

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 kullanılabilirliğini 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.

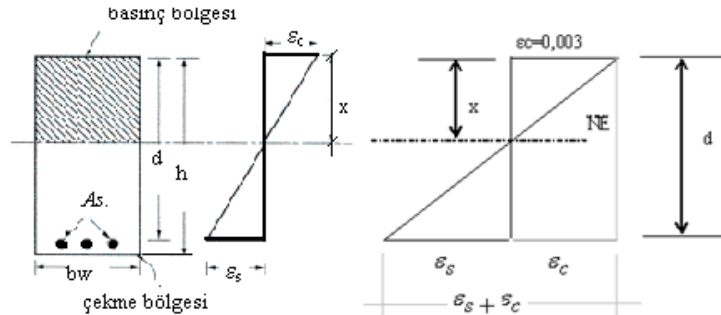
TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİNDE YAPILAN VARSAYIMLAR

1-Beton çekme kuvvetini almaz, çekme kuvvetini donatı karşılar.

2-Betonarme bir kesitte oluşan deformasyonlar (şekil değiştirmeler) tarafsız eksen den uzaklığıyla doğru orantılıdır. Deformasyonlar tarafsız eksen den 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

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}, \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\sigma_c \cdot E_s = \sigma_s \cdot E_c$$

$$\sigma_s = \sigma_c \frac{E_s}{E_c}$$

$$\sigma_s = n \sigma_c$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{x}{d-x} \quad \text{veya} \quad \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s + \varepsilon_c} = \frac{x}{d}$$

bu ifadelere uygunluk şartı denilir.

n=beton ve çelik elastikiyet modülleri arasındaki oran.

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

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

5-MALZEME VE YÜK KATSAYILARI: Yapının (malzemenin) gerçek dayanımını “D”, yük etkisini ise “Y” ile gösterelim. $D \geq Y$ 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.

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

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

5.1. MALZEME KATSAYILARI

Betonarmeyi oluşturan malzeme beton ve çeliktir. Malzeme dayanımları zamanla azalır. Bu olumsuz durumu ortadan kaldırmak için malzemelerin deneylerle elde edilmiş karakteristik dayanımları bir güvenlik katsayısına bölünerek, malzeme dayanımı daha az kabul edilir. Böylece kesit ve donatı hesabı gibi yapısal hesaplar daha güvenilir hale getirilmiş olur.

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 $\gamma_{mc}=1.5$

Prefabrik betonlar için $\gamma_{mc}=1.4$

Kalite kontrolünün yapılamadığı şantiye koşullarında, $\gamma_{mc}=1.7$ olarak alınır.

Beton dayanım sınıfı arttıkça beton malzeme katsayısı artar mı azalır mı? Bunun sebebi nasıl açıklanabilir?

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.

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

Yapıya etkimesi beklenen yüklerin birden fazlası aynı anda ve maksimum seviyede etkiyebilir. Bunu yapısal hesaplarda öngörmeliyiz.

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 etkiye 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,

$$F_d = 1,4G + 1,6Q \quad (1)$$

$$F_d = 1,0G + 1,2Q + 1,2T \quad (2)$$

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 1 ve Denklem 2 ile birlikte,

$$F_d = 1,0G + 1,3Q + 1,3W$$

$$F_d = 0,9G + 1,3W$$

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

$$F_d = 1,0G + 1,0Q + 1,0E$$

$$F_d = 0,9G + 1,0W$$

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

$$F_d = 1,4G + 1,6Q + 1,6H$$

$$F_d = 0,9G + 1,6H$$

- 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.

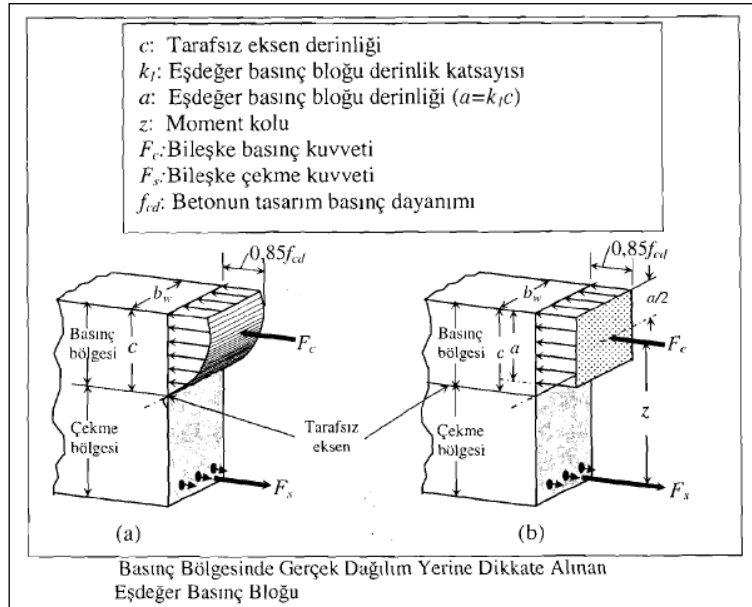
6-Beton ve çelikte oluşan gerilmeler zamana bağlı olarak değişir. Yorulma ve yüklerin zamanla artması buna sebep olur.

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

8-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 ($F_T = A_s \cdot f_y d$) basittir. Çekme kuvvetlerinin bileşkesinin şiddetini (F_T) ve etkiye noktası bilinmektedir. Oysa basınç bölgesindeki kırılma anındaki gerilme dağılımı şekil değiştirme ile orantılı değildir ve paraboliktir. Basınç bölgesinin alanı, beton sınıfına, etkiyen yükün şiddetine göre değişir. Bu yüzden, basınç bölgesinin alanını ve beton basınç kuvvetleri bileşkesinin (F_c) etkiye yerinin hesaplamak zordur.

Kesitin eğilme dayanımını belirleyen iki büyüklük; basınç kuvvetleri bileşkesinin değeri ve etkiye 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)



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.

ϵ_c =Beton için, tarafsız eksenin en dış basınç lifindeki en büyük ezilme birim şekil değiştirmesi=0,003 kabul edilmiştir.

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} \quad \epsilon_c = 0.003 \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \sigma_s = f_{yd} \quad E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2 \text{ ise,}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_{yd}}{20000}}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{60}{60 + f_{yd}} \text{ kN/cm}^2 \text{ veya } \frac{x}{d} = \frac{6000}{6000 + f_{yd}} \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{60}{60 + f_{yd}} \cdot d \text{ cm Tarafsız eksenin en dıştaki basınç lifine uzaklığıdır.}$$

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

Cevap:

$$x = \frac{60}{60 + 19,1} \cdot 48 = 36,40 \text{ cm} ; a_b = k_1 x = 0,79 \cdot 36,40 = 28,76 \text{ cm}$$

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

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.

$a=0.85 \cdot x$ olur. O halde,

$$a = k_1 \cdot C = \frac{60}{60 + f_{yd}} \times d \times 0.85 \text{ olur. (1)}$$

Kesite etkiyen eğilme momenti ve kesitin diğer özellikleri biliniyorsa;

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \text{ cm.}$$

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.

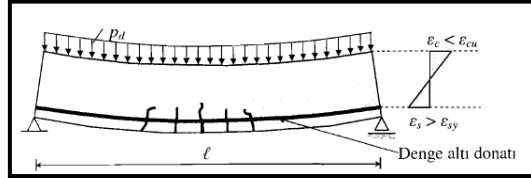
-Beton ezilmeden donatı akmaya başlar. $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$ ve $\sigma = f_{yd}$

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

-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 geldiği için, onarım, güçlendirme, konutun boşaltılması ve gibi müdahaleye imkân verir.

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



Şekil 23

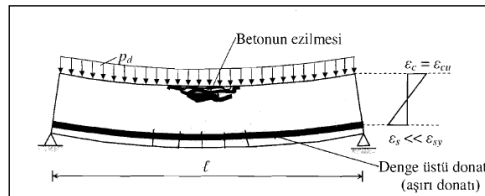
Sünek davranışı sağlamak için; • Yönetmelik şartları mutlaka yerine getirilmeli, • Bilhassa kolon boyutlarında cömert davranılmalı, eksenel yük düzeyi düşük tutulmalı, • Sık sargı donatısı (etriye, fret) kullanılmalı, • Beton ile çelik arasındaki aderansın daha etkin olması için donatılar nervürlü olmalı, • L, Z, T gibi kesitlerden olabildiğince kaçınılmalıdır.

2- Basınç kırılması (denge üstü) $\rho > \rho_b$, $N_d > N_b$, $K > K_m$ veya $e < e_{min}$ küçük dışmerkezlilik 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** kırılma.

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

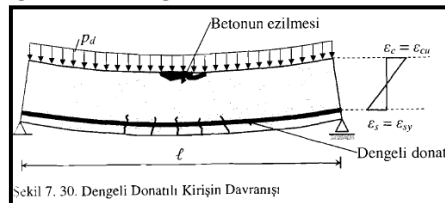
Bu kırılmanın gerçekleştiği kirişe denge üstü kiriş, bu kırılmaya neden olan donatı oranı ise denge üstü donatı oranı olarak adlandırılmaktadır. Bu şekilde donatılan kirişte çok fazla donatı var demektir. Gevrek kırılma istenmeyen bir davranış biçimi olduğundan, yönetmeliklerde kirişlerde kullanılacak 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. $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$ ve $\sigma = f_{yd}$ $\epsilon_{cu} = 0.003$, 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 değeri $e = M/N$ 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,

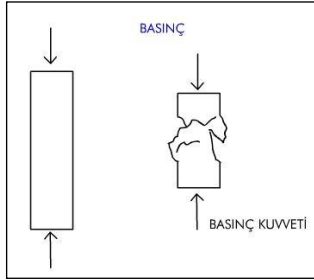
Tanım	Donatı oranı	Kırılma biçimi
Dengeli	$\rho = \rho_b$	Gevrek kırılma
Denge üstü (basınç kırılması)	$\rho > \rho_b$	Gevrek kırılma, önce basınç bölgesindeki beton kırılır

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?



Şekil 26

Normal kuvvet, kesitin tam ağırlık merkezinden geçiyor ve bütün lifleri eşit şekilde kısaltmaya 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.

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. Sadece eksenel düşey yük etkiyorsa eksenel yüklü kolon söz konusudur. Günümüz yönetmeliklerinde kolonların sadece eksenel basınç yüküne göre boyutlandırılması yasaklanmış olup, hesap sonucunda moment yok denecek kadar küçük çıksa dahi, boyutlandırmada belirli bir eksantriklik (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:

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

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 taşıyıcı sistemin en önemli elemanıdır. Genel olarak bir eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momentinin etkisi altında olurlar. Bu etki şekline bileşik eğilme denilir. Bir de sadece ön boyutlandırma hesaplarında kullanılan ve sadece eksenel yükün etkidiği varsayılan eksenel yüklü kolonlar vardır. Bu bölümde eksenel yüklü kolonlar incelenecektir.

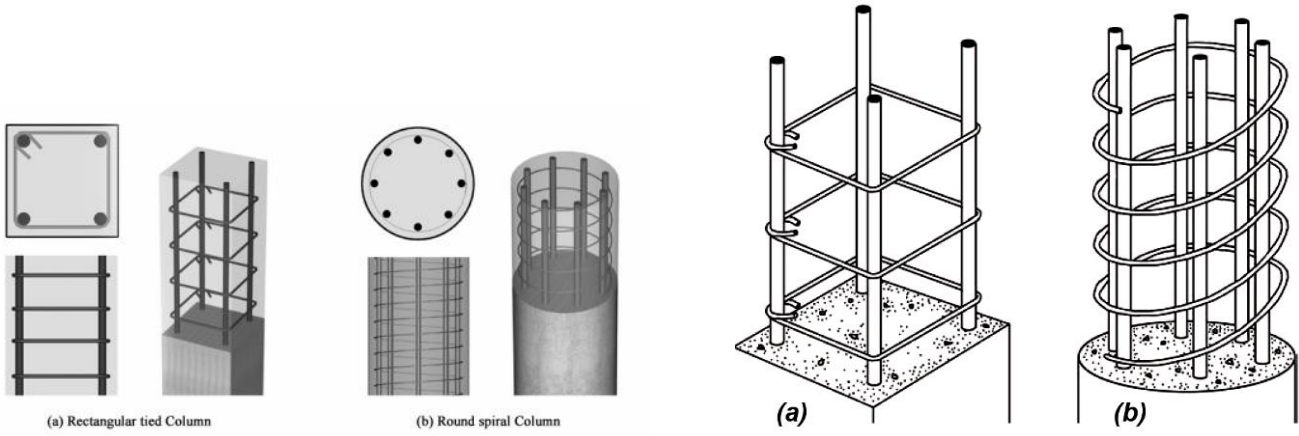
Kolonlar, etkime şekli açısından ikiye ayrılır.

1-Eksenel kuvvet etkisi altındaki kolonlar $N \neq 0$, $M=0$

2-Bileşik eğilme etkisi altındaki kolonlar $N \neq 0$, $M \neq 0$

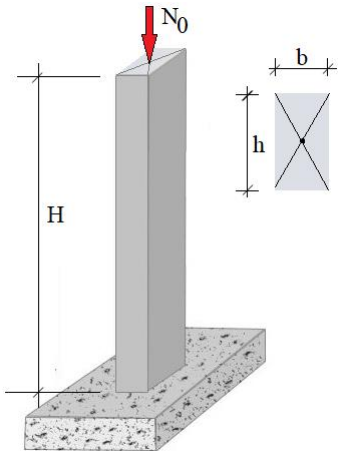
Kullanılan donatı tipine göre

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



Şekil 27. a) Etriyeli kolon b) Spiral sargılı kolon

EKSENEL KUVVET ETKİSİ ALTINDAKİ ETRİYELİ KISA KOLONLARIN TAŞIMA GÜCÜ



Kendi ağırlığı ve kirişlerden gelen yüklerin oluşturduğu düşey yükün kolon kesitinin tam ortasına etkidiği varsayılan kolonlardır. Kolonun bütün en kesiti basınca çalışır. Kolon kesitinin ağırlık merkezine etkidiği varsayılan basınç yükü, beton ve çelik boyuna donatı tarafından karşılanacaktır. Eksenel kuvvet etkisi altındaki bir kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü; ($M=0$), ($N \neq 0$) şu şekilde elde edilir.

$N_0 = N_c + N_s$ (Eksenel kuvvet= Betonun taşıyacağı+ Boyuna donatının taşıyacağı)

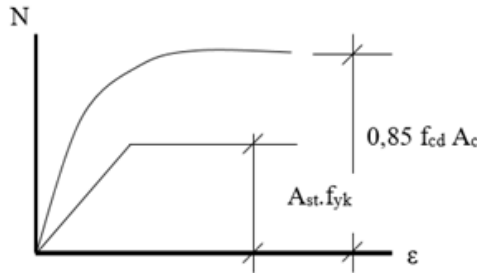
$$\sigma_c = \frac{N_c}{A_c} \rightarrow N_c = \sigma_c \cdot A_c$$

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_{st}} \rightarrow N_s = \sigma_s \cdot A_{st}$$

$$N_0 = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_{st}$$

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.



Şekil 28: Kırılma anında beton ve çeliğin, yük / şekil değiştirme ilişkisinin şu şekilde olduğu tespit edilmiştir

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

$$N_0 = \phi(0,85 f_{cd} A_c + f_{yd} A_{st})$$

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 da hesaplanabilir.

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

$N_0 = \phi(0,85 f_{cd} A_c + f_{yd} A_{st})$ burada A_{st} yerine ($\rho_t A_c$) yazılırsa,

$$N_0 = 0,85 f_{cd} A_c + \rho_t A_c f_{yd} \quad \text{elde edilir. Buradan,}$$

$N_o = A_c \cdot (0.85 f_{cd} + \rho_t \cdot f_{yd})$ elde edilir.

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

$N_o = A_c \cdot f_i \dots$ Kg, ton, kN olur.

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

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

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. 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. $(A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.40 f_{ck}})$, şartı sağlanamamış. (TBDY 7.3.1.2.)
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

Kolonların girişlerden daha güçlü olma koşulu her zaman sağlanmaya çalışılmalıdır (7.3.5).

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.

-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)*

-Perdeler, planda uzun kenarının kalınlığına oranı en az ALTI olan düşey taşıyıcı sistem elemanlarıdır (7.6.1.2).

- 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, dikdörtgen ve U, L ve T gibi perdelerin gövde bölgesindeki perde kalınlığı kat yüksekliğinin 1/16'sından ve 250 mm'den küçük olmayacaktır.
- Taşıyıcı sistemi perdelerden oluşan binalarda gövde bölgesindeki perde kalınlığı binadaki en yüksek katın kat yüksekliğinin 1/20'sinden ve 200 mm'den az olmayacaktır. (7.6.1.3)
- Kolonun bürüt en kesit alanı ($A_c \geq \frac{N_{dm}}{0.40 f_{ck}}$) şartını sağlamalıdır. Perdelerde 0.35 alınır. (TBDY 7.3.1.2.)
- Tasarımda, kolon kesitleri kiriş kesitlerinden büyük seçilmelidir.
- Boyuna donatılar bir birlerine çiroz donatı ile bağlanmalıdır (Şekil 29)

2- Donatı ortamı ve miktarı ile ilgili koşullar

- ⌚ Kolon boyuna donatı oranı $\rho \leq 0.04$ 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 $4\phi 16$ veya $6\phi 14$ olmalıdır.
- ⌚ Kolon paspayı (d) iç kolonlarda 2cm, dış kolonlarda 2,5 cm dir.

3- Enine donatı koşulları

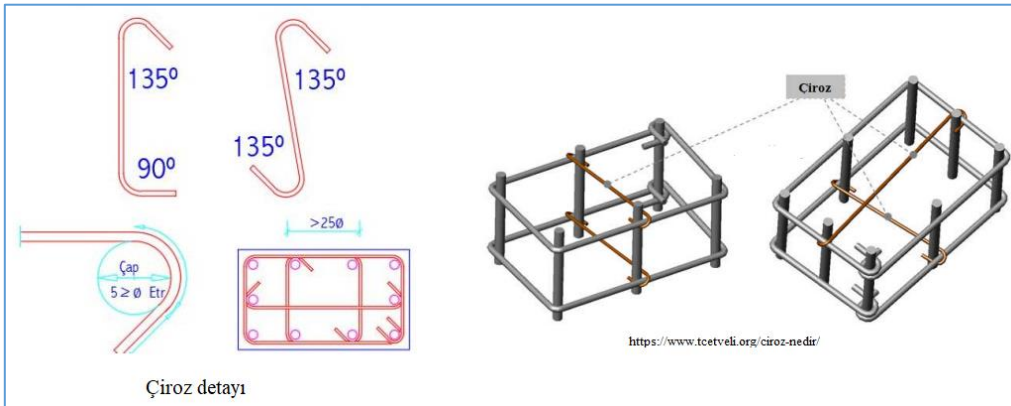
- ⌚ Etriye çapı, boyuna donatı çapının 1/3 ünden az olmamak şartıyla $\phi 8$ mm dir.
- ⌚ Etriye aralıkları (t), boyuna donatı çapının 12 katından az veya 20 cm olmalıdır. Sargı bölgesi dikkate alınmalıdır.

Bütün kolonlarda

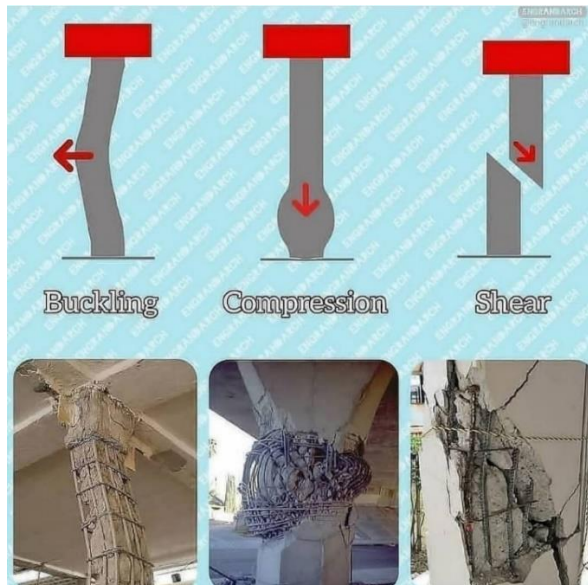
$$N_d \leq 0,6 f_{ck} A_c \dots \dots \dots TS500/2000$$

$$N_d \leq 0,4 f_{ck} A_c \dots \dots \dots TBDY 2018$$

şartı sağlanmalıdır.



Şekil 29



Şekil 30

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.

C16/S220 (TBDY'ye göre kullanımı yasak)

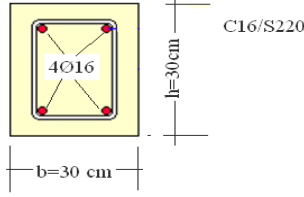
$$\frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1,1}{19,1} \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ (tablodan veya hesap ile)}$$

$$N_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}$$

$$N_o = (0,85 \times 1,1 \times 30 \times 30) + 19,1 \times 8,04$$

$$N_o = 841,5 + 153,56 = 995,064 \text{ kN} \sim 99,5 \text{ ton}$$



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

$$\alpha = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}} = \frac{841,5}{995} = 0,85$$

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

Verilenler:

$$b/h = 30/60$$

$$C20/S420$$

$$\text{Boyuna donatı } 6\text{Ø}20$$

$$\frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1,3}{36,5} \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 18,84 \text{ cm}^2 \text{ (tablodan veya hesap ile)}$$

$$A_c = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$N_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}$$

$$N_o = 0,85 \times 1,3 \times 1800 + 36,5 \times 18,84 = 1989 + 688 = 2677 \text{ kN}$$

$$N_o = 2677 \text{ kN} \sim 267,7 \text{ ton}$$

Eksenel yük düzeyi:

$$\alpha = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}} = \frac{1989}{2677} = 0,74$$

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.

$$N_d = 1200 \text{ kN} = 120 \text{ ton}$$

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

$$C16/S220$$

$$\rho_t = 0,01 \text{ (kesitteki toplam donatı oranı)}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = ?$$

ÇÖZÜM

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

$$f_i = 0,85 \cdot 1,1 + 0,01 \cdot 19,1$$

$$f_i = 1,126 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_d = A_c \cdot f_i$$

$$1200 = A_c \cdot 1,126 \rightarrow A_c = 1065,7 \text{ cm}^2 \rightarrow A_c = b \cdot h \text{ olduğundan} \quad 1065,7 = 30 \cdot h \rightarrow h = 35,5 \sim 40 \text{ cm kabul edilir.}$$

Boyuna donatı hesabı,

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \rho \cdot A_c \rightarrow 0,01 \cdot 30 \cdot 40 = 12 \text{ cm}^2 \text{ seçilen (tablodan)} \quad 6\text{Ø}16 \quad (12,06 \text{ cm}^2) \text{ enine donatı (tablodan)} \quad \text{Ø}8/19$$

Bu boyutlandırmaya göre kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

$$N_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}$$

$$N_o = 0,85 \times 1,1 \times 1200 + 19,1 \times 12,06$$

$$N_o = 1352,34 \text{ kN} \sim 135,2 \text{ ton}$$

$$\text{Eksenel yük düzeyi: } \alpha = \frac{0,85.f_{cd}.Ac}{0,85.f_{cd}.Ac + f_{yd}.A_{st}} = \frac{1122}{1352} = 0,83$$

ÖRNEK 4. Kısa kenarı $b=30$ cm olan etriyeli kolonun $N_d=100$ ton (1000kN) luk bir eksenel kuvveti taşıması isteniyor.

Boyuna donatı oranı $\rho=0,015$ kabul ederek,

a-Kolonun diğer boyutunu hesaplayınız.

b-Boyuna ve enine donatısını hesaplayınız.

c- Kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü hesaplayınız.

C20/S420

ÇÖZÜM

$$N_d = A_c \cdot f_i$$

$$N_d = A_c \cdot (0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd})$$

$$1000 = A_c \cdot (0,85 \cdot 1,3 + 0,015 \cdot 36,5)$$

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

$$A_c = b \cdot h \text{ olduğundan} \quad 900 = 30 \cdot h \rightarrow h = 30 \text{ cm hesaplanır.}$$

Boyuna donatı hesabı,

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \rho \cdot A_c \rightarrow 0,015 \cdot 30 \cdot 30 = 13,50 \text{ cm}^2$$

Seçilen ($\emptyset 18$) 6 $\emptyset 18$ ($15,26 \text{ cm}^2$) enine donatı $\emptyset 8/15$

Bu boyutlandırmaya göre kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

$$N_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}$$

$$N_o = 0,85 \times 1,3 \times 900 + 36,5 \times 15,26$$

$$N_o = 1551,49 \text{ kN} \sim 156 \text{ ton} > N_d = 1000 \text{ kN} = 100 \text{ ton.}$$

ÖRNEK 5. Kötü şantiye koşullarında yapılacak bir yapıda betonarme malzemesi olarak C20/S220 kullanılacaktır.

Beton malzeme katsayısı $\gamma_{mc} = 2,0$ olarak öngörülmüştür. $N_d = 100$ ton luk bir eksenel kuvveti $\rho=0,01$ 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)

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

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

$$f_i = (0,85 \cdot 100 + 0,01 \cdot 1910) \quad f_i = 104,1 \text{ kg/cm}^2 \quad 1,04 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_d = A_c \cdot f_i$$

$$100000 = A_c \cdot 104,1$$

$$A_c = 960,61 \text{ cm}^2$$

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

b)Enine ve boyuna donatı hesabı

$$A_c = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_c \rightarrow 0,01 \times 1225 = 12,25 \text{ cm}^2$$

Seçilen boyuna donatı 8 $\emptyset 14$ dür. Enine donatı $\emptyset 8/17$ dir.

C) Bu şekilde donatılmış kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü

$$N_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}$$

$$N_o = 0,85 \times 100 \times 1225 + 1910 \times 12,32$$

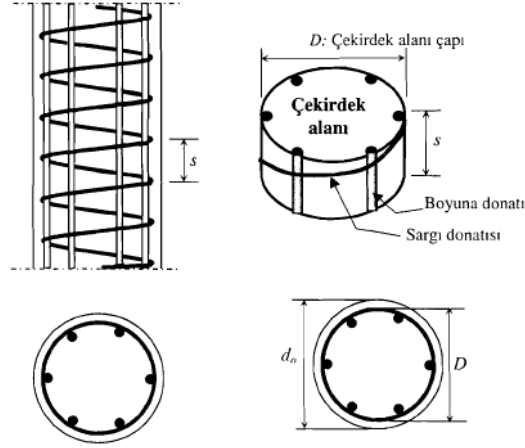
$$N_o = 127500 \text{ kg} > N_d = 100 \text{ ton.} \quad N_o > N_d$$

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 taşıtırılmayacak 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.



Şekil 33

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.

$$N_o = 1.10 (0.85 f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}) = 1.10 A_c \cdot f_i$$

$$A_c = \pi \frac{d^2}{4} \text{ cm}^2$$

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

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

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

S, fret adımı olmak üzere,

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

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

Misal: Fretli kolonun toplam boyuna donatı oranı $\rho_t=0.02$ 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.

$$N_0 = 1.10(0.85 f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}) = 1.10 A_c \cdot f_i$$

$$A_c = \pi \frac{d^2}{4} \text{ cm}^2 \quad A_c = \pi \frac{40^2}{4} = 1257 \text{ cm}^2 \quad f_i = 0.85 \cdot 130 + 0.02 \cdot 1910 = 148.7 \text{ cm}^2 \text{ bulunur.}$$

$$N_0 = 1.10 \cdot A_c \cdot f_i \text{ ifadesinden } N_0 = 1.10 \cdot 1257 \cdot 148.7 = 205607 \text{ kg hesaplanır.}$$

Boyuna donatı hesabı,

$$A_s = \rho_t \cdot A_c \quad A_s = 0.02 \cdot 1257 = 25.14 \text{ cm}^2 \text{ seçilen } 8\phi 20$$

Fret hesabı

İdeal fret % si (hacimsel oranı)

$$\rho_s = 0.45 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \cdot \left[\left(\frac{d}{D} \right)^2 - 1 \right] = 0.45 \cdot \frac{130}{3650} \cdot \left[\left(\frac{40}{35} \right)^2 - 1 \right] = 0.0049$$

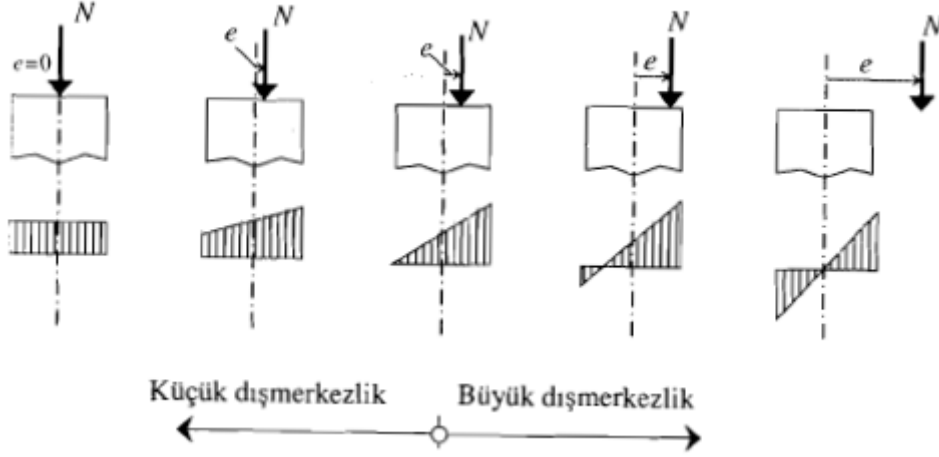
$\phi 8$ fret kullanılacak olsa $A_0 = 0.5 \text{ cm}^2$ dir buna göre, fret adımı S ,

$$S = \frac{4A_0}{\rho_s D} = \frac{4 \cdot 0.5}{0.0049 \cdot 35} = 11.66 \text{ cm} > \frac{D}{5} = \frac{35}{5} = 7 \text{ cm} \text{ fret } \phi 8/7 \text{ dir.}$$

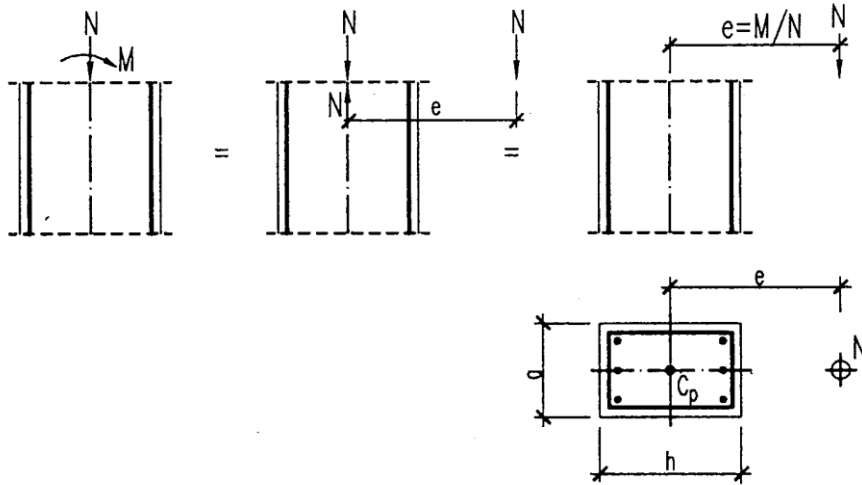
ETRİYELİ KISA KOLONLARIN BİLEŞİK EĞİLMEYE GÖRE HESABI

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 (X_p) dışında bir noktaya etkimesidir



Şekil 34



Şekil 35: Bileşik eğilme etkisinde M ve N yerine eşdeğer eksantrik N kuvveti

Simetrik Donatılı Kolonlar

Bu bölümde boyuna donatısı sadece iki yüzüne yerleştirilmiş, ara donatısı olmayan dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü incelenecektir. Betonarme kolonlarda sünme etkisi son derece önemli olduğundan kesitin iki yüzüne eşit donatı yerleştirilmesi benimsenmektedir.

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. Simetrik donatılı kolonlarda çekme donatısı enkesit alanı, basınç donatısı enkesit alanına eşittir. Bu ders notunda kullanılan KED ler simetrik donatılı kolonlar için hazırlanmış abaklardır.

$$A_s = A_s' \quad \rho = \rho' \quad A_{st} = A_s + A_s'$$

Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Kolonun Taşıma Gücü ve Karşılıklı Etki Diyagramları

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

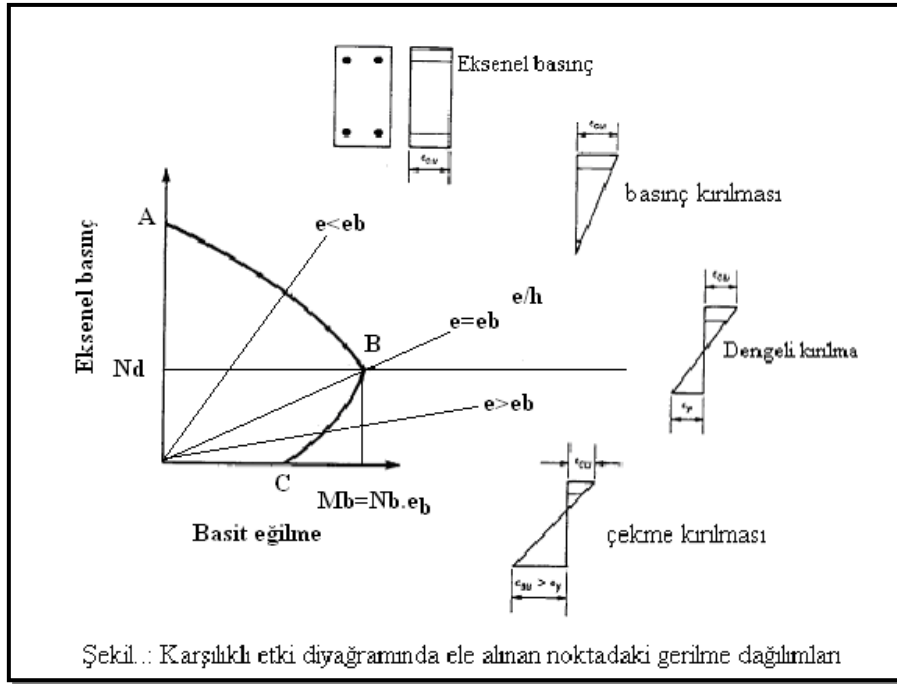
$N=0, M=0$ (Yüksüz kolon, teorik ve pratik olarak böyle bir durum olamaz)

$N \neq 0, M=0$ (Eksenel basınç etkisindeki kolon, Bileşik eğilmede limit durumdur)

$N \neq 0, M \neq 0$ (Bileşik eğilme)

$N=0, M \neq 0$ (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.



Eğriler incelenerek aşağıdaki yorumlar yapılabilir:

- $N \neq 0, M=0$ Normal kuvvetin en büyük değerinde moment taşıma gücü sıfırdır ve kırılma kesin olarak gevrek olacaktır.
- $N=0, M \neq 0$ Normal kuvvetin sıfır olması durumunda kolon tamamen bir kiriş gibi davranır ve kırılma kesin olarak sünek olacaktır.
- $N \neq 0, M \neq 0$ Normal kuvvet sıfırdan belli bir düzeye kadar artarken moment taşıma 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.

$$\text{Max } N_d \leq 0.9 f_{cd} A_c \text{ (TS 500-2000)} \quad \text{Max } N_d \leq 0.5 f_{ck} A_c \text{ (Dep. Yön. - 2007)} \quad N_d \leq 0.4 f_{ck} A_c \quad \text{TBDY 2018}$$

Bileşik eğilme durumunda, eksenel basınç halinde kullanılması öngörülen $N_o = A_c \cdot f_i$ 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, dışmerkezlilik minimum bir değerden az olmayacak biçimde kolonların boyutlandırılmasını öngörülmektedir.

Etriye kolonlarda $e=15+0.03h \text{ mm}$ olarak alınır.

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.

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

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

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. $M=0$ dır.

$$M=0, N \neq 0, N_o = \varphi(0,85.f_{cd}.A_c + f_{yd}.A_{st})$$

4-B noktası: Kolonun dengeli kırılma durumunu gösterir. $\rho=\rho_b$ Dengeli kırılma hesaplarında alt indis "b" dir. (balance) $M \neq 0, N \neq 0$ bu durumda kolonun dengeli kırılmaya yol açan eksenel kuvvet ve moment şu ifadeler ile hesaplanabilir.

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

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

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

5-C noktası: $M \neq 0, N=0$, 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,

$$F_T = A_s \cdot f_{yd}$$

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

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

$$M_r = 0,85.f_{cd}.b.a.(d - 0,5a) + A_s \cdot \sigma_s' \cdot Z_s \quad Z_s = (d - 2d')$$

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.

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

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

$$e = \frac{M}{N} \cdot du \cdot \frac{e}{h} \cdot ise \frac{M}{N \cdot h} = \frac{M}{b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot h} = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \beta$$

BOYUTSUZ SAYILAR

1-Donatı oranı

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

2-Mekanik Donatı oranı:

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

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

$$\alpha = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \rightarrow N_r = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$$

Eksenel yük düzeyi:

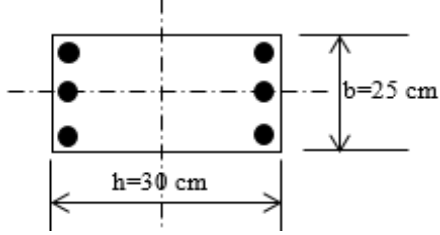
$$\alpha = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}}$$

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

$$\beta = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow M_r = \beta \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$$

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 (Bu malzeme kombinasyonunun betonarme yapı elemanı yapımında kullanımı yasaktır)

$$A_s = A_{s'} = 3\phi 16$$

$$d' = 2,5 \text{ cm}$$

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

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.

$$N_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a_b$$

$$a_b = 0,85x$$

S220 için $a_b = 0,644 \cdot d$ daha önce hesaplanmıştı

$$a_b = 0,644 \cdot 27,5 = 17,71 \text{ cm}$$

$$N_b = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 17,71 = 413,97 \text{ kN}$$

Dengeli kırılmaya yol açan Moment (M_b),

$$M_b = N_b \frac{(h - a_b)}{2} + A_{s'} \cdot f_{yd} \cdot Z_s \quad A_{s'} = 3\phi 16 \text{ için Tablodan } 6,03 \text{ cm}^2$$

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

$$M_b = 5423 \text{ kNcm}$$

$$e_b = M_b / N_b = 5423 / 413,97 = 13,10 \text{ cm (dengeli kırılma durumunda dış merkezlik)}$$

Karşılıklı etki diyagramları yardımıyla çözüm.

Abak seçimi;

$$\frac{Z_s}{h} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ ve S220 için abak 1}$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{6,03}{25 \cdot 30} \cdot \frac{19,1}{1,1} \cong 0,14$$

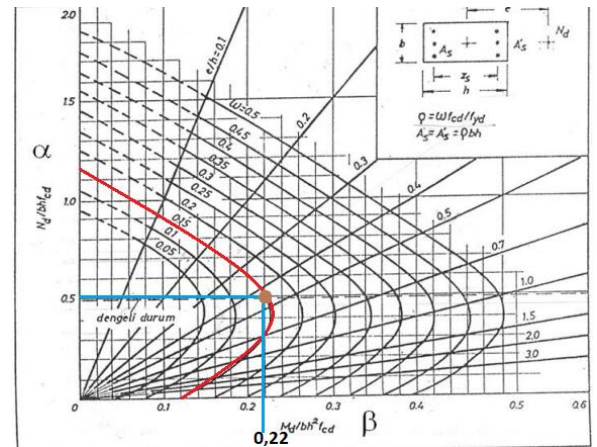
Abak 1 de en yakın mekanik donatı oranı $w=0,15$ olarak kabul edildi. (Okuma kolaylığı açısından)

$W=0,15$ ve dengeli kırılma için $\alpha=0,5$ (y) ve $\beta=0,22$ (x) okunur

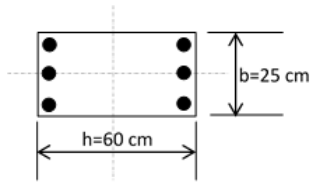
$$\alpha = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Rightarrow N_b = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 25 \cdot 30 \cdot 1,1 = 412,5 \text{ kN}$$

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

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



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.



C16/S220

$$A_s = A_{s'} = 6\phi 18$$

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

$$d' = 4 \text{ cm} \quad Z_s = 60 - (2 \times 4) = 52 \text{ cm}$$

ÇÖZÜM.

Abak seçimi;

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

Bu kolona ait mekanik donatı oranını belirleyen radyal çizgi hangisi?

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{15,26}{25 \cdot 60} = 0,01$$

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

veya

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{15,26}{25 \cdot 60} \cdot \frac{19,1}{1,1} = 0,18 \sim 0,20 \text{ alınabilir}$$

A noktası: Eksenel kuvvet taşıma gücü (M=0)

$$\alpha = 1,2 \quad N_r = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 1,2 \cdot 25 \cdot 60 \cdot 1,1 = 1980 \text{ kN} \dots \text{veya}$$

$$N_o = \phi(0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{st}) = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 60 + (15,26 \times 2) \cdot 19,1 = 1985 \text{ kN olur}$$

B noktası: Dengeli kırılma durumu: (Nb, Mb) (önceden çıkarılmış olan dengeli kırılma ile ilgili formüllerle de hesaplanabilir.) Kolonu dengeli kırılma durumuna getiren Nb ve Mb değerleri,

$$\alpha = 0,5, \beta = 0,26 \text{ (yaklaşık okundu)}$$

$$N_b = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 25 \cdot 60 \cdot 1,1 = 825 \text{ kN}$$

$$M_b = \beta \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,255 \cdot 25 \cdot 60^2 \cdot 1,1 = 25245 \text{ kNcm}$$

$$e/h = \frac{(25245/825)}{60} = 0,51 \text{ (abaktan sağlaması gerekir)}$$

C noktası: Basit eğilme (Mb), N=0

$$\beta = 0,17 \text{ okundu}$$

$$M_r = \beta \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,17 \cdot 25 \cdot 60^2 \cdot 1,1 = 16830 \text{ kNcm}$$

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

MİSAL: Verilenler: C25/S420 $d'=2$ cm. $b/h=30/60$ $A_s=A_s'=5\phi 20$

İstenenler: Bileşik eğilme etkisi altındaki kolonun

a-Eksenel kuvvet taşıma gücünü $N_r=?$

b-Kolonu dengeli kırılma durumuna getiren N_b ve M_b değerlerini

c- Basit eğilme durumunda $M_r=?$

d- $e=20$ cm ise $N_r=?$ ve $M_r=?$ Değerlerini hesaplayınız.

ÇÖZÜM:

Önce ABAK seçilir

$$\frac{Z_s}{h} = \frac{(h - 2d')}{h} = \frac{(60 - (2 \cdot 2))}{60} = 0,93 \text{ ve S420 için ABAK 4}$$

Kolonun donatısı bilindiği için “ ω ” mekanik donatı oranı belirlenir.

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{15,71}{30 \cdot 60} \cdot \frac{36,5}{1,7} = 0,187 \approx 0,20 \text{ alabiliriz.}$$

ABAK 4 den $\omega=0,20$ radyal çizgisinin belirlediği yerden gerekli α ve β katsayıları okunur.

Bu katsayılardan faydalanarak

a- Kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü ($M=0$)

$$N_r = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 1,25 \cdot 30 \cdot 60 \cdot 1,7 = 3825 \text{ kN}$$

Veya eksenel kuvvet taşıma gücü hesabı için daha önce kullandığımız formül ile de hesaplanabilir. Çünkü bu durumda kolon bileşik eğilme etkisi altında değil, basınç elemanı durumundadır.

$$N_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{st} \cdot f_{yd}$$

$$N_r = 0,85 \cdot 1,7 \cdot 30 \cdot 60 + (2 \cdot 15,71) \cdot 36,5 = 3748 \text{ kN}$$

b- Kolonu dengeli kırılma durumuna getiren N_b ve M_b değerleri (dengeli durumda $\alpha=0,40$ (y-y) ve $\beta=0,28$ (x-x) okunur.

$$N_b = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,40 \cdot 30 \cdot 60 \cdot 1,7 = 1224 \text{ kN (S420_ABAK 4 dengeli durumda } \alpha=0,40 \text{ dır)}$$

$$M_b = \beta \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,28 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 1,7 = 51408 \text{ kNcm}$$

Dengeli kırılmaya yol açan dış merkezlik.

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{51408}{1224} = 42 \text{ cm}$$

Sağlamak için e/h oranı hesaplanıp Abaktan bakılır.

$$\frac{e}{h} = \frac{42}{60} = 0,7$$

Bu değer $\omega=0,20$ radyal çizgisi ile yatay olan $0,40$ dengeli durum çizgisinin kesiştiği yerden geçen $e/h=0,70$ dır. Abak yardımıyla yapılan işlem doğrudur.

c- Basit eğilme durumunda $M_r=?$

Abaktan $\omega=0,20$ radyal çizgisinin x-x ekseninde bittiği nokta olan $\beta=0,18$ okunur.

$$M_r = \beta \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0,18 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 1,7 = 33048 \text{ kNcm}$$

d- $e=20$ cm ise $N_r=?$ ve $M_r=?$ Değerlerini hesaplayınız.

20 cm dış merkezlikle taşıyabileceği $N;M$ ikilisini hesaplayabilmek için e/h hesaplanır ve $\omega=0,20$ radyal çizgisinin kesiştiği yerdeki x ve y değerleri (α ve β) okunur.

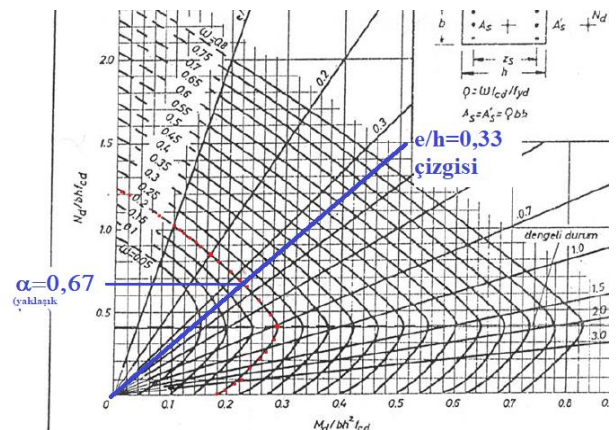
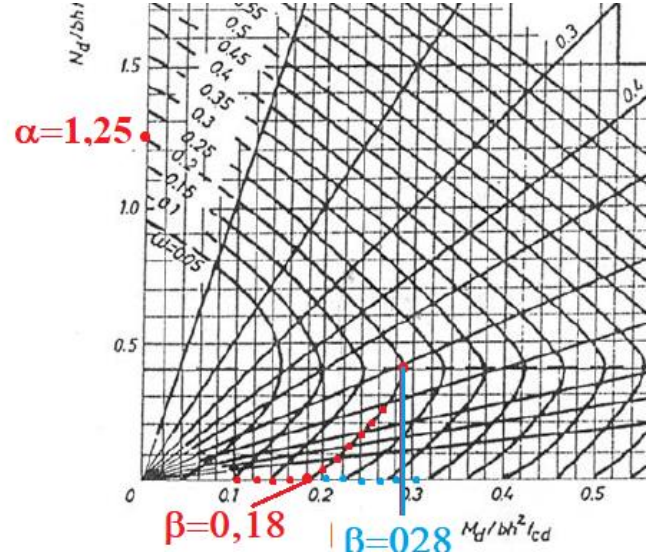
$$\frac{e}{h} = \frac{20}{60} = 0,33 \text{ ve } \omega = 0,20 \text{ için okunan } \alpha = 0,67 \quad \beta =$$

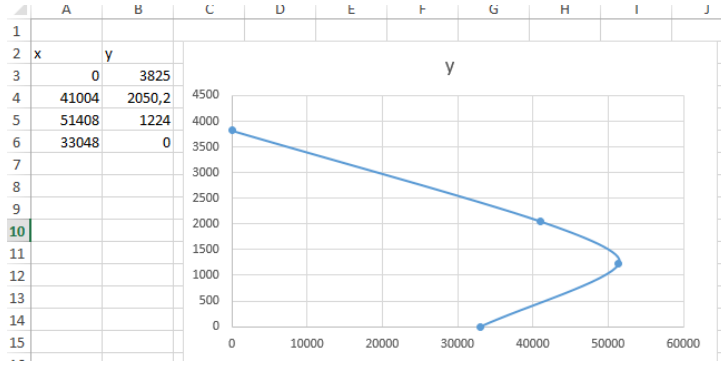
$$N = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,67 \cdot 30 \cdot 60 \cdot 1,7 = 2050,2 \text{ kN}$$

$$M_r = e \cdot N_r = 20 \cdot 2050,2 = 41004 \text{ kNcm.}$$

Bu değer x ekseninden β

Değerinin okunması ile de hesaplanabilir.





Bileşik Eğilme Etkisi Altındaki Basit Etriyele 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 N_d ve M_d 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 Karşılıklı Etki Diyagramlarından (KED) faydalanmak pratik olur ve zaman kazandırır. Boyutlandırma problemlerinde şu sıra takip edilir.

MİSAL

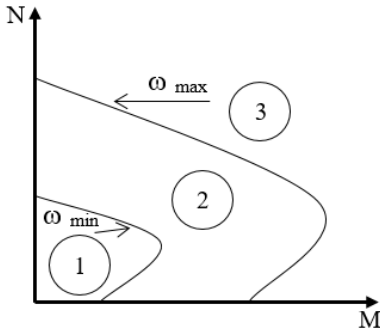
Verilenler:

N_d , M_d , f_{cd} , f_{yd} , e , b , h

İstenenler:

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

İşlem sırası:



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

$$2- \text{ Hesap yükleri bilindiğinden, } \alpha = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \text{ve} \quad \beta = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

boyutsuz sayıları hesaplanıp ilgili abakta x ve y eksenlerinde işaretlenir. Bu iki değer kesiştirilerek bu kolona ait mekanik donatı oranı ($\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$) bulunur.

Buna göre üç değişik durumla karşılaşılabilir.

2-1- $\omega < \omega_{min}$ 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 $A_s = (0,01 \cdot b \cdot h)_{mev}$ toplam donatı enkesit alanı hesaplanır.

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

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

$$a-\rho' = \rho = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ eşitliğinden donatı oranı hesaplanır.}$$

b- $A_s = A_s' = \rho \cdot b \cdot h$ cm² ifadesi ile simetrik donatılı kolona ait boyuna donatı enkesiti hesaplanır ve tablodan seçimi yapılır. Etriye hesabı yapılır kolon detayı çizilir.

2-3- $\omega > \omega_{max}$ 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

- Kesitini kontrol ediniz
- Gerekli boyuna ve enine donatıyı hesaplayınız
- Tasarımını yaptığınız kolonun N_r ve M_r değerlerini hesaplayınız.

Verilenler:

$b/h=30/50$ C16/S220 $N_d=743$ kN. $M_d=6680$ kNcm $d'=5$ cm

ÇÖZÜM

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

S220 ve $c=0,80$ için Abak 1

$$\alpha = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{743}{30 \cdot 50 \cdot 1,1} = 0,45$$

$$\beta = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{6680}{30 \cdot 50^2 \cdot 1,1} = 0,08$$

$\omega < \omega_{min}$ olduğundan kesit gereğinden fazla büyük seçilmiş.

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

$\rho=0,01$ olduğundan $A_{st}=0,01 \times 30 \times 50 = 15 \text{ cm}^2$ seçilen 8Ø16 (16,08 cm²) (4Ø16+4Ø16)

c) $e=9$ cm dışmerkezlikle taşıyabileceği N_r ve M_r hesabı

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

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

olarak daha önce bulunmuştu.

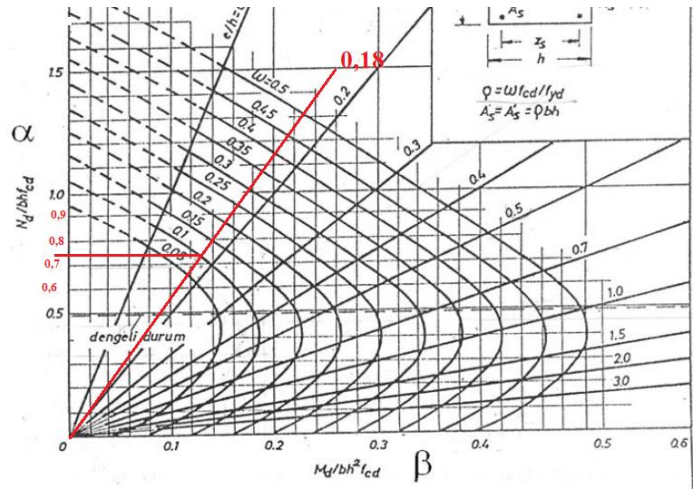
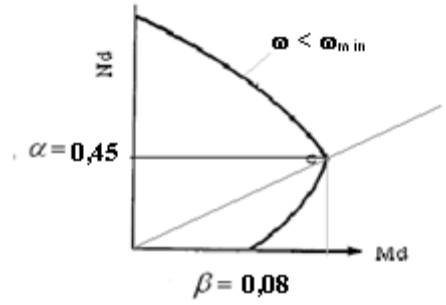
$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{16,08/2}{30 \cdot 50} = 0,0054$$

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

$\omega=0,1$ ve $e/h=0,18$ için yaklaşık okunan $\alpha=0,72$

$$N_r = \alpha \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 0,72 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 1,1 = 1188 \text{ kN}$$

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



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

d) Kesitini kontrol ediniz

e) Gerekli boyuna ve enine donatıyı hesaplayınız

f) Tasarımını yaptığınız kolonun N_r ve M_r değerlerini hesaplayınız.

Verilenler:

$b/h=40/60$ C20/S420 $N_d=374$ kN. $M_d=44928$ kNcm $d'=3$ cm

ÇÖZÜM

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

S420 ve $c=0,90$ için Abak 4

$$\alpha = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{374}{40 \cdot 60 \cdot 1,3} = 0,12$$

$$\beta = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{44928}{40 \cdot 60^2 \cdot 1,3} = 0,24$$

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

$$\rho = \rho' = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,45 \cdot \frac{1,3}{36,5} = 0,0160 \text{ hesaplanır}$$

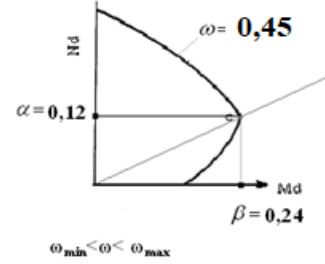
$$A_s = A_{s'} = \rho \cdot b \cdot h \rightarrow = 0,016 \cdot 40 \cdot 60 = 38,46 \text{ cm}^2$$

Seçilen $16\Phi 18 = A_s = A_{s'}$, etriye $\Phi 8/20$

d) N_r ve M_r hesabı

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

Hesabı yapınız



Misal:

Verilenler: $N_d=2000$ kN $M_d=40000$ kNcm C25/S420
 $d'=2$ cm. $b/h=30/60$

İstenenler: Bileşik eğilme etkisi altındaki kolonun,

1-Ön boyutlandırma ile seçilen kolon boyutunu kontrol ediniz.

2-Boyuna ve enine donatısını belirleyiniz.

3-Donattığınız bu kolonun eksenel kuvvet taşıma gücünü ve geçerli dış merkezlikle taşıyabileceği N_r ve M_r hesaplayınız.

Çözüm:

Önce ABAK seçilir

$$\frac{Z_s}{h} = \frac{(h - 2d')}{h} = \frac{(60 - 2 \cdot 2)}{60} = 0,93 \text{ ve S420 için ABAK 4}$$

Kolon kesitinin kontrolü

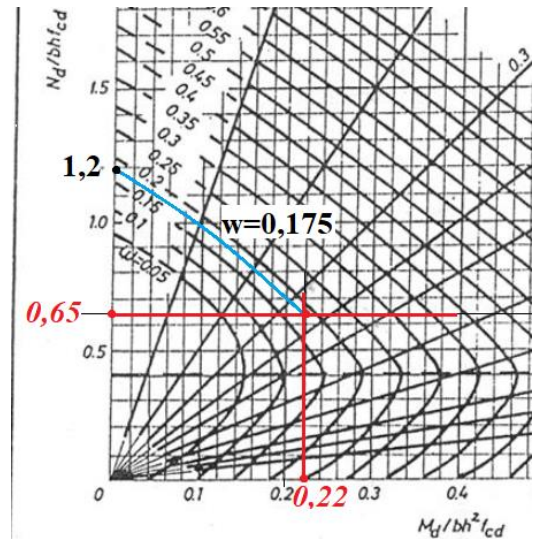
Bu kolona ait mekanik donatı oranı nedir? $K(x;y)$

$$\alpha = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2000}{30 \cdot 60 \cdot 1,7} = 0,65 \quad \beta = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{40000}{30 \cdot 60^2 \cdot 1,7} = 0,22$$

ABAK 4 den $\beta(x)=0,22$ ve $\alpha(y)=0,65$ için " $\omega=0,175$ " bulunur.

2. Bölgede çıkmıştır. Kolon kesiti yeterlidir.

$$\omega_{min} < \omega = 0,175 < \omega_{max}$$



“ ω ” dan faydalanarak $\rho = \rho' = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Donatı oranı hesaplanır.

$$\rho = \rho' = 0,175 \cdot \frac{1,7}{36,5} = 0,00815 > 0,005$$

Boyuna donatı hesaplanır ($\varnothing 20$ olsun)

$$A_s = A'_s = \rho \cdot b \cdot h = 0,00815 \cdot 30 \cdot 60 = 14,67 \text{ cm}^2$$

Seçilen $n = \frac{14,67}{3,14} \cong 5 \text{ adet}$ ($5\varnothing 20 + 5\varnothing 20$) $A_s = A'_s = 15,71 \text{ cm}^2$

Toplam $10\varnothing 20$ boyuna donatı kullanılacaktır. $A_{st} = 2 \times 15,71 = 31,42 \text{ cm}^2$

Etriye $\varnothing 8/150$ ($b/2$ alındı)

3- Kolonun bu donatı ile taşıyabileceği N_r , kolonun eksenel kuvvet taşıma gücü; $M=0$ iken eksenel kuvvet taşıma gücüdür.

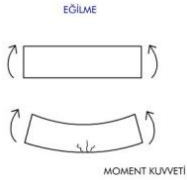
$$N_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{st} \cdot f_{yd}$$

$$N_r = 0,85 \cdot 1,7 \cdot 30 \cdot 60 + (2 \cdot 15,71) \cdot 36,5 = 3748 \text{ kN}$$

Şeklinde de hesaplanabilir.

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.

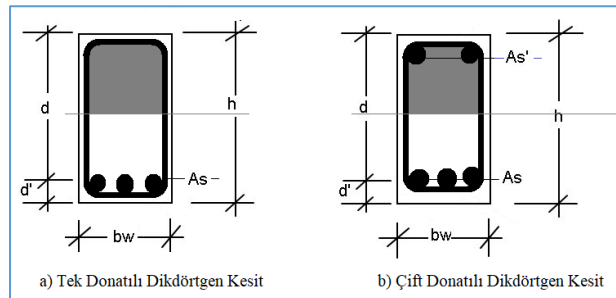
Pratikte kirişler, önce basit eğilme etkisine göre hesaplanıp eğilme donatıları bulunur, daha sonra kesme kuvveti ve kiriş boyutlarına göre gerekli kayma donatısı hesaplanır. Böylece kiriş eğilme momenti ve kayma kuvvetine dayanıklı hale getirilir.

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 ($2\varnothing 12$)konur.

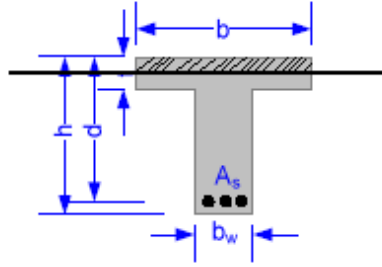
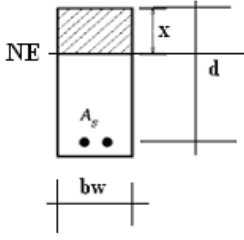
2-Çift donatılı kesitler.(çekme ve basınç donatısı var) Kesitin hem çekme hem de basınç bölgesine hesapla bulunan donatı konur. Basınç bölgesine konan donatı çekme değil, basınç etkisindedir. Basınç donatısı olarak adlandırılır ve eğilme momentinin büyük bir kısmını karşılar. Basınç donatısı kesitin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



2-Kesit şekline göre:

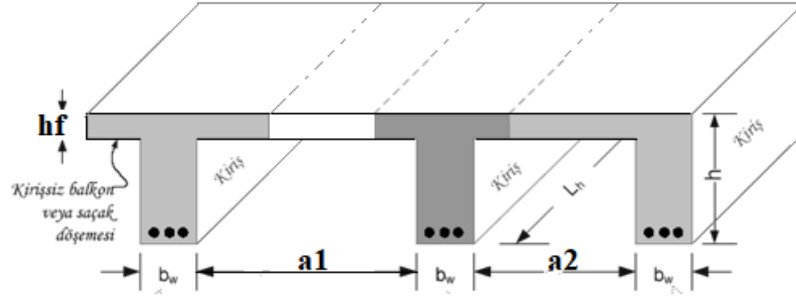
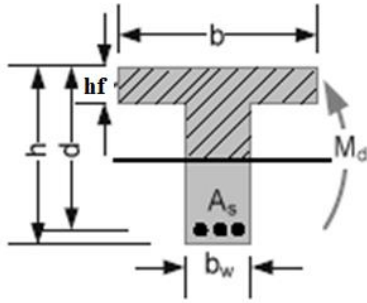
Basit eğilmede yapılan ana varsayımlardan biri, eğilmeye çalışan bir betonarme elemanda çekme bölgesindeki betonun yük almadığıdır. Çekme bölgesinin şekli önemli değildir. O halde “kesit şekli” deyimi ile anlatılmak istenen basınç bölgesinin şeklidir. *Betonarme kirişler basınç bölgesinin şekline göre 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 (aıklıkta) 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 ($\epsilon_{cu} = 0.003$) 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)

$$2- \text{Dengeli kırılma } \rho_b = \frac{\rho_m}{\rho_l}$$

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, $\rho < 0,85\rho_b$ ($0,85\rho_b = \rho_m$) ile sınırlandırılmıştır. Kiriş donatısı, $\rho < \rho_m$ 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 $b_w = 25$ cm
- Kiriş yüksekliği, döşeme kalınlığının 3 katından ($h > 3h_f$) 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.

*Kirişlerin boyut ve donatılarına ilişkin koşullar **

Büyüklik	Sembol	$\leq$ $\geq$	Sınır değerler ve açıklamalar
Kiriş yüksekliği	h_k	$\geq$	300 mm
		$\geq$	$3 \cdot h_f$
		$\geq$	$\ell / 10$ Basit mesnet
		$\geq$	$\ell / 12$ Kenar açıklık
		$\geq$	$\ell / 15$ İç açıklık
		$\geq$	$\ell / 5$ konsol
Kiriş genişliği	b_w	$\geq$	$3,5 \cdot b_w$ Sağlanmazsa analize koşul getiriliyor
		$\geq$	$\ell_n / 4$ sağlanmazsa gövde donatısı gerekir
Net beton örtüsü	c_c	$\geq$	25 mm (Deprem Yönetmeliği koşulu) 200 mm (TS500 koşulu)
Mesnet ve açıklıkta çekme donatısı oranları	ρ	$\geq$	$0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$
Çekme donatısı oranı	ρ	$\leq$	$0,85 \rho_b$ Zorunlu koşul $0,02$ Deprem Yönetmeli. sadece ρ için) $0,235 f_{cd} / f_{yd}$ (açıklıkta sehim için önerilen koşul)
Çekme ve basınç donatı oranları farkı	$\rho - \rho'$	$\leq$	$0,85 \rho_b$ $0,235 f_{ctd} / f_{yd}$ (açıklıkta sehim için önerilen koşul)
Boyuna donatılar arasındaki yatay ve düşey net aralık	e_1 ve e_2	$\geq$	25 mm ϕ $4D/3$
Sarılma bölgesinde etriye aralığı	s_k	$\leq$	$h_k / 4$ $8 \phi_{min}$ 150 mm
Orta bölgede etriye aralığı	s_o	$\leq$	$d / 2$ $V_d \leq 3 V_{cr}$ ise $d / 4$ $V_d > 3 V_{cr}$ ise
Sarılma bölgesi uzunluğu	ℓ_k	$\geq$	$2 h_k$
Boyuna donatı çapı	ϕ	$\geq$	12 mm
Etriye çapı	ϕ_w	$\geq$	8 mm
Gövde donatısı $h_k > 600$ mm olan kirişlerde	Alanı A_{sl}	$\geq$	$0,001 b_w d$
		$\leq$	$0,30 A_s$ (Deprem Yönetmeliği koşulu, A_s kirişteki en büyük çekme donatısı alanı)
	Çapı	$\geq$	10 mm (TS500 koşulu)
		$\geq$	12 mm (Deprem Yönetmeliği koşulu)
	aralığı	$\leq$	300 mm

*A. Doğançın, Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı. Birsan Yayınevi 2018,

2-Donatılar (çekme donatısı oranları)

- Kiriş mesnetlerinde çekme donatılarının minimum oranı için $\rho_{min} \geq 0,8 f_{ctd}/f_{yd}$ 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. ($A_s=3.39 \text{ cm}^2$)

Çekme donatısı oranı şu şartları sağlamalıdır.

1-Kirişlerde çekme donatısı oranı;

$$\rho_{min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

değerinden az olamaz. Ayrıca çekme donatısı oranı $\rho \leq 0.02$ şartını sağlamalıdır.

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

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

Çekme donatısının sınır değerleri:

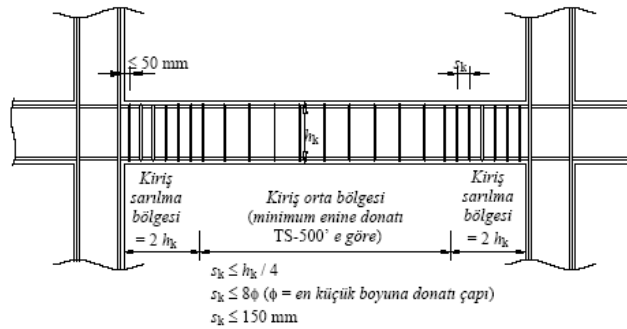
$$1 - \rho \leq \rho_{max} = 0,85 \rho_b$$

$$2 - \rho < 0,02$$

$$3 - \text{Sehim denetimi gerektirmeyen sınır şartı: } \rho < \rho_l = 0,235 \cdot f_{cd} / f_{yd}$$

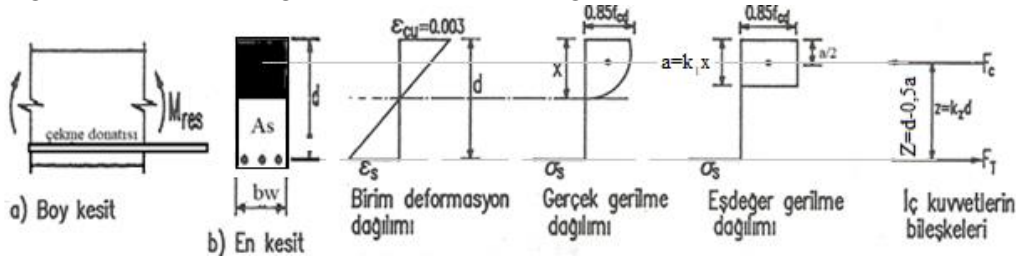
NOT: Çekme donatısını çekme bölgesine dağıtmak, moment kolunu, dolayısı ile moment taşıma kapasitesini düşürmektedir. Buna karşın donatıyı gövde derinliğince yaymak, oluşan çatlakların genişliğini sınırlama açısından daha etkilidir. Bu nedenle kirişlerdeki çekme donatısı, moment kolunu büyütmek amacı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

Yüksek gövdeli kirişlerde gövdeye $A_{sgövde} \geq 0.08 A_s$ 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 bulunduğu için 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.



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

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

İç kuvvetlerin dengesinden hareketle

Bir kirişin moment taşıma gücü $M_r = F_T \cdot Z$ veya $M_r = F_C \cdot Z$ dir.

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$$

$Z = (d - 0.5a)$ iç kuvvetler moment kolu.

Beton açısından kirişin moment taşıma gücü; (çekme donatısı ağırlık merkezinden alınan moment) $M_r = F_C \cdot Z$

$$M_r = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0.5 \cdot a) \quad \text{kNcm}$$

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

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

$F_T = F_C$ yazılabilir.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \quad \sigma_s = f_{yd} \text{ s\u00fcnek kırılma}$$

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

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

$$Z = \left(d - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} \cdot b_w} \right) = \left(d - 0,5 \cdot \frac{\rho \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} \cdot b_w} \right)$$

$$Z = \left(d - 0,5 \cdot \frac{\rho \cdot b_w \cdot d \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} \cdot b_w} \right) = d - 0,5 \cdot \frac{\rho \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd}} \cdot d$$

burada

$$k_a = \frac{\rho}{0,85} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \text{ eşdeğer gerilme bloğu derinliği katsayısıdır}$$

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

moment kolu “a” dan arındırılmış olur. Bu ifade içerisinde bulunan

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

Mekanik donatı oranı diye adlandırıldığı biliniyor. Eğilmeye çalışan elemanlarda (Bileşik eğilme etkisi altındaki kolonlarda) N ve M ye bağlı taşıma gücü sınır değerini gösterir.

Tek donatılı dikdörtgen kesitli bir kirişin moment taşıma gücü;

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

ile hesaplanabilir. As yerine $A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$ yazılırsa

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

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

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

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

$$M_r = \frac{b_w \cdot d^2}{K} \text{ veya } K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \text{ olur.}$$

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 $\rho_m = 0,85 \rho_b$ 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 $K > K_m^*$

2-Deprem bölgesi sınır şartı: (Tasarım sınır şartı) $\rho < \rho_d = 0,60 \rho_b$ veya $K > K_d$

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

*Kirişçekme donatıları bu iki şartı sağlamalıdır.

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

Eşdeğer gerilme bloğu erinliği hesabı ve çekme donatısı alanı hesabı için şu ifadeler kullanılabilir.

$a = k_a \cdot d$ eşdeğer gerilme bloğu derinliği için k_a katsayısı daha önce hesaplanmıştı.

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

veya tablo yardımı almadan, $M_d = 0.85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0,5 \cdot a)$ ifadesinden “a” çekilirse,

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

Eşitliğinden “a” değeri hesaplanarak gerekli çekme donatısı enkesit alanı hesaplanabilir.

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

Basınç kırılması durumu (denge üstü)

Basınç kırılması (denge üstü) $\rho > \rho_b$, $N_d > N_b$, $K > K_m$ 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.

Basınç kırılmasında Kiriş, görünür bir deformasyon yapmadan **aniden** kırılır. İstenmeyen bir durumdur. Basınç kırılması durumunda donatı akma sınırına ulaşmadığından $\sigma_s < f_{yd}$ dir. Yani donatı akmamıştır ve donatıdaki gerilme S220 için 19,1 kN/cm² ve S420 için 36,5 kN/cm² den azdır. Donatıdaki gerilmenin hesabı için eşdeğer dikdörtgen gerilme bloğunun yüksekliğinin (a) hesabı gerekir. Bunun için iç kuvvetlerin dengesinden faydalanılır.

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

$F_T = A_s \cdot \sigma_s$ Donatı çekme kuvvetleri bileşkesi

$F_T = F_C$ ve $\sigma_s \leq f_{yd}$

$$\rho \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_s = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a$$

$$a = \frac{\rho \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_s}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} = \frac{\rho \cdot d \cdot \sigma_s}{0,85 \cdot f_{cd}} \dots \dots \dots (1)$$

Ayrıca daha önce çıkardığımız uygunluk denkleminde,

$$a = k_1 \cdot C = \frac{60}{60 + \sigma_s} \times d \times 0.85 \dots \dots \dots (2)$$

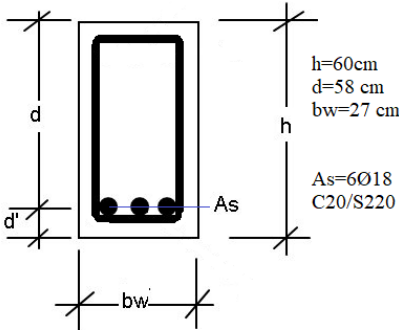
1. ve 2. Denklem birbirine eşitlenerek önce donatıdaki gerilme bulunur daha sonra basınç kırılması durumundaki “a” ve “Mr” hesaplanabilir. İleride bu konu ile alakalı problem çözülecektir.

TEK DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN MOMENT TAŞIMA GÜCÜ

MİSAL:

Verilenlerden faydalanarak tek donatılı dikdörtgen kesitin,

- a-Moment taşıma gücünü (M_r) formül ve Tablolar yardımıyla hesaplayınız.
b- Bu kirişin “K” sınır değerlerine göre moment taşıma gücü ne kadardır?



$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a) \text{ kNcm} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{15,27}{27 \cdot 58} = 0,00975$$

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

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

Veya

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,59 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}) \dots\dots\dots(2)$$

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

$$M_r = 0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0,5 \cdot a) = 0,85 \cdot 1,3 \cdot 27 \cdot 9,77 \cdot (58 - 0,5 \cdot 9,77) = 15482,3 \text{ kNcm} \quad \dots\dots\dots(3)$$

Veya “K” tabloları yardımıyla

C20/S220 tablosundan faydalananarak

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

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

b) K sınır değerlerine göre M_r =? Kirişin sınır durumlardaki donatı oranına göre moment taşıma gücü nedir?

Bu şu anlama gelmektedir. Kirişin çekme donatısı arttıkça doğal olarak kırılma biçimi ve moment taşıma gücü de artar. Bu örnekteki amaç bunu anlatmaktır. Bu kirişin verilen ölçülerdeki kirişle bir alakası yoktur çünkü artık donatı oranı 0,00975 değildir. Her sınır şartında donatı oranı değişir.

Sehim denetimi sınır şartı= K_l

$$\rho_l = 0,235 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,235 \cdot \frac{1,3}{19,1} = 0,0160$$

Tablodan $K_l=3,80$ okunur.

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

Deprem Bölgesi sınır şartı = K_d $\rho < \rho_d = 0,60 \rho_b$

$$\rho_b = \frac{\rho_m}{0,85} = \frac{0,0317}{0,85} = 0,0373 \text{ ise } \rho_d = 0,60 \cdot 0,0373 = 0,0224 \text{ olur.}$$

Tablodan $K_d=2,90$ okunur.

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

Sünek-Düktül davranış sınır şartı= K_m $\rho \leq \rho_m = 0,85 \rho_b$

Tablodan $K_m=2,28$ okunur.

$$M_r = \frac{b_w \cdot d^2}{K_m} = \frac{27 \cdot 58^2}{2,28} = 39837 \text{ kNcm.}$$

MİSAL: Verilenlerden faydalananarak kirişin çekme donatısını (A_s =?) farklı yöntemler kullanarak hesaplayınız.

Bu problem bir boyutlandırma problemi olmasına karşı, K tabloları ve formüller kullanılarak çözülmesi, kıyaslama açısından önemlidir.

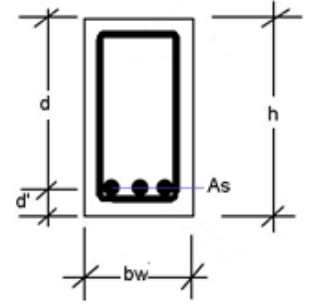
$M_d=6000 \text{ kNcm}$, $b=90 \text{ cm}$, $d=46 \text{ cm}$, $b_w=25 \text{ cm}$, C16/S420

1- Kesitin çekme donatısını tek donatılı dikdörtgen kesit olarak ve tablo yardımı almadan hesaplayalım. Burada A_s arandığı için M_r yerine M_d konulur. Bir parabol denklemi elde edilir.

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

$$6000 = A_s \cdot 36,5 \cdot 46 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{A_s}{25 \cdot 46} \cdot \frac{36,5}{1,1}\right) = 1679A_s - 28,58A_s^2$$

$0 = -28,58 A_s^2 + 1679A_s - 6000$ denkleminin çözümünden $A_s = 3,82 \text{ cm}^2$ bulunur.



Çözme -28.58x^2 + 1679x - 6000 = 0

Çözüm [Pratik yapmaya devam edin>](#)

$-28.58x^2 + 1679x - 6000 = 0 : x = \frac{1679 - \sqrt{2133121}}{57.16}$
(Ondalık: $x = 3.82223 \dots$, $x = 54.92513 \dots$)

2-Aynı dikdörtgen kesiti formül ile çözelim.

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

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \text{ cm.} \quad a = 46 \mp \sqrt{46^2 - \frac{2 \cdot 6000}{0,85 \cdot 1,1 \cdot 25}} = 5,96 \text{ cm (anlamlı)}$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a)} \quad 6000 = A_s \cdot 36,5 \cdot (46 - 0,5 \cdot 5,96) = 3,82 \text{ cm}^2$$

Bu çözüm K tabloları yardımıyla da yapılabilir

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{6000} = 8,81 \rightarrow k_s = 0,0291$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d} = 0,0291 \cdot \frac{6000}{46} = 3,80 \text{ cm}^2$$

3- Bu sefer Tablalı kesit olarak çözelim. Tablalı kesit hesabında “ b_w ” yerine “ b ” yazılır. Boyutlandırma problemi olduğu için M_r değil M_d geçerlidir.

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

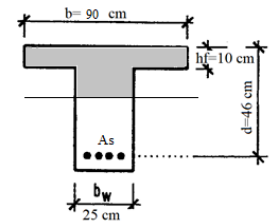
$$6000 = A_s \cdot 36,5 \cdot 46 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{A_s}{90 \cdot 46} \cdot \frac{36,5}{1,1}\right) = 1679A_s - 28,58A_s^2$$

$0 = -28,58 A_s^2 + 1679A_s - 6000$ denkleminin çözümünden $A_s = 3,82 \text{ cm}^2$ bulunur.

Çözme -28.58x^2 + 1679x - 6000 = 0

Çözüm [Pratik yapmaya devam edin>](#)

$-28.58x^2 + 1679x - 6000 = 0 : x = \frac{1679 - \sqrt{2133121}}{57.16}, x = \frac{1679 + \sqrt{2133121}}{57.16}$
(Ondalık: $x = 3.82223 \dots$, $x = 54.92513 \dots$)



Bu tablalı kesitin çekme donatısı hesabı K tabloları yardımıyla da yapılabilir

$$K = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{90 \cdot 46^2}{6000} = 31,74 (27,94) \rightarrow k_s = 0,0279$$

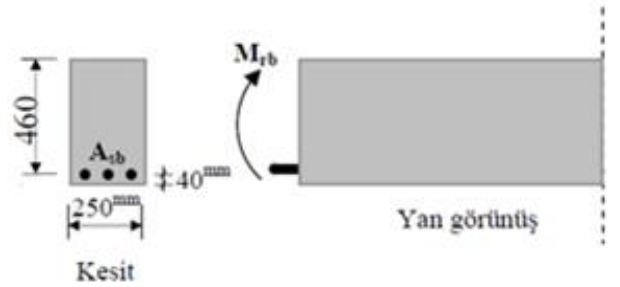
$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d} = 0,0279 \cdot \frac{6000}{46} = 3,64 \text{ cm}^2$$

Kiriş kesiti fazla büyük ve M_d momentini taşımada yeterli olduğu için K tablosunda K değeri yoktur. Bu olumlu bir durumdur. Hiç donatıya ihtiyaç göstermemesi çekme donatısı konmayacağı anlamına gelmez. En az 3Ø12 (3,39 cm²) donatı yerleştirilmesi gerekir.

Örnek

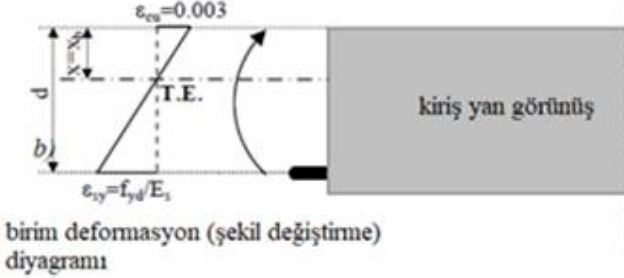
Boyutları verilmiş olan tek donatılı dikdörtgen kesitli betonarme kirişin malzemesi C30/S420 dir. **Dengeli kırılma durumunda;**

- Tarafsız eksen derinliğini ve eşdeğer gerilme bloğu derinliğini belirleyiniz.
- Çekme donatısı alanını ve yüzdesini hesaplayınız.
- Eğilme momenti taşıma gücünü hesaplayınız.



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

Taşıma güçlü 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 değiştirme değerleri belirli olduğundan, tarafsız eksen derinliği uygunluk şartı yazılarak kolaylıkla belirlenebilir. Buna göre;



Birim deformasyon diyagramındaki üçgenlerin benzerliğinden (uygunluk şartı denilir)

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_{sy}} ; \frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_{yd}}{E_s}} \quad (E_s: \text{donatı çeliği elastisite modülü} = 20\,000 \text{ kN/cm}^2)$$

$$\frac{x_b}{d} = \frac{60}{60 + f_{yd}} ; x_b = \frac{60}{60 + 36,5} \cdot 46 = 28,60 \text{ cm} ; a_b = k_1 \cdot x_b = 0,82 \cdot 28,60 = 23,45 \text{ cm}$$

veya kgf cinsinden

$$\frac{x}{46} = \frac{0,003}{0,003 + \frac{3650}{2\,000\,000}} \quad x_b = 28,60 \text{ cm.} \quad a_b = k_1 \cdot x_b = 0,82 \cdot 28,60 = 23,45 \text{ cm.}$$

b) Çekme donatısı alanı ve yüzdesi

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

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

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

$$\rho_b = 0,0237$$

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

(Donatı oranının 0,02 den ve 0,85.ρ_b den fazla olduğunu hatırlatırım. Bu basınç kırılması olacağı anlamına gelir.!)

c) Bu kirişin eğilme momenti taşıma gücü;

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a) = 27,30 \cdot 36,5 \cdot (46 - 0,5 \cdot 23,45) = 34153 \text{ kNcm.}$$

MİSAL: Verilenlerden faydalananarak tek donatılı dikdörtgen kesitin donatısını kontrol ediniz ve “K” tablolarından faydalananarak

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.

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

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

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

$$M_r = 12,72 \cdot 19,1 \cdot 57 \cdot (1 - 0,59 \cdot 0,0074 \cdot 19,1/1,7) = 13168 \text{ kNcm.}$$

b) $\rho = 0,0074$ için $\frac{c25}{s220}$ tablosundan en yakın $K = 7,84$ okunur. $M_r = \frac{b_w \cdot d^2}{K} = (30 \cdot (57)^2)/7,84 = 12432 \text{ kNcm.}$

Üç sınır durumuna göre moment taşıma gücü K tablolarından faydalanılabilir. Farklı çekme donatısına sahip kiriş olduğu unutulmamalıdır.

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

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

2-Deprem bölgesi sınırı $K_d = 2,22$

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

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

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

MİSAL: (Basınç Kırılması örneği) denge üstü,

Verilenlerden faydalanarak tek donatılı dikdörtgen kesitin moment taşıma gücünü hesaplayınız.

C16/S420, $b_w/d = 25/41,5$ $A_s = 17 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{17}{25 \cdot 41,5} = 0,0164 > 0,0115 \text{ kiriş doğru donatılmamış } \rho > \rho_b \text{ basınç kırılması}$$

Donatı akma dayanımına ulaşmadan beton ezilme birim kısılmasına ulaşır. Bu durum denge üstü olarak ta adlandırılır.

Donatının fazla olduğu anlamına gelir. Donatı akmadığı için ($\sigma_s \neq f_{yd}$) kırılma anında, donatının gerilmesinin (σ_s) ve eşdeğer dikdörtgen gerilme dağılımının yüksekliğinin (a) hesabı gerekir.

$$F_C = 0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a \text{ Beton basınç kuvvetleri bileşkesi;}$$

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

$$F_T = F_C$$

$$\rho \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_s = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a$$

$$0,0164 \cdot 25 \cdot 41,5 \cdot \sigma_s = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot a \quad a = 0,7279 \cdot \sigma_s \quad \dots\dots(1)$$

Ayrıca daha önce çıkardığımız uygunluk denkleminde,

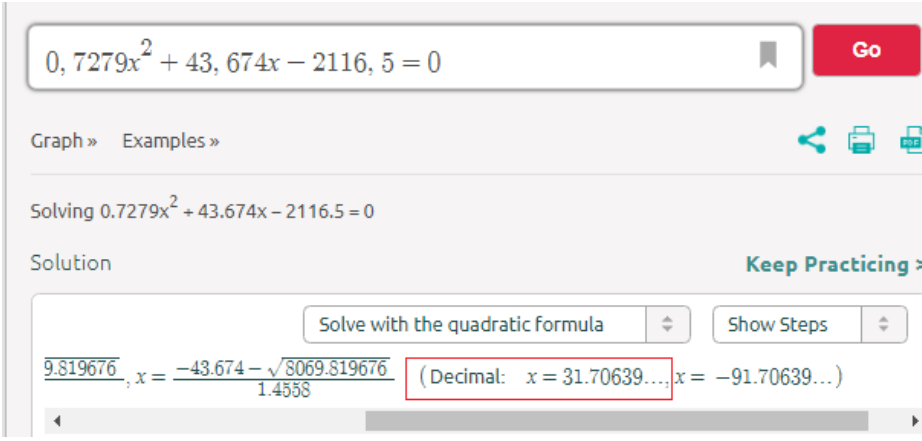
$$a = k_1 \cdot C = \frac{60}{60 + \sigma_s} \times d \times 0,85$$

$$a = \frac{60}{60 + \sigma_s} \cdot 41,5 \cdot 0,85 = \frac{2116,5}{60 + \sigma_s} \dots\dots\dots(2)$$

(1) ve (2) eşitlenerek elde edilen parabol denkleminin köklerinden anlamlı olanı alınır. Bu denklemi internetteki, bir siteden kolaylıkla çözebilirsiniz.

$$0,7279 \cdot \sigma_s = \frac{2116,5}{60 + \sigma_s} \quad 0,7279 \cdot \sigma_s^2 + 43,674 \cdot \sigma_s - 2116,5 = 0$$

$$\text{Buradan } \sigma_s = 31,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ bulunur. } < 36,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



Şekil 36: <https://www.symbolab.com/solver>

Eş değer gerilme bloğu derinliği,

$$a = 0,7279 \cdot \sigma_s = 0,7279 \cdot 31,7 = 23,07 \text{ cm}$$

Kesitin donatıdaki gerilmenin $\sigma_s=31,7 \text{ kN/cm}^2$ olduğu durumdaki moment taşıma gücü önceden çıkarılmış $M_r = F_c \cdot Z = F_T \cdot Z$ ifadelerinden birisiyle hesaplanabilir.

Beton açısından kirişin moment taşıma gücü; (çekme donatısı ağırlık merkezinden alınan moment) $M_r=F_c \cdot Z$

$$M_r=0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0,5 \cdot a) \text{ kNcm}$$

$$M_r=0,85 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 23,07 \cdot (41,5 - 0,5 \cdot 23,07) = 16159 \text{ kNcm}$$

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

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

$$M_r = \rho \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_s \cdot (d - 0,5 \cdot a) = 0,0164 \cdot 25 \cdot 41,5 \cdot 31,7 \cdot (41,5 - 0,5 \cdot 23,07) = 16162 \text{ kNcm}$$

Özetlenmiş

denklem

$$\frac{43,35 \cdot f_{cd}}{\rho} = (60 \cdot \sigma_s + \sigma_s^2)$$

$$\rho \cdot d \cdot \sigma_s^2 + 60 \cdot \rho \cdot d \cdot \sigma_s - 43,35 \cdot f_{cd} \cdot d = 0$$

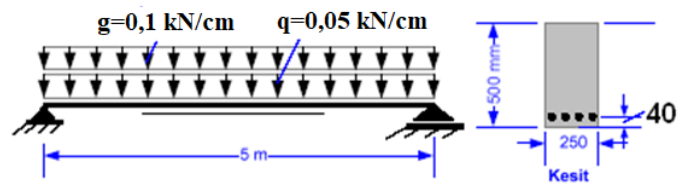
Beton sınıfı ve kirişin donatı oranı girilirse, donatıdaki gerilmeyi veren parabol denklemi elde edilir.

ÖRNEK: Verilen kiriş g ve q yüklerini güvenle taşıyabilir mi?

C16/S220 $A_s=5\phi 20$

ÇÖZÜM: $M_r > M_d$ şartı sağlanırsa kiriş bu yükleri taşır.

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{0,1 \times (500)^2}{8} = 3125 \text{ kNcm}$$



$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0.05 \times (500)^2}{8} = 1563 \text{ kNcm}$$

$$M_d = 1.4M_g + 1.6M_q \quad M_d = 1.4 \times 3125 + 1.6 \times 1563 = 6876 \text{ kNcm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{15.71}{25.46} = 0.0136 \leq 0.0268 (0.85 \rho_m) \text{ doğru donatılmış.} \rightarrow K = 4.49$$

$$M_r = \frac{b_w \cdot d^2}{K} = \frac{25.46^2}{4.49} = 11781 \text{ kNcm} > 6876 \text{ kNcm}$$

$M_r > M_d$ olduğundan kesit bu g ve q yüklerini güvenle taşır.

Bu problem K tabloları kullanılmadan da çözülebilir.

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot a) \text{ kNcm.}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b_w} = \frac{15.71 \cdot 19.1}{0.85 \cdot 1.1 \cdot 25} = 12.836 \text{ cm}$$

$$M_r = 15.71 \cdot 19.1 \cdot (46 - 0.5 \cdot 12.836) = 11876 \text{ kNcm.}$$

$M_r > M_d$ (11876 kNcm > 6876 kNcm) olduğundan kesit bu g ve q yüklerini güvenle taşır.

ÖRNEK 2: Şekilde verilen kiriş g ve q yüklerini güvenli taşıyabilir mi?

$g = 0.15 \text{ kN/cm}$ $q = 0.21 \text{ kN/cm}$

$250 \text{ kg} = \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = \frac{9.81 \text{ N}}{1 \text{ kg}} = \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}}$

60
 30
 $A_s = 6 \phi 20 \rightarrow 18.85 \text{ cm}^2$
 $C25/S420$
 $d' = 2 \text{ cm}$

$P = 1.4g + 1.6q$
 $TS500/1000$
 $M_d = 1.4 \cdot M_g + 1.6 \cdot M_q$
 $M_r > M_d$ olmalı

$M = \frac{g l^2}{8}, \frac{q l^2}{8}$

Çözüm: $M_d = 1.4 \cdot \frac{g l^2}{8} + 1.6 \cdot \frac{q l^2}{8}$
 $M_d = 1.4 \cdot \frac{0.15 \cdot 400^2}{8} + 1.6 \cdot \frac{0.21 \cdot 400^2}{8} = 10920 \text{ kNcm}$ (hesap eğilme momenti)
(dikkat: doğru, kirişe etkileyen moment)

Bu kirişin moment taşıma gücü, dikdörtgen kesit

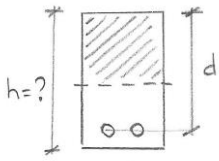
$M_r = \frac{b_w \cdot d^2}{K}$ $p_m = 0.85 \cdot f_b$

$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{18.85}{30.58} \approx 0.011 < 0.0178$ $p < p_m$ kiriş doğru donatılmış. $p \rightarrow K$

$p = 0.011 \rightarrow K = 2.89 \rightarrow M_r = \frac{30.58^2}{2.89} = 34920 \text{ kNcm}$
 $M_r = 34920 \text{ kNcm} > M_d = 10920 \text{ kNcm}$
olduğundan güvenle taşır.

TEK DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI

Boyutlandırma problemlerinde, hesap yüklerine göre yapısal analiz sonucu bulunan hesap momenti (M_d) bilinmektedir. Çelik ve beton malzemenin hesap dayanımları biliniyor ve kirişin genişliği (b_w) 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:

M_d, f_{cd}, f_{yd}, b_w

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 $K > K_m$: 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 $K > K_d$: Deprem bölgesinde yapılacak yapı kirişlerinde bu sınıra uyulmalıdır. Aksi takdirde ($\rho > \rho_d$ veya $K < K_d$) kirişin deprem karşısında güvenliği yoktur denilebilir.

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

$$K_s = \frac{b_w d^2}{M_d} \rightarrow d = \sqrt{\frac{K_s \cdot M_d}{b_w}} \text{ cm} \quad (h=d+d' > 300\text{mm veya } 3h_f \text{ olmalı) cm olmalı}$$

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

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

Hesaplanan çekme donatısının en az $\frac{1}{4}$ ü basınç bölgesine basınç donatısı olarak konulmalıdır.

$$A_s' = \frac{1}{4} A_s$$

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.

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

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

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_d}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \quad cm \quad A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$$

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

$$M_d = 15850 \text{ kNcm},$$

$$1\text{- Sünek- düktil davranış sınırı } K_s = K_m = 1.74$$

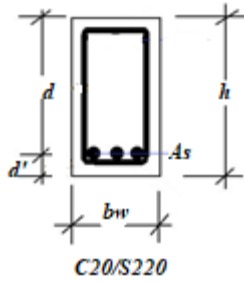
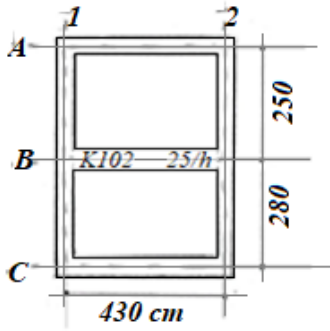
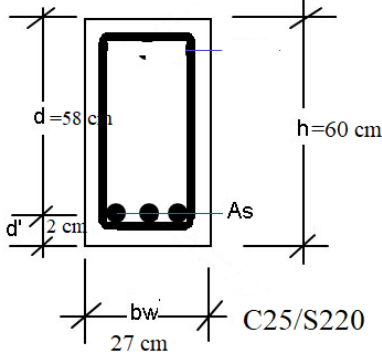
$$d = \sqrt{\frac{K_s \cdot M_d}{b_w}} = \sqrt{\frac{1.74 \cdot 15850}{27}} = 32 \text{ cm} < 58 \text{ cm}$$

$$2\text{-Deprem bölgesi sınırı } K_s = K_d = 2.22$$

$$d = \sqrt{\frac{2.22 \cdot 15850}{27}} = 36 \text{ cm} < 58 \text{ cm}$$

$$3\text{- Sehim denetimi gerektirmeyen sınır } K_s = K_l = 2.91$$

$$d = \sqrt{\frac{2.91 \cdot 15850}{27}} = 41 \text{ cm} < 58 \text{ cm}$$



MİSAL: Şekildeki plan sadece kolon ve kirişlerden oluşmuş çerçeve bir yapı görülmektedir. Döşemeleri yoktur ve üst kısmı ahşap oturtma çatı ile kapatılacaktır.

Buna göre, Verilenlerden faydalanarak K102 kirişinin tek donatılı dikdörtgen kesit olarak

a) Mesnet ve açıklık momentlerini hesaplayınız.

b) Kesitini (h) deprem sınır şartına göre ($K_{sınır} = K_d$) belirleyiniz.

c) Çekme, basınç ve kayma donatısını hesaplayınız. donatı

planını çiziniz.

C20/S220 $d' = 3 \text{ cm}$ $b_w = 25 \text{ cm}$

Önce kirişin açıklık ve ankastrelik momentleri yükleme durumu ve şekline göre hesaplanır.

Ankastrelik momenti

Mesnet momenti (iki ucu ankastre mesnetli kiriş)

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{0.4 \cdot (430)^2}{12} = 6160 \text{ kNcm}$$

Açıklık Momenti

$$M_x = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{0.4 \cdot (430)^2}{24} = 3082 \text{ kNcm}$$

Kesme (kayma) Kuvveti,

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

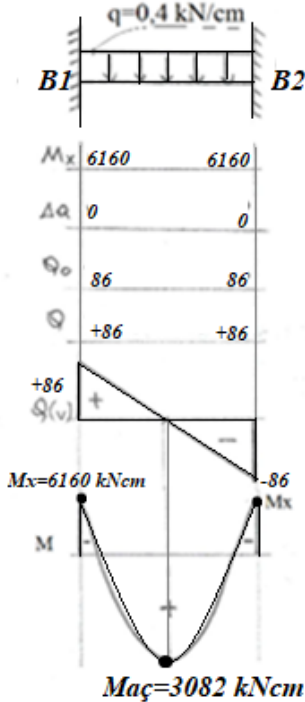
$$Q_0 = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.4 \cdot 430}{2} = 86 \text{ kN}$$

Boyutlandırma

*Kirişlerin boyutlandırılması en büyük tasarım momentine (M_d) göre yapılır. Bu örnekte en büyük tasarım momenti mesnet momentidir.

$$M_d = 1.4 M_q = 1.4 \times 6160 = 8624 \text{ kNcm (tasarıma esas moment)}$$

$$K_{sınır} = K_d = 2.90 \text{ (C20/S220 tablosundan)}$$



$$d = \sqrt{\frac{K_{sınır} \cdot M_{d \max}}{b_w}} \quad d = \sqrt{\frac{2,90.8624}{25}} = 31,62 \text{ cm}$$

$h=d+d' \dots\dots h=31,62+3=34,6 \text{ cm} \dots 40 \text{ cm}$ kabul edilir.

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

DONATI HESABI

1- Önce açıklık momenti için çekme donatısı hesabı yapılır.

K102 kirişinin herhangi bir yanında betonarme döşeme olmadığı için kiriş kesiti dikdörtgen, basınç bölgesi şekli de dikdörtgendir. Açıklıktaki hesaplanan tasarım açıklık momenti ele alınarak gerekli çekme donatısı K tabloları veya formül yardımıyla hesaplanır.

$M_d=1,4 \times 3082=4315 \text{ kNcm}$. (dikdörtgen kesit)

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

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

$k_z=0,939$ (moment kolu katsayısı)

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

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

Kiriş çekme donatısı şu değerden az olamaz.

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

Seçilen (pilye kullanılmıyor) Tablo 3 den

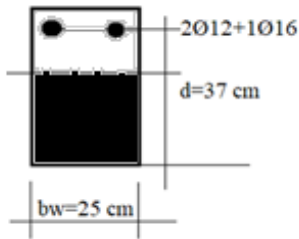
$A_s=6,50 \text{ cm}^2$ için 6Ø12 ($6,79 \text{ cm}^2 > 6,50 \text{ cm}^2$)(ALT)

Açıklık için hesaplanan çekme donatısının ¼ kadarı hesaplanarak basınç bölgesine konulur. (ÜST)

$A_s'=1/4 A_s=6,79/4=1,7 \text{ cm}^2$ seçilen 1Ø16 ($2,01 \text{ cm}^2$)

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.



$M_d=8624 \text{ kNcm}$.

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

$K=3,96$ için $k_s=0,0602$ okunur

Mesnette ek donatı hesabı yapılacak.

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

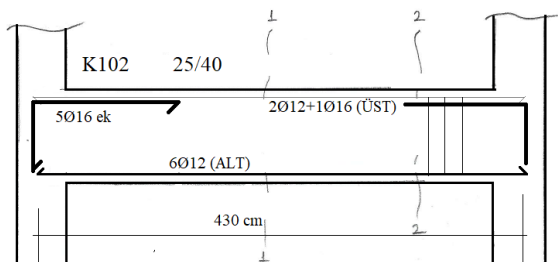
$$A_{s; gereken} = 0,0602 \cdot \frac{8624}{37} = 14,03 \text{ cm}^2$$

Bu mesnette mevcut donatıların enkesit alanları toplamı; $A_{s; mev}=2,26+2,01=4,27 \text{ cm}^2$

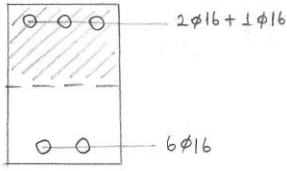
(2Ø12+1Ø16; montaj çubukları + basınç donatısı)

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

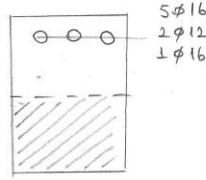
Donatı planı çizilir.



Açıklıkteki (1/1) kesiti;



Mesnetteki (2/2) kesiti;



Bu örnek K tabloları kullanılmadan da yapılabilir. Sadece Mesnet momentinde gereken A_s için bakalım, $M_d = 8624 \text{ kN cm}$

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

=

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

$$A_{sgereken} = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a)} = \frac{8624}{19,1 \cdot (37 - 0,5 \cdot 9,71)} = 14,04 \text{ cm}^2$$

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

ÇİFT DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLER:

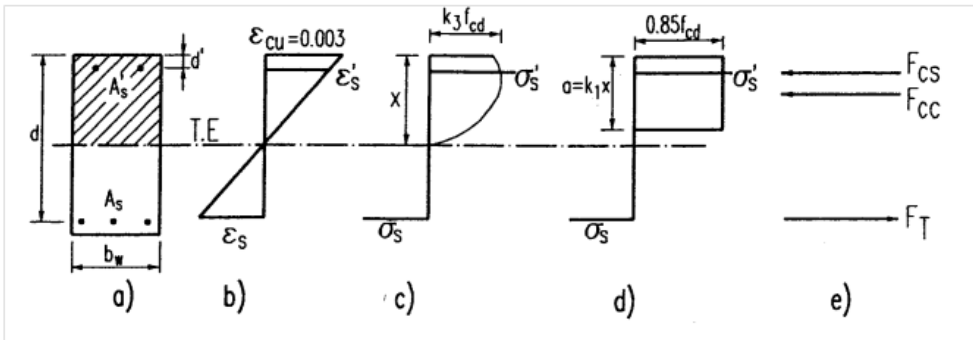
Betonarme kirişlerin birçoğunda yapısal nedenlerle basınç bölgesinde de donatı bulundurulur. Bu donatıya basınç donatısı (F_{cs}) denilir. A_s' ile gösterilir. Basınç donatısının oranı $\rho' = A_s' / (b_w \cdot d)$ olarak tanımlanır.

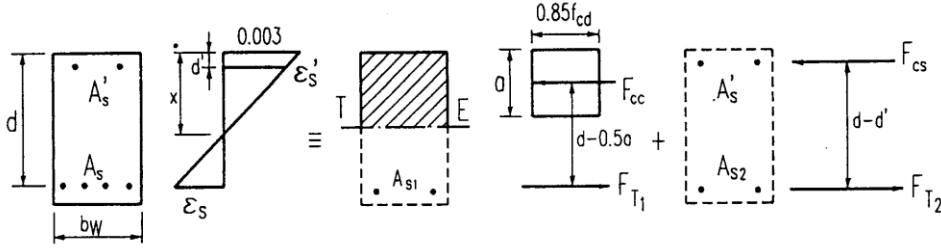
Kirişin moment taşıma kapasitesinin yeterli olmadığı durumlarda basınç donatısı konularak moment taşıma gücü artırılabilir. Kirişlerde basınç donatısının kullanılma sebepleri şöyle açıklanabilir.

- 1-Kiriş boyutları etkileyen yükleri karşılamada yetersiz kalıyor ve mimari sebeplerden dolayı kesit değiştirilemiyorsa;
- 2-Kesit yetersizliği nedeniyle $\rho = 0,85 \rho_b$ kullanıldığı halde hesap momentini 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 sehimini azaltır.

ÇİFT DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLERİN TAŞIMA GÜCÜ

Çift donatılı dikdörtgen kesitler pratikte çok karşılaşılmayan uygulamalardır.





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

$$M_r = M_1 + M_2$$

$$F_{cc} = F_{T1}$$

$$M_1 = F_{cc} (d - 0.5a)$$

$$F_{cs} = F_{T2}$$

$$M_2 = F_{cs} (d - d')$$

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

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.

$$F_{cc} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a \quad \text{ve} \quad F_{T1} = A_{s1} \cdot \sigma_s \quad \text{Bileşke kuvvet değerleridir}$$

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 donatısının kalan bölümünün aldığı çekme kuvveti (F_{T2}) den oluşur.

$$F_{T2} = A_{s2} \cdot \sigma_s \quad \text{ve} \quad F_{cs} = A_s' \cdot \sigma_s' \quad \text{Bileşke kuvvet değerleridir.}$$

Çekme kırılmasında; önce, çekme donatısındaki deformasyon akma deformasyonuna ulaşır ve donatı akar.

Denge denklemleri şu şekilde yazılır:

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

Gerilmeler cinsinden,

$$0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a + A_s' \cdot \sigma_s' = A_{s1} \cdot \sigma_s + A_{s2} \cdot \sigma_s$$

Moment olarak; $M_r = M_1 + M_2$ ve $M = \text{Bileşke kuvvet} \times \text{kuvvet kolu}$, olduğundan,

$$M_r = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0.5 \cdot a) + A_s' \cdot \sigma_s' \cdot (d - d')$$

Bütün donatının aktığı varsayılarak, $\sigma_s = \sigma_s' = f_{yd}$

Alınarak denge denklemlerinden “a” ve “ M_r ” hesaplanır.

$$0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a = (A_s - A_s') \cdot f_{yd} \quad a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}$$

Eşitliğinden faydalanarak “a” hesaplanabilir.

$$M_r = (A_s - A_s') \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot a) + A_s' \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

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:

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

$$M_2 = A'_S \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

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

1- Başlangıçta kesitin çalışma durumu bilinmediğinden

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

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

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

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

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

$$M_d = M_1 + M_2 \quad M_2 = M_d + M_1 \quad \text{kNcm.}$$

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

hesaplanır.

5- Toplam çekme donatısı hesaplanır.

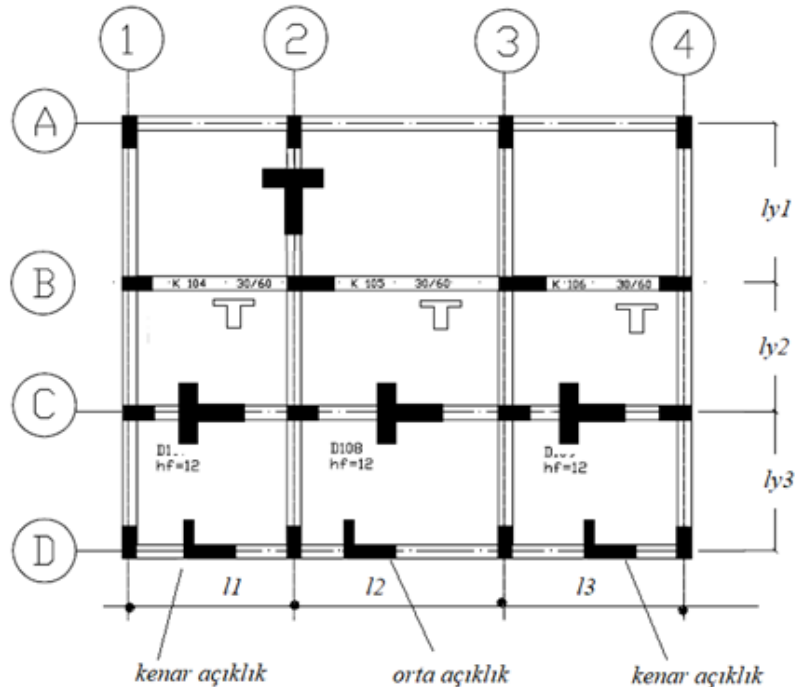
$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

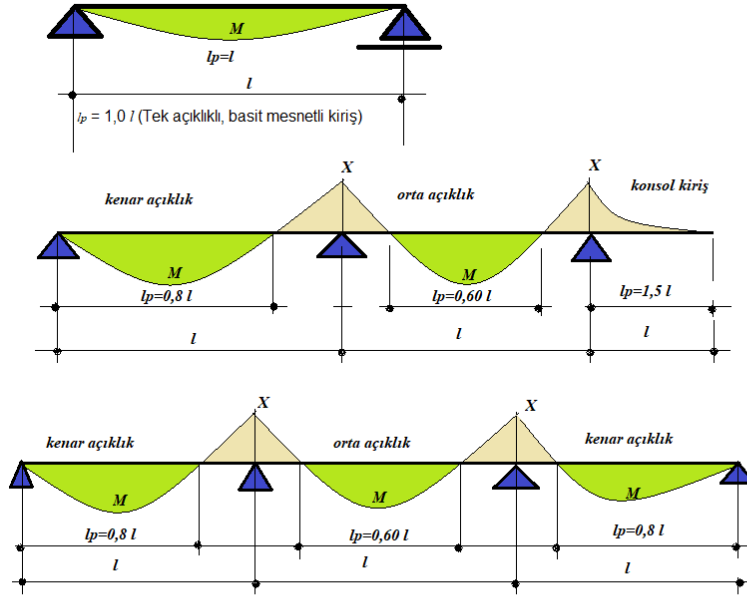
6- Basınç donatısı hesaplanır.

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

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

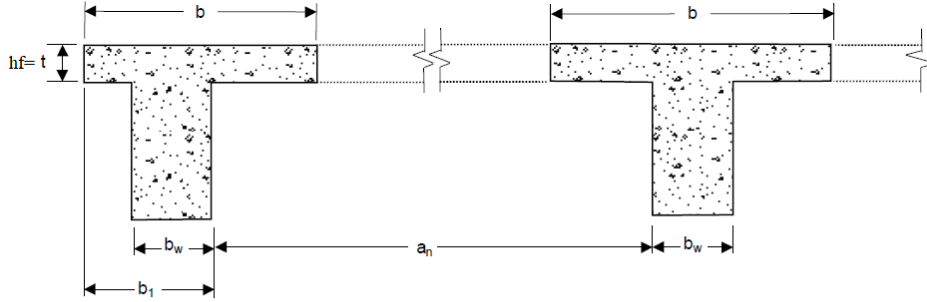
TABLALI KESİTLER: Kirişin bir yada her iki tarafında döşeme olması durumunda kiriş kesiti T şeklinde olur. Kirişler basınç bölgelerinin şekline göre sınıflandırılıp hesabı yapıldığından basınç bölgesi T şeklinde olan kirişlere de tablalı kesit denilir.





Etkili Tabla Genişliği

Simetrik kesitlerde (T-kesiti), $b = b_w + 0,2 l_p$
 Simetrik olmayan kesitlerde (L-kesiti vb), $b = b_1 + 0,1 l_p$



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), $b = b_w + 0,2 l_p$

Simetrik olmayan kesitlerde (L-kesiti vb), $b = b_1 + 0,1 l_p$

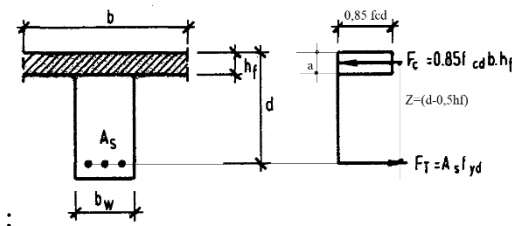
“b” nin genişliği şu şartı sağlamalıdır.

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

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 $a < h_f$. Bu durumda basınç bölgesinin şekli dikdörtgendir.

3. Durum: tarafsız eksenin basınç tablasının altından yani kirişin gövdesinden geçmesi durumu: $a > h_f$. Bu durumda basınç bölgesinin şekli T kesittir.

Son iki durum kirişin çalışma biçiminin 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,

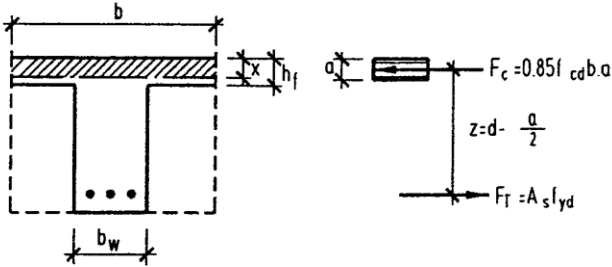
$a = h_f$ ve $F_c = F_T$ kabul edilir.

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

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

Verilenlerden faydalanılarak F_c ve F_T hesaplanır.

1- $F_c > F_T$ olması durumunda: İç kuvvetlerin büyüklüğü bu şekilde çıkarsa $a < h_f$ demektir. Yani tarafsız eksen basınç tablasının içinden geçer. Beton çekme donatısından daha güçlü anlamındadır. Kirişler basınç bölgesinin şekline göre hesaplanır. $a < h_f$ 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.

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

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

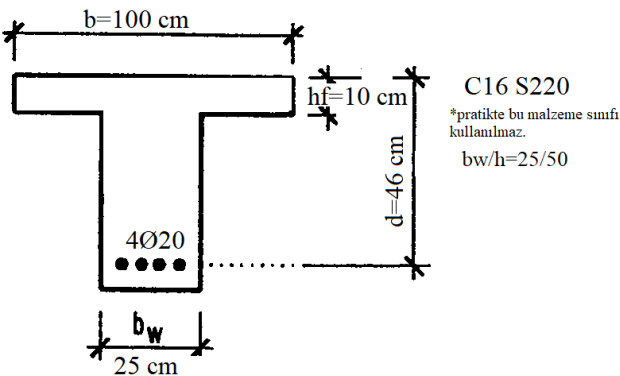
Hesaplanan “a” değeri formüllerde yerine konularak; Beton açısından kirişin moment taşıma gücü;

$$M_r = 0.85 f_{cd} \cdot b \cdot a \cdot (d - 0.5 \cdot a) \text{ kNcm}$$

Çekme donatısı açısından;

$$M_r = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot a) \text{ kNcm}.$$

Örnek: Verilen tablalı kesitin moment taşıma gücünü hesaplayınız.



Çözüme tarafsız eksenin yerini bulmakla başlanır. Bunu niçin

iç kuvvetler hesaplanmalı ve birbiriyle kıyaslanmalıdır.

$a = h_f = 10$ cm olarak limit durum kabul edilir.

$$F_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 100 \cdot 10 = 935 \text{ kN}$$

$$F_T = A_s \cdot f_{yd} = 12.57 \cdot 19.1 = 240 \text{ kN}$$

$F_c > F_T$ oldu. $a < h_f$ demektir. Tarafsız eksen tabla içinden geçer.

Basınç bölgesi dikdörtgendir ve SDD hesabı yapılır.

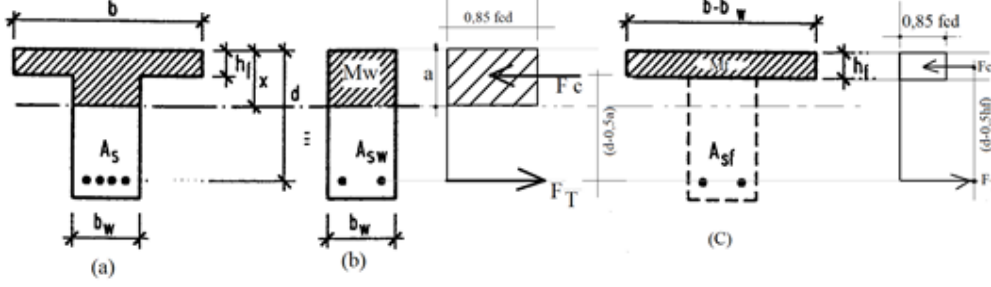
$$a = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{12,57 \cdot 19,1}{0,85 \cdot 1,1 \cdot 100} = 2,56 \text{ cm}$$

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

Veya

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

2- $F_c < F_T$ olması durumunda: İç kuvvetlerin büyüklüğü bu şekilde çıkarsa $a > h_f$ demektir. Yani tarafsız eksen kiriş gövdesinden geçer. Kiriş yüksekliğinin döşeme kalınlığına oranla çok büyük yada donatının çok fazla olduğu durumlarda $a > h_f$ olabilir. Bilindiği gibi kirişler basınç bölgelerinin şekline göre hesaplanır. $a > h_f$ 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.



$$A_s = A_{sw} + A_{sf}$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

$$A_{sf} = 0,85 f_{cd} h_f (b - b_w) / f_{yd}$$

$$M_r = M_w + M_f$$

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

$$M_f = A_{sf} f_{yd} (d - 0,5h_f)$$

b) gövdenin taşıyacağı moment ve kuvvet çiftini gösterir.

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

Kirişin moment taşıma gücü:

$M_r = M_w + M_f$ den oluşur.

Kirişin donatısı ise:

$A_s = A_{sw} + A_{sf}$ 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; $M_w = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot a \cdot (d - 0,5 \cdot a)$ dir. $F_c = F_T$ olduğundan

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd} \cdot b_w} \text{ cm.}$$

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

$$M_w = F_T \cdot (d - 0,5 \cdot a) \text{ olan}$$

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

=>

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

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

2. kuvvet çiftinin hesabı: Bu kuvvet çifti ise, $(b - b_w)$ genişliğinde ve h_f kalınlığındaki dikdörtgen bir kesitin aktaracağı basınç kuvveti (F_c) ile, çekme donatısının kalan bölümünden (A_{sf}) oluşur.

$(b - b_w)$ genişliğindeki flanşın karşıladığı moment M_f olup, iç kuvvetlerin dengesinden,

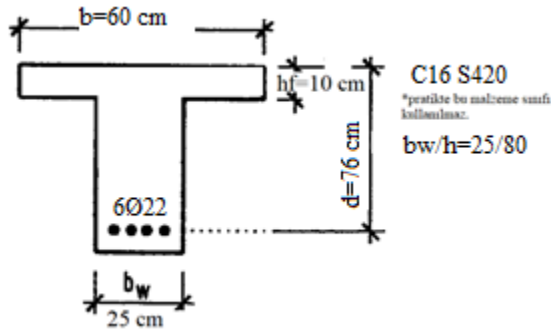
$$M_f = 0,85 f_{cd} \cdot h_f \cdot (b - b_w) \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) \text{ dir.}$$

Bu momenti karşılamak için gereken donatı A_{sf} olup, iç kuvvetlerin dengesinden,

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

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

ÖRNEK:



Şekilde verilen tablalı kesitin moment taşıma gücünü hesaplayınız.

Çözüm: tarafsız eksenin yerini bulmakla başlanır. Bunu için iç kuvvetler hesaplanmalı ve birbiriyle kıyaslanmalıdır.

$a = h_f = 10$ cm olarak limit durum kabul edilir.

$$F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 60 \cdot 10 = 561 \text{ kN}$$

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

$F_c < F_T$ oldu. $a > h_f$ demektir. Tarafsız eksen gövde içinden geçer.

Basınç bölgesi T şeklinde olduğu için tablalı kesit hesabı yapılacaktır.

1-Önce tablanın taşıyacağı moment hesaplanır. Tabla $(b - b_w)$ ve h_f

kesitine sahiptir.

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

2- Bu momenti karşılamak için gereken tabla donatısı hesaplanır (A_{sf}).

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

3- Gövde momentini karşılayacak gövde donatısı (A_{sw})

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

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

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

5- Gövdenin taşıyacağı moment:

$$M_w = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 a) = 13,84 \cdot 36,5 \cdot (76 - 0,5 \cdot 21,62) = 32932 \text{ kNcm.}$$

Tablalı kesitin moment taşıma gücü; $M_r = M_w + M_f$ $M_r = 23234,75 + 32932 = 56166 \text{ kNcm.}$ olarak bulunabilir.

TABLALI (T, Γ) KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI

Verilenler:

b/h , C/S , d , h_f , M_d , 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.

$$M_r = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

Buna “Taşıma gücü moment” denilir. Aynı zamanda kırşın $a = h_f$ durumunda moment taşıma gücünü verir. M_y nin hesaplanmasıyla iki durumla karşılaşılabılır.

- 2-1- $M_r \geq M_d$ ise $a < h_f$ ($F_c > F_T$) demektir. Tarafsız eksen basınç tablasının içerisinde geçmektedir. Eşdeğer gerilme bloğu derinliği hesaplanamayacağından, durum da soyut dikdörtgen hesabı (SDD) yapılır.

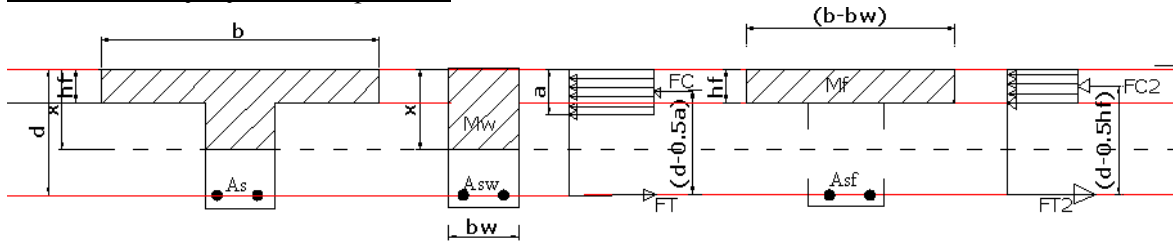
SDD hesabı için şu sıra takip edilir.

- 1- “b_w” yerine “b” kullanılarak *verilen donatı oranı sınır şartı* dikkate alınarak dikdörtgen kesitler için hazırlanmış 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- $K \rightarrow k_s$ okunur
- 5- Çekme donatısı hesaplanır. $As = k_s \cdot \frac{Md}{d}$ veya $As = \frac{Md}{k_z.d.f_{yd}}$
- 6- En az çekme donatısı şartları kontrol edilir.

2-2- $M_r < M_d$ ise $a > hf$ ($F_c < F_T$) demektir. Taraflı eksen basınç tablasının altından, yani gövdeden geçmektedir.

Tablalı (T) kesit hesabı yapılmalıdır.

T kesit hesabı için şu sıra takip edilir.



$M_d = M_f + M_w$ ve $A_s = A_{sf} + A_{sw}$ olduğundan,

- 1- Basınç tablasının karşılayacağı moment hesaplanır.

$$M_f = 0,85f_{cd} \cdot (b - b_w) \cdot hf \cdot (d - 0,5hf)$$

- 2- Tablanın karşılayacağı moment için donatı hesaplanır (A_{sf})

$$A_{sf} = \frac{M_f}{(d - 0,5hf) \cdot f_{yd}} \text{ cm}^2$$

- 3- Gövdenin aktaracağı moment $M_d = M_f + M_w$ eşitliğinden faydalanarak, $M_w = M_d - M_f$ olarak hesaplanır.

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

$$K_w = \frac{b_w d^2}{M_w} \rightarrow A_{sw} = k_s \frac{M_w}{d} \text{ cm}^2 \text{ hesaplanır.}$$

- 5- Tablalı kesite etkiyen M_d momentini aktarmak için gerekli toplan çekme donatısı

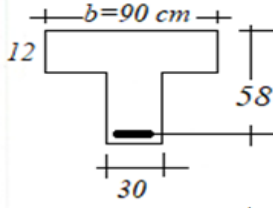
$A_s = A_{sf} + A_{sw}$ ile hesaplanır.

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

$\rho - 0,85\rho_f \leq \rho_m$ olmalı

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

MİSAL: (Tablalı kesit) Verilenlerden faydalanarak T kesitin çekme donatısını hesaplayınız. $M_d = 90000 \text{ kNcm}$ C25/S420



1-Tarafsız eksenin yeri belirlenir
 $a = hf$ kabul edilir.

Kesitin Taşıma gücü momenti hesaplanır

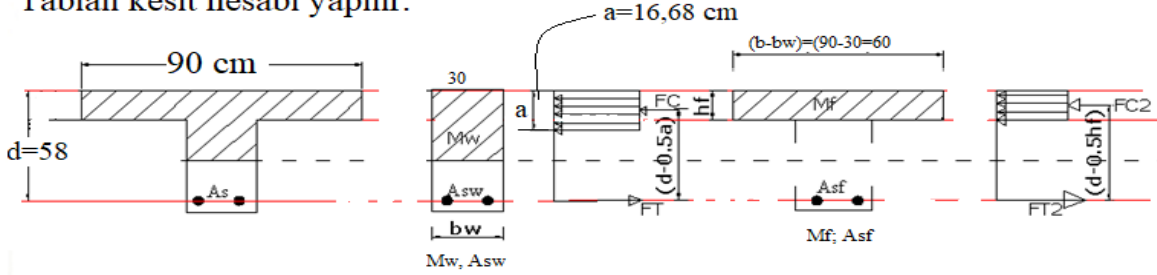
$$M_r^* = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot hf \cdot (d - 0,5 hf)$$

$$M_r^* = 0,85 \cdot 1,7 \cdot 90 \cdot 12 \cdot (58 - 6) = 81151 \text{ kNcm}$$

$$(16,68 > 12)$$

$M_r^* < M_d$ ($F_c < F_t$) $a > hf$ demektir. Tarafsız eksen kesitin gövdesinden geçer.

Tablalı kesit hesabı yapılır.



$$M_d = M_f + M_w$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

Önce tablanın ve gövdenin taşıyabileceği momentler hesaplanır.

1- Basınç tablasının taşıyacağı moment (M_f) Basınç tablası, "b" genişliğinde ve "hf" yüksekliğinde bir dikdörtgen kesittir.

$$M_f = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b - b_w) \cdot hf \cdot (d - 0,5 hf)$$

$$M_f = 0,85 \cdot 1,7 \cdot 60 \cdot 12 \cdot 52 = 54100 \text{ kNcm}$$

2-Gövdenin taşıyacağı moment (M_w)

$$M_w = M_d - M_f \quad M_w = 90000 - 54100 = 35900 \text{ kNcm.}$$

Sonra bu momentleri karşılayacak donatılar hesaplanır.

1-Basınç tablası için moment

$$A_{sf} = \frac{M_f}{(d - 0,5 hf) \cdot f_{yd}} \text{ cm}^2 \quad A_{sf} = \frac{54100}{(58 - 6) \cdot 36,5} = 28,50 \text{ cm}^2$$

2- Gövde momentini için donatı (Gövde dikdörtgendir)

$$K_w = \frac{b_w d^2}{M_w} \rightarrow A_{sw} = k_s \frac{M_w}{d} \text{ cm}^2 \text{ hesaplanır}$$

$$K_w = \frac{30 \cdot 58^2}{35900} = 2,81 \rightarrow k_s = 0,0318 \rightarrow A_{sw} = 0,0318 \cdot \frac{35900}{58} = 19,68 \text{ cm}^2$$

3- Toplam donatı $A_s = 28,50 + 19,68 = 48,18 \text{ cm}^2$

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

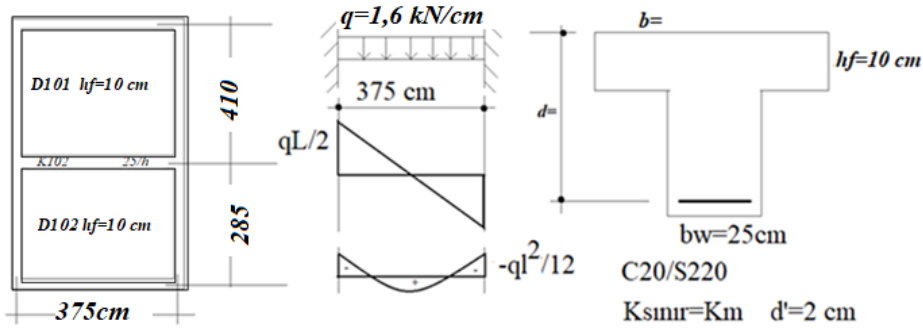
$\rho - 0,85 \rho_f \leq \rho_m$ olmalı

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

Gövde donatısı aşağıdaki bağıntılarla da hesaplanabilir.

$$a = d \mp \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_w}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \text{ cm} \quad A_{sgereken} = \frac{M_w}{f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot a)}$$

ÖRNEK: Verilenlerden faydalanarak sünek-düktil davranış sınır şartına göre **K102** kirişinin yüksekliğini, açıklık ve mesnette donatı hesabını yapınız.



1-Tasarım Momentlerinin hesabı

Tasarım Mesnet momenti $M_d = 1,4 \cdot M_x$

$$M_{x_d} = 1,4 \cdot \frac{q \cdot l^2}{12} = 1,4 \cdot \frac{1,6 \cdot (375)^2}{12} = 26250 \text{ kNcm}$$

Tasarım Açıklık momenti $M_d = 1,4 \cdot M_a$

$$M_{a_d} = 1,4 \cdot \frac{q \cdot l^2}{24} = 1,4 \cdot \frac{1,6 \cdot (375)^2}{24} = 13135 \text{ kNcm}$$

Boyutlandırma

2-Kiriş “h” yüksekliği ve buna bağlı “d” yüksekliği hesabı $K_{sınır}=K_m=2,28$ (C20/S220 tablosundan)

*Kirişlerin boyutlandırılması en büyük tasarım momentine (Md) göre yapılır. Bu örnekte mesnet momentidir.

$$d = \sqrt{\frac{K_{sınır} \cdot M_d \max}{b_w}} \quad d = \sqrt{\frac{2,28 \cdot 26250}{25}} = 48,92 \text{ cm}$$

$h=d+d' \dots\dots h=48,92+2,0=50,92\text{cm} \dots 60 \text{ cm}$ kabul edilir. ($h>3h_f$, $h=300 \text{ mm}$, $h<3,5b_w$)

Kirişin yüksekliği en az 60 cm olmalıdır. Proje gereklerine göre bu değer artırılabilir.

Hesaplara esas olan faydalı yüksekliktir.

$d=h-d'$ $d=60-2=58 \text{ cm}$. hesaplarda **d=58cm** alınacaktır.

Tablalı kesitin etkili tabla genişliği (b) hesaplanır.

$b = b_w + \frac{1}{5}(l_p)$ simetrik kesit $\left(\frac{1}{5}\right)$ ve iki ucu ankastre $(0,60 \cdot l)$ olduğu için

$$b = 25 + 0,20 \cdot (0,60 \cdot 375) = 70 \text{ cm}$$

Kiriş boyutlarına ve etkiyen momente göre donatı hesabı yapılır. Önce açıklıkta hesaplanan tasarım momenti için çekme donatısı hesaplanır.

Açıklık Momenti için BA hesap

$M_{a_d} = 13135 \text{ kNcm}$ olarak hesaplanmıştı.

Limit durum olarak $a=h_f=10 \text{ cm}$ kabul edilir. Kesitin taşıyabileceği moment hesaplanır. Buna “Taşıma gücü moment” denilir. Aynı zamanda kirişin $a=h_f$ durumunda moment taşıma gücünü verir.

$$M_{r*} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$M_r = 0,85 \cdot 1,3 \cdot 70 \cdot 10 \cdot (58 - 5) = 40995,5 \text{ kNcm} > 13135 \text{ kNcm}$$

$M_{r*} \geq M_d$ durumu oldu, $a < h_f$ ($F_c > F_T$) demektir. Tarafsız eksen basınç tablasının içerisinde geçmektedir. Eşdeğer gerilme bloğu derinliği hesaplanamayacağından, bu durum da soyut dikdörtgen hesabı (SDD) yapılır. Bu kesite ait “K” hesaplanır. $K_{sınır}=K_m=2,28$ dr.

$$K = \frac{b d^2}{M_d} = \frac{70 \cdot 58^2}{13135} = 17,92$$

$K > K_{sınır}$ $17,92 > 2,28$ kesit yeterlidir. Tek donatılı T kesit hesabı yapılır. ($K < K_{sınır}$ olsaydı çift donatılı kesit hesabı yapılacaktı)
 $K=17,92$ için $\rightarrow k_s=0,0538$ okunur

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

$$A_s = 0,0538 \cdot \frac{13135}{58} = 12,18 \text{ cm}^2 \text{ veya } A_s = \frac{13135}{0,974 \cdot 58 \cdot 19,1} = 12,18 \text{ cm}^2$$

Kiriş çekme donatısı şu değerden az olamaz.

$$A_{s \min} = \left(0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}\right) \cdot b_w \cdot d = 0,8 \cdot \frac{0,1}{19,1} \cdot 25 \cdot 58 = 6,07 \text{ cm}^2 < 12,18 \text{ cm}^2$$

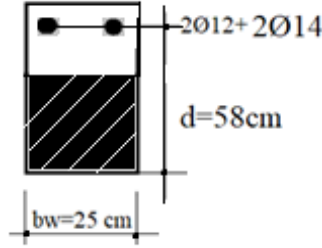
Seçilen (pilye kullanılmıyor) Tablo 3 den

$A_s=12,18 \text{ cm}^2$ için 8Ø14 ($13,31 \text{ cm}^2 > 12,18 \text{ cm}^2$)(ALT)(çekme bölgesine)

Açıklık için hesaplanan çekme donatısının ¼ kadarı hesaplanarak basınç bölgesine konulur. (ÜST)

$A_s' = 1/4 A_s = 12,31/4 = 3,08 \text{ cm}^2$ seçilen 2Ø14 ($3,08 \text{ cm}^2$) (basınç bölgesine)

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



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

$M_d = 26250 \text{ kNm}$.

Mesnette ek donatı hesabı; $A_{s,ek} = A_s$; gereken- A_s ; mevcut

$$K_d = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 58^2}{26250} = 3,20 > K_m \text{ kesit yeterli}$$

$K=3,20$ için $k_s=0,0627$ okunur (3,30)

$$A_{s,gereken} = 0,0627 \cdot \frac{26250}{58} = 28,38 \text{ cm}^2$$

Bu mesnette mevcut donatıların enkesit alanları toplamı; $A_{s,mev} = 3,08 + 2,01 = 5,09 \text{ cm}^2$

(2Ø14+2Ø12= basınç donatısı+ montaj çubukları)

$A_{s,Ek} = 28,38 - 5,09 = 23,29 \text{ cm}^2$ seçilen ek mesnet donatısı 7Ø22 (ÜST)

Donatı planı çizilir.

KAYMA DONATISI HESABI (bilgi için sayfa 71 'e bakınız)

$$V_d = V_c + V_w$$

$$V_d = 1,4 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 1,4 \cdot \frac{1,60 \cdot 375}{2} = 420 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \rightarrow V_{cr} = 0,65 \cdot 0,1 \cdot 25 \cdot 58 = 94,25 \text{ kN}$$

$$V_d > V_{cr} \quad 420 \text{ kN} > 94,25 \text{ kN} \text{ kayma donatısı hesaplama bulunacak}$$

Beton tek başına kayma kuvvetini karşılayamıyor.

$$V_r = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \rightarrow V_r = 0,22 \cdot 1,3 \cdot 25 \cdot 58 = 414,7 \text{ kN}$$

DİKKAT $V_r < V_d$ oldu.

25/60 lık kesit etkiyen kesme kuvvetini karşılayamıyor. Kirişin kesitini değiştirmek yerine enine donatının çap ve aralığını $V_d=420 \text{ kN}$ luk kesme kuvvetini karşılayacak kadar belirlemeliyiz. Etriye katkısı, etriyenin payına düşen kesme kuvvetine (V_w) eşitlenerek hesaba devam edilecek. Tecrübe olarak etriyenin malzemesi S420 olarak seçilecek ve çapıda Ø12 olarak düşünülüp etriye aralığı (S) hesaplanacak.

Betonun karşılayacağı kayma kuvveti

$$V_c = 0,80 \cdot V_{cr} \text{ kN} \rightarrow V_c = 0,80 \cdot 94,25 = 75,40 \text{ kN}$$

Etriyenin payına düşen kayma kuvveti;

$$V_w = V_d - V_c \rightarrow V_w = 420 - 75,40 = 344,60 \text{ kN}$$

Ø12 lik donatının enkesit alanı $A_s=1,13 \text{ cm}^2$ S420 nin $f_{yd}=36,5 \text{ kN/cm}^2$ olduğuna göre etriye katkısı;

$$V_{etr} = V_w = \frac{n \cdot A_0 \cdot f_{ywd} \cdot d}{S} \rightarrow 344,60 = \frac{2 \cdot 1,13 \cdot 36,5 \cdot 58}{S} = 13 \text{ cm} < S_{max} = 200 \text{ mm}$$

Bu kirişte kayma donatısı (enine donatı, etriye) olarak Ø12/13 kullanılacaktır.

SORU: Hesapladığınız kirişin kayma kuvveti taşıma gücü ne kadardır. $V_r=?$ Ø12/13, S420, $d=58 \text{ cm}$

$V_r = \text{Etriyenin karşılayacağı kayma kuvveti} + \text{betonun karşılayacağı kayma kuvveti}$

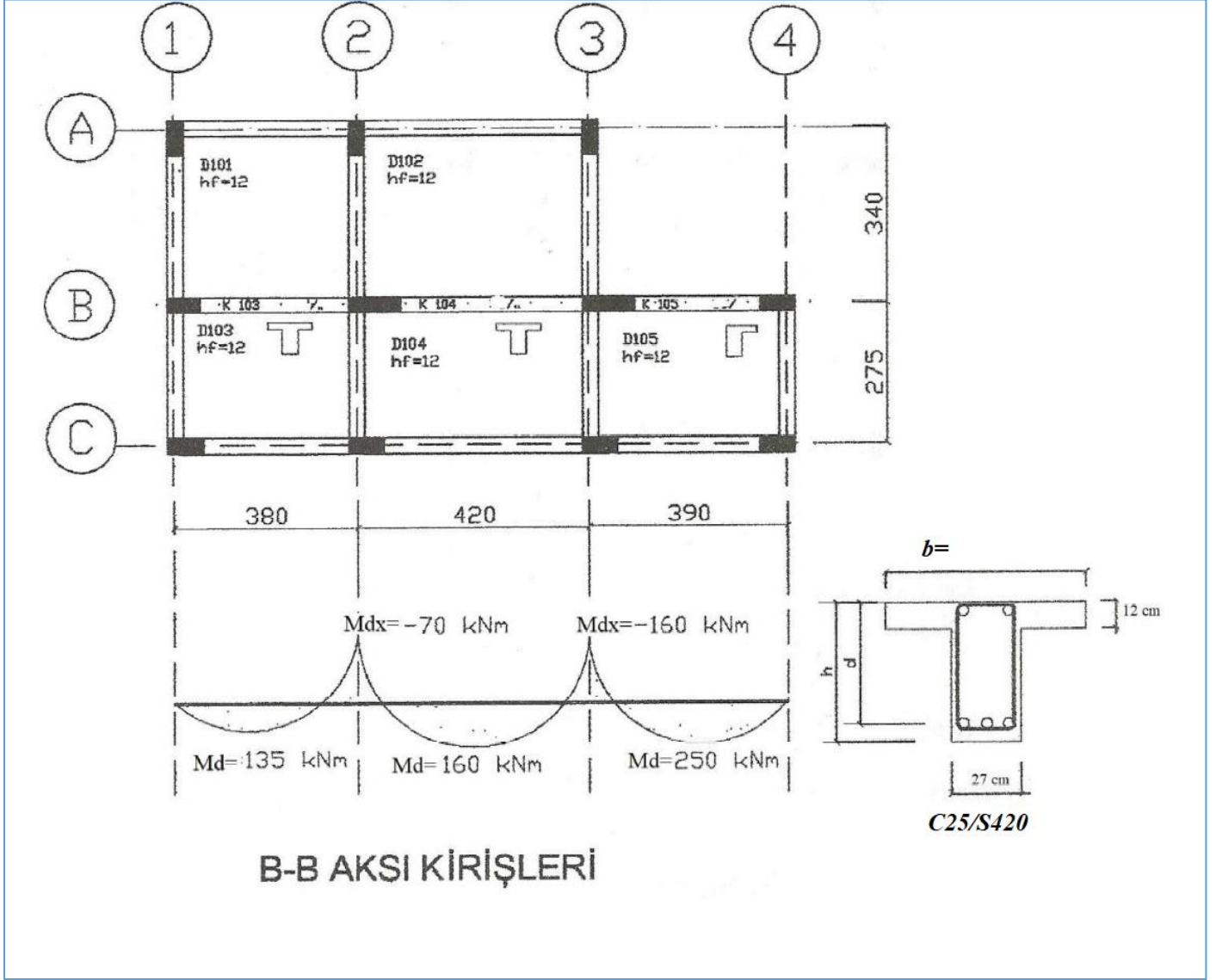
$$V_r = V_{etr} + V_c$$

$$V_{etr} = V_w = \frac{n \cdot A_0 \cdot f_{ywd} \cdot d}{S} \rightarrow V_{etr} = V_w = \frac{2 \cdot 1,13 \cdot 36,5 \cdot 58}{13} = 368,03 \text{ kN}$$

betonun taşıyabileceği kayma kuvveti, $V_c = 75,40 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

$V_r = V_{etr} + V_c = 368,03 + 75,40 = 443,43 \text{ kN} > V_d = 420 \text{ kN}$ hesaplanan etriye ile kesitin kayma kuvveti taşıma gücü artırılmış oldu.

Örnek sürekli kiriş çözümü (sınavda sorumlusunuz)



Misal: Yukarıda verilen kalıp planındaki BB aksı kirişlerinin moment diyagramından faydalanarak

a- Sünek- düktil davranış sınır şartına göre kiriş “h” yüksekliğini hesaplayınız.

b- BB aksında bulunan K103, K104, K105 açıklık ve mesnette BA hesabını yapınız. C25/S420 $K_{sınır} = K_m$

c- Donatı planını çiziniz.

ÇÖZÜM:

Kiriş “h” yüksekliğinin hesabı için moment diyagramından faydalanarak en büyük moment seçilir.

$$M_{max} = M_d = 250 \text{ kNm} = 25000 \text{ kNcm}$$

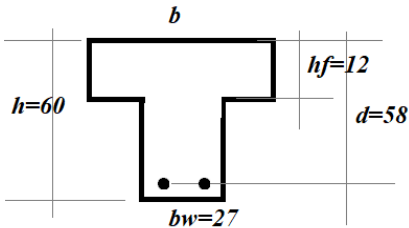
$$\text{C25/S420 için } K_{sınır} = K_m = 1,99$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \rightarrow d = \sqrt{\frac{K_{sınır} \cdot M_{d \max}}{b_w}} = \sqrt{\frac{1,99 \cdot 25000}{27}} = 42,92 \text{ cm}$$

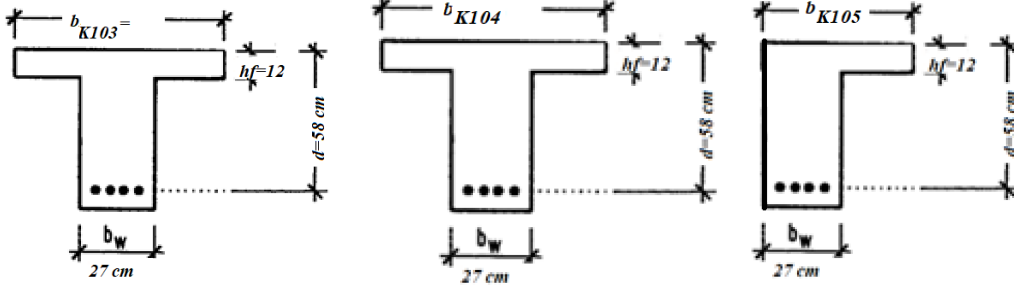
$$h = d + d' = 42,92 + 2 = 44,92 \text{ cm (en az koşulu)}$$

$$h_{max} = 3,5 \cdot b_w = 3,5 \cdot 27 = 94,5 \text{ cm (en fazla koşulu) bu örnekte bütün kirişler için } h = 60 \text{ cm kabul edilmiştir.}$$

$$d = h - d' = 60 - 2 = 58 \text{ cm}$$



Plandan faydalanılarak kirişlerin etkin tabla genişlikleri, (b) hesaplanır.



K103 kirişi BB aksı kenar açıklığı olup $l_p = 0,80 L$ dir. Aynı zamanda BB aksı orta aks olduğu için kirişin kesiti simetriktir. $1/5 l_p$

Etkin tabla genişliği $b = b_w + \frac{1}{5} L_p$

$$b_{K103} = 27 + \left(\frac{1}{5} \cdot 0,80 \cdot 380 \right) = 87,80 \text{ cm}$$

K104 kirişi BB aksı orta açıklığı olup $l_p = 0,60 L$ dir. Aynı zamanda BB aksı orta aks olduğu için kirişin kesiti simetriktir.

$$b_{K104} = 27 + \left(\frac{1}{5} \cdot 0,60 \cdot 420 \right) = 77,40 \text{ cm}$$

K105 kirişi BB aksı kenar açıklığı olup $l_p = 0,80 L$ dir. Aynı zamanda kirişin kesiti asimetriktir. $1/10 l_p$

$$b_{K105} = 27 + \left(\frac{1}{10} \cdot 0,80 \cdot 390 \right) = 58,20 \text{ cm}$$

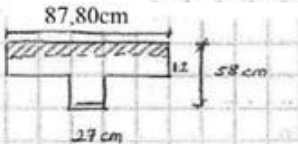
Etkin tabla genişliği kontrolü:

En büyük tabla genişliği $b_{K103} = 87,80 \text{ cm}$

$$\frac{b - b_w}{2} \leq 6h_f \text{ ve } \frac{b - b_w}{2} < \frac{a}{2} \quad \frac{87,80 - 27}{2} = 30,4 \text{ cm} \leq 6h_f \text{ ve } \frac{b - b_w}{2} < \frac{a}{2} \text{ sağlıyor.}$$

ÇEKME DONATILARININ HESABI Önce açıklık momentleri için açıklıkta BA hesap yapılır

K103 Kirişi açıklığı 27/60 Md=13500 kNm



Tarafsız eksenin yeri neresi?

$a = h_f$ olsun

$M_r = M_y = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f)$

$$M_y = 0,85 \times 1,7 \times 87,8 \times 12 \times 52 = 79167 \text{ kNcm} > 13500 \text{ kNcm}$$

$M_r > M_d$ olduğundan $a < h_f$ demektir. Tarafsız eksen basınç tablasından geçer.

Soyut dikdörtgen hesabı yapılır. ($F_C > F_T$)

$$k = \frac{b \times d^2}{m_d} = \frac{87,8 \times 58^2}{13500} = 21,88 \rightarrow k_s = 0,0277$$

$$A_s = 0,0277 \times \frac{13500}{56} = 6,44 \text{ cm}^2 \text{ çekme donatısı oranı.}$$

$$A_s \geq 0,8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b_w \times d \text{ den az alamaz.}$$

$$A_s \geq 0,8 \times \frac{11,5}{3650} \times 27 \times 58 = 3,95 \text{ cm}^2 < 6,44 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,44 \text{ cm}^2$ için seçilen 6Ø12 ($6,79 \text{ cm}^2$) alt

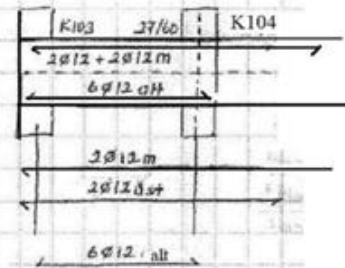
Basınç donatısı (üst) (Çekme donatısı ekesit alanının 1/3 - 1/4 kadarı basınç donatısı olarak üstte konulmalı)

$$A_s' = 1/4 A_s = 0,25 \times 6,79 = 1,70 \text{ cm}^2 \text{ seçilen 2Ø12 (2,26 cm}^2) \text{ ÜST}$$

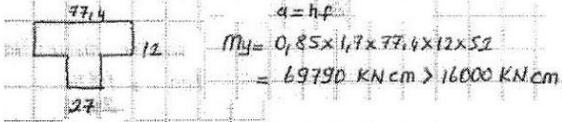
K tablosu yerine formül ile hesaplanabilir.

$$a = 58 - \sqrt{58^2 - \frac{2 \times 13500}{0,85 \times 1,7 \times 87,8}} = 58 - 56,13 = 1,86 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13500}{36,5 \times (58 - 0,5 \times 1,86)} = 6,48 \text{ cm}^2$$



K104 kirişi açıklığı 27/60 Md=16000 kNcm.



$$a = hf$$

$$M_y = 0,85 \times 1,7 \times 77,4 \times 12 \times 52$$

$$= 69790 \text{ kNcm} > 16000 \text{ kNcm}$$

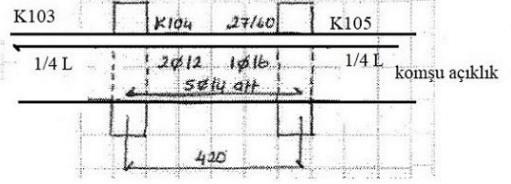
$a < hf$ S.D.D yap

$$K = \frac{77,4 \times 58^2}{16000} = 16,27 \rightarrow k_s = 0,0279$$

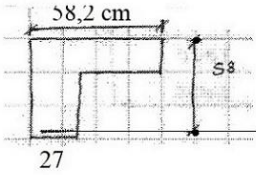
$$A_s = 0,0279 \times \frac{16000}{58} = 7,69 \text{ cm}^2 \text{ (geçerli) Seçilen } 5\phi 14 \text{ (7,70) (Alt)}$$

Basınç Donatısı (bu seferde çekme donatısının 1/4 ükadarını seçelim).

$$A_s' = \frac{1}{4} \times 7,70 = 1,93 \text{ cm}^2 \text{ Seçilen } 1\phi 16 \text{ (2,01) (Üst)}$$



K105 Kirişi açıklığı Md=25000 kNcm.



$$a = hf$$

$$M_y = 0,85 \times 1,7 \times 58,2 \times 27 \times 52 = 52477 \text{ kNcm} > Md$$

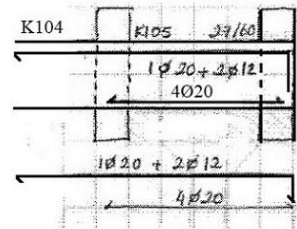
$$a < hf \text{ S.D.D hesabı}$$

$$K = \frac{58,2 \times 58^2}{25000} = 7,82 \rightarrow k_s = 0,0287$$

$$A_s = 0,0287 \times \frac{25000}{58} = 12,37 \text{ cm}^2 \text{ geçerli.}$$

Seçilen $4\phi 20$ ($12,57 \text{ cm}^2$) (Alt)

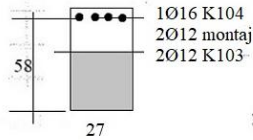
$$A_s' = \frac{1}{4} \times 12,57 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (1}\phi 20 \text{) (Üst)}$$



Kiriş açıklıklarında betonarme hesap yapıldıktan sonra mesnet momentleri için gerekli donatı hesabı yapılır.

*mesnetlerde kesitler her zaman dikkörtendir.

K103-K104 Ara mesneti
Md=7000 kNcm



$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{27 \cdot 58^2}{7000} = 12,98 > K \text{ sınır kesit yeterli } k_s = 0,0281 \quad A_{s \text{ gereken}} = 0,0281 \cdot \frac{7000}{58} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Bu mesnette mevcut donatı (Üst)

$$K103 \text{ ten } 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

montaj çubukları bir defa alınır. $2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

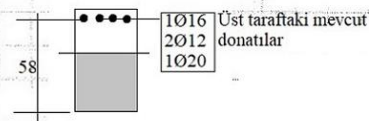
$$K104 \text{ ten } 1\phi 16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$+ 6,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sEK} = A_{s \text{ gereken}} - A_{s \text{ mevcut}}$$

$$= 3,39 - 6,53 = - (eksi) \text{ ek mesnet donatısına gerek yok.}$$

K104-K105 Ara mesneti
Md=16000 kNcm



$$K = \frac{27 \times 58^2}{16000} = 5,67 \rightarrow k_s = 0,0292$$

$$A_{s \text{ gereken}} = 0,0292 \times \frac{16000}{58} = 8,06 \text{ cm}^2$$

Bu mesnette mevcuttur

$$K104 \text{ ten } 1\phi 16 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

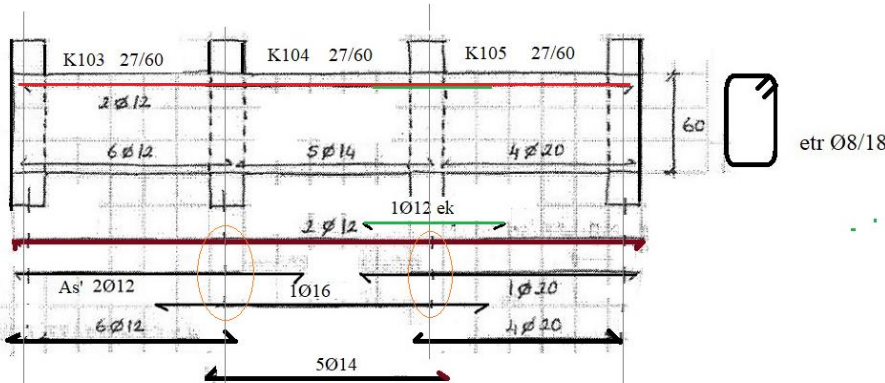
$$1\phi 20 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$7,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{sEK} = A_{s \text{ gereken}} - A_{s \text{ mevcut}}$$

$$= 8,06 - 7,41 = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{min } 1\phi 12 \quad 1\phi 12 \text{ (1,13 cm}^2 \text{)}$$



KİRİŞLERDE KESME KUVVETİ ETKİSİ

(Kayma donatısı hesabı)

Eğilmeye çalışan taşıyıcı elemanların kesitleri, eğilme momentinin yanında kesme kuvvetini de karşılarlar. Kesme kuvveti, beton ve kayma donatısı tarafından karşılanır. Kayma donatısı pilye ve etriyelerden oluşur. Aynı zamanda bir kirişin kayma kuvveti taşıma gücü, beton ve kayma donatısının hep birlikte taşıdığı kayma kuvvetidir. Günümüzde kirişlerde pilye kullanılmamakta kayma kuvveti beton (V_c) ve etriye ($V_{tr}=V_w$) tarafından karşılanmaktadır.

$$V_r = V_c + V_w$$

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

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

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

TS 500 de beton katkısının (V_c), 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 (V_d). Kirişin diğer boyutları ve malzemesi de bilindiğine göre hesaba önce “kayma donatısı hesabına gerek olup olmadığının kontrolü” ile başlanır. Bunun için “eğik çatlama oluşturacak kesme kuvvetinin değeri” hesaplanır.

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

$V_d < V_{cr}$ise, beton kesme kuvvetini tek başına karşılıyor. Kayma donatısı hesabına gerek olmayıp, sünek davranış sağlamak için minimum etriye kullanmak yeterlidir. ($\phi 8/20$)

$V_d > V_{cr}$ ise kayma donatısı hesapla bulunmalı. O halde kesitin yeterli olup olmadığına bakılır. Bunun için kirişin gerçek kesme kuvveti taşıma gücü hesaplanır (tasarım kesme kuvveti)($V_{res}=V_d$). Yüksek asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövde betonunun ezilmesini önlemek amacıyla, hesap kesme kuvveti aşağıda gösterildiği gibi sınırlanmıştır. Bu koşul sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir (TS500/2000).

$$V_{res}=0.22.f_{cd}.b_w.d.....$$

$V_d > V_{res}$ ise kesit küçüktür. Değiştirilmelidir.

$V_d < V_{res}$ 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.

$$V_w = V_d - V_c$$

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

$$V_w = V_{pl} + V_{tr}$$

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

$$V_{wpl} = A_{swpl} \frac{f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad \text{kğ veya kN.}$$

Geriye etriyeni karşılayacağı kayma kuvveti kalır.

$$V_{tr} = V_w - V_{pl}$$

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

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{tr}}{f_{yd}.d} \quad A_{sw}=n.A_o \quad \text{dır.} \quad “n” \text{ bir kesitteki etriye kol sayısıdır. } A_o = \text{etriye en kesit alanıdır.}$$

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.

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

$V_{etr} > V_d$ ise seçilen etriye çap ve aralığı yeterli, $V_{etr} < V_d$ ise yetersizdir.

ÖRNEK PROBLEM

K201 KİRİŞİ KAYMA DONATISI HESABI

TS500/2000

C25/B420C

$V_{max} = 56,86 \text{ kN}$

$V_d = 1,4 \cdot 56,86 = 79,60 \text{ kN}$ (7960 kg)

$V_d = V_c + V_{etr}$ (betonun karşılayacağı kesme kuvveti+ enine donatının karşılayacağı kesme kuvveti)

1-Kesit kontrolü yapılır. ($V_r > V_d$ olmalı)

$$V_r = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad V_r = 0,22 \cdot 1,7 \cdot 25 \cdot 38 = 355,3 \text{ kN} > V_d = 79,60 \text{ kN}$$

Kiriş kesiti kesme kuvveti açısından yeterlidir. Aksi olsaydı ($V_r < V_d$) kesit değişecekti.

2-Eğik çatlamayı oluşturan kesme kuvveti hesaplanır (V_{cr}).

$V_d < V_{cr}$ ise etriye hesabına gerek yok, beton tek başına kesme kuvvetini karşılayabiliyor. Yapısal olarak Ø8/20 etriye kullanmak yeterlidir. Kirişin eğik çatlama dayanımı,

$$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \text{ kN} \dots \dots \dots V_{cr} = 0,65 \cdot 0,115 \cdot 25 \cdot 38 = 71,04 \text{ kN} \dots \dots \dots V_d > V_{cr} \text{ oldu.}$$

Beton tek başına kesme kuvvetini karşılayamıyor. Etriye çapı (Ø) kabul edilerek, aralığı (s,t) hesapla bulunmalı. Enine donatının payına düşen kesme kuvveti

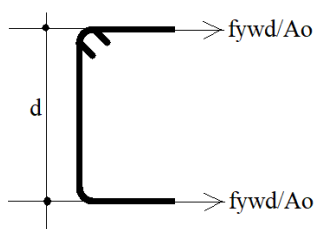
$$V_{etr} = V_d - V_c \text{ dir.}$$

Betonun karşılayacağı kesme kuvveti,

$$V_c = 0,80 \cdot V_{cr} = 0,80 \cdot 71,04 = 56,83 \text{ kN dur.}$$

(Betonun kalitesi yüksek olduğu için bu dayanımı ihmal etmiyoruz. Beton kalitesi düşükse bu ihmal edilebilir. Kayma kuvvetini kaliteli beton ile etriye birlikte karşılayacak şekilde hesap yapıyoruz.)

$V_{etr} = V_d - V_c = 79,60 - 56,83 = 22,77 \text{ kN}$. Bu kadar kesme kuvvetini karşılayacak etriye aralığı hesaplanmalıdır.



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

$A_{sw} = n \cdot A_0$ (etriye kol sayısı*etriye enkesit alanı, S = etriye

aralığı (max 20 cm) Bizim kullandığımız etriyeler çift kolludur. Ø8 etriye kullanalım.

$$S = \frac{n \cdot A_0 \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_{etr}} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 36,5 \cdot 38}{22,77} = 60,9 \text{ cm} > S_{max} = 200 \text{ mm}$$

Ø8/20 etriye kullanılacak.

SORU: (Bir önceki örnekte verilenlere göre) Bir kirişte enine donatı olarak Ø8/20 etriye kullanacağımıza göre, kirişin kesme kuvveti taşıma gücü ne kadar olur?....!

$V_r = \text{Etriyenin karşılayacağı kayma kuvveti} + \text{betonun karşılayacağı kayma kuvveti}$

$$V_r = V_{tr} + V_c$$

$$(\text{etriye katkısı}) \quad V_{tr} = \frac{n \cdot A_0 \cdot f_{ywd} \cdot d}{S} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 36,5 \cdot 38}{20} = 69,35 \text{ kN}, \text{ ve beton } V_c = 56,83 \text{ kN du.}$$

$$V_r = V_{tr} + V_c = 69,35 + 56,83 = 126,18 \text{ kN} > 79,60 \text{ kN} \quad ,,,,!$$

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

$$n \cdot A_{sw} = 2 \cdot 0,50 = 1,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø8 için}$$

$$2 \cdot 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø 10 için}$$

$$2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø12 için}$$

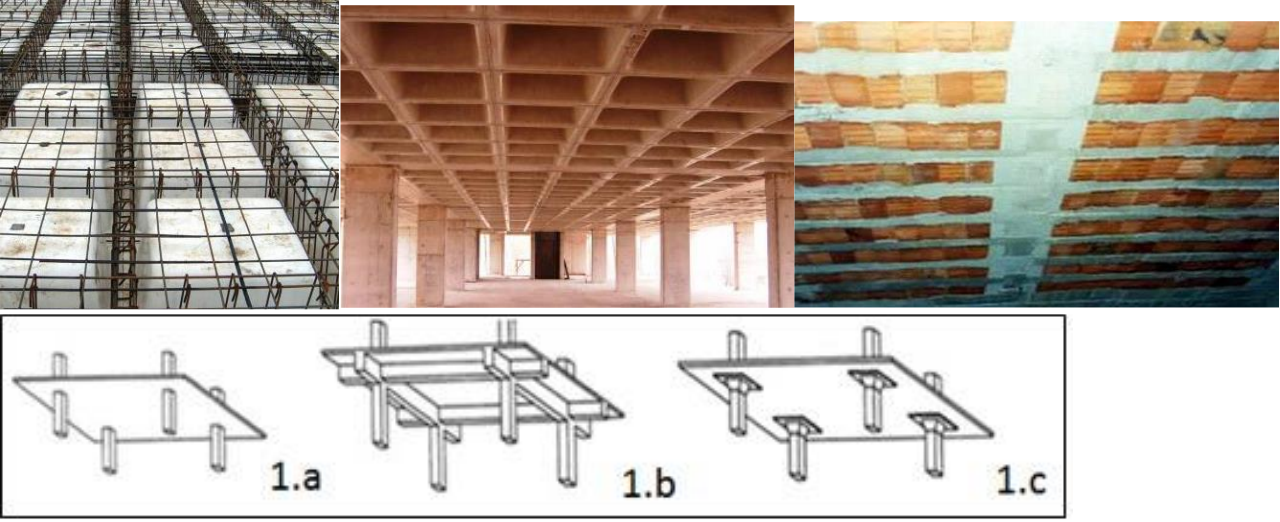
$$S = \frac{n \cdot A_0 \cdot f_{ywd} \cdot d}{V_d}$$

BETONARME DÖŞEMELER

Üzerine etkiyen sabit ve hareketli yükleri çevre kirişlere veya doğrudan kolanlara ileten genellikle yatay konumdaki betonarme taşıyıcı sistem elemanlarıdır. Plaklar aynı zamanda üzerindeki mekâna düz bir yüzey sağlar. Bu yüzden işlevsel olarak ta hizmet verirler.

Kullanılan yer ve yapım tekniğine göre çeşitleri vardır. Bunlara yapım tekniğine göre sınıflandırma diyelim.

- 1- Kirişli döşemeler
- 2- Kirişsiz (mantar) döşemeler
- 3- Nervürlü (dişli) döşemeler
- 4- Asmolen döşemeler
- 5- Izgara (kaset) döşemeler



Şekil 37: Döşeme çeşitleri

KİRİŞLİ DÖŞEMELER

Dört tarafından kirişlere oturan ve yüklerini kirişlere aktaran döşemelerdir. Uzun kenarının kısa kenarına oranına bağlı olarak çalışma biçimleri belirlenir.

1- Tek doğrultuda çalışan döşemeler (hurdi)

$m=lu/lk>2$ olan döşemelerdir. Bu döşeme tipinde ana donatı kısa kenara paralel alta döşenir. Uzun doğrultu için herhangi bir hesap yapılmayıp, yönetmelik gereği dağıtma donatısı kullanılır. Kısa kenar doğrultusunda uzun kirişlere yük aktarılır. Kısa kirişlere yük etkilemediği varsayılır.

Bir doğrultuda çalışan sürekli plaklarda yayılı yükler altında oluşan momentler, mesnetlerinde serbestçe dönebilen sürekli kiriş teorisine göre hesaplanır.

Plak mesnetlerinin kiriş olduğu durumlarda, tasarım mesnet momenti, mesnet ortasındaki momentten $\Delta M=V_a/3$ değerinin çıkartılması ile bulunur. Burada, olamaz. Mesnetlere serbestçe oturan plaklarda mesnet momentlerinde azaltma yapılamaz.

Betonarme kirişler arasında uzanan sürekli plaklarda, hareketli yükten doğabilecek negatif açıklık momentleri, kirişlerin burulma rijitlikleri dikkate alınarak azaltılabilir.

Sürekli plakların açıklıkta hesaplanan pozitif momentleri, iki ucun ankastre varsayılması ile (serbest açıklık göz önünde bulundurularak) elde edilecek momentten küçükse, kesit hesabında ankastre uç varsayımıyla bulunan açıklık momenti esas alınır.

Herhangi komşu iki açıklığının birbirine oranı 0,8 den küçük olmayan sürekli plaklar için, hareketli yükün kalıcı yüke oranının 2,0 den küçük olduğu eşit yayılı yük durumunda, momentler aşağıda verilen katsayılardan yaklaşık olarak hesaplanabilir.

Açıklık Momentleri	Kenar açıklıkta, İç açıklıkta,	$M_d = p_d \ell^2 / 11$ $M_d = p_d \ell^2 / 15$
Mesnet Momentleri	İki açıklıklı plaklarda, Dış mesnetlerde, İç mesnetlerde,	$M_d = - p_d \ell^2 / 24$ $M_d = - p_d \ell^2 / 8$
	İkiden fazla açıklıklı plaklarda, Dış mesnetlerde, Kenar açıklığının iç mesnetinde, Diğer iç mesnetlerde,	$M_d = - p_d \ell^2 / 24$ $M_d = - p_d \ell^2 / 9$ $M_d = - p_d \ell^2 / 10$

Yukarıdaki denklemlerde, l döşeme hesap açıklığıdır. Duvarlara serbestçe oturan döşemelerde bu açıklık, serbest açıklığa döşeme kalınlığı eklenerek bulunur. Ancak, bu değer hiçbir mesnet eksenleri arasındaki uzaklıktan fazla ve serbest açıklığın 1,05 katından az olamaz. Mesnet momenti hesaplanırken, komşu açıklıkların ve yüklerin ortalaması alınmalıdır.

Tek doğrultuda çalışan plaklar için en küçük kalınlık 80 mm dir. Tavan döşemelerinde ve bir yerin örtülmesine yarayan veya yalnız onarım, temizlik veya benzeri durumlarda üzerinde yürünen döşemelerde döşeme kalınlığı 60 mm ye kadar düşürülebilir. Üzerinden taşıt geçen döşemelerde kalınlık en az 120 mm olmalıdır.

Ayrıca plak kalınlığının serbest açıklığa oranı, aşağıda verilen değerlerden az olamaz.

Basit mesnetli, tek açıklıklı döşemelerde, 1/25

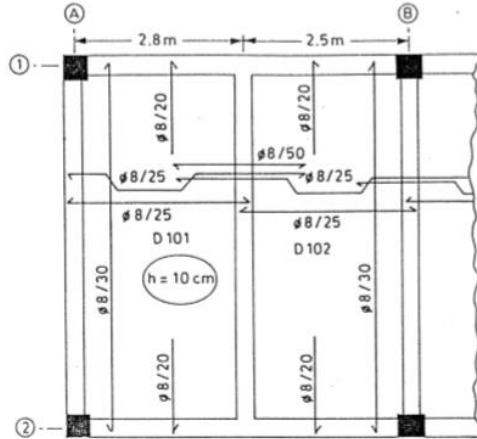
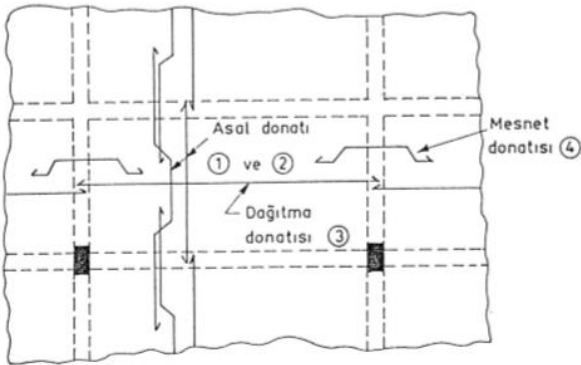
Sürekli döşemelerde, 1/30

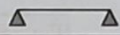
Konsol döşemelerde, 1/12

Bir doğrultuda çalışan plak döşemelerde, donatıyı koruyan net beton örtüsü en az 15 mm olmalıdır.

Donatıyla İlgili Kurallar Tek doğrultuda çalışan plaklarda eğilme donatısı oranı S220 için 0,003, S420 ve S500 için ise 0,002 den az olamaz.

Alta konan dağıtma donatısı, kısa doğrultudaki asal donatının en az 1/3 ü olmalıdır.



Büyüklik	Sembol	$\leq/\geq$	Sınır değerler ve açıklamalar		
Döşeme kalınlığı	h_f	$\geq$	60 mm	Tavan döşemelerinde, bir yerin örtülmesine yarayan ya da yalnız onarım, temizlik vb. durumlarda üzerinde yürünen döşemeler	
			80 mm	Normal döşemelerde	
			120 mm	Üzerinden taşıt geçen döşemelerde	
			$\ell_{sn}/25$	Basit mesnetli döşeme 	Bu koşullar mutlaka sağlanmalı
			$\ell_{sn}/30$	Sürekli döşeme 	
			$\ell_{sn}/12$	Konsol döşeme 	
			$\ell_{sn}/20$	Basit mesnetli	Döşeme kalınlıkları bu değerlerden büyük seçilirse sehim hesabı yapmaya gerek yoktur. Küçük seçilirse sehim hesabı yapmak gerekecektir.
			$\ell_{sn}/25$	Kenar açıklık	
			$\ell_{sn}/30$	İç açıklık	
			$\ell_{sn}/10$	Konsol	
Net beton örtüsü	c_c	$\geq$	15 mm		
Çekme donatısı oranı	ρ	$\geq$	0,003 0,002	S220 (BÇ-I) için S420 (BÇ-III) ve S500 (BÇ-IV) için	
Dağıtma donatısı oranı ve alanı	ρ_d	$\geq$	0,2 ρ	$A_d = 0,2 A_s$	
Çekme donatısı aralığı	s_s	$\leq$	1,5 h_f 200 mm		
Dağıtma donatısı aralığı	s_l	$\leq$	300 mm		
Asal donatıya dik kısa mesnet donatısı alan ve aralığı	A_{km}	$\geq$	0,6 A_s $\phi 8/200$ $\phi 8/300$ $\phi 5/150$	S220 (BÇ-I) için S420 (BÇ-III) için S500 (BÇ-IV) için	
Kısa doğrultuda açıklık donatısının mesnetten mesnede kesilmeden ve bükülmeden uzatılacak kısmı		$\geq$	$\frac{1}{2} A_s$	Bir açıklıklı döşemelerde	
			$\frac{1}{3} A_s$	Sürekli döşemelerde	

Şekil 38: Bir doğrultuda çalışan kirişli döşemeler (hurdi) için sınırlamalar

Büyüklik	Sembol	$\leq$ Yada $\geq$	Sınır değerler ve açıklamalar
Döşeme kalınlığı	h_f	$\geq$	80 mm
			$\frac{\ell_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right)$
			$\ell_{sn}/25$ Bir açıklıklı döşeme
			$\ell_{sn}/30$ Sürekli döşeme kenar açıklık
			$\ell_{sn}/35$ Sürekli döşeme iç açıklık
Net beton örtüsü	c_c	$\geq$	15 mm
Herbir doğrultudaki donatı oranı	ρ_s ve ρ_l	$\geq$	0,0015
Her iki doğrultudaki donatı oranları toplamı	$\rho_s + \rho_l$	$\geq$	0,0040 S220 (BÇ-I) için
			0,0035 S420 (BÇ-III) için
			0,0035 S500 (BÇ-IV) için
Kısa kenar doğrultusunda yerleştirilen donatının aralığı	s_s	$\leq$	$1,5 h_f$ 200 mm
Uzun kenar doğrultusunda yerleştirilen donatının aralığı	s_l	$\leq$	$1,5 h_f$ 250 mm
Döşemede meydana gelebilecek maksimum sehim değeri (Bu sınırların aşıldığı durumlarda eleman boyutları büyütülmelidir)	δ	$\leq$	$\frac{\ell_n}{180}$ Hareketli yükten bölme duvarsız çatı elemanlarında oluşan ani sehim
			$\frac{\ell_n}{360}$ Hareketli yükten bölme duvarsız normal kat elemanlarında oluşan ani sehim
			$\frac{\ell_n}{480}$ Sehime duyarlı eleman taşıyan
			$\frac{\ell_n}{240}$ Normal eleman taşıyan

A. Doğançün. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı. Sayfa 246.

Şekil 39: İki doğrultuda çalışan kirişli döşemeler için sınırlamalar

İki Yönde Çalışan Döşemeler İçin Moment Katsayıları Yöntemi İle Mesnet ve Açıklık Momenti Hesabı Döşeme kalınlığının belirlenmesi (TS 500)

$$h_f \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \times \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right)$$

l_{sn} = döşemenin kısa kenarının temiz açıklığı

α_s = döşemenin uyduğu tip

$\alpha_s = \Sigma$ sürekli kenar uzunluğu / Σ kenar uzunluğu

$$m = \frac{l_l}{l_s} < 2 \quad \text{çift yönde çalışma şartı}$$

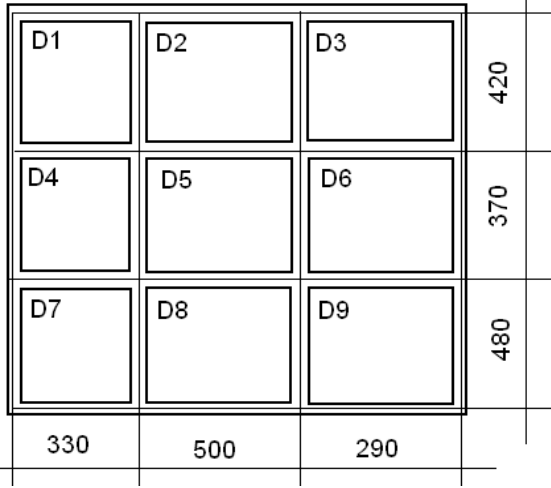
$$m = l_u/l_k < 2$$

$$\pm M = \pm \alpha P_d l_{sn}^2$$

α = süreklilik şartlarına ve m oranına bağlı moment katsayısı (TS 500/2000, Tablo 7.3 den)

P_d = Döşeme üzerindeki düzgün yayılı (kN/m²) tasarım yükü /sn

l_{sn} = Mesnet yüzleri arasında kalan net kısa kenar açıklığı



C25/30 S420 $K_{sınır}=K_m=1,99$ (Tablo 13 den)

1.DÖŞEME KALINLIĞI HESABI

Örnek D5 döşemesi için “bu döşeme dört kenarından sürekli “ döşeme olup Tip 1 dir.

$$m = \frac{500}{370} = 1,351 < 2 \Rightarrow \text{döşeme çift doğrultuda çalışıyor}$$

$$\alpha_s = \frac{2 \times (500 + 370)}{2 \times (500 + 370)} = 1,00$$

$l_{sn}=l_k$ (aks ölçüleri esas alındı)

$$h_f \geq \frac{370}{15 + \frac{20}{1,351}} \times \left(1 - \frac{1,00}{4}\right) \Rightarrow h_f \geq 9,31 \text{ cm}$$

Diğer bütün döşemelerin kalınlıklarını Excel tablosu ile yapabiliriz.

DÖŞEME KALINLIK HESABI

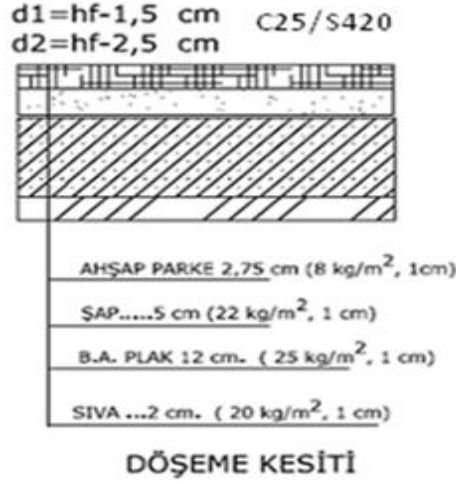
DÖŞ NO	L_U	L_K	$\square \square l_u/l_k$	ÇALIŞMA BİÇİMİ	TİP	α_s	h_f	
D1	420	330	1,272727	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	3	0,5	9,40	
D2	500	420	1,190476	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	2	0,728	10,80	
D3	420	290	1,448276	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	3	0,5	8,80	
D4	370	330	1,121212	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	2	0,736	8,20	
D5	500	370	1,351351	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	1	1	9,31	
D6	370	290	1,275862	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	2	0,719	7,75	
D7	480	330	1,454545	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	3	0,5	10,04	
D8	500	480	1,041667	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	2	0,744	11,42	
D9	480	290	1,655172	Çift Doğr. Yük Akt. Döş	3	0,5	9,36	

Bütün döşemelerin farklı kalınlığa sahip olması hem hesap açısından hemde uygulama açısından kullanışlı olmayacağından tasarımcı TS 500/2000 Madde 11.4.2 ye göre bir tercih yapmalıdır. Bu örnekte, D8 döşemesinin kalınlığı, bu hesap için gerekli döşeme kalınlığı olarak kabul edilmiştir. Yuvarlatılarak, bütün kat ve döşemelerde, döşeme kalınlığı 12 cm (120mm) olarak alınacaktır.

2.DÖŞEME YÜK HESABI

Döşemeler bulundukları mekâna göre fayans, dökme mozaik, ahşap parke, linolyum gibi farklı tip malzemeler ile kaplanırlar. Dolayısıyla her döşeme bulunduğu yere göre farklı katmanlardan oluşur ve yükü (sabit ve hareketli) farklı olur. Sabit yükler, döşeme kesitini oluşturan katmanların kalınlıkları ile birim ağırlıklarının çarpılmasıyla hesaplanır. Kaplama malzemelerinin birim ağırlıkları TS 9194 den alınır. Hareketli yükler ise TS 498 den alınır. Mesela 1 cm kalınlığında 1m² betonarme plak 25 kg yük oluşturduğu varsayılır. Bu ifade 25 kg/m², 1 cm şeklinde yazılır.

Bu örnekte bütün döşemelerin aynı malzemelerle kaplandığını varsayalım. Normal döşemeleri için tipik kesit aşağıdaki gibi olsun. Bu kesitten faydalanarak döşemelerin Yük hesabını yapalım.



NORMAL KAT DÖŞEMELERİ YÜK HESABI

A) SABİT YÜKLER

2,75 cm kalınlığında Ahşap parke kaplama.....	2,75x8.....	=22 kg/m ²
5 cm kalınlığında tesviye betonu (şap).....	5x22.....	=110 kg/m ²
12 cm kalınlığında BA plak (hf).....	12x25.....	=300 kg/m ²
2 cm kalınlığında tavan sıvası.....	2x20.....	=40 kg/m ²

$$g_{D100} = 472 \text{ kg/m}^2$$

$$g_{D100} = 4,72 \text{ kN/m}^2$$

B) HAREKETLİ YÜKLER

TS 498 den konut odaları için $q_{D100} = 200 \text{ kg/m}^2$

Taşıma Gücü Temel Yük Kombinasyonu: $P_{D100} = 1,4g + 1,6q$

$$P_{D100} = 1,4 \times 472 + 1,6 \times 200 = 981 \text{ kg/m}^2 = 9,81 \text{ kN/m}^2$$

DÖŞEMELERİN STATİK HESABI (YAPISAL ÇÖZÜMLEMELERİ)

Döşemelerin her iki doğrultudaki açıklık ve mesnet momentleri TS 500/2000 Çizelge 11.1’de verilmiş olan “moment katsayıları” yöntemi ile hesaplanacaktır. Hesabın esasını oluşturan moment katsayısının (α) seçimi şu şekilde yapılır.

-hesap yapılan doğrultu döşemenin kısa kenarı ise $m = l_u / l_k$ değerine ve döşeme tipine bağlı alınarak “ α ” değeri TS500/2000 de verilen tablo içerisinde okunur.

-hesap yapılan doğrultu döşemenin uzun kenarı ise $m = l_u / l_k$ değerine bakılmaksızın döşeme tipine göre “ α ” en son sütundan okunur. TS500 de verilen aşağıdaki ifade yardımıyla döşemelerin açıklık ve mesnet momentleri hesaplanabilir.

$$\text{Açıklıkta pozitif moment} \Rightarrow M_x = \alpha_x \cdot P_d \cdot l_{sn}^2 \quad M_y = \alpha_y \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

$$\text{Mesnetlerde negatif moment} \Rightarrow X = -\alpha_x \cdot P_d \cdot l_{sn}^2 \quad Y = -\alpha_y \cdot P_d \cdot l_{sn}^2$$

l_{sn} = kısa temiz açıklık (bu örnekte kısa kenar)

Örnekteki döşemelerin X-X ve Y-Y doğrultusundaki momentlerini Tablo oluşturarak hesaplamak daha elverişlidir.

DÖŞEMELERİN YAPISAL ÇÖZÜMLEMELERİ											
DÖŞ NO	L_x cm	L_y cm	$\epsilon = m = \frac{l_u}{l_k}$	TİP	P_d (kg/m ²)	X-X DOĞRULTUSU				Y-Y DOĞRULTUSU	
						AÇIKLIKTAKI*		MESNETTE**		AÇIKLIKTAKI*	
						α	M_x (kNcm)	α	X (kNcm)	α	M_y (kNcm)
D1	330	420	1,27	3	981	0,050	<u>534</u>	0,066	<u>705</u>	0,037	<u>395</u>
D2	500	420	1,19	2	981	0,031	<u>536</u>	0,042	<u>727</u>	0,040	<u>692</u>
D3	290	420	1,44	3	981	0,053	<u>437</u>	0,070	<u>578</u>	0,037	<u>305</u>
D4	330	370	1,12	2	981	0,035	<u>374</u>	0,047	<u>502</u>	0,031	<u>331</u>
D5	500	370	1,35	1	981	0,025	<u>336</u>	0,033	<u>443</u>	0,041	<u>551</u>
D6	290	370	1,27	2	981	0,043	<u>355</u>	0,057	<u>470</u>	0,031	<u>256</u>
D7	330	480	1,45	3	981	0,055	<u>588</u>	0,037	<u>395</u>	0,037	<u>395</u>
D8	500	480	1,04	2	981	0,031	<u>701</u>	0,042	<u>949</u>	0,031	<u>701</u>
D9	290	480	1,65	3	981	0,062	<u>512</u>	0,082	<u>677</u>	0,037	<u>305</u>

*Açıklık ortasında pozitif moment
**mesnet üzerinde negatif moment

DÖŞEMELERİN BETONARME HESABI

Döşemelerin betonarme hesabı “d” yüksekliğinde, b=100 cm genişliğinde dikdörtgen bir kesit gibi yapılır. Her iki doğrultuda yük aktaran döşemelerin faydalı yükseklikleri kısa ve uzun doğrultuda, donatı birbiri üzerine konulduğu ve aralarında bir donatı çapı kadar fark olacağı için, şu şekilde ayrı ayrı hesaplanır.

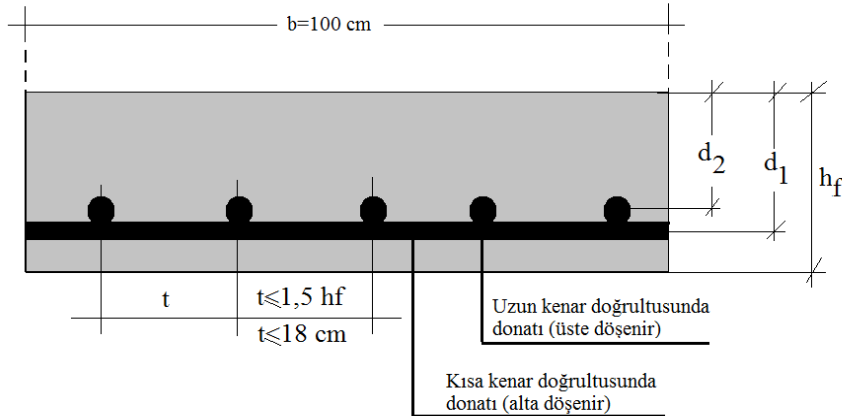
$d_1 = h_f - d'$ kısa açıklık doğrultusunda $d_1 = h_f - 1,50$ cm

$d_2 = h_f - (d' + \emptyset)$ uzun açıklık doğrultusunda $d_2 = h_f - 2,50$ cm alınabilir. Bu örnekte tasarımcı döşeme hesaplarında kullanılacak faydalı yükseklikleri,

$d_1 = 12 - 1,50 = 10,5$ cm

$d_2 = 12 - 2,50 = 9,5$ cm olarak almıştır.

Döşemelerin donatı hesabı, tek donatılı dikdörtgen kesitlerde kullanılan ifade ve tablolar kullanılarak yapılır. Kısa kenar için bulunan donatı alta, uzun kenar için bulunan donatı bunun üzerine bir ızgara oluşturacak şekilde döşenir. Bu yüzden hesaplarda bir karışıklık olmaması için önce x-x veya y-y doğrultusundaki büyük moment için hesap yapılır ve bulunan donatı alta döşenir. Demek oluyor ki, kısa kenar doğrultusunda büyük moment oluşur. Donatı hesabı her döşeme için aşağıdaki gibi tek tek yapılacağı gibi, örnek sonunda vereceğimiz tablo şeklinde de yapılabilir. Böylece olası hatalardan sakınılmış olunur.



$t \leq 1,5 h_f$ şartından $t = 1,5 \cdot 12 = 18$ cm olacak şekilde (min Ø8/18 $A_s = 2,79$ cm²) seçilme zorunluluğu vardır. Yani döşeme için hesaplanan donatı 2,79 cm² den küçükse 2,79 cm² (Ø8/18), alınacak, büyükse tablodan seçilecektir.

D1 DÖŞEMESİ

$M_x = 534$ kNcm/m > $M_y = 395$ kNcm/m

demek oluyor ki X-X doğrultusu kısa kenardır. Donatı önce bu büyük momente göre hesaplanacak ve bulunan donatı alta döşenecektir.

x-x yönü kısa kenar d_1

$d_1 = h_f - d' = 12 - 1,5 = 10,5$ cm $K_{sınır} = K_m = 1,99$ $M_x = 534$ kNcm/m

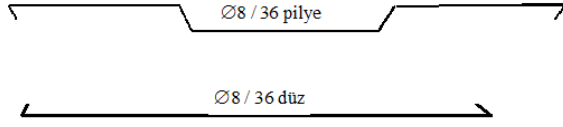
$K = 20,60$ için C25/S420 tablosundan $k_z = 0,987$ veya $k_s = 0,0277$ okunur.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{534}{0,987 \cdot 10,5 \cdot 36,50} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m} < 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 100 \cdot 10,5 = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (\text{S420 için } A_s = 0,0015 \cdot b \cdot d)$$

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{Ø8 / 18 seçildi.} \Rightarrow t \leq 1,5 \cdot h_f = 18 \text{ cm} \quad \text{ve} \quad t \leq 20 \text{ cm}$$

Ø8/36 düz+Ø8/36 pilye (seçilen donatı bir düz, bir pilye olacak şekilde yerleştirileceğinden seçilen donatı aralığı iki katı yazılır.)



y-y yönü (Küçük momentin olduğu uzun kenar doğrultusu) $d_2=9,5 \text{ cm}$

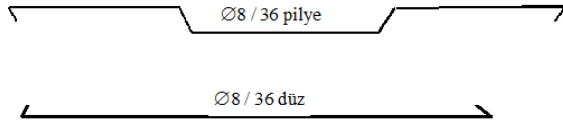
$$d_2 = h_f - d' = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm} \quad K_{\text{sınır}} = K_m = 1,99 \quad M_y = 395 \text{ kNcm/m}$$

$K=22,84$ için C25/S420 tablosundan $k_z=0,987$ veya $k_s=0,0277$ okunur.

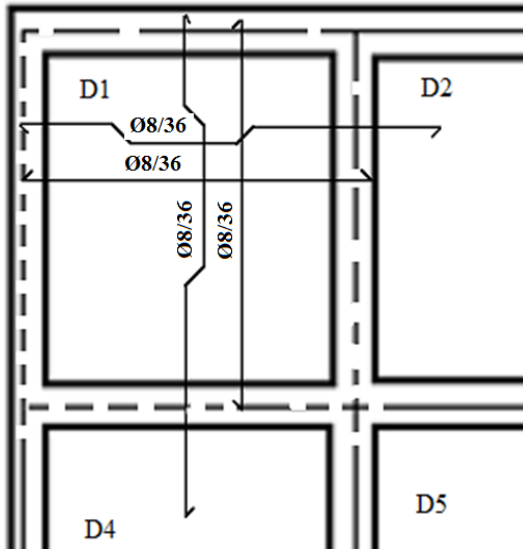
$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{395}{0,987 \cdot 9,5 \cdot 36,50} = 1,15 \text{ cm}^2 / \text{m} < 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 100 \cdot 10,5 = 1,58 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (\text{S420 için } A_s = 0,0015 \cdot b \cdot d)$$

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{Ø8 / 18 seçildi.} \Rightarrow t \leq 1,5 \cdot h_f = 18 \text{ cm} \quad \text{ve} \quad t \leq 20 \text{ cm}$$



Hesaplanan donatılar kalıp planında gösterilir.



Diğer bütün döşemelerin X-X ve Y-Y doğrultusundaki açıklık momentlerine göre donatıları aynı şekilde hesaplanır. Bir kolaylık olması açısından hesaplamalar tablo şeklinde de yapılabilir. Böylece hata yapma ihtimalide azalır ve bu arada mesnet donatısı hesabı da rahat yapılmış olur. Problemin donatı hesap kısmını tablo şeklinde yapmak her zaman daha pratiktir.

$d_1=10.5$ cm (kısa kenar) $d_2=9.5$ cm (uzun kenar) C25/S420

Döşemelerin X-X doğrultusu Donatı Hesabı												
Döş no	AÇIKLIKTA						MESNETTE					
	M Açıklık Momenti	d_1, d_2	$K \frac{100d^2}{M}$	k_s	$As \frac{k_{s,M}}{d}$	Seçilen	Mesnet Adı	M Mesnet momenti	d_1	Ek mesnet donatısı hesabı		
										As gereken cm^2	As mevcut	As ek
D1	<u>534</u>	10.5	20.60	0.0277	$1.41 < 2.79$	Ø8/18	D1-D2	727	10.5	1.93	<2.79	Ek yok
D2	<u>536</u>	9.5	16.83	0.0279	$1.57 < 2.79$	Ø8/18	D2-D3	727	10.5	1.93	<2.79	Ek yok
D3	<u>437</u>	10.5	25.22	0.0277	$1.15 < 2.79$	Ø8/18	D4-D5	502	10.5	1.32	<2.79	Ek yok
D4	<u>374</u>	10.5	29.48	0.0277	$0.98 < 2.79$	Ø8/18	D5-D6	470	10.5	1.24	<2.79	Ek yok
D5	<u>336</u>	9.5	26.86	0.0277	$0.98 < 2.79$	Ø8/18	D7-D8	949	10.5	2.54	<2.79	Ek yok
D6	<u>355</u>	10.5	31.05	0.0277	$0.94 < 2.79$	Ø8/18	D8-D9	949	10.5	2.54	<2.79	Ek yok
D7	<u>588</u>	10.5	18.75	0.0277	$1.55 < 2.79$	Ø8/18	$K=(100.d^2)/M$ $As=k_s.M/d$					
D8	<u>701</u>	9.5	12.87	0.0281	$2.07 < 2.79$	Ø8/18						
D9	<u>512</u>	10.5	21.53	0.0277	$1.35 < 2.79$	Ø8/18						

NOT: K değerleri bir alt değer olarak alındı.

$d_1=10.5$ cm (kısa kenar) $d_2=9.5$ cm (uzun kenar) C25/S420

Döşemelerin y-y doğrultusu Donatı Hesabı												
Döş no	AÇIKLIKTA						MESNETTE					
	M Açıklık Momenti	d_1, d_2	$K \frac{100d^2}{M}$	k_s	$As \frac{k_{s,M}}{d}$	Seçilen	Mesnet Adı	M Mesnet momenti	d_1	Ek mesnet donatısı hesabı		
										As gereken cm^2	As mevcut	As ek
D1	<u>395</u>	9,5	22,85	0,0279	$1,16 < 2.79$	Ø8/18	D4-D1	523	10,5	1,40	<2.79	Ek yok
D2	<u>692</u>	10,5	15,93	0,0281	$1,85 < 2.79$	Ø8/18	D7-D4	523	10,5	1,40	<2.79	Ek yok
D3	<u>305</u>	9,5	29,59	0,0277	$0,89 < 2.79$	Ø8/18	D5-D2	917	10,5	2,47	<2.79	Ek yok
D4	<u>331</u>	9,5	27,26	0,0277	$0,97 < 2.79$	Ø8/18	D8-D5	949	10,5	2,57	<2.79	Ek yok
D5	<u>551</u>	10,5	20	0,0279	$1,46 < 2.79$	Ø8/18	D6-D3	404	10,5	1,07	<2.79	Ek yok
D6	<u>256</u>	9,5	35,25	0,0277	$0,75 < 2.79$	Ø8/18	D9-D6	404	10,5	1,07	<2.79	Ek yok
D7	<u>395</u>	9,5	22,84	0,0279	$1,16 < 2.79$	Ø8/18	$K=(100.d^2)/M$ $As=k_s.M/d$					
D8	<u>701</u>	10,5	15,73	0,0281	$1,87 < 2.79$	Ø8/18						
D9	<u>305</u>	9,5	29,59	0,0277	$0,89 < 2.79$	Ø8/18						

DÖŞEME YÜKLERİNİN KİRİŞLERE AKTARILMASI

17.5.2. Düşey Yük Etkilerinin Hesabı (TBDY 2018 den)

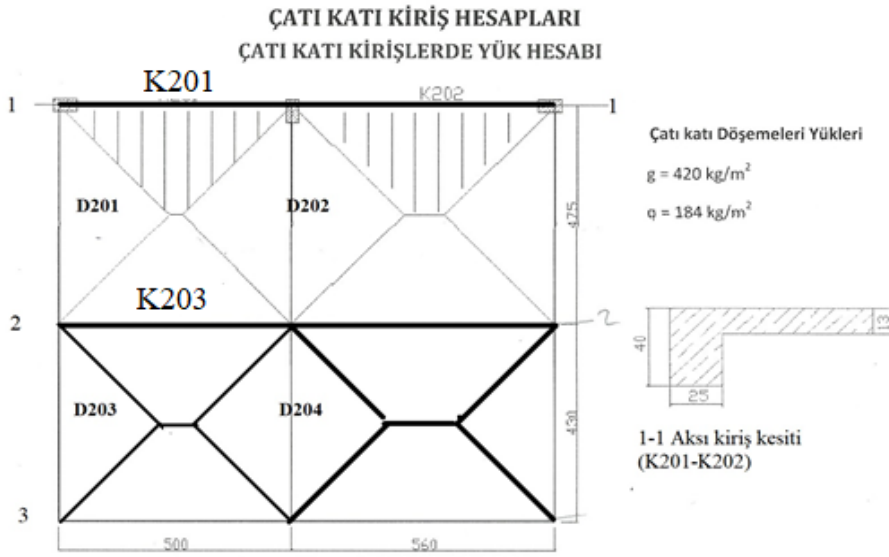
17.5.2.1 – Herhangi bir kirişe her bir çift doğrultuda çalışan döşeme parçasından aktarılan düzgün yayılı (çizgisel) düşey yük (w), daha detaylı bir hesap yapılmadığı durumda, döşeme parçasının kısa doğrultusundaki kiriş için Denk.(17.35) ile, döşeme parçasının uzun doğrultusundaki kiriş için ise Denk.(17.36) ile hesaplanacaktır. Tek doğrultuda çalışan plak (veya dişli) döşeme parçalarından aktarılan yükün tümü, plak döşeme parçasının uzun doğrultusundaki kirişe (veya döşeme dişlerinin saplandığı kirişe) aktarılacaktır. Denk.(17.35) ve Denk.(17.36)'daki p , döşemeye etki eden yayılı sabit ve hareketli yüklerin yük katsayıları göz önüne alınarak hesaplanmış toplam ($g+q$ veya $1.4g+1.6q$) değeridir. Kiriş üzerinde bölme duvar varsa, bölme duvarın yarattığı yayılı yük kiriş yüküne (w) yüküne ilgili yük katsayısı göz önüne alınarak eklenir. Aşağıdaki gibi yapılmasında sonuç bakımından bir hata doğurmamaktadır.

l_{kn} = kısa kenar

$$w = \frac{p \cdot l_{kn}}{3} \quad 17.35 \quad \text{üçgen yük, kısakenar}$$

$$w = \frac{p \cdot l_{kn}}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{m^2}\right) \quad 17.36 \quad \text{Trapez yük, uzun kenar}$$

ÖRNEK:



K201 KİRİŞİ 25/40 Beton $B.h.a=2500 \text{ kg/m}^3$ $W=\text{Hacim} \cdot B.h.a$

1 SABİT YÜKLER g

Kirişin öz ağırlığı (sıva dahil) $(0,25 \cdot 0,40 \cdot 1,00) \cdot 2500 = 250 \text{ kg/m}$

D201 den Trapez yük $w = \frac{420 \cdot 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,75}\right)^2}\right) = 695 \text{ kg/m}$

Toplam $g_{K201}=250+695=945 \text{ kg/m}$

2 HAREKETLİ YÜKLER q

D201 döşemesinden Trapez yük $q_{K201} = w = \frac{184 \cdot 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,75}\right)^2}\right) = 305 \text{ kg/m}$

K201 Kirişi Taşıma Gücü Temel Yük Kombinasyonu

$P_{K201}=1,4g+1,6q=1,4 \cdot 945+1,6 \cdot 305=1811 \text{ kg/m}$ 0,1811 kN/cm

K202 KİRİŞİ 25/40 Beton $B.h.a=2500 \text{ kg/m}^3$ $W=\text{Hacim} \cdot B.h.a$

1 SABİT YÜKLER g

Kirişin öz ağırlığı (sıva dahil) $(0,25 \cdot 0,40 \cdot 1,00) \cdot 2500 = 250 \text{ kg/m}$

$$\text{D202 den Trapez yük} \dots \dots \dots w = \frac{420 * 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,60}{4,75} \right)^2} \right) = 759 \text{ kg/m}$$

Toplam g_{K202}=250+759=**1009** kg/m

2 HAREKETLİ YÜKLER q

$$\text{D202 den Trapez yük} \dots \dots \dots q_{K202} = w = \frac{184 * 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,60}{4,75} \right)^2} \right) = 332 \text{ kg/m}$$

K202 KİRİŞİ TAŞIMA GÜCÜ TEMEL YÜK KOMBİNASYONU
P_{K202}=1,4g+1,6q=1,4*1009+1,6*332=1943 kg/m 0,1943 kN/cm

K203 KİRİŞİ 25/40 (D201 VE D203 DÖŞEMESİ ARASI)

1 SABİT YÜKLER g

Kirişin öz ağırlığı (sıva dahil) (0,25*0,40*1,00)*2500 =**250** kg/m

$$\text{D201 den Trapez yük} \dots \dots \dots w = \frac{420 * 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,75} \right)^2} \right) = \mathbf{695} \text{ kg/m}$$

$$\text{D203 den Trapez yük} \dots \dots \dots w = \frac{420 * 4,30}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,30} \right)^2} \right) = 679 \text{ kg/m}$$

Toplam g_{K203}=250+695+679=**1624**kg/m

2 HAREKETLİ YÜKLER q

$$\text{D201 den Trapez yük} \dots \dots \dots w = \frac{184 * 4,75}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,75} \right)^2} \right) = \mathbf{305} \text{ kg/m}$$

$$\text{D203 den Trapez yük} \dots \dots \dots w = \frac{184 * 4,30}{3} \cdot \left(1,5 - \frac{0,5}{\left(\frac{5,00}{4,30} \right)^2} \right) = 298 \text{ kg/m}$$

Toplam q_{K203}=305+298=**603**kg/m

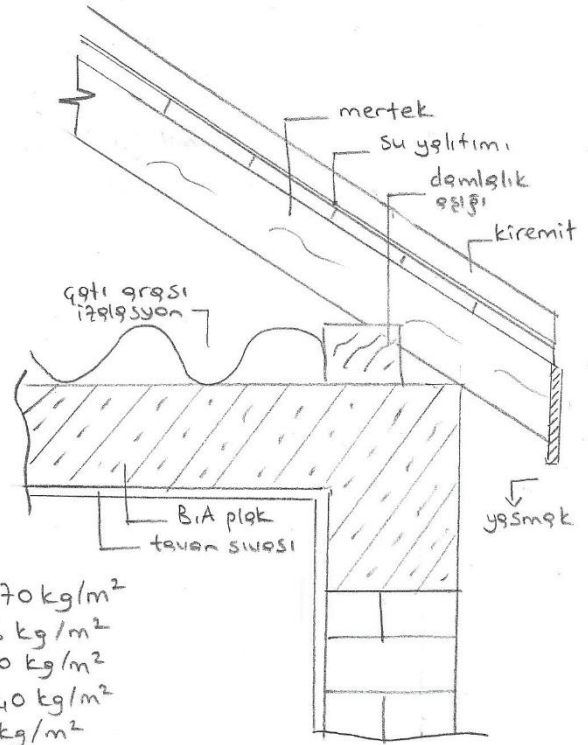
K203 KİRİŞİ TAŞIMA GÜCÜ TEMEL YÜK KOMBİNASYONU
P_{K203}=1,4g+1,6q=1,4*1624+1,6*603=3238 kg/m 0,3238 kN/cm

Hesabın bundan sonraki aşamasında kirişlerin kesit tesirleri (N,M,Q) hesaplanır ve betonarme hesaba geçilir. Açıklık ve mesnet momentlerini karşılayacak donatılar hesaplanır.

Çatı katı döşemesi örnek yük hesabı

Çatı yükü hesabı ;

- Ahşap oturtma çatı
- Alaturka kiremit
- $h_f = 10 \text{ cm}$
- Yalıtım



1- Çatı katı döşemesi SABİT YÜK hesabı

- Ahşap oturtma çatı birim ağırlığı (TS 9194) 70 kg/m^2
 - Çatı çatısı ısı yalıtımı 5 cm cam yünü 6 kg/m^2
 - Alaturka kiremit ve komple tahtası 110 kg/m^2
 - Betonarme plak ($h_f \times \gamma_b$) = 10×2400 240 kg/m^2
 - Tavan sıvası ($t \times \gamma_s$) = 1×2100 21 kg/m^2
 - Kiremit altı su yalıtımı 3 kg/m^2
- +
- $S_{D500} = 450 \text{ kg/m}^2 (4,5 \text{ kN/m}^2)$

2- Çatı katı döşemesi hareketli yük (kar yükü) hesabı

(III. Bölge Erzurum rakım 1850) $\rightarrow q = 155 \text{ kg/m}^2$

Taşıma gücü temel yük kombinasyonu;

$$\begin{aligned} P_{D500} &= 1,4 S + 1,6 q \\ &= 1,4 \cdot 450 + 1,6 \cdot 155 \\ &= 878 \sim 880 \text{ kg/m}^2 (8,8 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$