

HESAPLARDA İZLENECEK YOL

1. *Çeşitli tür yüklemeler için yapısal çözümleme yapılır.*
2. *Çözümlmelerden elde edilen iç kuvvetler, yük birleşimlerine konarak iç kuvvetlerin “hesap değerleri” bulunur.*

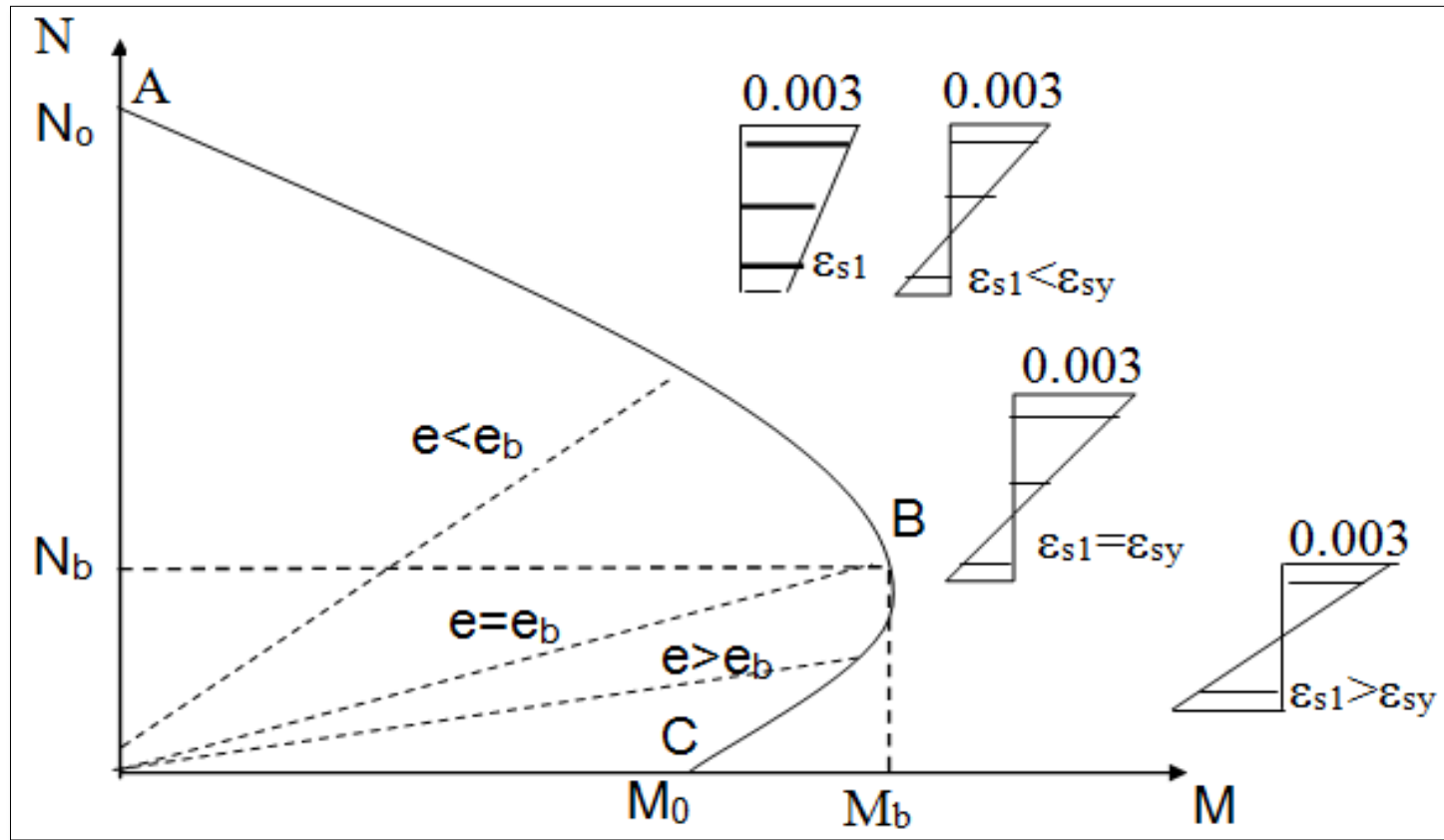
(1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E) yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvveti V_d , kapasiteden hesaplanan V_e ile karşılaştırılacak olan kesme kuvvetidir.

3. *Söz konusu kirişse, düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti V_{dy} hesaplanır. Düşey yüklerin düzgün yayılı olduğu durumlarda, $V_{dy} = (g + q) \times \ell_n / 2$ dir.*

4. Kiriş için, yük birleşimlerinden bulunan en büyük hesap momentleri, kolon için ise en büyük donatıyı verecek $N_d - M_d$ çifti temel alınarak boyuna donatı hesaplanır ve detaylandırılır.
5. Düğüm noktalarında “kolonun kirişten güçlü olma” koşulunun sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Bunun için, o düğüm noktasına saplanan kolon ve kiriş kesitlerinin, eğilme donatıları temel alınarak taşıma gücü momentleri hesaplanır (f_{yd} ve f_{cd} ile). Aşağıdaki koşul sağlanıyorsa, kolonun kirişten güçlü olması koşulu sağlanmıştır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.3)} \quad (7.48)$$

Denklem (7.48)'deki M_{ra} ve $M_{r\ddot{u}}$, deprem yük birleşimlerinden elde edilen eksenel yükler altında bulunan en küçük kolon taşıma gücü momentleridir.



Kat No.	$M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması		$M_{\bar{a}}$ 'nün hesaplanması	
	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlaması durumu	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlamaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlamaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlaması durumu
i+1				
i				
i-1				
	$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj}$			$\Sigma M_p = M_{pi} + M_{pj}$
	$M_{\bar{u}} = \frac{M_{h\bar{u}}(i)}{M_{h\bar{u}}(i) + M_{ha}(i+1)} \sum M_p$		$M_{\bar{a}} = \frac{M_{ha}(i)}{M_{ha}(i) + M_{h\bar{u}}(i-1)} \sum M_p$	
	<p>$M_{h\bar{u}}(i)$ i'inci kat kolonu üst ucunda Bölüm 3 ve Bölüm 4'e göre bulunan moment $M_{ha}(i)$ i'inci kat kolonu alt ucunda Bölüm 3 ve Bölüm 4'e göre bulunan moment</p>			

6. Kapasite tasarımı için elemanın ucundaki momentler hesaplanır.

Kiriş kapasite momentleri, yaklaşık olarak:

$$M_{pi1} = 1.4 [A_{si1} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pi2} = 1.4 [A_{si2} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pj1} = 1.4 [A_{sj1} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pj2} = 1.4 [A_{sj2} f_{yd} (d - d'')]$$

Kolon uç momentleri :

Denklem (7.48) sağlanıyorsa, M_a veya $M_{\bar{u}}$, kiriş kapasite momentlerinin toplamının alt ve üst kolonlara dağıtılması ile elde edilen değerlerdir.

Denklem (7.48) sağlanmıyorsa, M_a ve $M_{\bar{u}}$ kolon kapasite momentleridir,

$$M_a = M_{pa} \approx 1.4 M_{ra} \text{ ve } M_{\bar{u}} = M_{p\bar{u}} \approx 1.4 M_{r\bar{u}}$$

M_{ru} ve $M_{r\bar{u}}$ olarak, deprem yük birleşimlerinden elde edilen en büyük taşıma gücü momentleri kullanılmalıdır.

7. Bulunan eleman uç momentlerinden V_e hesaplanır.

Kiriş:

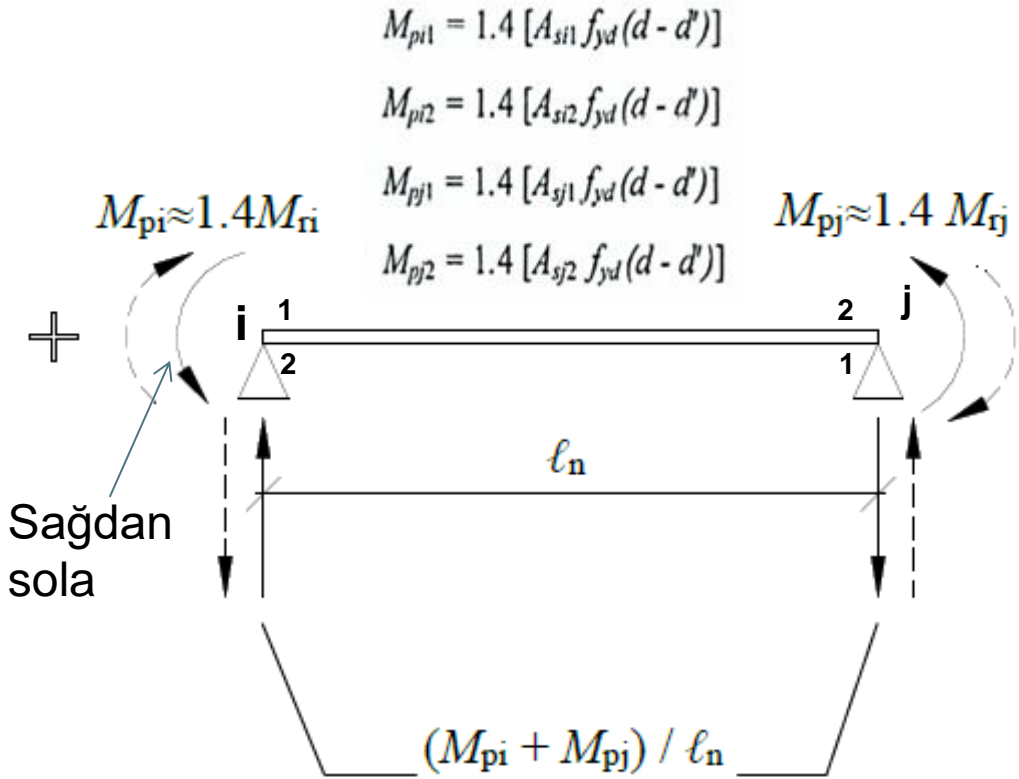
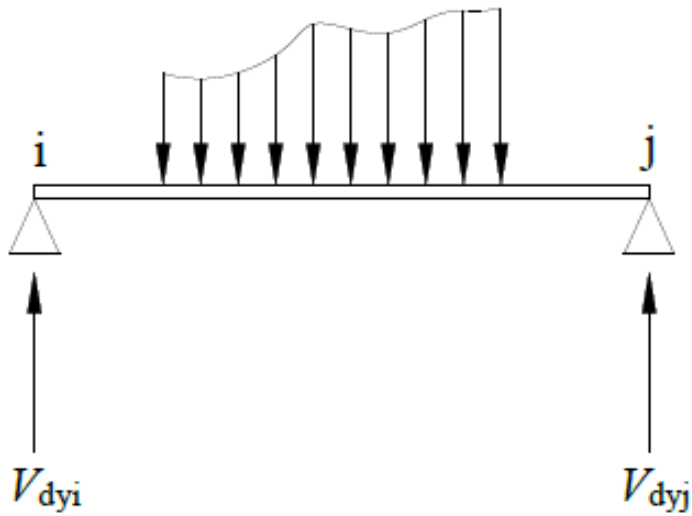
$$V_e = \frac{M_{pi1} + M_{pj1}}{\ell_n} + V_{dy} \quad \text{veya} \quad V_e = \frac{M_{pi2} + M_{pj2}}{\ell_n} + V_{dy}$$

Bulunan V_e , düşey yük birleşimlerinden ($1.4 G + 1.6 Q$) elde edilen hesap kesme kuvveti ile karşılaştırılır. Eğer düşey yük birleşimlerinden elde edilen hesap kesme kuvveti V_e 'den büyükse, hesaplarda o kesme kuvveti temel alınır.

Kolon :

Anımsanacağı gibi,

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{\ell_n} \quad \leftarrow$$



$$M_{pi1} = 1.4 [A_{si1} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pi2} = 1.4 [A_{si2} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pj1} = 1.4 [A_{sj1} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pj2} = 1.4 [A_{sj2} f_{yd} (d - d'')]$$

$$M_{pi} \approx 1.4 M_{ri}$$

$$M_{pj} \approx 1.4 M_{rj}$$

$$V_e = \frac{M_{pi1} + M_{pj1}}{l_n} + V_{dy} \quad \text{veya} \quad V_e = \frac{M_{pi2} + M_{pj2}}{l_n} + V_{dy} \quad \text{TBDY 2018 Denk. (7.9)}$$

$$V_e = (M_a + M_{\ddot{u}}) / I_n$$

(TBDY 2018 Denk. 7.5)



8. Hesapta kullanılacak V'_e veya V'_{ec} ve V'_{eu} hesaplanır.

Kiriş:

Sarılma bölgesi, $V'_{ec} = V_e -$ mesnetten başlayarak "d" uzunluğunda etkiyen düşey yük.

Düşey yük düzgün yayılıysa, $V'_{ec} = V_e - (g + q) d$.

Sarılma bölgesi dışında, $V'_{eu} = V_e -$ mesnetten başlayarak $2h$ uzunluğunda etkiyen düşey yük.

Düşey yük düzgün yayılıysa, $V'_{eu} = V_e - (g + q) 2 h$

Kolon:

$$V'_e = V_e$$

9. Kolonlarda V_e' , kirişlerde V_{ec}' ve V_{eu}' temel alınarak Denklem (7.40)'dan gerekli kesme donatısı alanı hesaplanır. Kolon sarılma bölgelerinde Denklem (7.42) ve Denklem (7.43)'deki koşulların her ikisi de gerçekleşiyorsa, $V_c = 0$ alınır. Anımsanacağı gibi Denklem (7.43)'deki V_d , deprem yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvvetidir. İki koşuldan biri bile gerçekleşmiyorsa, V_c , TS-500-2000'e göre hesaplanır. Kolon sarılma bölgesi dışındaki V_c , TS-500-2000'de verilen kurallara göre hesaplanır.

Kiriş sarılma bölgesinde $V_e - V_{dy} \geq 0.5V_d$ koşulu sağlanıyorsa, beton katkısı $V_c = 0$ alınır. Burada V_d , deprem yük birleşiminden elde edilen hesap kesme kuvvetidir. $V_e - V_{dy} < 0.5V_d$ durumlarda, sargı bölgesinde ve sargı bölgesi dışında V_c , TS-500-2000'e göre hesaplanır.

$$A_{sw} / s = (V_e - V_c) / (f_{ywd} (d)) \quad \text{TS 500 Denk. (8.5)} \quad (7.40)$$

$$N_d \leq 0.05 A_c f_{ck} \quad \text{(TBDY 2018 7.3.7.6)} \quad (7.42)$$

$$V_e \geq 0.5 V_d \text{ ise } V_c = 0 \quad (7.43)$$

7.3.7.6 – Kolon enine donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS 500’e göre belirlenecektir. Ancak, 7.3.4.1’de tanımlanan kolon sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlidir durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05 A_c f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

7.4.5.3 – Kiriş enine donatısının hesabında, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c , TS 500'e göre belirlenecektir. Ancak, 7.4.4'te tanımlanan kiriş sarılma bölgelerindeki enine donatının hesabında, sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlili durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır. Çerçeve kirişlerinde pilyelerin kesme dayanımına katkıları göz önüne alınmayacaktır. $V_e - V_{dy} \geq 0.5V_d$ ise $V_c = 0$

10. *2018 Deprem Yönetmeliği'ne göre kiriş ve kolon sarılma bölgelerinde ve sarılma bölgeleri dışında bulundurulması gereken sargı donatısı saptanır.*
11. *Sarılma bölgelerinde ve bunların dışında hesaplanan kesme donatısı, sargı donatısı ile karşılaştırılır. Hangisi büyükse, geçerli olan odur.*

Örnek

Bilinen:

Şekil 7.40'da gösterilen çerçeve,

Malzemeler: C20 ve S420 (etriye de S420)

Kirişlerin kesit boyutları, $250 \times 450 \text{ mm}$

Kolonların kesit boyutları, $350 \times 350 \text{ mm}$

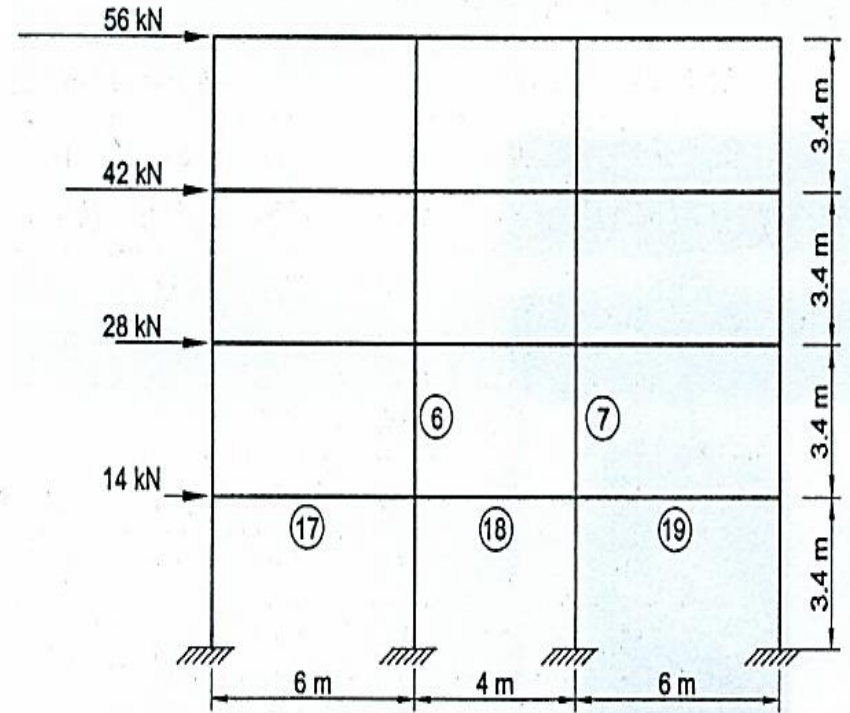
Kiriş tabla kalınlığı, $t = 120 \text{ mm}$

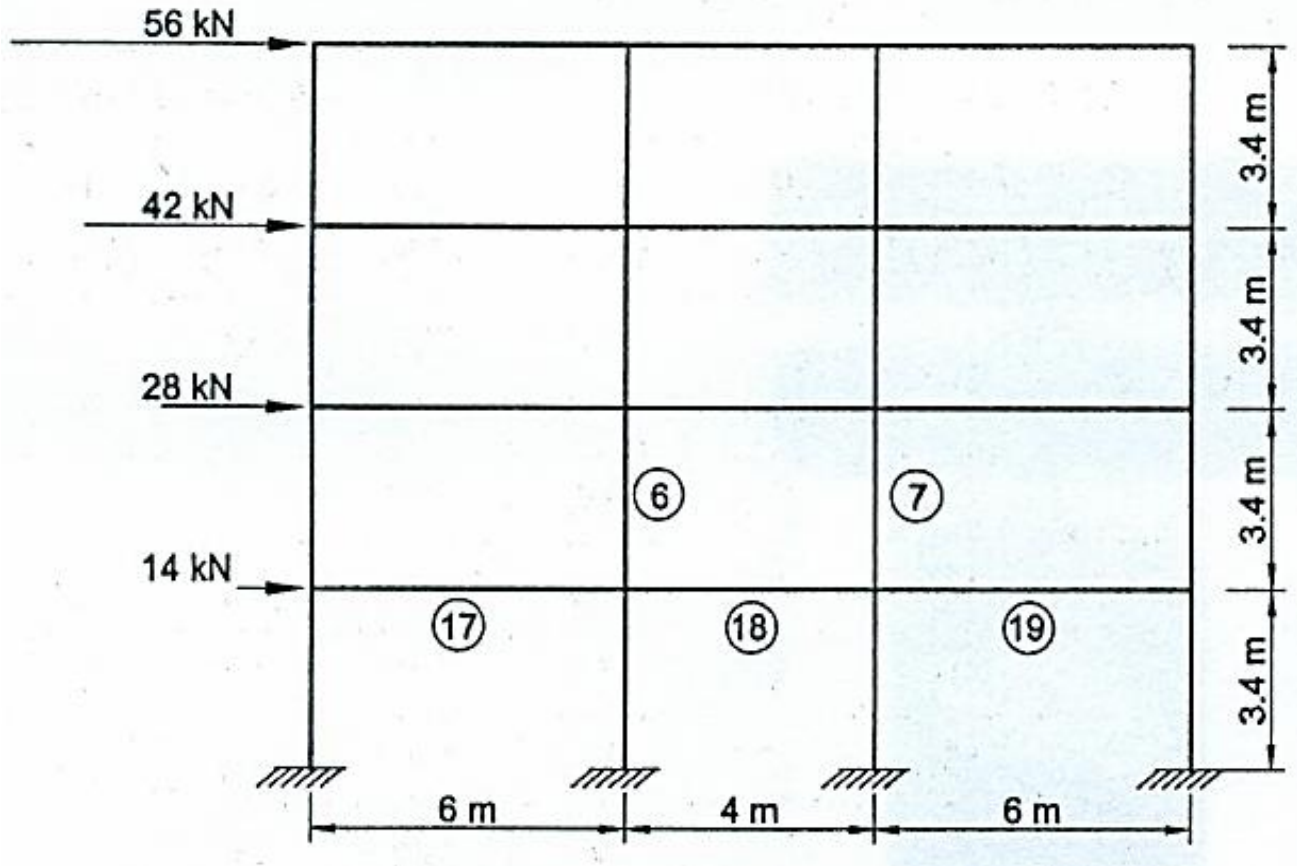
(Kesit boyutları öntasarımda saptanmıştır).

Kiriş yükleri:

Kenar kirişler, $g=21 \text{ kN/m}$, $q=6.2 \text{ kN/m}$

Orta kirişler (koridor), $g=13 \text{ kN/m}$, $q=2.7 \text{ kN/m}$





Şekil 7.40 Örnek 7.6'daki çerçeve

İstenen:

Şekil 7.40'da 1'inci kat kenar kirişlerinin (17 ve 19 numaralı kirişler) ve 2. kat orta kolonların (6 ve 7 numaralı kolonlar) tasarımı istenmektedir. Tasarım, hem kesme hem de eğilme için yapılacaktır.

Çözüm:

Şekil 7.40'da gösterilen çerçeve, etkiyen deprem yükleri, öz ağırlık ve hareketli yükün beş ayrı düzenlemesi altında çözümlenmiş ve elde edilen moment, kesme kuvveti ve aksenal kuvvetlerin, $(1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E)$ ve $(1.4 G + 1.6 Q)$ yük birleşimleri temel alınarak hesap değerleri bulunmuştur. Altı yük birleşiminden elde edilen hesap değerleri Çizelge 7.1'de verilmiştir (kesme kuvveti ve negatif momentler, mesnet ortasındaki değerlerdir).

$$E1 \quad 1.0G + 1.0Q + 1.0E$$

$$A1 \quad 1.4G + 1.6Q$$

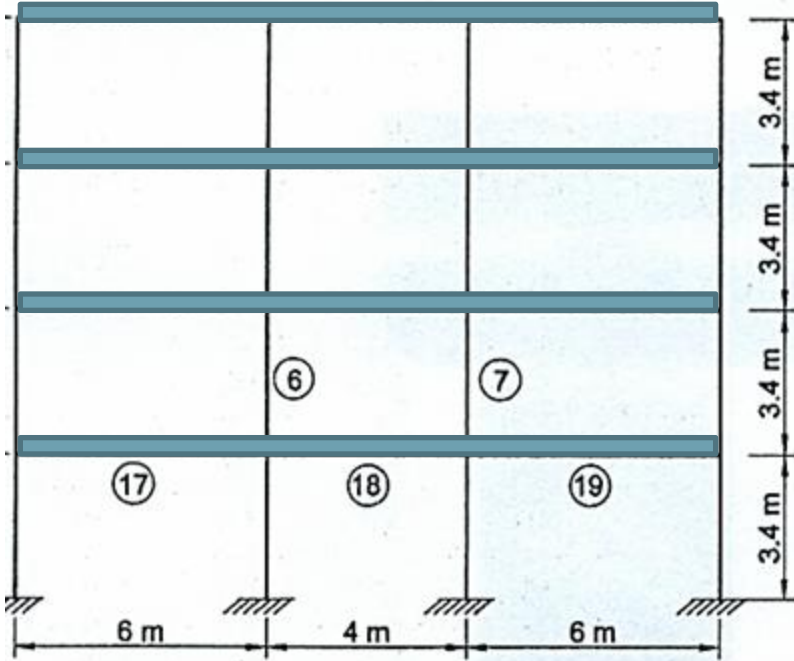
$$A2 \quad 1.4G + 1.6Q$$

$$A3 \quad 1.4G + 1.6Q$$

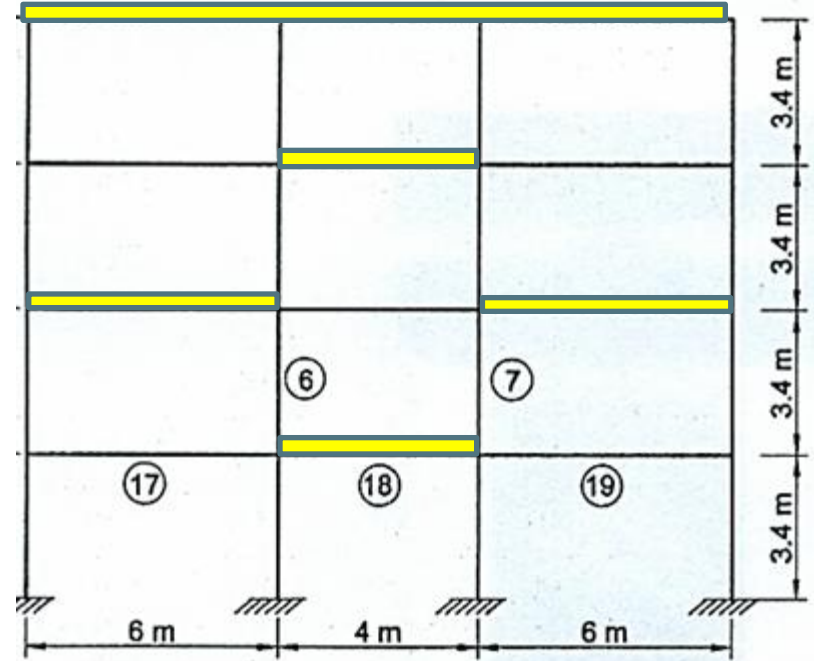
$$A4 \quad 1.4G + 1.6Q$$

$$A5 \quad 1.4G + 1.6Q$$

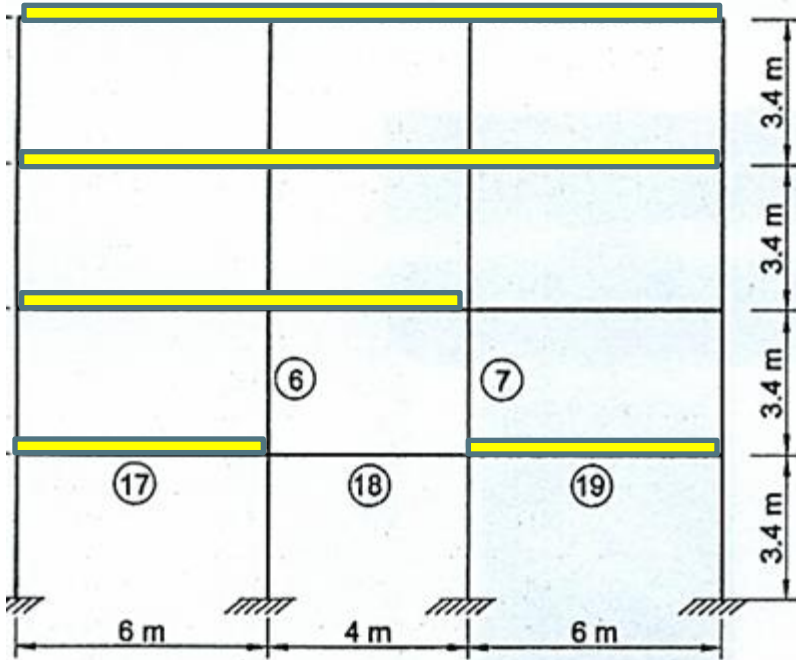
Not: A1 - A5, değişik hareketli yük düzenlemesi içindir.



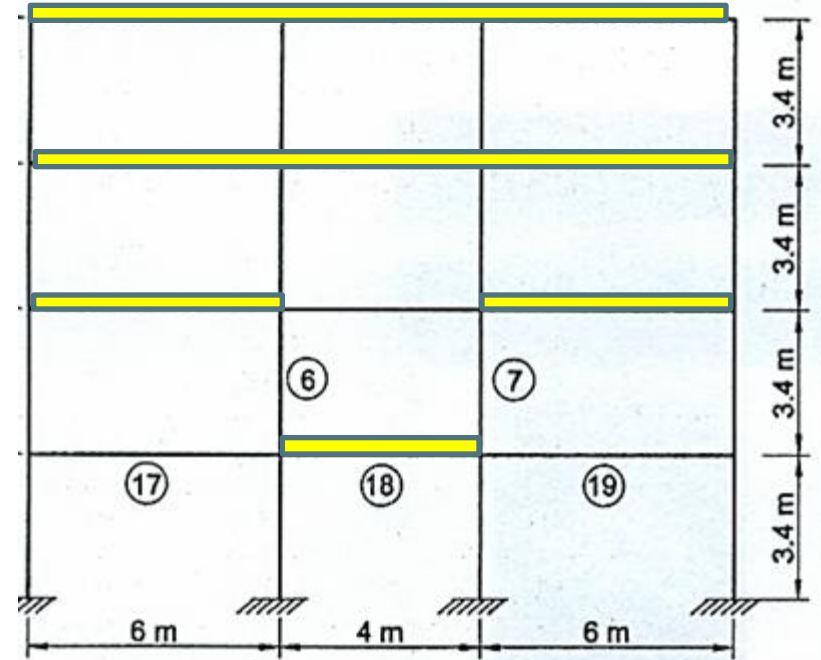
G yüklemesi



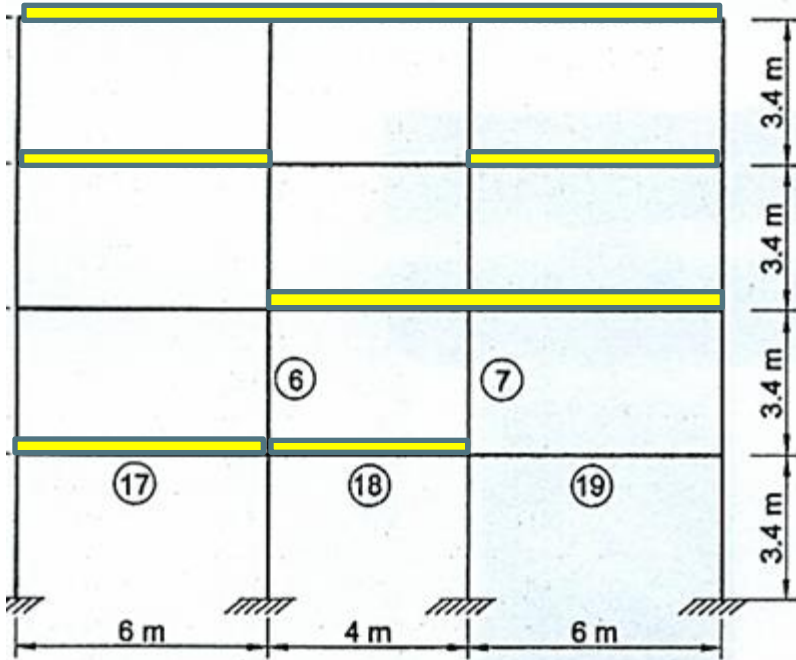
Q1 yüklemesi



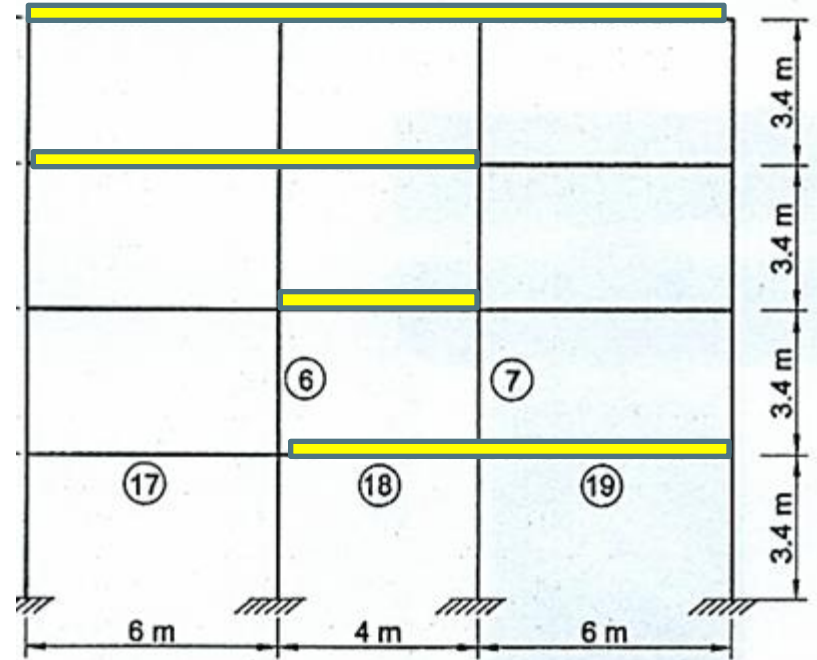
Q2 yüklemesi



Q3 yüklemesi



Q4 yüklemesi



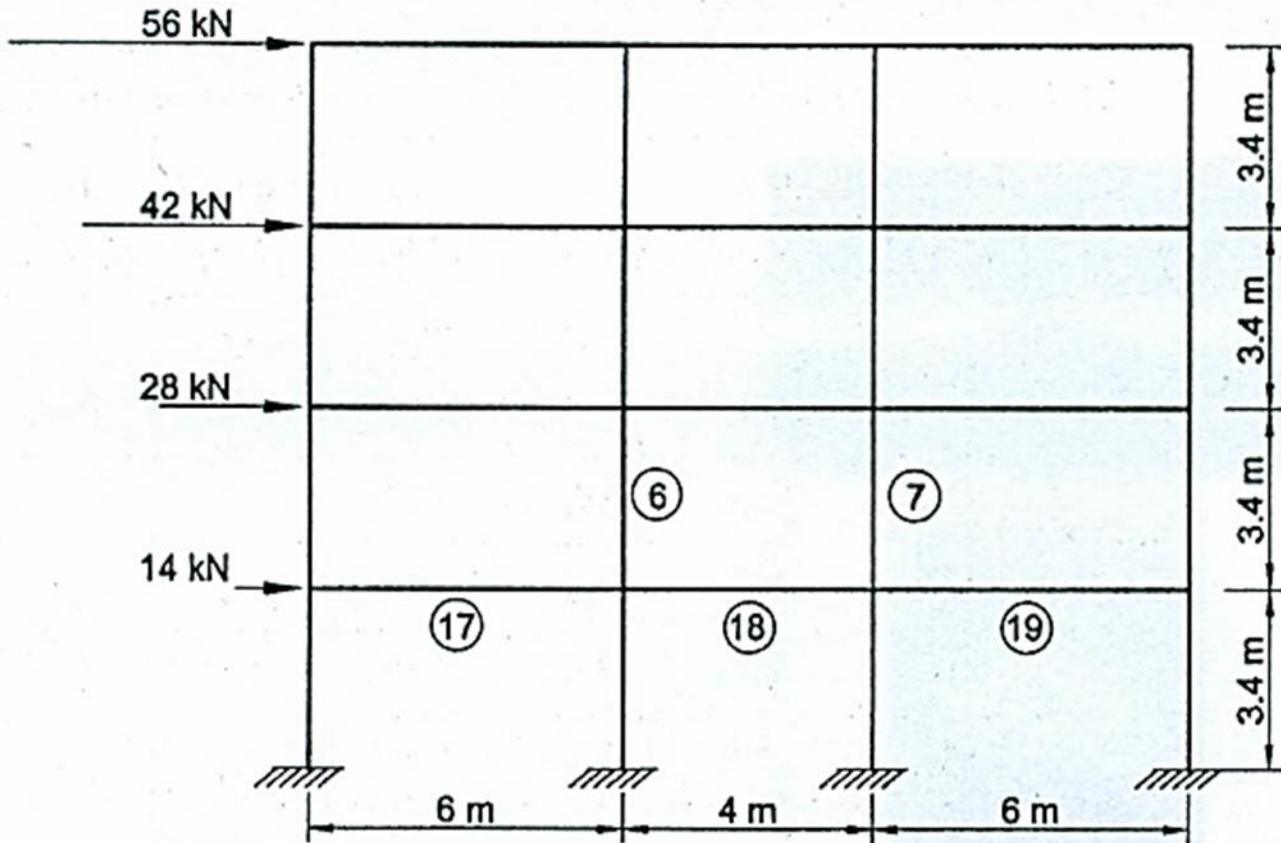
Q5 yüklemesi

34 →
Çizelge 7.1

38 →
Örnek 7.6'daki çerçeve için hesap değerleri

Yük Birl.	Kiriş no. 17 ve 19					Kolon no. 6 ve 7			
	P_d (kN/m)	N_d (kN)	$max V_d$ (kN)	M_{di} (kN-m)	M_{dj} (kN-m)	N_d (kN)	$max V_d$ (kN)	M_{d1} (kN-m)	M_{d2} (kN-m)
E1	27	-2	108	-13 (-19)	-137 (-137)	327 (367)	53 (27)	98 (53)	115 (60)
A1	39	-7	131	-113	-90	467	15	24	39
A2	29	-16	92	-86	-65	480	16	28	39
A3	29	-14	91	-82	-66	500	14	24	34
A4	39	-15	132	-122	-90	505	15.5	28	36
A5	39	-9	130	-113	-90	508	20	37	46

Notlar: 1) Kolon veya kirişin iki ucundaki momentlerin işareti aynı değilse, bunlar aynı yözde basınç oluşturacak yöndedir.



- 2) 17 ve 19 nolu kirişlerde en büyük açıklık momenti, $+M_d = 88 \text{ kN-m}$
- 3) Parantez içindeki değerler ters yönden gelen deprem yükü içindir.
- 4) Kolon momentleri ikinci merteye etkilerini de içermektedir.
- 5) Eksenel yük (+) ise, basınçtır.

Serbest açıklıklar:

Kiriş (no. 17 ve 19): $l_n = 6.0 - 0.35 = 5.65 \text{ m}$

Kolon (no. 6 ve 7): $l_n = 3.4 - 0.45 = 2.95 \text{ m}$

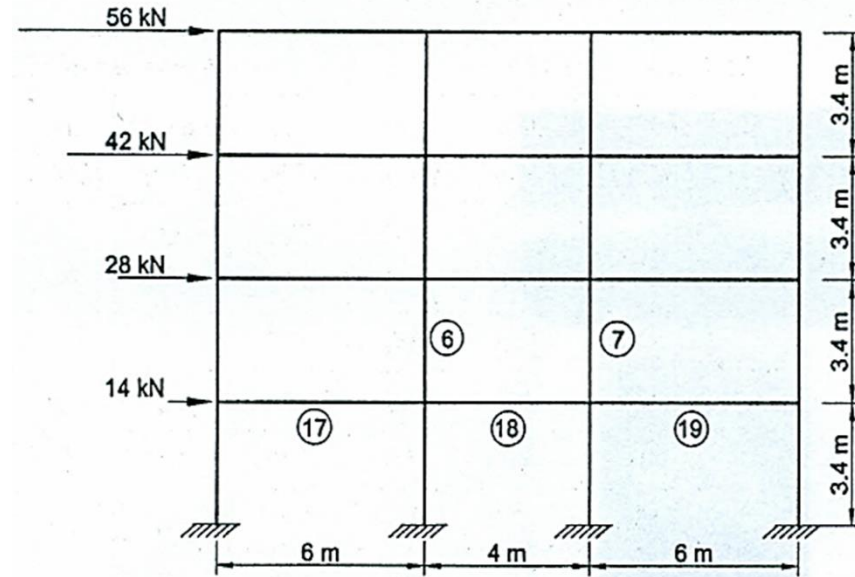
17 ve 19 no.lu kirişler için, depremi içeren yük birleşimlerinde düzgün yayılı hesap yükü, $p_d = g + q = 27 \text{ kN/m}$ 'dir.

Boyuna Donatı Hesabı :

Boyuna donatı hesabında, Çizelge 7.1'de verilen "hesap" değerleri kullanılacaktır.

Kiriş No: 18

Hesabı burada gösterilmeyecektir. Bu kirişin altında, kiriş boyunca uzanan 2- $\phi 16$ yerleştirilmiştir. Üstteki 2- $\phi 18$ düz donatı, kiriş boyunca gitmekte ve 17 ve 19 nolu kirişlerin içine $\ell/4$ ($6/4 = 1.5$ m) kadar uzanmaktadır.



Kiriş No: 17 ve 19

$$+M_d = 88 \text{ kN-M}$$

$d = 415 \text{ mm}$, (T-kesiti)

$$A_s \approx \frac{88000}{0.365(0.9)415} = 646 \text{ mm}^2$$

$$\min A_s = 0.8 \left(\frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \right) b_w d \quad 2-\phi 16 \text{ düz} \quad = 400 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1.0 \text{ Mpa}, \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa} \quad 2-\phi 14 \text{ pilye} \quad = \underline{300} \text{ mm}^2$$

$$\min A_s = 227 \text{ mm}^2$$

$$700 \text{ mm}^2 > 646 \text{ mm}^2 > \min A_s$$

Sürekli kiriş olmasına karşın alt donatı pilyeden büyük yapılmıştır. Deprem Yönetmeliği'nde $\rho' / \rho \geq 0.5$ olması gerektiğinden ve mesnette alt donatı basınç donatısı olacağından, mesnette kiriş alt yüzüne ilave donatı yerleştirmek yerine bu yol tercih edilmiştir. **HATIRLATMA**

İç Mesnet: $M_d = -122 \text{ kN-m}$ (dikdörtgen kesit)

$$V_d = 132 \text{ kN}$$

$$M'_d = M_d - V_d a / 3 = 122 - 132 (0.35) / 3 = 107 \text{ kN-m}$$

$$K_r = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}, \quad K = \frac{250(415)^2}{107000} = 402 \text{ mm}^2/\text{kN} > 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$$

$$- A_s = \frac{M'_d}{f_{yd}(j)d}, \quad j \approx 0.86, \quad d = 415 \text{ mm}, \quad f_{yd} = 365 \text{ MPa}$$

$$- A_s = \frac{107 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 415} = 821 \text{ mm}^2$$

Gerekli $A_s = 821 \text{ mm}^2$,

Mevcut - 2- $\phi 14$ (pilye) 300 mm^2

Mevcut - 2- $\phi 18$ (düz, 18 nolu kirişten) 500 mm^2

İlave - 2- $\phi 14$ (üstte, düz sürekli)^(*) 300 mm^2

1100 mm^2

(*) Deprem Yönetmeliği'ne göre, üst donatının en az 1/4'ü kiriş boyunca sürekli olmalıdır. Mesnetteki en büyük donatı alanı, $A_s = 1100 \text{ mm}^2$. $A_s \times 1/4 = 275 \text{ mm}^2$, mevcut = 300 mm^2 (2- $\phi 14$)

TBDY 2018 (7.4.3.1 (a))

Gerekli $A_s = 821 \text{ mm}^2 < 1100 \text{ mm}^2$, tamam.

Kenar Mesnet : $-M_d = -137 \text{ kN-m}$ (Çizelgedeki M_{dj}),

$V_d = 108 \text{ kN}$ (dikdörtgen kesit)

$-M'_d = 137 - 108 \times 0.35 / 3 = 124 \text{ kN-m}$

$K = 347 \text{ mm}^2/\text{kN} < 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$, çift donatılı

$K_r = 380 \text{ mm}^2/\text{kN}$

$M_1 = b_w d^2 / K_r = 113 \text{ kN-m}$, $M_2 = M'_d - M_1 = 11 \text{ kN-m}$

$d = 415 \text{ mm}$

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd}(j)d} = \frac{113 \times 10^6}{365 \times 0.86 \times 415} = 867 \text{ mm}^2$$

$b_w = 250 \text{ mm}$

$j_t = 0.86$

$$A'_s = A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd}(d - d')} = \frac{11 \times 10^6}{365(380)} = 79 \text{ mm}^2$$

Gerekli çekme donatısı alanı, $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 946 \text{ mm}^2$

Mevcut - 2- ϕ 14 (pilye) 300 mm^2

Mevcut - 2- ϕ 14 (üstte, sürekli) 300 mm^2

İlave - 1- ϕ 22 (üstte) 380 mm^2

980 mm^2

Gerekli $A_s = 946 \text{ mm}^2 < \text{sağlanan } 980 \text{ mm}^2$

Gerekli $A'_s = 79 \text{ mm}^2 < \text{mevcut } (2-\phi 16)$

Mesnetlerde $(A'_s/A_s) \geq 0.5$ olmalı (Kontrol!)

Sözü edilen koşul, gereken donatıya göre değil, sağlanan donatı ile kontrol edilmelidir.

Not: Deprem yönetmeliğine göre **DTS=1, 1a ve DTS=2, 2a** olan taşıyıcı sistemlerde, giriş mesnedindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının **%50** 'sinden daha az olamaz. Ancak diğer durumlarda bu oran **%30** 'a indirilebilir. **TBDY 2018 (7.4.2.3)**

İç mesnette, $A_s=1100 \text{ mm}^2$, Gerekli minimum $A'_s = 0.5 \times 1100 = 550 \text{ mm}^2$

Mevcut - 2- ϕ 16 (altta) 400 mm^2

İlave - 1- ϕ 14 (altta) 150 mm^2

550 mm^2

Kenar mesnette, $A_s=980 \text{ mm}^2$,

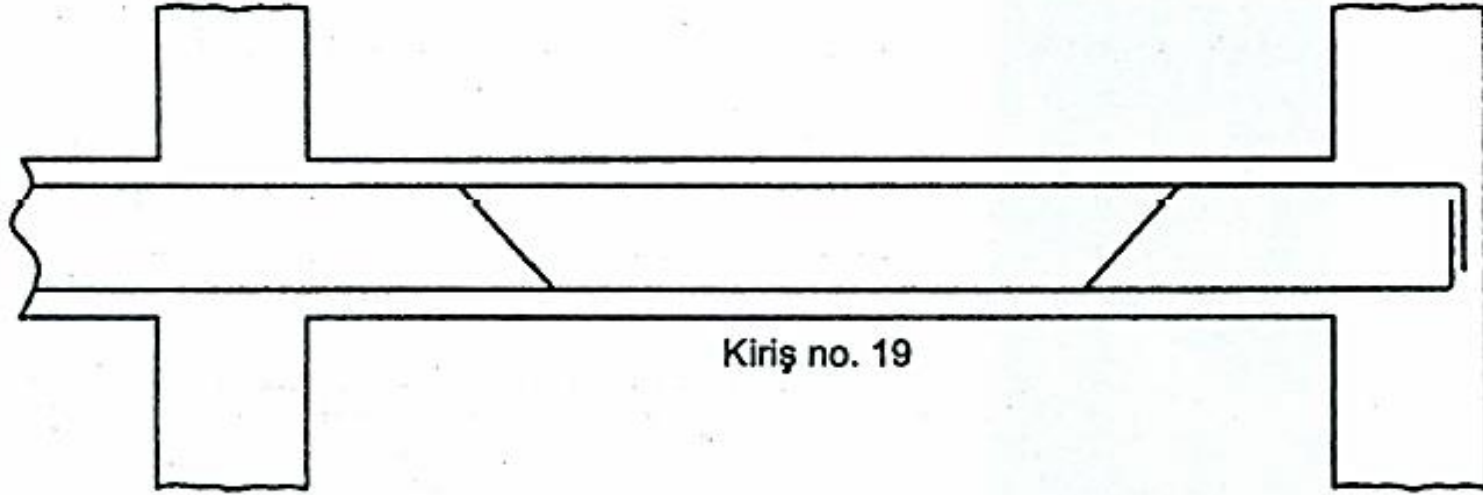
Gerekli minimum - $A'_s = 0.5 \times 980 = 490 \text{ mm}^2$

Mevcut - 2- ϕ 16 (altta) 400 mm^2

İlave - 1- ϕ 16 (altta) 200 mm^2

600 mm^2

Her iki mesnette de yönetmelikte öngörülen basınç donatısı veya fazlası vardır. Hesaplanan donatının detayı, Şekil 7.41 'de gösterilmiştir.

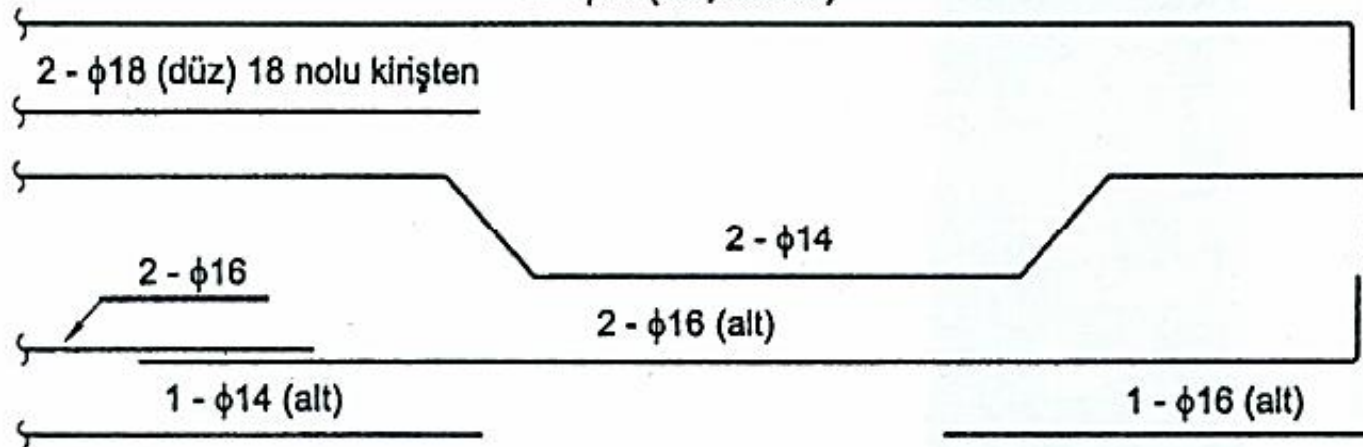


$$2\phi 18 + 4\phi 14 = 1100 \text{ mm}^2$$

2 - $\phi 14$ (üst, sürekli)

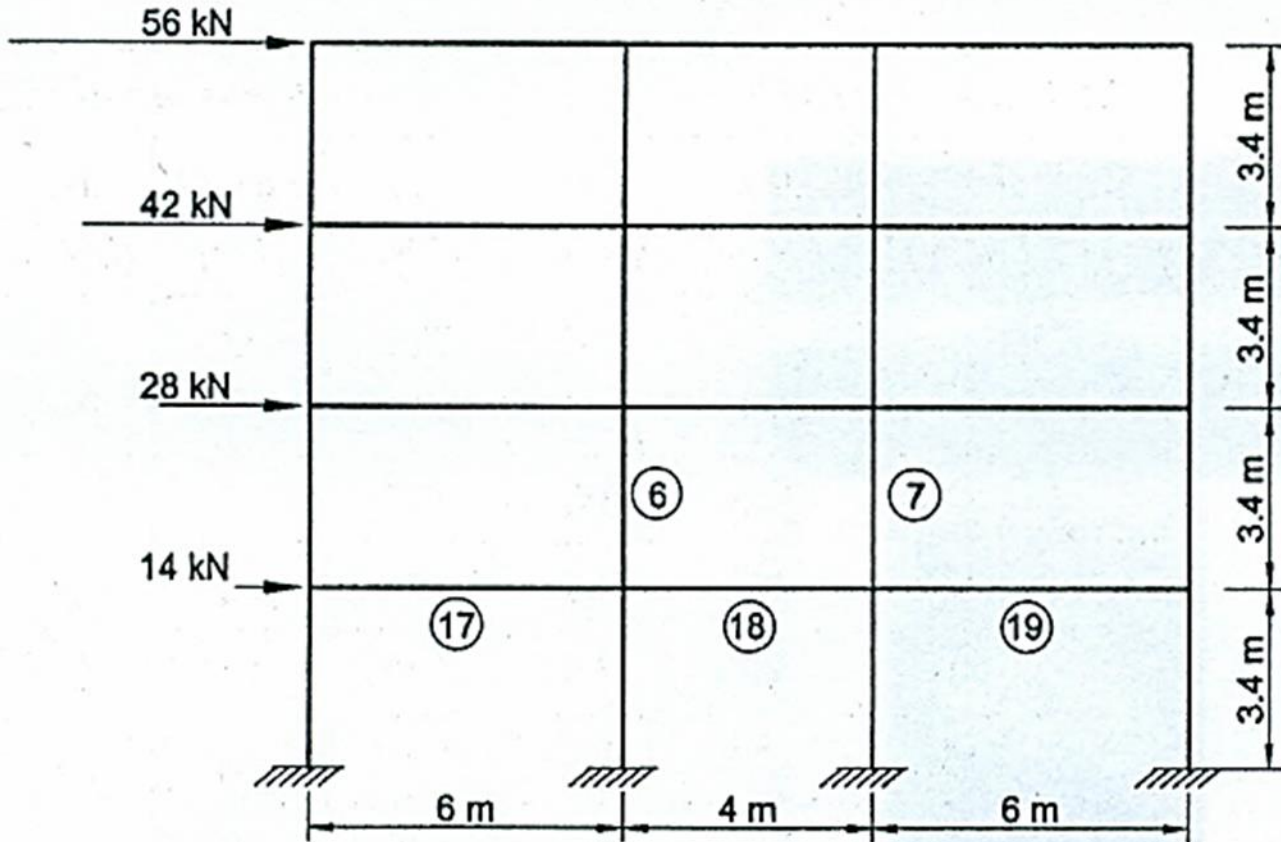
1 - $\phi 22$ (üst)

$$1\phi 22 + 4\phi 14 = 980 \text{ mm}^2$$



$$1\phi 14 + 2\phi 16 = 550 \text{ mm}^2$$

$$1\phi 16 + 2\phi 16 = 600 \text{ mm}^2$$



Kiriş no. 17 ve 19'un mesnetlerinde kapasite momentlerinin hesabı:

$$M_p \approx 1.4 A_s \times f_{yd} \times (d - d')$$

Kiriş no 17 ve 19. İç mesnet (Şekil 7.42):

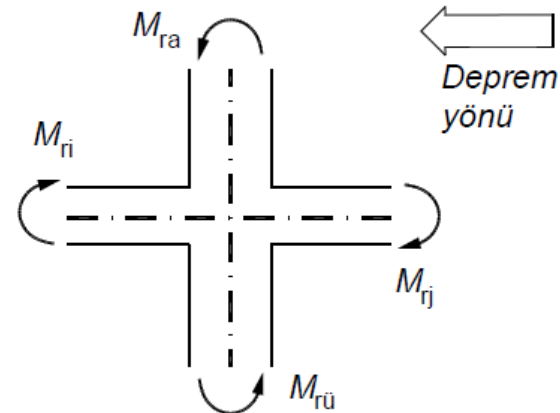
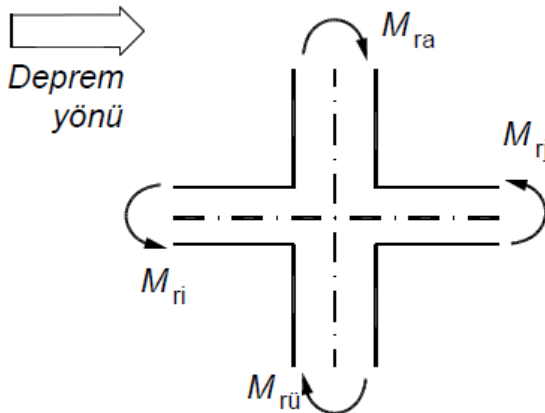
$$\text{Üstte çekme, } M_{pi1} = 1.4 (1100) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 213 \text{ kN-m}$$

$$\text{Altta çekme, } M_{pi2} = 1.4 (550) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 107 \text{ kN-m}$$

Kenar mesnette (Şekil 7.42)

$$\text{Altta çekme, } M_{pj1} = 1.4 (600) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 117 \text{ kN-m}$$

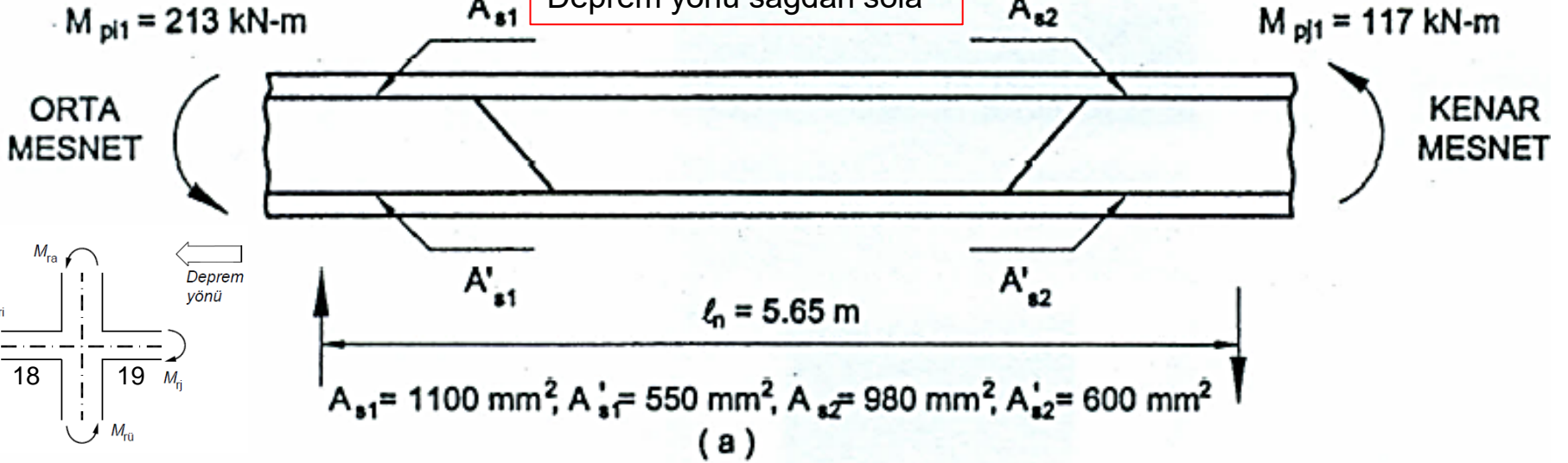
$$\text{Üstte çekme, } M_{pj2} = 1.4 (980) 0.365 \times 380 / 1000 \approx 190 \text{ kN-m}$$



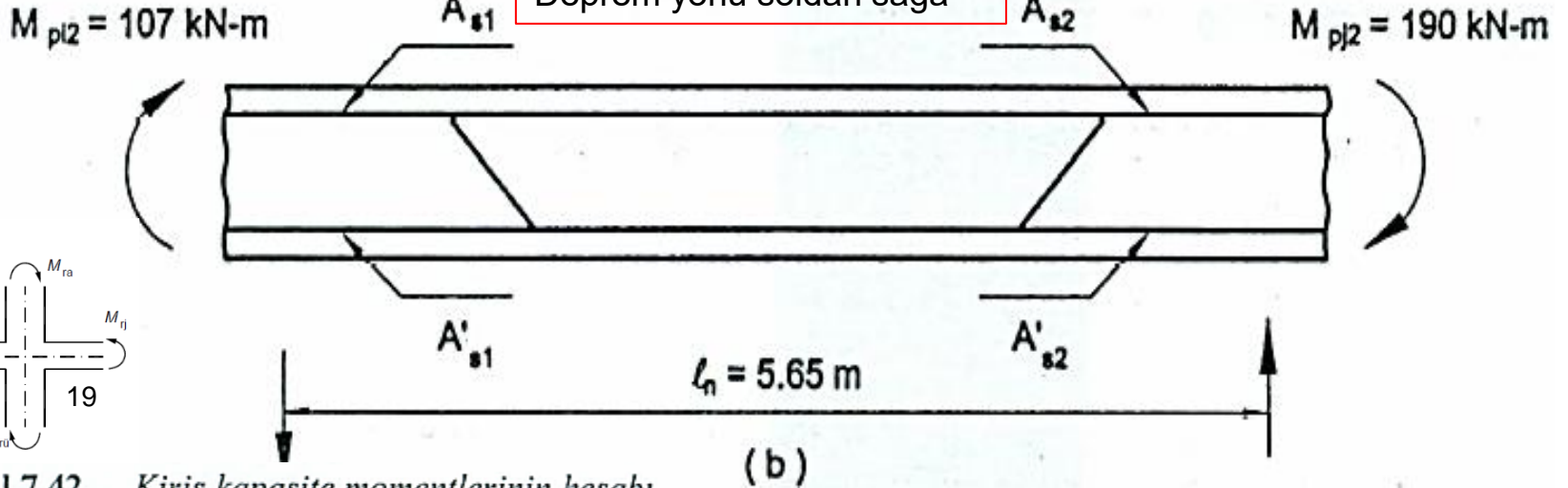
Kapasite momentlerinin toplamı (bak Şekil 7.42):



Deprem yönü sağdan sola



Deprem yönü soldan sağa



Şekil 7.42 Kiriş kapasite momentlerinin hesabı

$$\frac{M_{pi1} + M_{pj1}}{\ell_n} = \frac{213 + 117}{5.65} = 58.4 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{pi2} + M_{pj2}}{\ell_n} = \frac{107 + 190}{5.65} = 52.5 \text{ kN}$$

Büyük olanı alınacaktır.

Şekil 7.42'den, basit kiriş hesap kesme kuvveti:

$$V_{dy} = p_d \ell_n / 2 = 27 \times 5.65 / 2 = 76.3 \text{ kN}$$

$$V_e = V_{dy} + \frac{M_{pi} + M_{pj}}{\ell_n} = 76.3 + 58.4 = \underline{135 \text{ kN}}$$

En büyük V_d (deprem yük birleşiminden) = 108 kN ← 20

$$V_d / 2 = 54 \text{ kN}$$

$(V_e - V_{dy}) = 58.4 \text{ kN} > V_d / 2$. Bu durumda kiriş sarılma bölgesinde $V_c = 0$ alınacaktır.

$$V'_{ec} = V_e - p_d \times d = 135 - 27.0 \times 0.415 = \underline{124 \text{ kN}}$$

$$V'_{eu} = V_e - p_d \times 2h = 135 - 27.0 \times 2 \times 0.45 = 111 \text{ kN}$$

Düşey yük birleşiminden en büyük $V_d = 132 \text{ kN}$ (Çizelge 7.1) ← 20

Kolon yüzünden "d" uzaklığında (kolon merkezinden, $a/2 + d$),

$$V'_d = 132 - p_d(a/2 + d) = 132 - (0.35/2 + 0.415) \times 39 \approx 109 \text{ kN}$$

$V'_d < V'_{ec}$, kiriş sarılma bölgesi için yapılacak hesaplarda V_e kullanılacak.

$$V_c = 0.8 \times 0.65 f_{ctd} b d = 0.52 \times 1.0 \times 250 \times 415 / 1000 = 54 \text{ kN}$$

(sarılma bölgesinde, $V_c = 0$).

2018 Yönetmeliği'ne Göre Gerekli Sargı Donatısı:

Sarılma Bölgesi:

$$\min \phi = 8 \text{ mm}$$

$$s_c \leq h/4 = 112 \text{ mm} \approx 110$$

$$s_c \leq 8 \phi_l = 8 \times 14 = 112 \text{ mm} \approx 110$$

$$s_c \leq 150 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesindeki etriye, en az $\phi 8 / 110 \text{ mm}$ veya yuvarlatılarak $\phi 8 / 100 \text{ mm}$ olmalıdır. $A_{sh} = 2A_o = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$ ve $A_{sh} / s_c = 100 / 100 = 1.0 \text{ mm}$.

Sarılma Bölgesi Dışında (min $\phi=8$):

$$s_u \leq d/2 = 207 \text{ mm} \approx 205$$

$$s_u \leq 200 \text{ mm}$$

Bu bölgede etriye en az $\phi 8 / 200 \text{ mm}$ olacaktır.

Kesme Donatısı (Sarılma Bölgesi), $V_c = 0$:

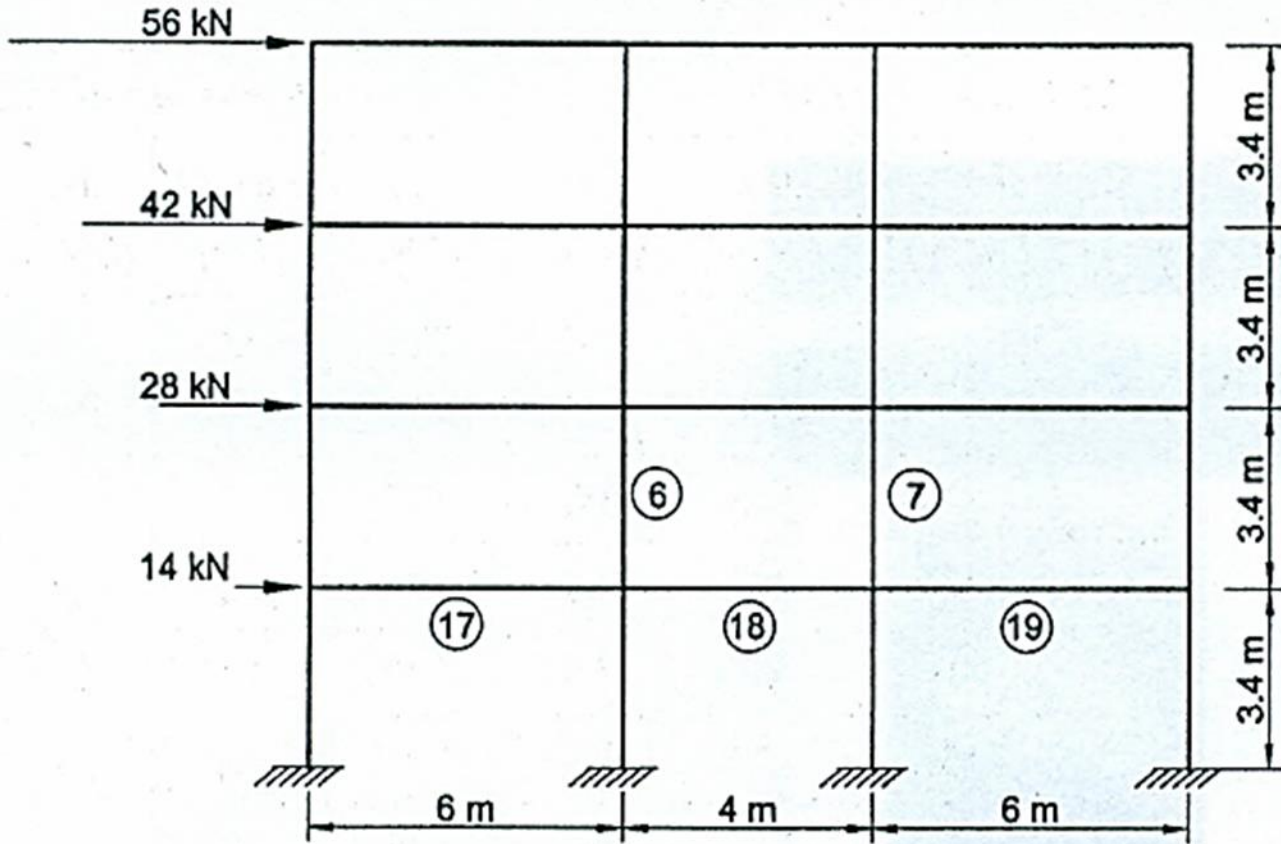
$$\frac{A_{sw}}{s_c} = \frac{V'_{ec} - 0}{f_{ywd}(d)} = \frac{124 - 0}{0.365 \times 415} = 0.82 \text{ mm} < \frac{A_{sh}}{s} = 1.0 \text{ mm}$$

Kullanılacak etriye, $\phi 8 / 100 \text{ mm}$. Sargı donatısı, kesme için de yeterlidir.

Sarılma Bölgesi Dışında:

$$\frac{A_{sw}}{s_u} = \frac{V'_{eu} - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{111 - 54}{0.365(415)} = 0.376 \text{ mm}$$

$\phi 8 / 200 = A_{sw} / s = 0.5 \text{ mm} > 0.376 \text{ mm}$. Sargı donatısı, kesme için de yeterlidir.



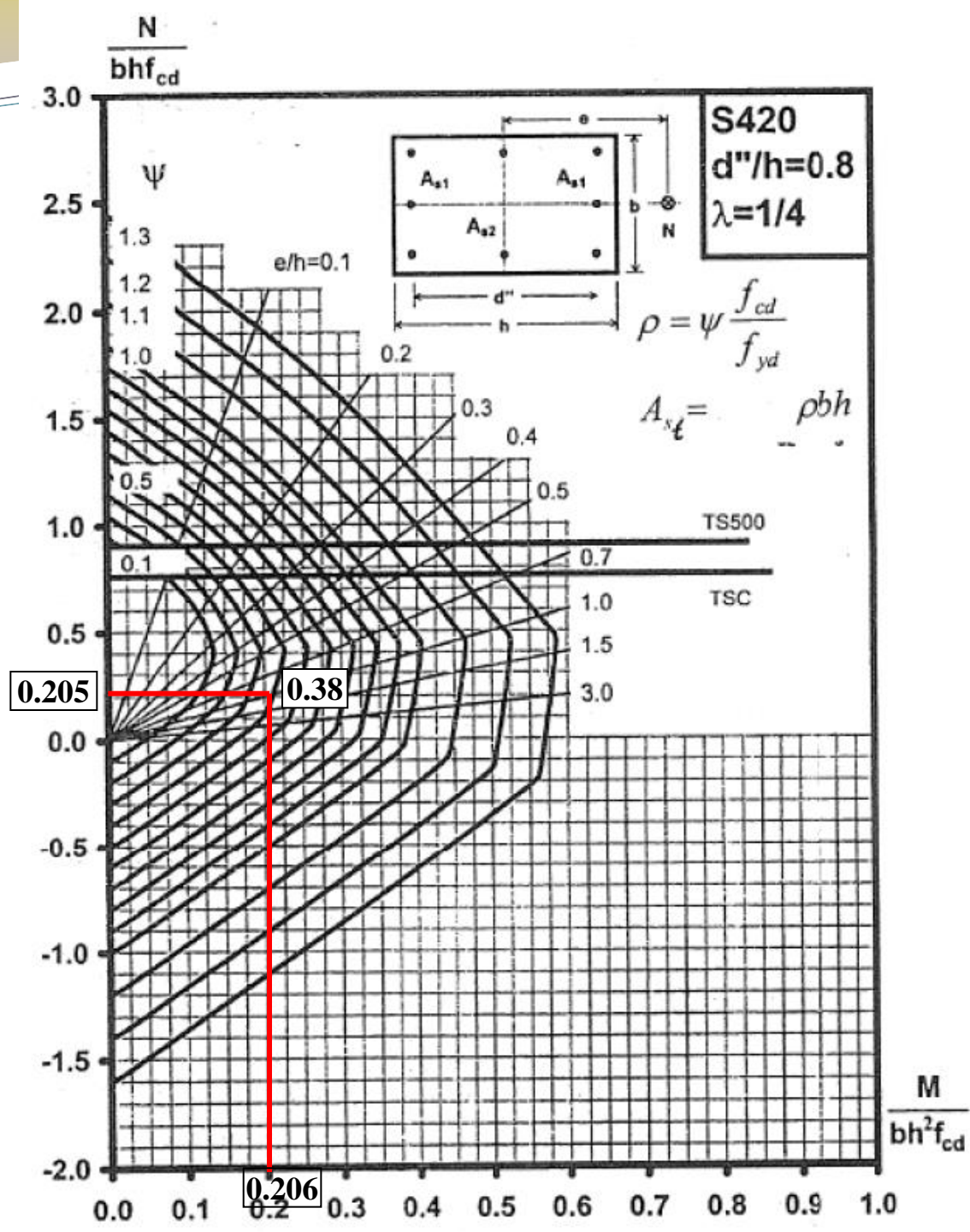
Kolon no 6 ve no. 7

←20 Çizelge 7.1 'de kolon no. 6 ve 7 için verilen N_d ve M_d değerleri boyutsuz duruma getirilerek Çizelge 7.2'nin 4 ve 5'inci kolonlarında verilmiştir.

Çizelge 7.2 Örnek 7.6'daki 6 ve 7 nolu kolonlar için hesap değerleri

Yük Birl.	M_d (kN-m)	N_d (kN)	$\frac{M_d}{bh^2 f_{cd}}$	$\frac{N_d}{f_{cd}bh}$	$\rho_t m$	ρ_t
E1	115	327	0.206	0.205	0.38	0.0136
E1	(60)	(367)	(0.108)	(0.231)	<0.1	<0.01
A1	39	467	0.070	0.294	<0.1	<0.01
A2	39	480	0.070	0.302	<0.1	<0.01
A3	34	500	0.061	0.314	<0.1	<0.01
A4	36	505	0.065	0.318	<0.1	<0.01
A5	46	508	0.083	0.319	<0.1	<0.01

Not: $\min e = 15 + 0.03 \times 350 = 25 \text{ mm}$. Tüm momentler minimumdan büyüktür.



6.3.10 - Minimum Dışmerkezlilik Koşulu (TS500)

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

$$e_{min} = 15 \text{ mm} + 0,03 h \quad (6.16)$$

Burada h , kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutudur.

Çizelge 7.2'nin 6'ncı kolonunda verilen ρ_t m değerleri, $d''/d=0.8$ ve $\lambda=1/4$ varsayılarak bulunmuştur.

$\rho_t=0.0136$, $A_c=122500 \text{ mm}^2$, Gereken $A_{st}=1666 \text{ mm}^2$, 8- $\phi 18$ kullanılırsa, $A_{st}=2000 \text{ mm}^2 > 1666 \text{ mm}^2$, tamam. Sağlanan $\rho_t=2000/(350)^2=0.0163$.

Kolondaki kesme kuvvetini bulmak için önce Denklem 7.3 ile belirlenen koşulun sağlanıp sağlanmadığını saptamak gerek. Kenardaki düğüm noktasında iki kolon, bir kiriş, iç düğüm noktasında ise iki kiriş, iki kolon olduğundan, kritik olan iç düğüm noktasıdır. Kenar düğüm noktasında kolonların kirişlerden kuvvetli olma koşulu genelde sağlanır.

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

TBDY 2018 Denk. (7.3)

Kiriş no. 19 (Kiriş no 17 için de geçerli):

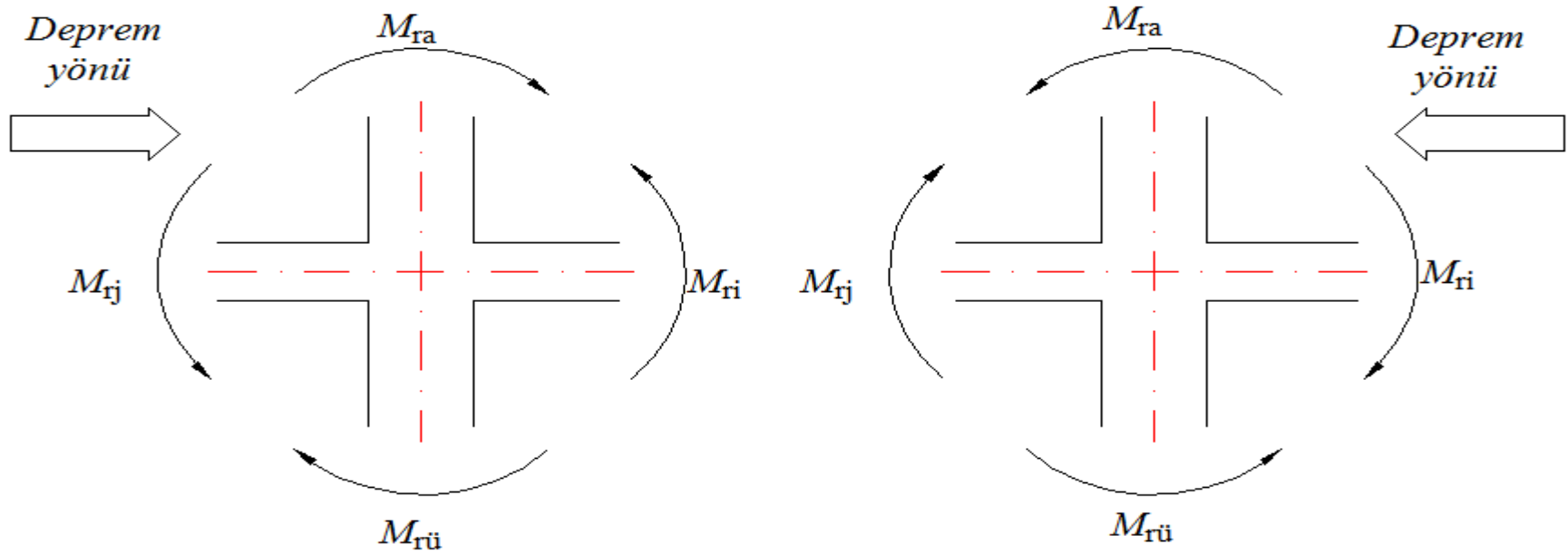
$$d - d' = d'' = 380 \text{ mm}$$



$$M_{ri2} = A_s f_{yd} (d - d') = \frac{1100 \times 0.365(380)}{1000} = 152 \text{ kN - m (çekme üstte)}$$

$$M_{ril} = A_s f_{yd} (d - d') = \frac{550 \times 0.365(380)}{1000} = 76.3 \text{ kN - m (çekme altta)}$$

Burada söz konusu olan M_r , TS500 de tanımlanan taşıma gücü momentleri olup, malzeme dayanımları f_{cd} ve f_{yd} alınacaktır. Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d aksenal kuvvetleri göz önüne alınacaktır.



Şekil 7.4

Kiriş no 18 (Altta 2- ϕ 16 + 1- ϕ 14, üstte 2- ϕ 18 + 4- ϕ 14):

$$M_{rj2} = \frac{550 \times 0.365(380)}{1000} = 76.3 \text{ kN - m (çekme altta)}$$

$$M_{rj1} = \frac{1100 \times 0.365(380)}{1000} = 152 \text{ kN - m (çekme üstte)}$$

$$1.2(M_{rj1} + M_{ri1}) = 1.2(152 + 76.3) = 274 \text{ kN - m}$$

$$1.2(M_{rj2} + M_{ri2}) = 1.2(76.3 + 152) = 274 \text{ kN - m}$$

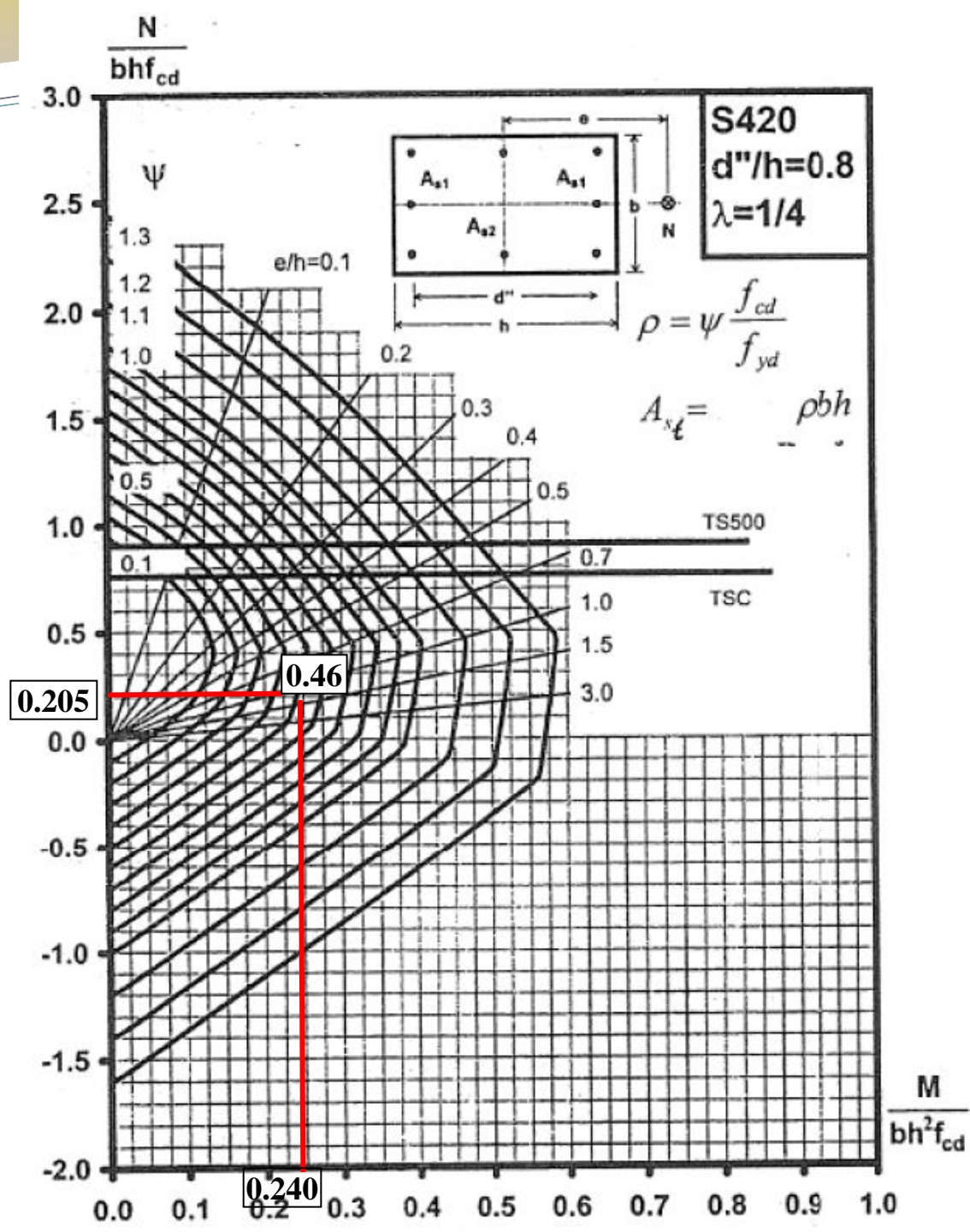
Burada iki doğrultuda da toplam moment aynı çıkmaktadır.

Yalnız depremi içeren yük birleşimleri dikkate alınır, en küçük eksenel yük, kolon için en düşük moment kapasitesini verecektir (dengeli eksenel yükün altında)

$$N_d = 327 \text{ kN} \quad N_d / (b h f_{cd}) = 0.205 \quad \text{Mevcut } \rho_t m = 0.0163 \times 365 / 13 = 0.46$$

Bu değerler kullanılarak M_r hesaplanır.

$$M_r / (b h^2 f_{cd}) = 0.24 \text{ bulunur (} d'' / d = 0.8 \text{ ve } \lambda = 1 / 4 \text{ varsayımıyla).}$$



(mm) (mm) (m) (kN/mm²)

$$M_{ra} = 0.24 \times 350 \times 350 \times 0.35 \times 0.013 = 134 \text{ kN-m}$$

$M_{r\ddot{u}}$ için kolonun kesit boyutları ve donatısı aynıdır ancak aksenal yükü daha azdır.

$M_{r\ddot{u}}$ için, $N_d = 230 \text{ kN}$ (yapısal çözümlmeden elde edilen değer)

$$\frac{N_d}{(bh f_{cd})} = 0.145 \quad \text{mevcut} \quad \rho_l m = 0.46$$

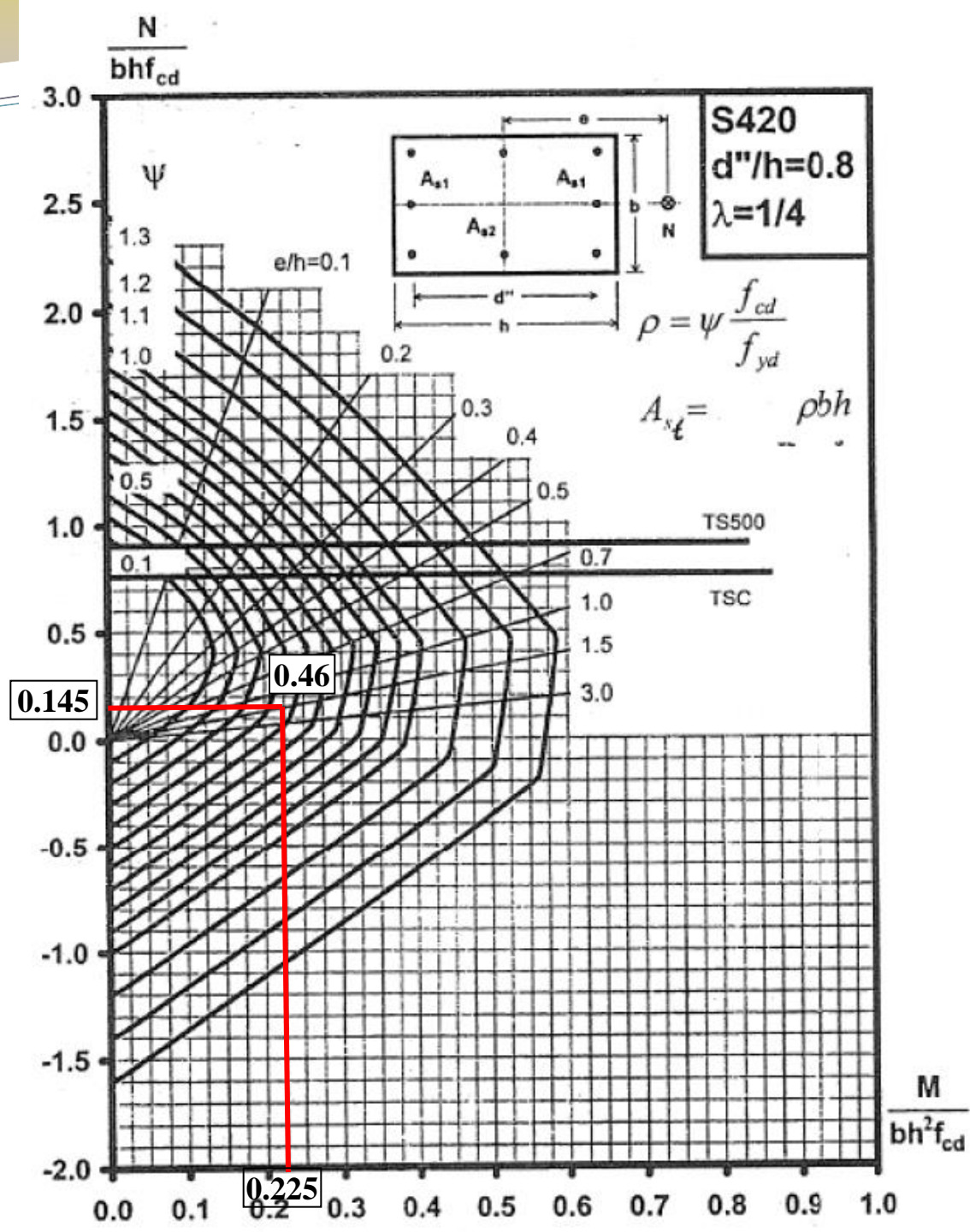
Abaklardan veya bilgisayar yazılımlarından $M_{r\ddot{u}}$ bulunur. Abak kullanılırsa,

$$\frac{M_r}{(bh^2 f_{cd})} = 0.225, \quad M_{r\ddot{u}} = 125 \text{ kN-m bulunur.}$$

$$1.2 (M_{rj1} + M_{ri1}) = 274 \text{ kN-m}$$

$$M_{ra} + M_{r\ddot{u}} = 134 + 125 = 259 \text{ kN-m}$$

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) < 1.2 (M_{ri} + M_{rj})$$



Bu durumda plastik mafsallar kolon uçlarında oluşacaktır (hem altta hem de üstte). Alttaki düğüm noktasında kolon aksenal yükü azalacağından, kolon kapasitesi küçülecek, dolayısıyla plastik mafsallar yine kolonlarda oluşacaktır
Denklem 7.5 'den V_e hesaplanır.

$$M_{\bar{u}} = M_a = M_{p\bar{u}} = M_{pa} = 1.4 M_{ra} = 1.4 \times 134 = 188 \text{ kN-m}, \ell_n = 3.4 - 0.45 = 2.95 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{188 + 188}{2.95} = 127 \text{ kN}$$

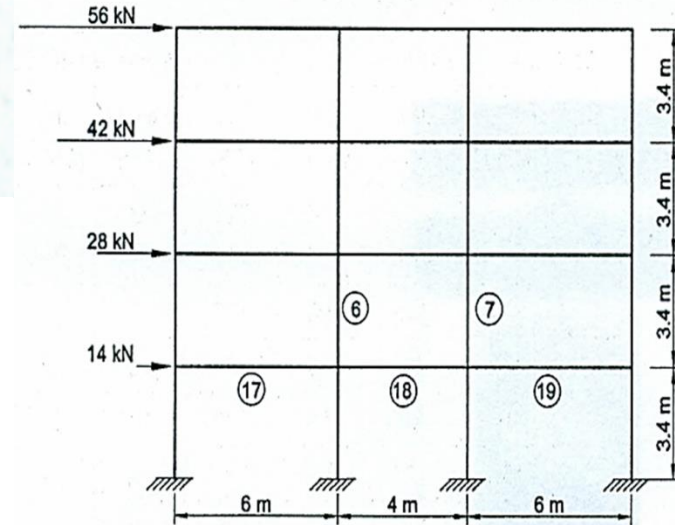
Örnek 7.6(b):

Örnek 7.6'da plastik mafsallar kolonlarda oluşmaktaydı. Burada, plastik mafsalların kirişlerde oluştuğu durumu göstermek için kolonların kirişlerden güçlü olduğu varsayılacaktır. Önce, iç düğüm noktasında 19 ve 18 nolu kirişlerin kapasite momentleri hesaplanmalıdır.

$$\text{No. 19, } \max M_{pi} = M_{pl2} = M_{ri2} \times 1.4 = 152 \times 1.4 = 213 \text{ kN-m}$$

$$\text{No. 18, } M_{pj} = M_{pj2} = M_{rj2} \times 1.4 = 76.0 \times 1.4 = 106 \text{ kN-m}$$

$$M_{pil} + M_{pj1} = 213 + 106 = 319 \text{ kN-m}$$



Kolon kesit boyutları aynı olduğundan bu momentlerin alt ve üst kolonlara eşit dağıldığı kabul edilirse,

$$M_{\bar{u}} = 319 / 2 = 160 \text{ kN-m}$$

Bir kat üstteki kirişlerin boyutları ve donatısı aynı olduğundan, mesnet kapasiteleri aynı kabul edilirse,

$$M_a = 319 / 2 = 160 \text{ kN-m}$$

Kolon için:

$$\ell_n = 2.95 \text{ m,}$$

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{\ell_n} = (160 + 160) / 2.95 = 108.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 \times 0.65 f_{ctd} b d (1 + 0.07 N_d / A_c)$$

Çizelge 7.2'de deprem yük birleşimleri için minimum eksenel kuvvet, $N_d = 327$ kN, $N_d / A_c = 327000 / 122500 = 2.6$ MPa

$$V_c = 0.52 \times 1.0 \times 350 \times 315 (1 + 0.07 \times 2.6) / 1000 = 67.7 \text{ kN}$$

$$V_e = 108.5 \text{ kN}, \quad V_d = 53 \text{ kN} \text{ (Çizelge 7.1, deprem için),}$$

$$V_e > 0.5V_d \quad \frac{N_d}{f_{ck}bh} = \frac{327000}{122500 \times 20} = 0.13.$$

Çizelge 7.2'nin 3'üncü kolonunda deprem yük birleşimi için verilen en küçük eksenel yük, $N_d = 327$ kN'dur. Bu, $0.13A_c f_{ck}$ olduğundan ve $0.05A_c f_{ck}$ 'dan büyük olduğundan, ikinci koşul sağlanmamıştır. Bu nedenle V_c , sıfır değildir.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_e - V_c}{f_{ywd}(d)} = \frac{108.5 - 67.7}{0.365 \times 315} = 0.35 \text{ mm}$$

(TBDY 2018 7.3.7.6)

$$N_d \leq 0.05 A_c f_{ck} \quad (7.42)$$

$$V_e \geq 0.5 V_d \text{ ise } V_c = 0 \quad (7.43)$$

$$0.13 A_c f_{ck} > 0.05 A_c f_{ck}$$

iki koşuldan biri sağlanmadığından $V_c \neq 0$

2018 Deprem Yönetmeliği'ne Göre Sargı Donatısı:

Sarılma Bölgesi:

$$b_k = 350 - 20 \times 2 - 2 \times 8 / 2 = 302 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

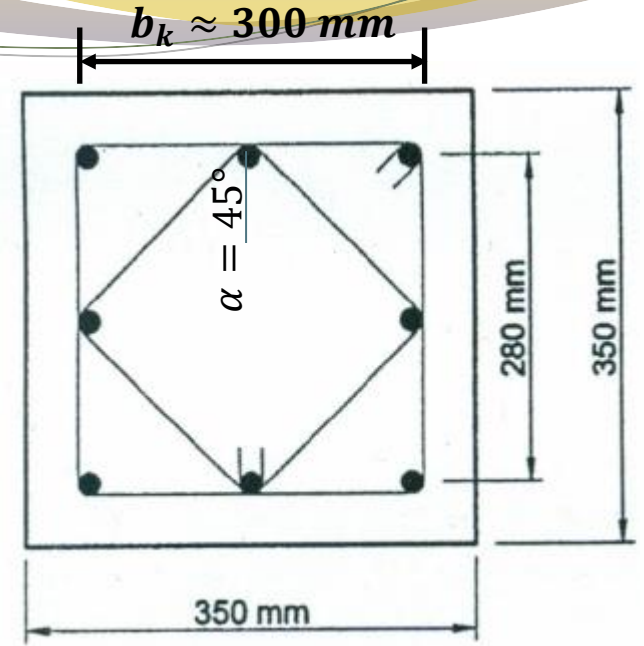
$$A_{ck} = 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 122500 \text{ mm}^2$$

$A_c / A_{ck} = 1.36 > 1.25$. Yönetmelikteki birinci denklem geçerli.

$$A_{sh}/s = 0.3 b_k (A_c / A_{ck} - 1) f_{ck} / f_{yw} = 0.3 \times 300 (0.36) \times 20 / 420 = 1.54 \text{ mm}$$

Şekil 7.43'de gösterilen donatı düzeni nedeni ile, birbirine dik iki doğrultuda A_{sh} özdeş olacaktır.

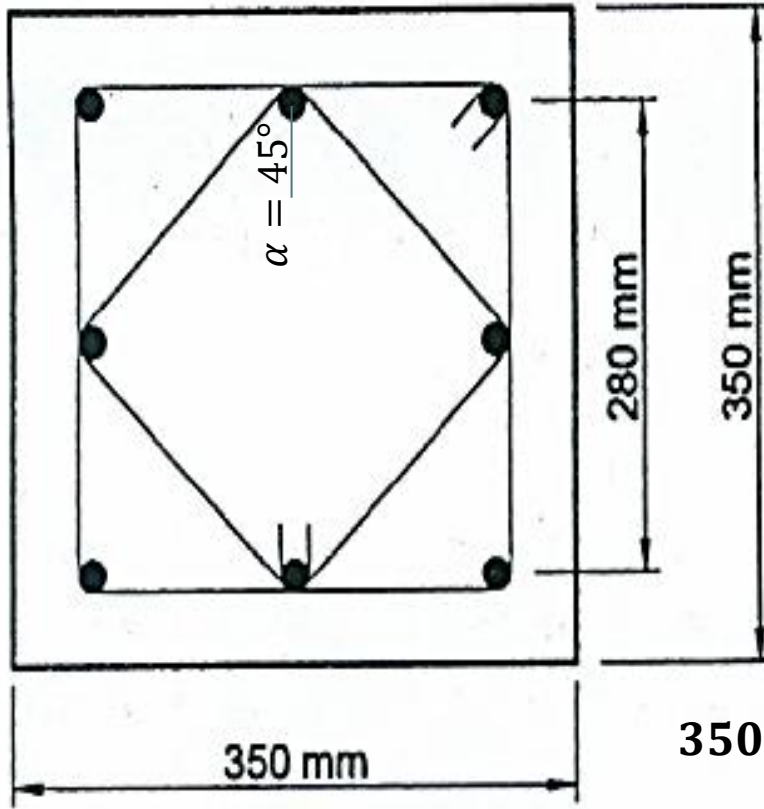


$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k \left(\left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \right) \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

TBDY 2018 (7.1)

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right)$$

$\frac{A_c}{A_{ck}} \leq 1.25$ ise *ikinci denklem kullanılacaktır.*



pas payı = 20 mm

boyuna donatı = 8 - ϕ 18

$$350 - 2 \times 20 - 8 - 18 \cong 280 \text{ mm}$$

Şekil 7.43 Örnek 7.6'daki 6 ve 7 nolu kolonların kesitleri

$$A_{sw} = 2 \times A_0 + 2 \times \cos 45^\circ \times A_0$$

$$A_{sh} = 2A_0 + 2 \times 0.707 A_0 = 3.4 A_0$$

Eğer sargı olarak 2- $\phi 8$ kullanılırsa,

$$A_{sh} = 3.4 \times 50 = 170 \text{ mm}^2$$

$$s_c = 170 / 1.54 = 110 \text{ mm}$$

Yönetmelikte s_c sınırlaması,

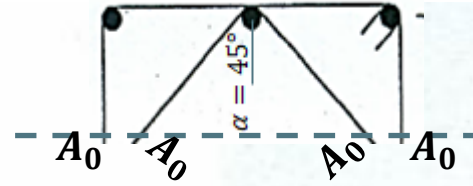
$$s_c \leq 150 \text{ mm}$$

$$s_c \leq \frac{b_{min}}{3} = \frac{350}{3} = 117 \text{ mm}$$

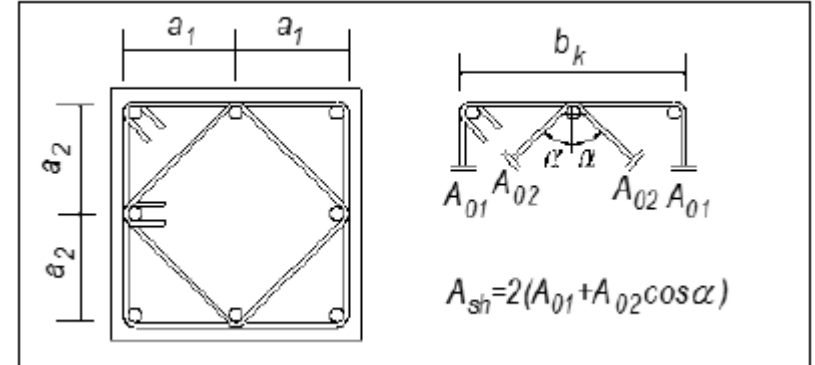
Sarılma bölgesindeki sargı donatısı:

$$2-\phi 8 / 100 \text{ mm}$$

Şimdi bu sargı donatısının kesme için yeterli olup olmadığı kontrol edilecektir.



$$A_0 + 2A_0 \cos 45^\circ + A_0$$



$$A_{sw} = 2 \times A_0 + 2 \times \cos 45 \times A_0$$

$$A_{sw} = 2 \times A_0 + 2 \times 0.707 A_0 = 3.4 A_0$$

$$\phi 8 \text{ kullanılırsa, } A_{sw} = 3.4 \times 50 = 170 \text{ mm}^2,$$

Kolon için $A_{sw}/s = 0.35 \text{ mm}$ hesaplanmıştı,

$$s_c = 170 / 0.35 = 485 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

Sargı donatısı 2- $\phi 8/100 \text{ mm}$ olduğundan, bu donatı kesme donatısı olarak da yeterlidir.

Kolon Orta Bölgesi:

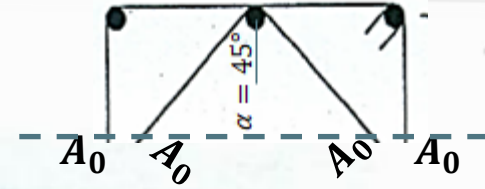
Yönetmelik (min $\phi = 8 \text{ mm}$):

$$s_u \leq \frac{b_{min}}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$$

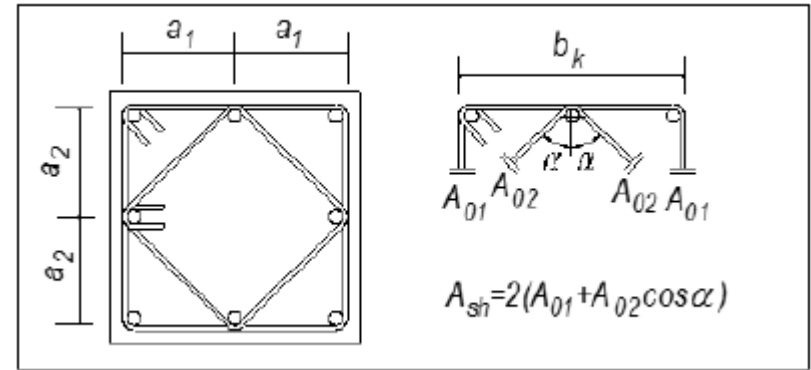
$$\leq 200 \text{ mm}$$

Sargı donatısı, 2- $\phi 8 / 175 \text{ mm}$

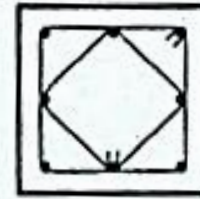
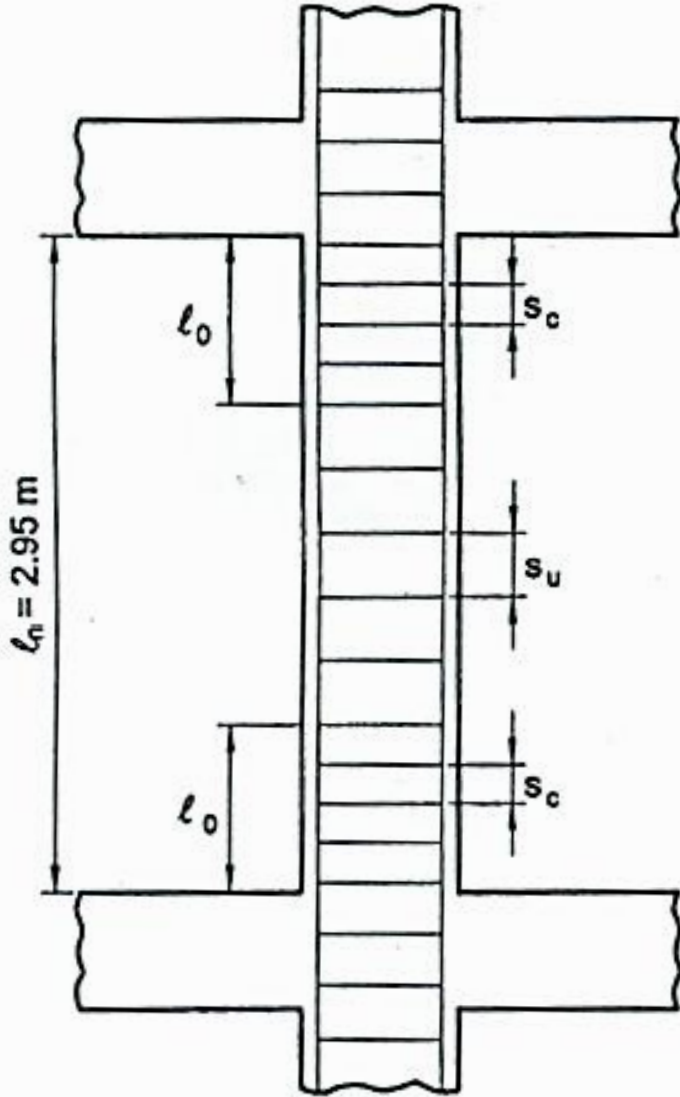
$A_{sw}/s = 0.35$ olduğundan, bu bölgedeki sargı donatısı da kesme için yeterlidir.



$$A_0 + 2A_0 \cos 45 + A_0$$



Kolonun donatısı Şekil 7.44'te gösterilmiştir.



350 x 350 mm
Boyuna donatı = 8- ϕ 18
Etriye = 2- ϕ 8

Kolon Kesiti

$$\begin{aligned} l_0 &\geq h = 350 \text{ mm} \\ &\geq l_n / 6 = 2950 / 6 = 491 \text{ mm} \\ &\geq 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_0 = 500 \text{ mm olacak}$$

$$s_c = 100 \text{ mm}$$

$$s_u = 175 \text{ mm}$$

Şekil 7.44 Örnek 7.6'daki kolonların donatı detayları

Bu örnekte görüldüğü gibi, plastik mafsalların kirişlerde olduğu varsayımı ile (gerçekte kolonlarda oluşuyor) elde edilen V_e daha küçük çıkmaktadır. Mafsalların kolonda oluştuğu varsayımı her zaman güvenli yönde sonuç verecektir. Ancak bazı durumlarda sonuçlar fazla güvenli yönde kalacak ve çözüm ekonomik olmayacaktır.

$$V_e = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{\ell_n} = (160 + 160) / 2.95 = 108.5 \text{ kN}$$

Mafsallar kirişte

$$V_e = \frac{188 + 188}{2.95} = 127 \text{ kN}$$

Mafsallar kolonda

Sonraki Bölüm



HATIRLATMA

DEPREM YÖNETMELİĞİ

BETONARME BİNALAR İÇİN DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMI

* Süneklik Düzeyi Yüksek Kiriş Tasarımı:

Enkesit Koşulları

$$b_k \geq 250 \text{ mm} \quad h_k \geq 300 \text{ mm}$$

$$h_k \geq 3h_f \quad h_f = \text{Döşeme Kalınlığı} \quad \text{TBDY 2018 (7.4.1)}$$

$$h_k \leq \frac{l_n}{4} \quad h_k \leq 3.5 b_k$$

Boyuna Donatı Koşulları

* Kiriş mesnetlerinde çekme donatılarının minimum oranı $\rho = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$ **TBDY 2018 (7.4.2.1)**

* Kiriş açıklık ve mesnetlerinde $\rho \leq 0.85\rho_b:0.02$ **TBDY 2018 (7.4.2.4)**

Deprem Tasarım Sınıfı: DTS = 1, 1a ve DTS = 2, 2a olan taşıyıcı sistemlerde, kiriş mesnedindeki alt donatı, aynı mesnetteki üst donatının %50'sinden daha az olamaz. Ancak, diğer durumlarda bu oran %30'a indirilebilir. **TBDY 2018 (7.4.2.3)**

3.2. DEPREM TASARIM SINIFLARI

3.1.1’de tanımlanan *Bina Kullanım Sınıfları*’na ve DD-2 *deprem yer hareketi düzeyi* için 2.3.2.2’de tanımlanan *Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı*’na bağlı olarak, bu Yönetmelik’te deprem etkisi altında tasarımda esas alınacak *Deprem Tasarım Sınıfları* (DTS), **Tablo 3.2**’ye göre belirlenecektir.

Tablo 3.2 – Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

DÖNÜŞ