

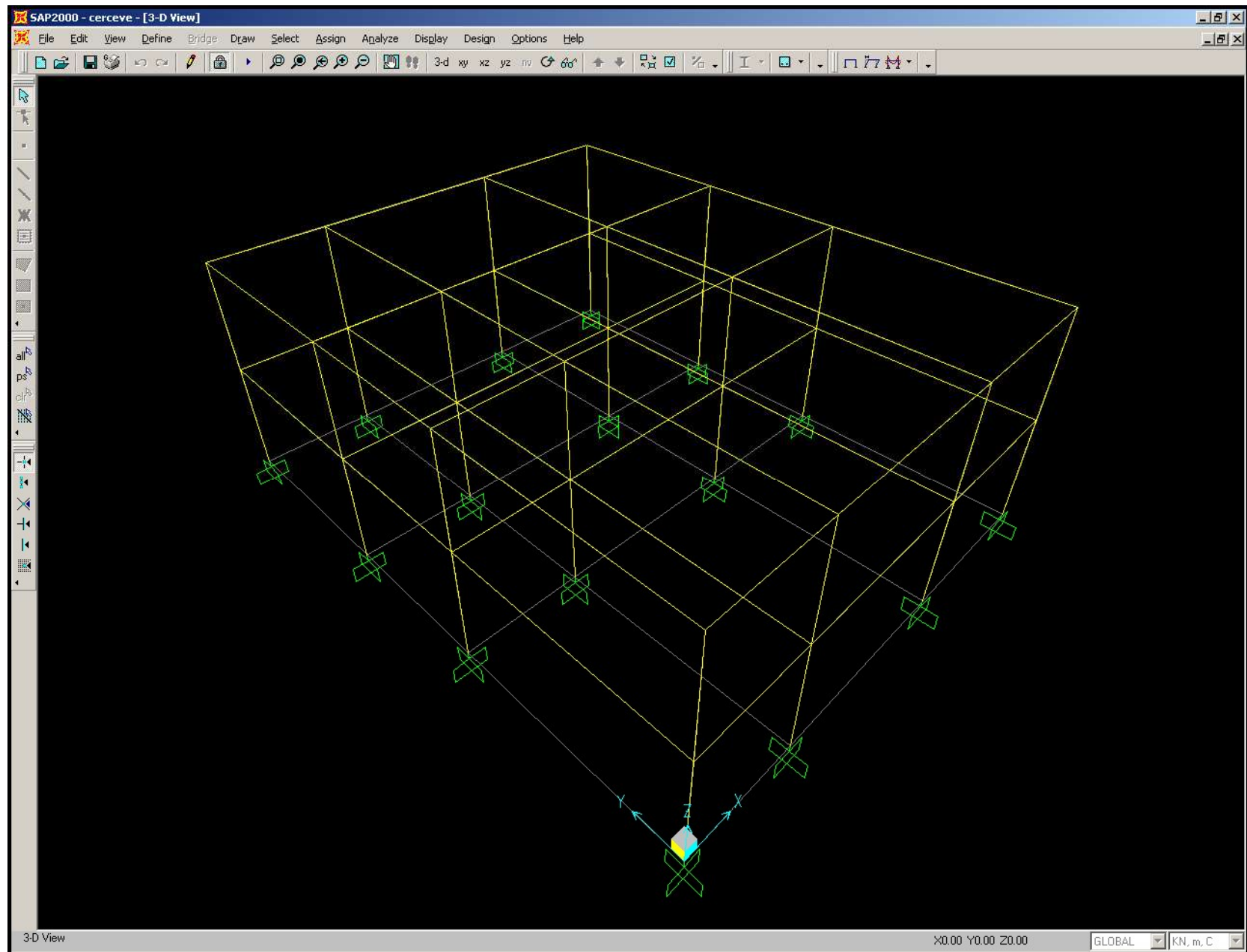
BETONARME YAPI TASARIMI DERSİ

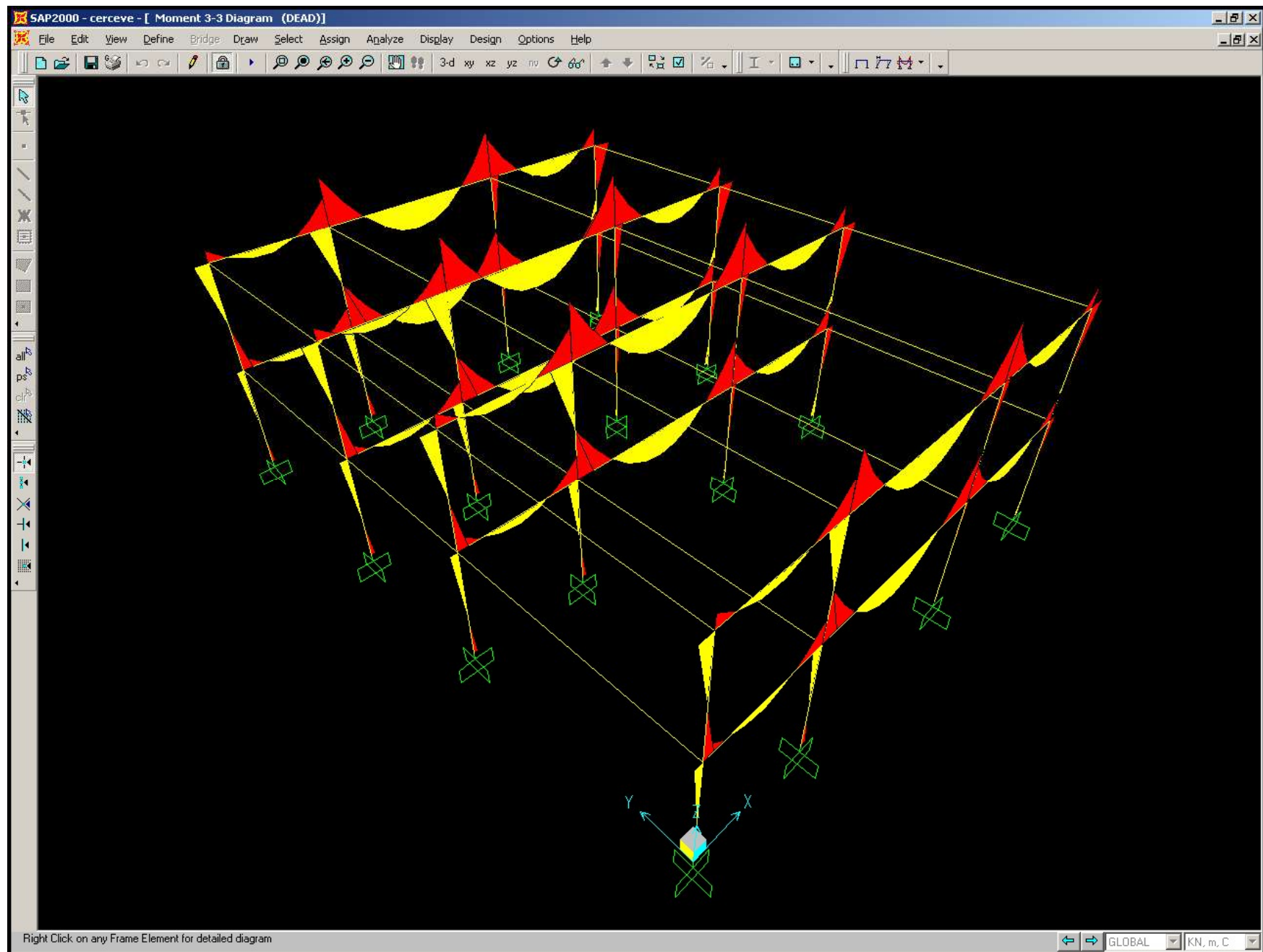
Kolon betonarme hesabı

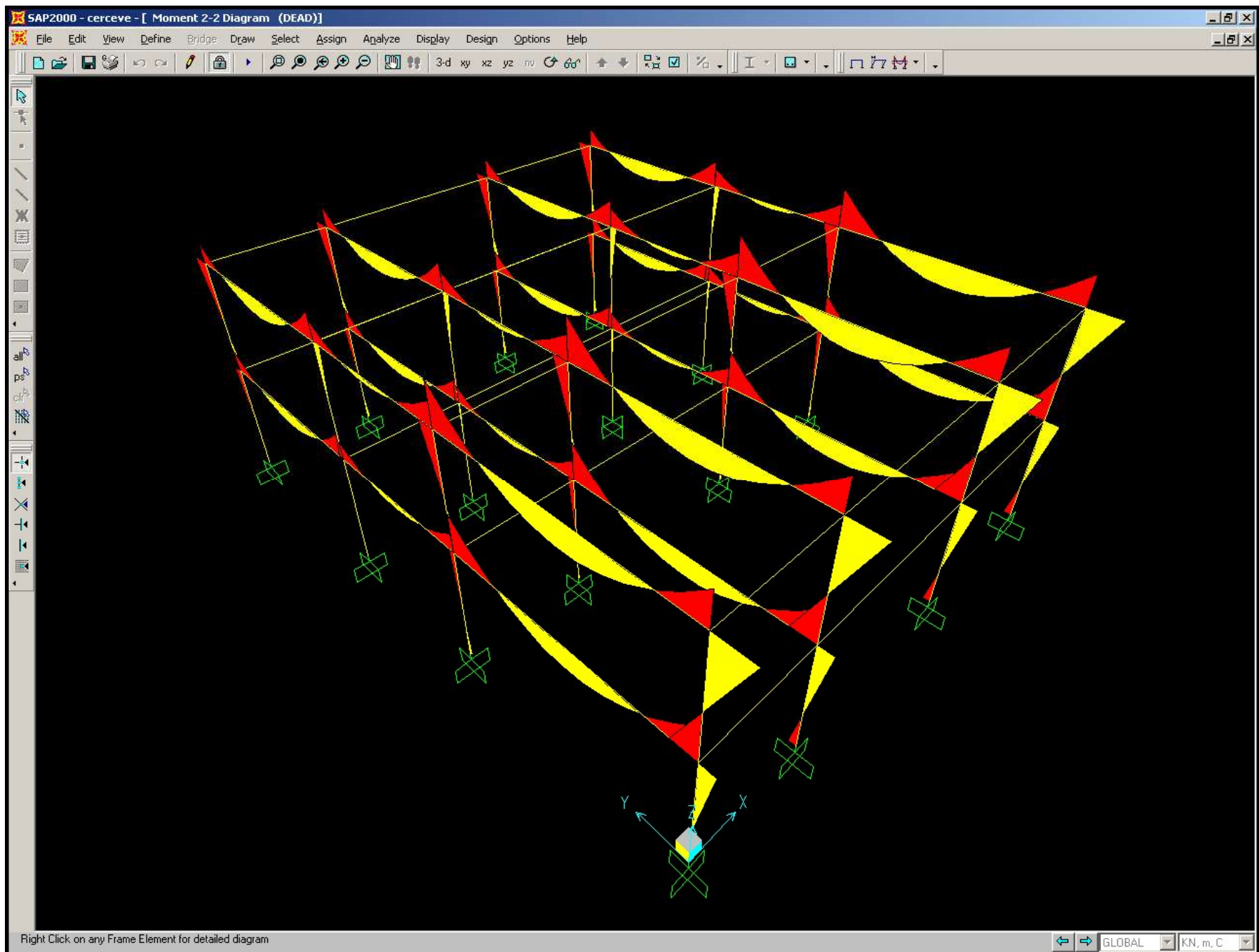
Güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi

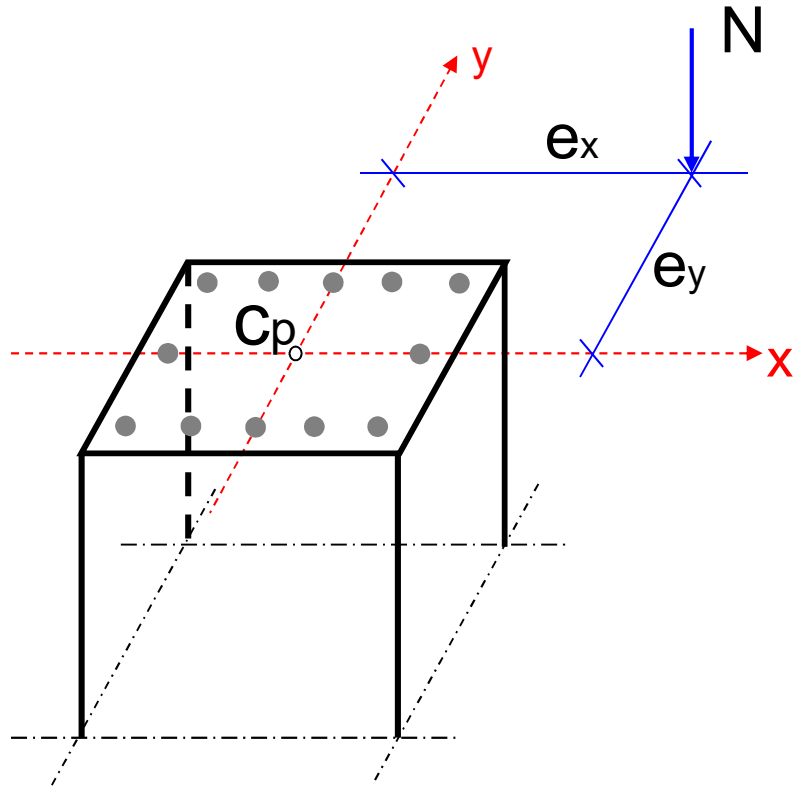
Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme güvenliği

M.S.KIRÇIL









e_x = x doğrultusundaki dışmerkezlilik
 e_y = y doğrultusundaki dışmerkezlilik

M_x = x eksenini etrafında eğilme momenti

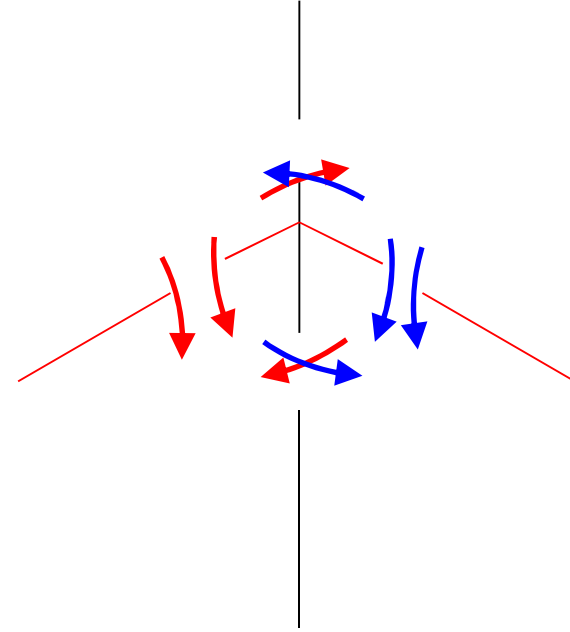
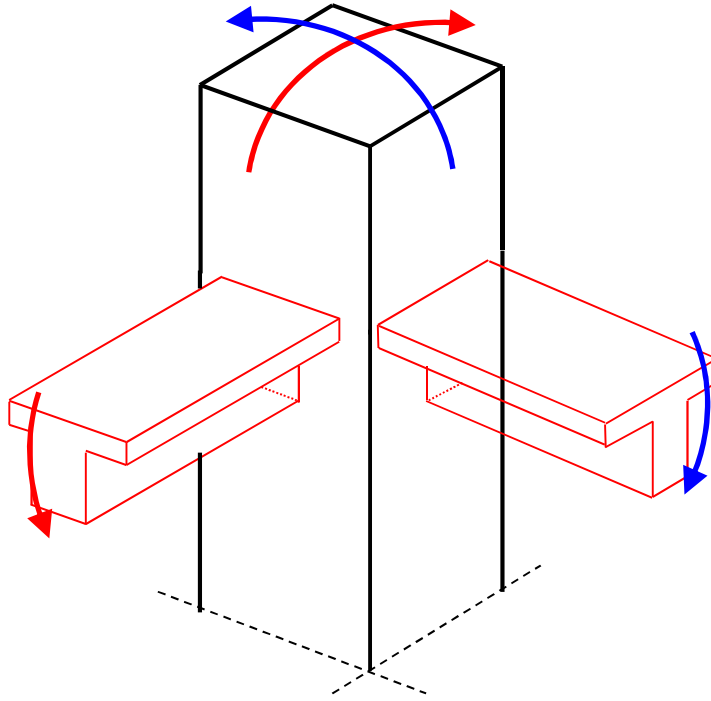
M_y = y eksenini etrafında eğilme momenti

$$M_x = N e_y$$

$$M_y = N e_x$$

**GERÇEK DURUM: İKİ EKSENLİ BİLEŞİK EĞİLME
(EĞİK EĞİLME)**

İKİ EKSENLİ BİLEŞİK EĞİLME İÇİN TİPİK ÖRNEK OLARAK KÖŞE KOLONLAR GÖSTERİLEBİLİR.

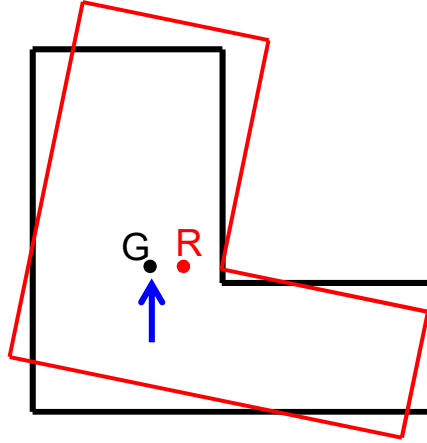


KENAR VE İÇ KOLONLARDA YÜKLEME DURUMU VE YÜK DEĞERLERİNE BAĞLI OLARAK **DÜŞEY YÜKLER** ALTINDA İKİ EKSENLİ VEYA TEK EKSENLİ BİLEŞİK EĞİLME HESABI YAPILABİLİR.

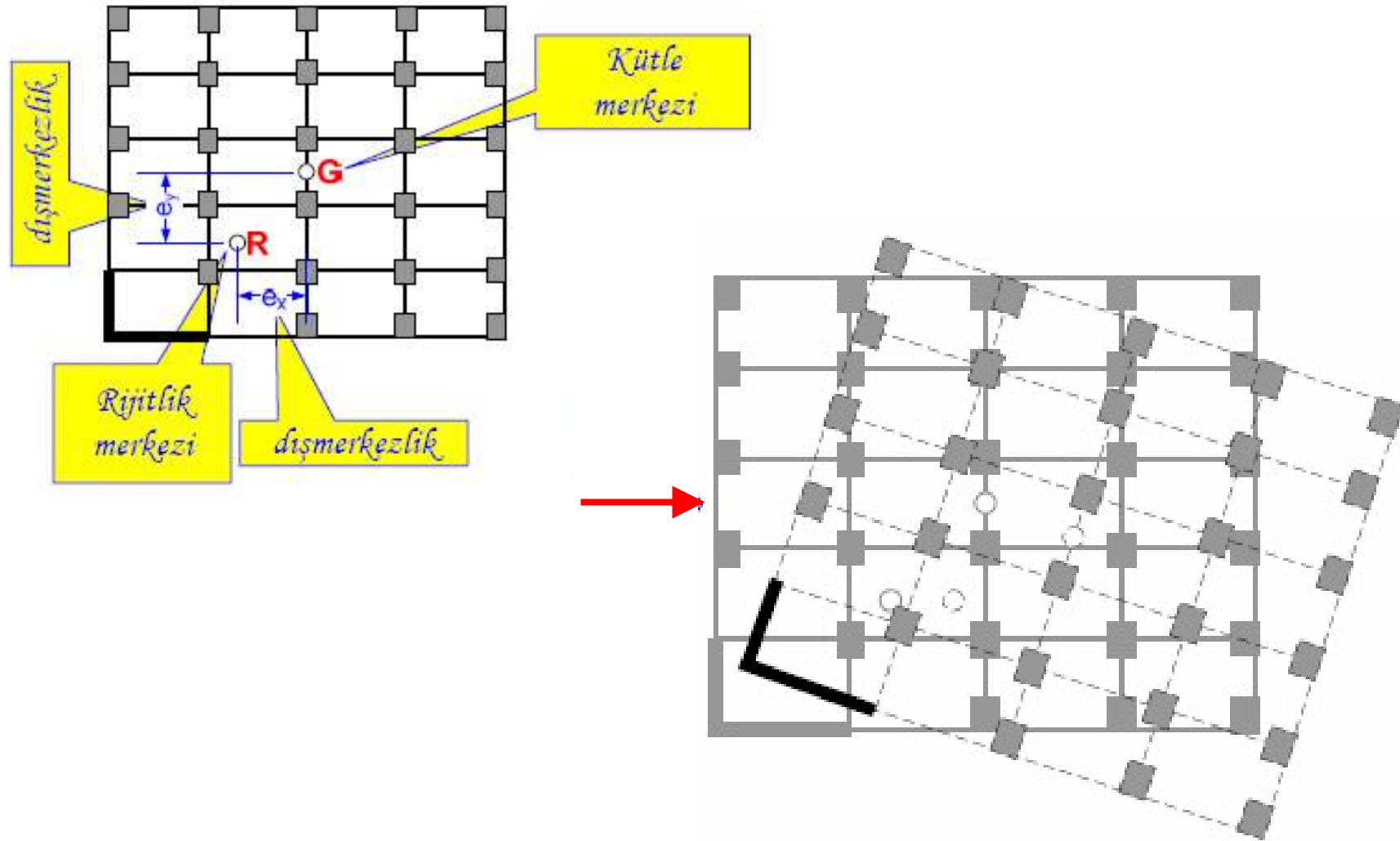
BURADA TEK EKSENLİ BİLEŞİK EĞİLME İLE KASTEDİLEN HESAP YAPILAN DOĞRULTUDA MOMENT VARKEN, BUNA DİK DOĞRULTUDA MOMENTİN SIFIR OLMASI DEĞİLDİR. HESAP YAPILAN DOĞRULTUYA DİK DOĞRULTUDAKİ MOMENT BAZI DURUMLARDA İHMAL EDİLEBİLECEK KADAR KÜÇÜK OLABİLİR. BU DURUMLARDA TEK EKSENLİ BİLEŞİK EĞİLME HESABI YETERLİ OLUR.

Deprem yükleri altında ise hemen tüm kolonlarda bileşik eğilme oluşur. Bunun sebepleri şöyle sıralanabilir:

- Taşıyıcı sistem her zaman simetrik olacak şekilde tasarlanamayabilir. Bu durumda yapıda burulma etkileri ortaya çıkacaktır. Bu nedenle deprem yükünün etkidiği doğrultuya dik doğrultudaki kolonlarda da kesme kuvveti ve eğilme momenti oluşacaktır (bkz. www.yildiz.edu.tr/~caydemir Muto metoduyla burulmalı deprem hesabı örneği).



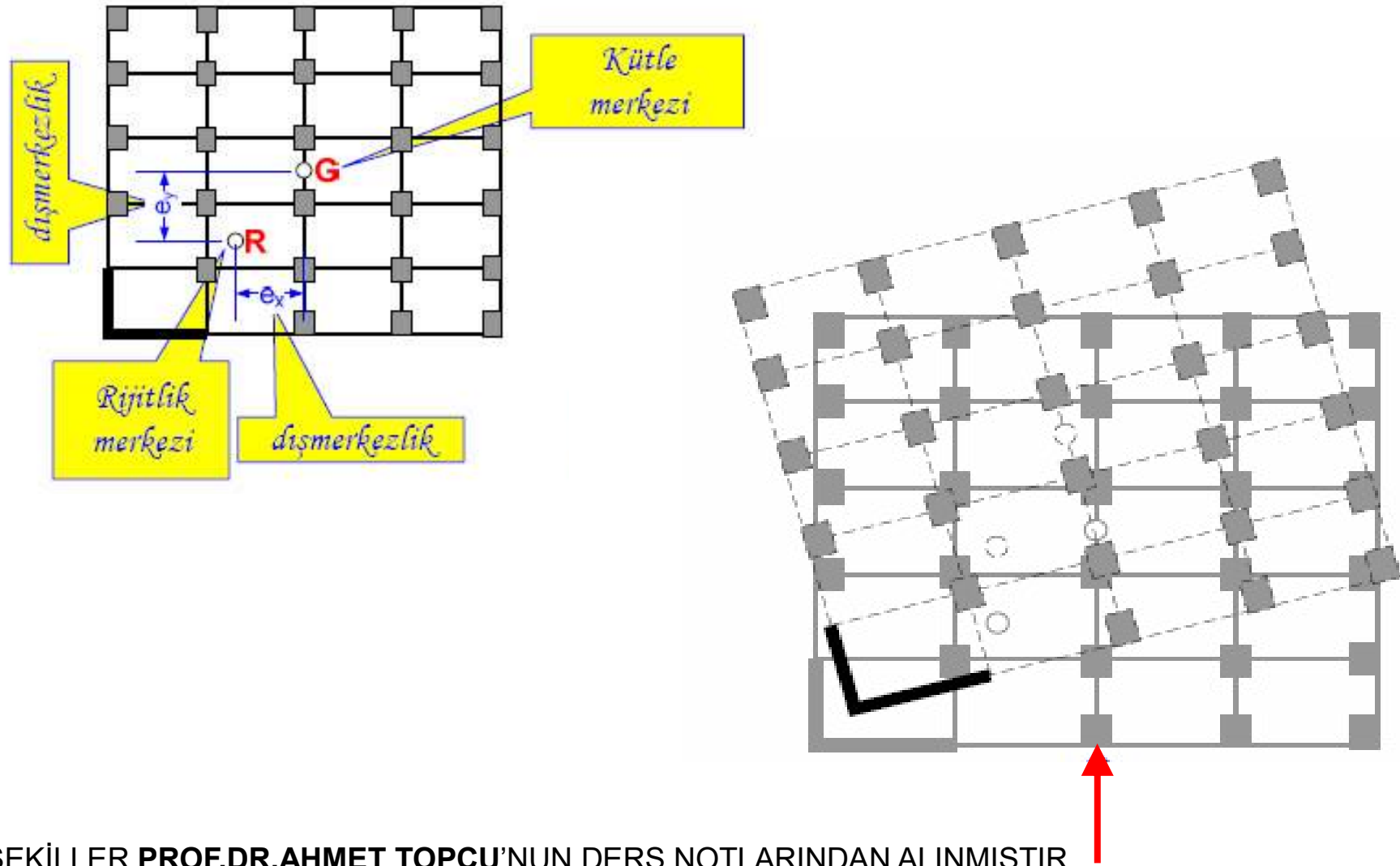
Deprem yükleri altında ise hemen tüm kolonlarda bileşik eğilme oluşur. Bunun sebepleri şöyle sıralanabilir:



ŞEKİLLER PROF.DR.AHMET TOPÇU'NUN DERS NOTLARINDAN ALINMIŞTIR.

<http://mmf2.ogu.edu.tr/atopcu/>

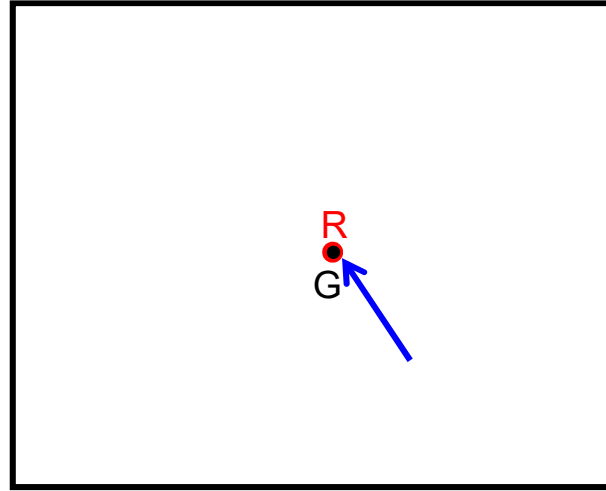
Deprem yükleri altında ise hemen tüm kolonlarda bileşik eğilme oluşur. Bunun sebepleri şöyle sıralanabilir:



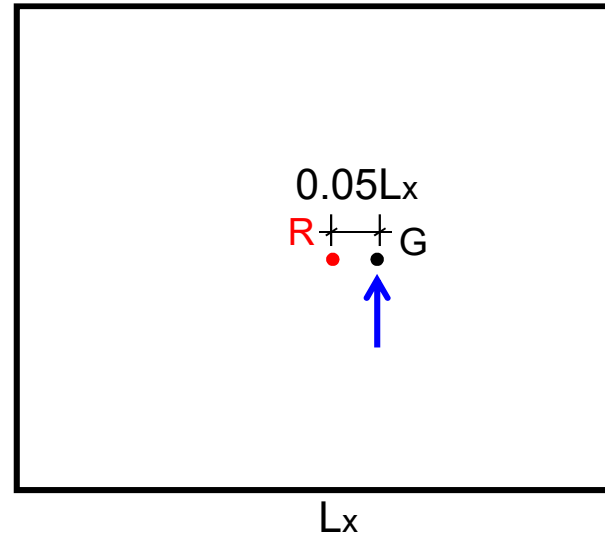
ŞEKİLLER PROF.DR.AHMET TOPÇU'NUN DERS NOTLARINDAN ALINMIŞTIR.

<http://mmf2.ogu.edu.tr/atopcu/>

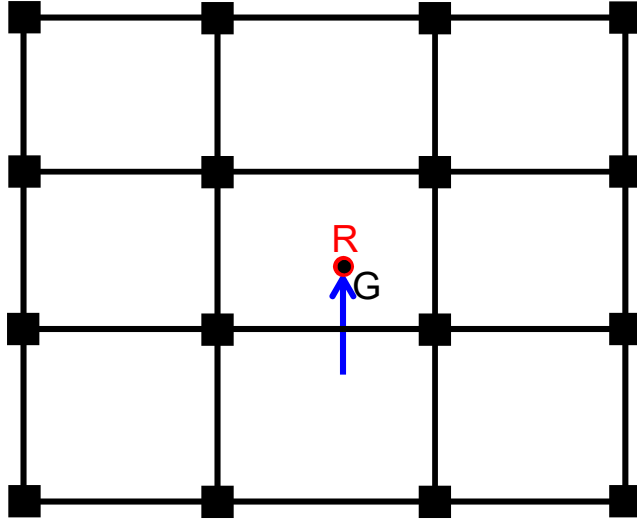
- Taşıyıcı sistem simetrik olsa bile deprem yükleri her zaman asal eksenlere paralel etkimeyebilir. X ve Y doğrultularında deprem yükü etkidiğini varsayıp iç kuvvetleri hesaplamak bizim tasarım sırasında yaptığımız bir basitleştirmedir.



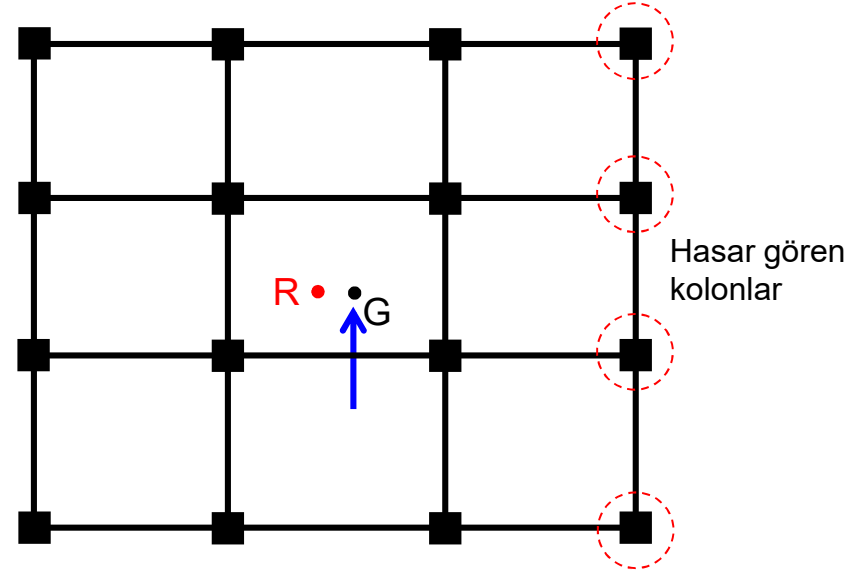
- Taşıyıcı sistem simetrik tasarlanırsa bile imalat kusurları nedeniyle simetri ortadan kalkabilir. Bu nedenle deprem yönetmeliği simetrik ya da simetrik olmayan tüm yapılar da mevcut dışmerkezliğe ek olarak yapının plandaki boyutunun %5'i kadar ek dışmerkezlik hesaba katılmasını öngörmektedir (bkz. www.yildiz.edu.tr/~caydemir Muto metoduyla burulmalı deprem hesabı örneği).



- Taşıyıcı sistem simetrik ve deprem yükü de asal eksenlerden herhangi birine paralel etkise bile, şiddetli bir deprem sırasında düşey taşıyıcı sistem elemanlarının hasar görmesi sonucu rijitlik merkezinin yeri değişecek ve önceden öngörülemez bir dışmerkezlilik ortaya çıkabilecektir.



Hasar görmeden önce

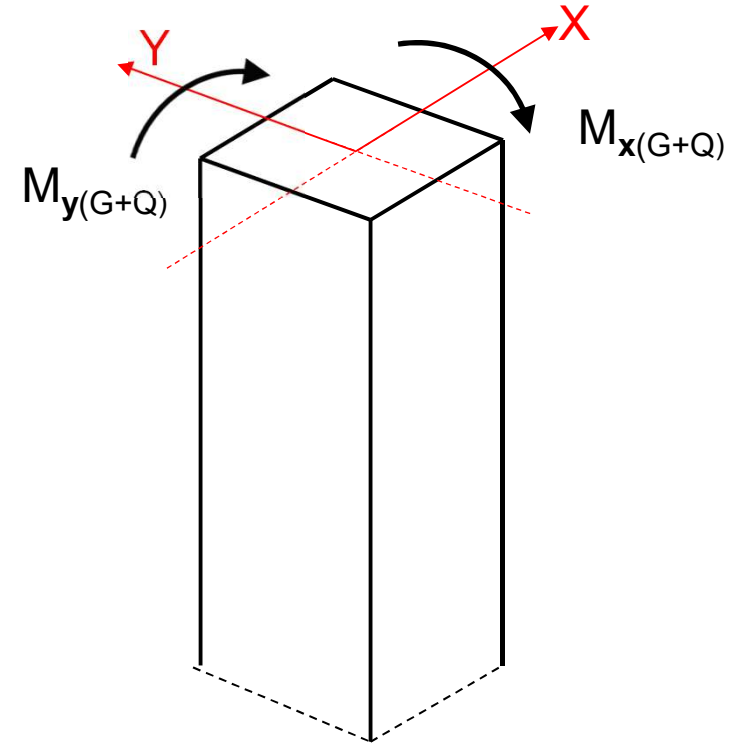
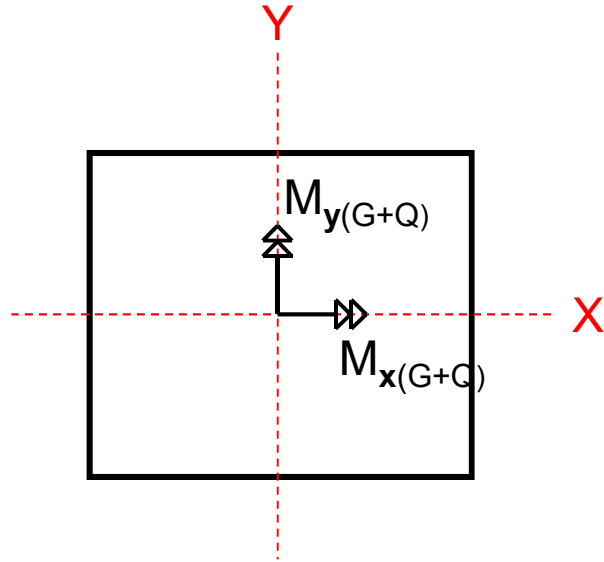


Hasar gördükten sonra

- Bu ders kapsamında yaptığımız projede, basitleştirme adına bunların tamamını göz ardı ediyoruz. Burulma etkisinde deprem hesabının nasıl yapılacağına ve ek dışmerkezliğin nasıl hesaba katılacağına dair bir örnek www.yildiz.edu.tr/~caydemir adresinde var.

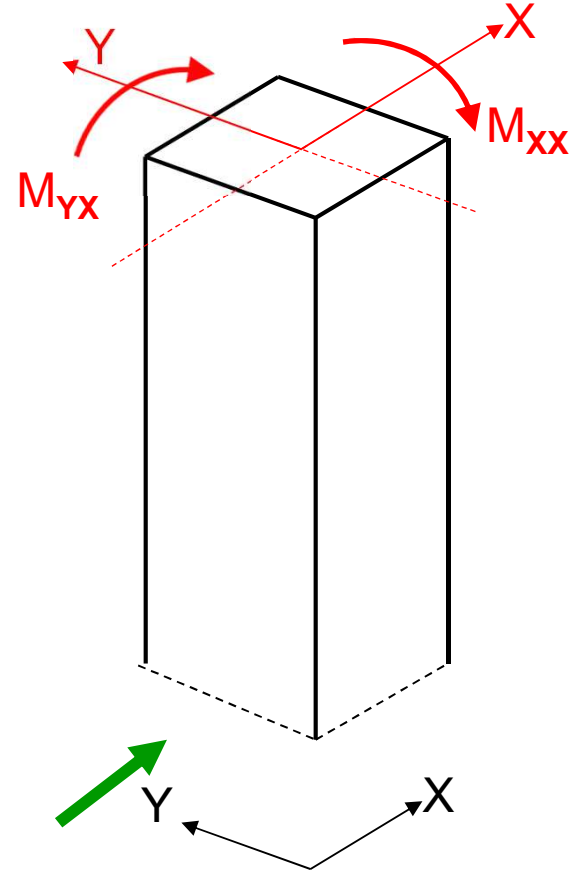
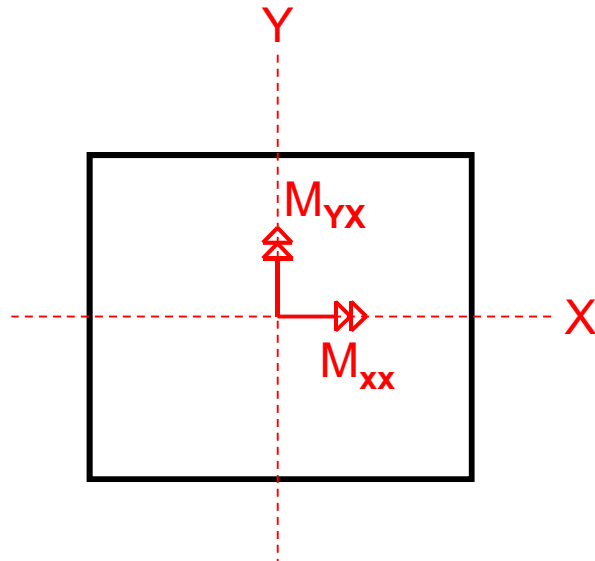
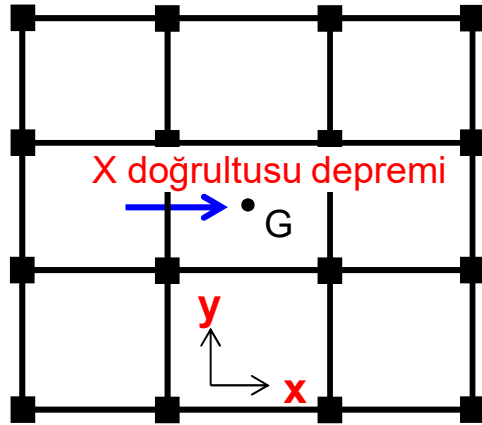
BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

Düşey yükler nedeniyle X ve Y doğrultularında oluşan eğilme momentleri



BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

X doğrultusu depremi nedeniyle X ve Y doğrultularında oluşan eğilme momentleri

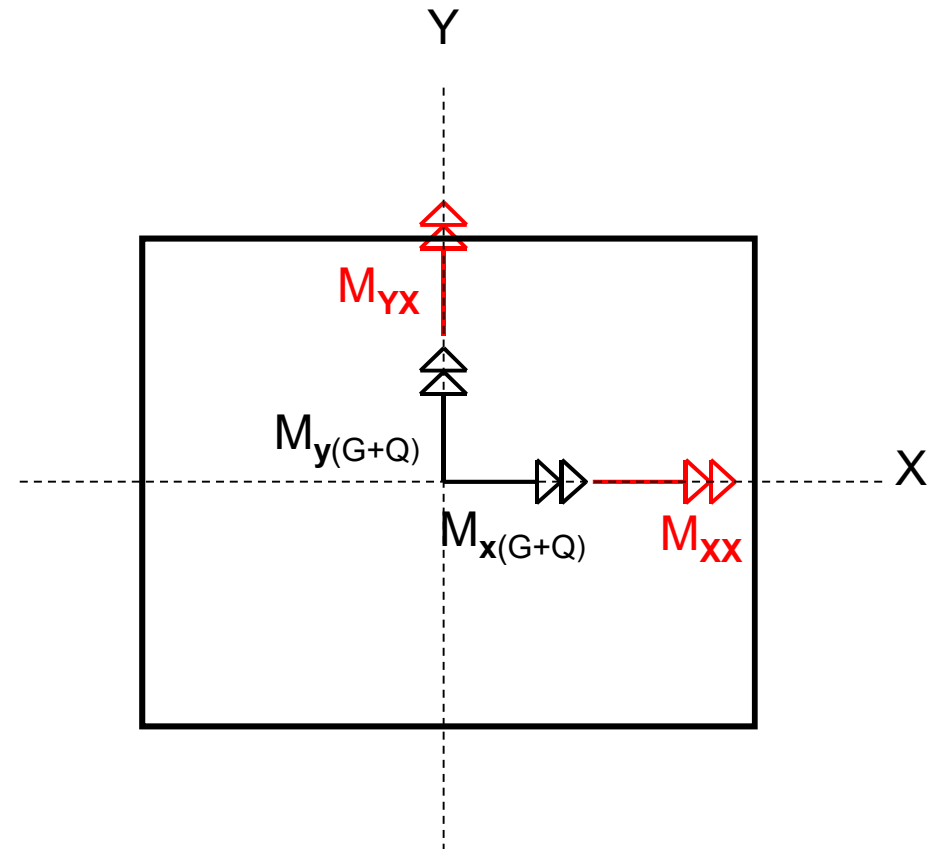
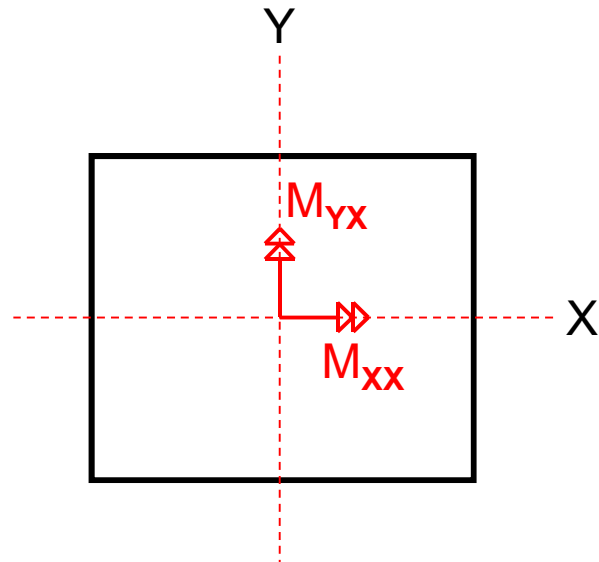
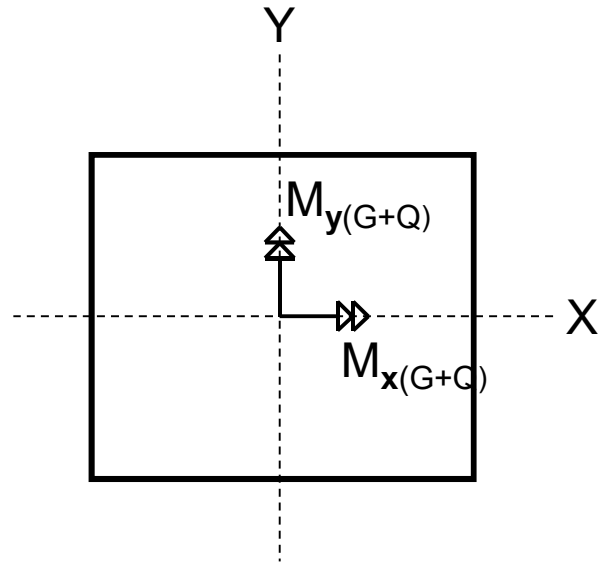


M_{xx} = X eksenine etrafında X doğr. depreminde döndüren moment

M_{yx} = Y eksenine etrafında X doğr. depreminde döndüren moment

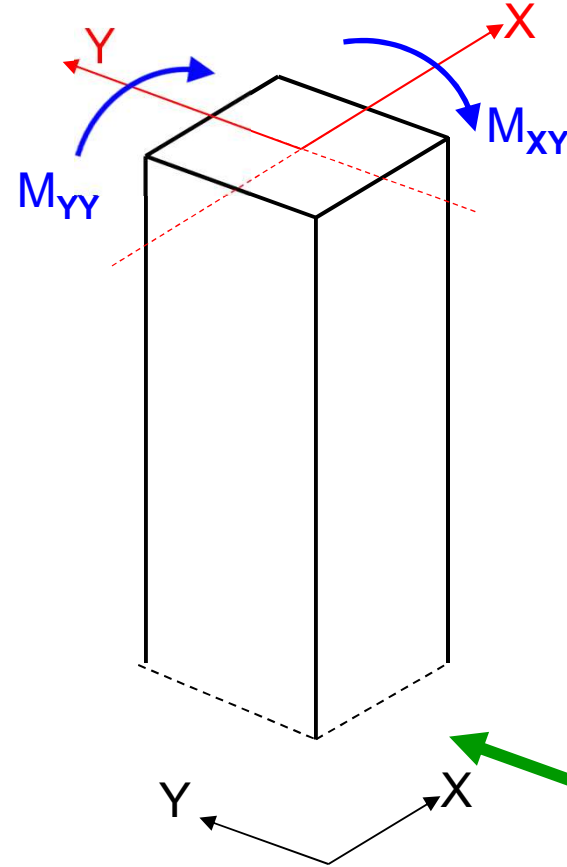
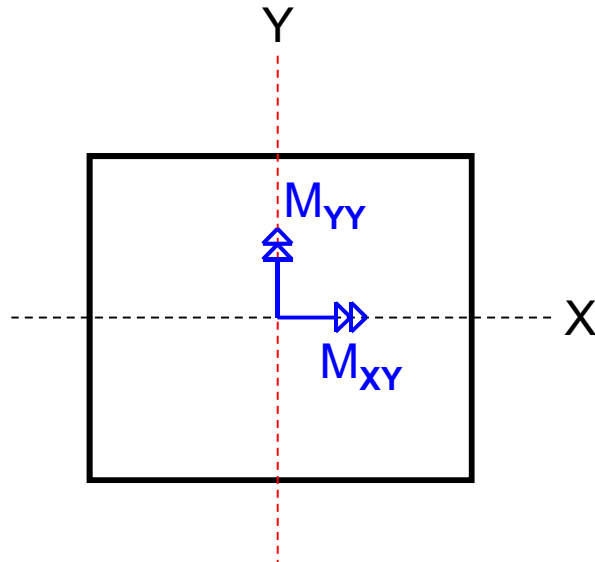
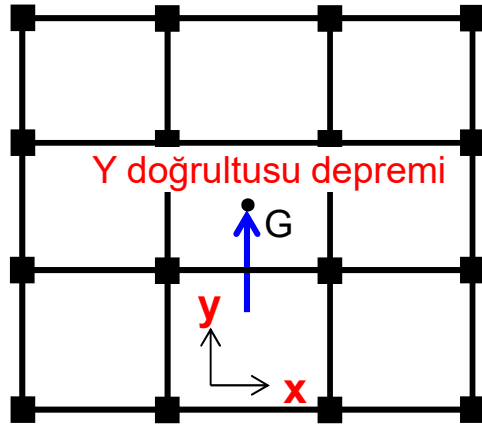
BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

X doğrultusu depremi + Düşey yük



BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

Y doğrultusu depremi nedeniyle X ve Y doğrultularında oluşan eğilme momentleri

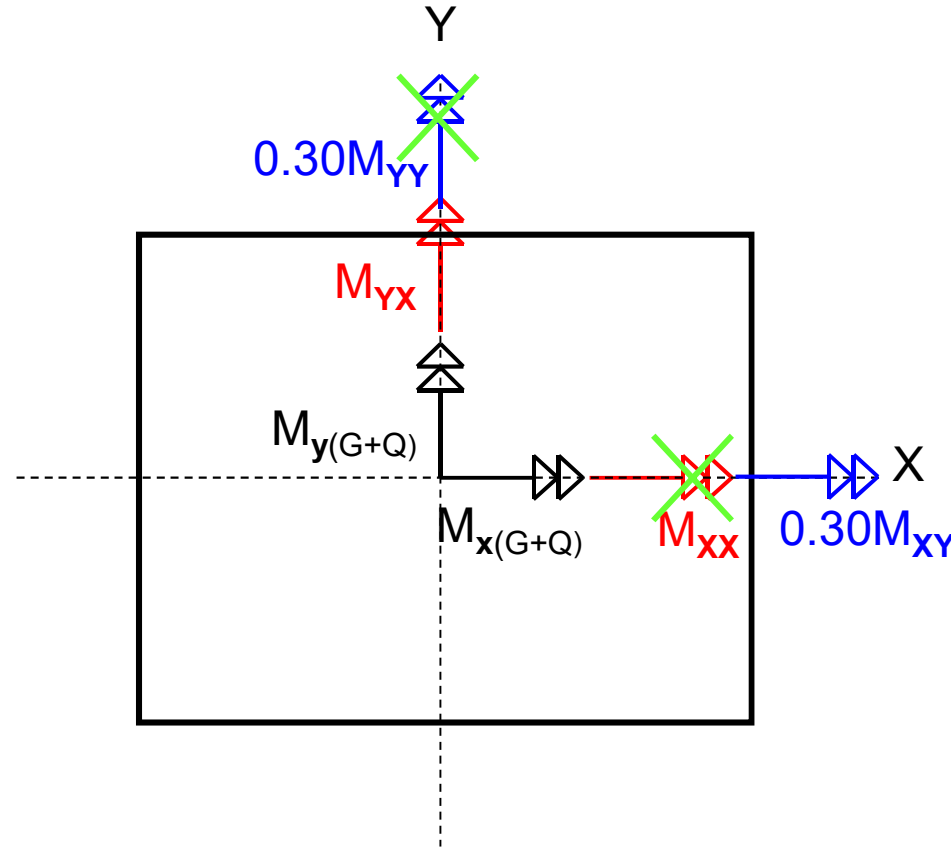


M_{XY} = X eksenı etrafında Y doğr. depreminde döndüren moment

M_{YY} = Y eksenı etrafında Y doğr. depreminde döndüren moment

BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

X doğrultusu depremi + Düşey yük + 0.30 Y doğrultusu depremi

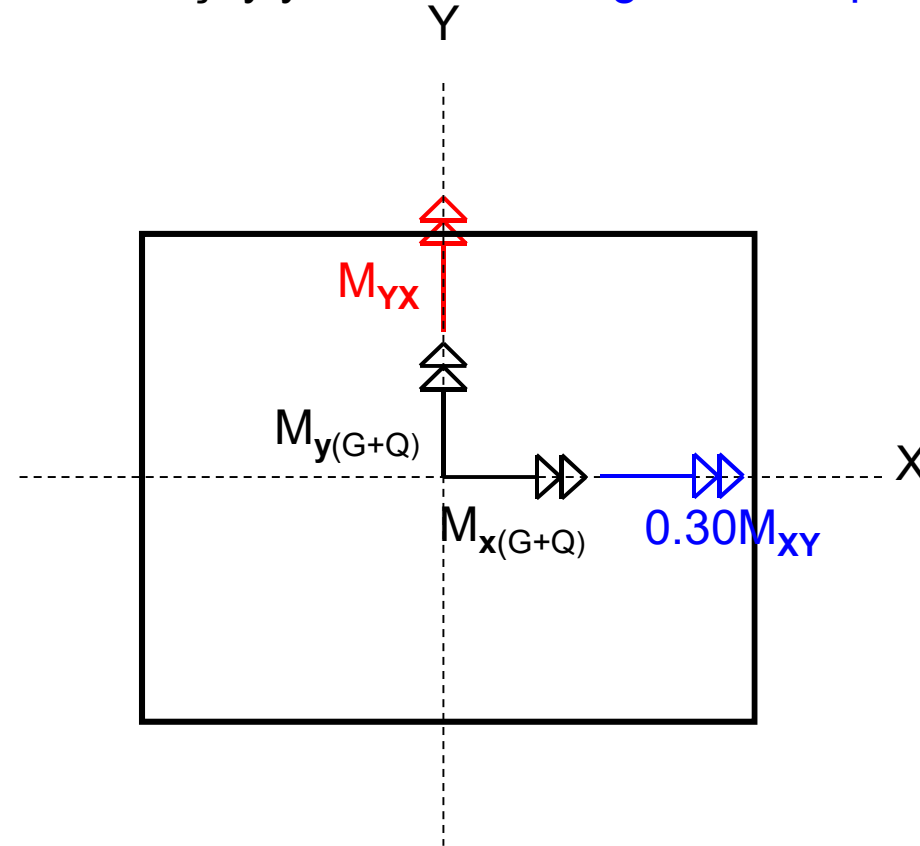


Deprem hesabında ek dışmerkezlilik etkisini dikkate almadığımız için (2 boyutlu hesap), X doğrultusu depremi altında X eksenini etrafında çeviren moment bulamıyoruz.

Benzer biçimde, Y doğrultusu depremi altında da Y eksenini etrafında çeviren moment bulunamıyor.

BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

X doğrultusu depremi + Düşey yük + 0.30 Y doğrultusu depremi



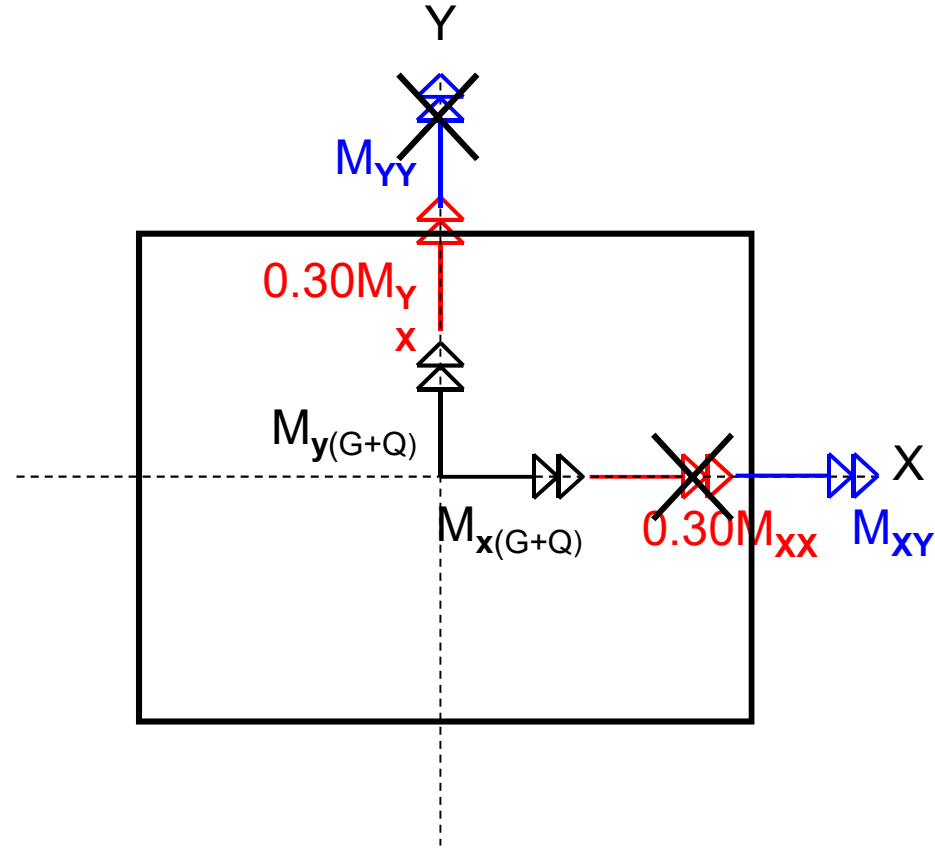
X doğrultusu depremi için hesap momentleri:

$$M_x = M_{x(G+Q)} \pm 0.30M_{xy}$$

$$M_y = M_{y(G+Q)} \pm M_{yx}$$

BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

Düşey yük + Y doğrultusu depremi + 0.30 X doğrultusu depremi

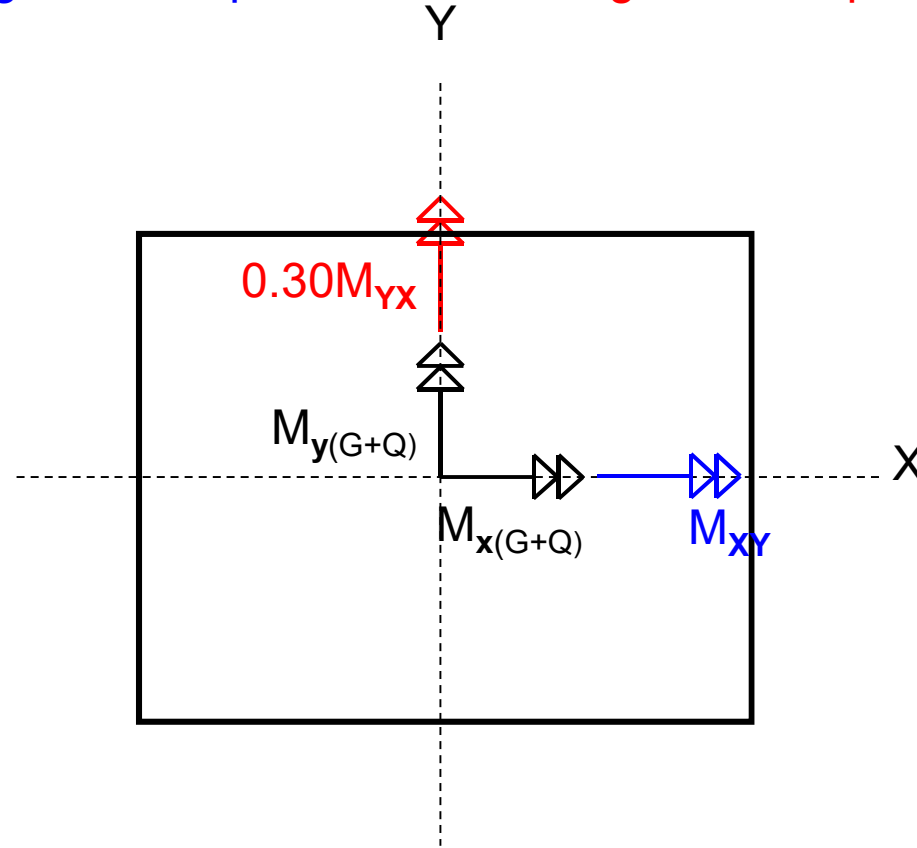


Deprem hesabında ek dışmerkezlilik etkisini dikkate almadığımız için (2 boyutlu hesap), X doğrultusu depremi altında X eksenı etrafında çeviren moment bulamıyoruz.

Benzer biçimde, Y doğrultusu depremi altında da Y eksenı etrafında çeviren moment bulunamıyor.

BETONARME HESAPTA KULLANILACAK İÇ KUVVETLER

Düşey yük + Y doğrultusu depremi + 0.30 X doğrultusu depremi



Y doğrultusu depremi için hesap momentleri:

$$M_X = M_{x(G+Q)} \pm M_{XY}$$

$$M_Y = M_{y(G+Q)} \pm 0.30M_{YX}$$

Yük kombinasyonları

Her bir yük kombinasyonundan elde edilen M ve N ikilileri için, X ve Y doğrultularında ayrı ayrı donatı hesabı yapıp, elde edilen donatılardan en büyüğü kullanılmalıdır.

$$G+Q+E_d^{(H)}+0.3E_d^{(Z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm E_d^{(X)}\pm 0.3E_d^{(Y)}$$

$$G+Q-E_d^{(H)}+0.3E_d^{(Z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm 0.3E_d^{(X)}\pm E_d^{(Y)}$$

$$0.9G+E_d^{(H)}-0.3E_d^{(Z)}$$

$$E_d^{(Z)}=(2/3) S_{DS}G$$

$$0.9G-E_d^{(H)}-0.3E_d^{(Z)}$$

$E_d^{(H)}$ = Doğrultu birleştirmesi uygulanmış *tasarıma esas* yatay deprem etkisi

$E_d^{(X)}$ = (X) doğrultusundaki depremin etkisi altında *tasarıma esas* deprem etkisi

$E_d^{(Y)}$ = (Y) doğrultusundaki depremin etkisi altında *tasarıma esas* deprem etkisi

$E_d^{(Z)}$ = (Z) doğrultusundaki depremin etkisi altında *tasarıma esas* deprem etkisi

S_{DS} = Kısa periyot *tasarım spektral ivme katsayısı* [boyutsuz]

G = Sabit yük etkisi

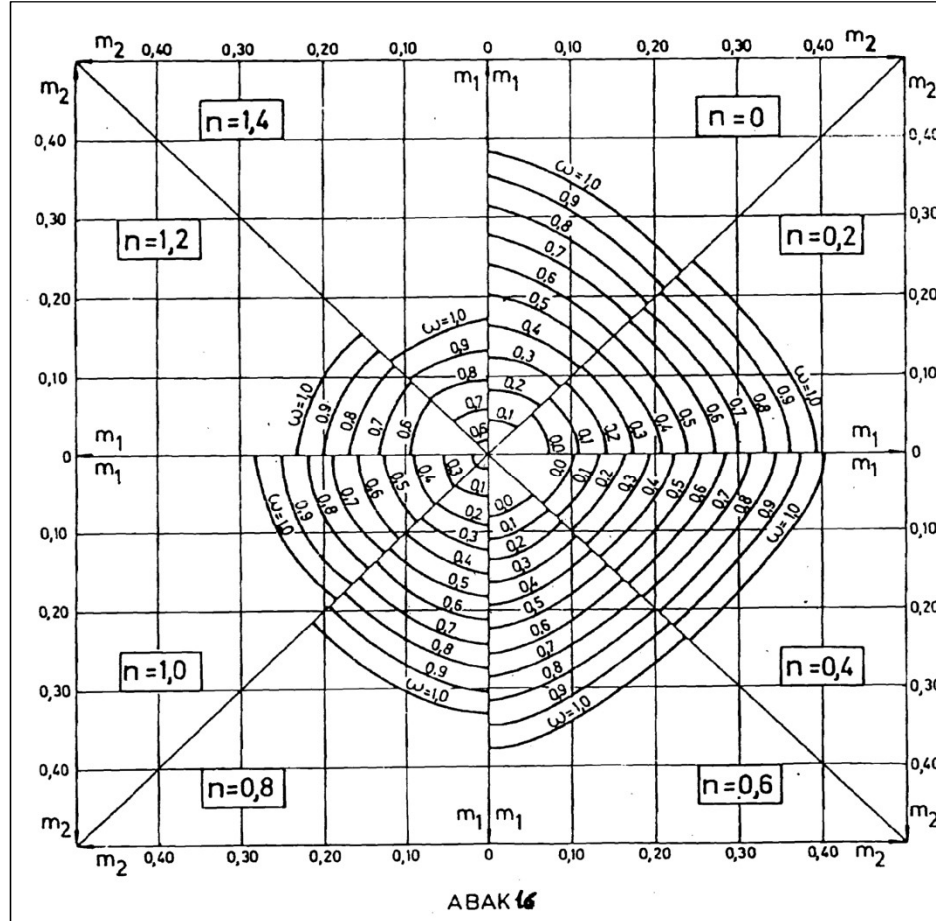
Yük kombinasyonları

Her bir yük kombinasyonundan elde edilen M ve N ikilileri için, X ve Y doğrultularında ayrı ayrı donatı hesabı yapıp, elde edilen donatılardan en büyüğü kullanılmalıdır.

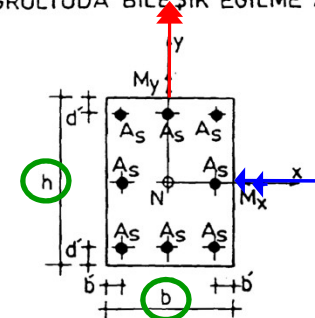
1.4G+1.6Q	$G+Q+E_d^{(x)}+0.3E_d^{(y)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G+E_d^{(x)}+0.3E_d^{(y)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q+E_d^{(x)}-0.3E_d^{(y)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G+E_d^{(x)}-0.3E_d^{(y)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q-E_d^{(x)}+0.3E_d^{(y)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G-E_d^{(x)}+0.3E_d^{(y)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q-E_d^{(x)}-0.3E_d^{(y)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G-E_d^{(x)}-0.3E_d^{(y)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q+E_d^{(y)}+0.3E_d^{(x)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G+E_d^{(y)}+0.3E_d^{(x)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q+E_d^{(y)}-0.3E_d^{(x)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G+E_d^{(y)}-0.3E_d^{(x)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q-E_d^{(y)}+0.3E_d^{(x)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G-E_d^{(y)}+0.3E_d^{(x)}-0.3E_d^{(z)}$
	$G+Q-E_d^{(y)}-0.3E_d^{(x)}+0.3E_d^{(z)}$	$0.9G-E_d^{(y)}-0.3E_d^{(x)}-0.3E_d^{(z)}$

Düşey yüklerden (zati ve hareketli) gelen normal kuvvetlerin, kolon önboyutu için hesaplanmış normal kuvvetler olduğu kabul edilebilir.

KESİT HESABI



İKİ DOĞRULTUDA BİLEŞİK EĞİLME ABAĞI



DONATI

S420 (BÇ III) 2
($f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$)

$A_{st} = 8 A_s$

$d'/h = b'/b = 0.10$

$$m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{cd}}$$

$$n = \frac{N_d}{bh f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{st} f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

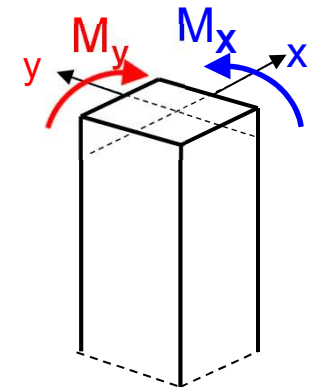
$m_x > m_y$ ise : $m_1 = m_x$, $m_2 = m_y$

$m_x < m_y$ ise : $m_1 = m_y$, $m_2 = m_x$

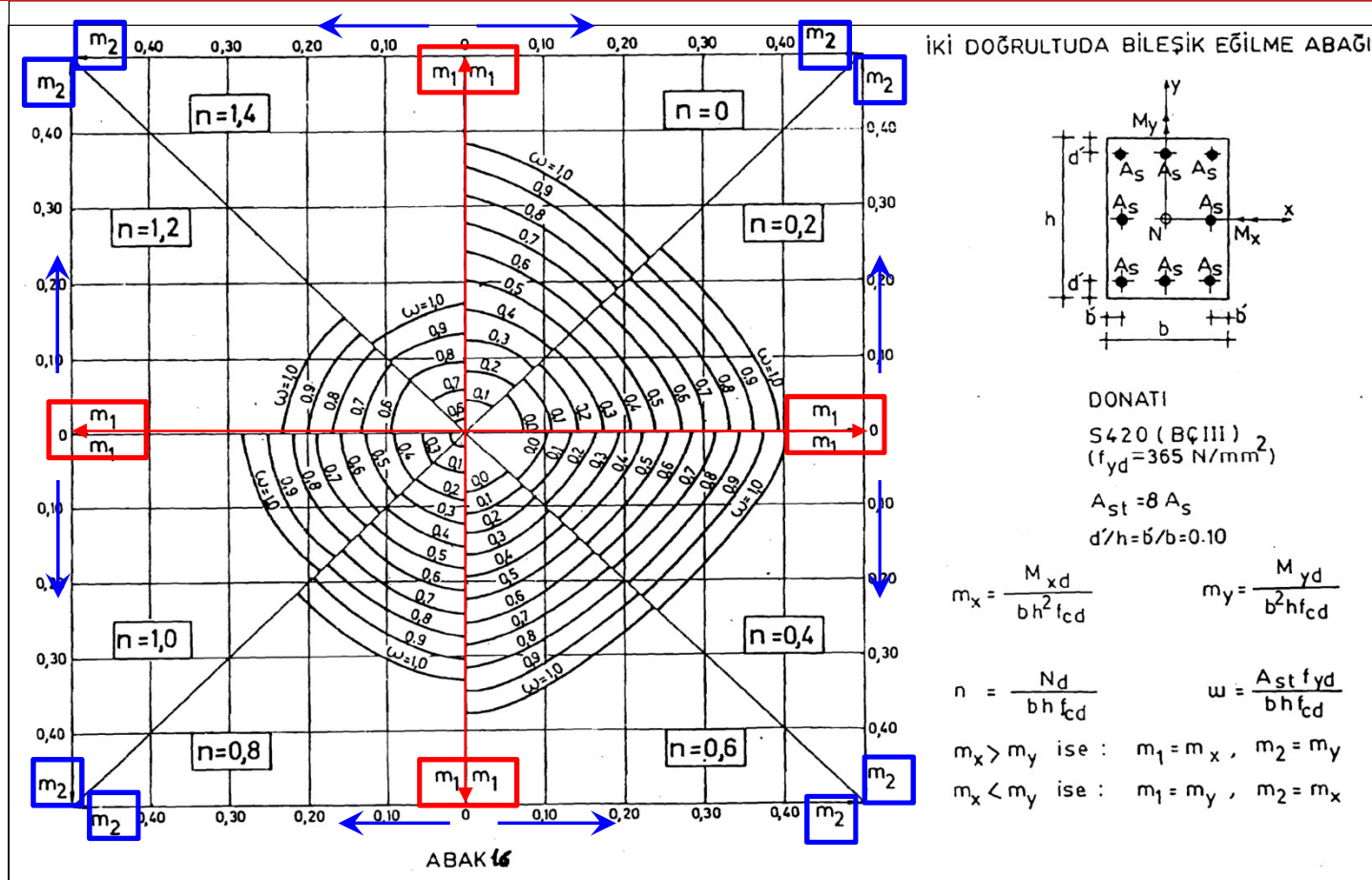
$$\omega = \frac{A_{st} f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

$$m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{cd}}$$



KESİT HESABI



$$m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{cd}}$$

$$m_x > m_y \text{ ise } m_1 = m_x, m_2 = m_y$$

$$\text{aksi halde } m_1 = m_y, m_2 = m_x$$

KESİT HESABI

C20/S420

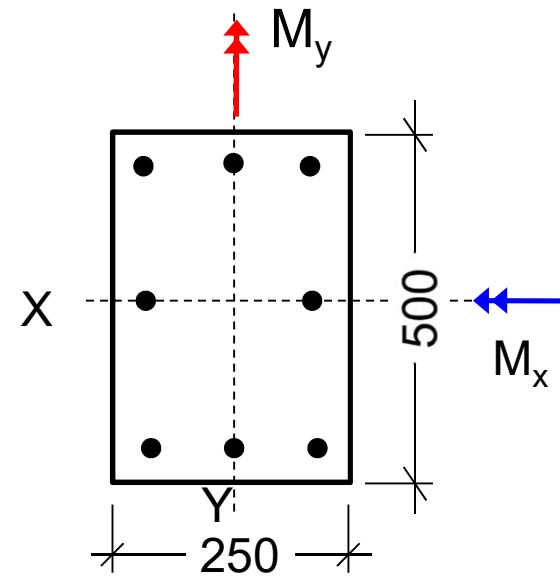
$$M_x = 160 \text{ kNm} \quad M_x = M_{G+Q+E}$$

$$M_y = 40 \text{ kNm} \quad M_y = M_{G+Q}$$

$$N_d = 650 \text{ kN}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

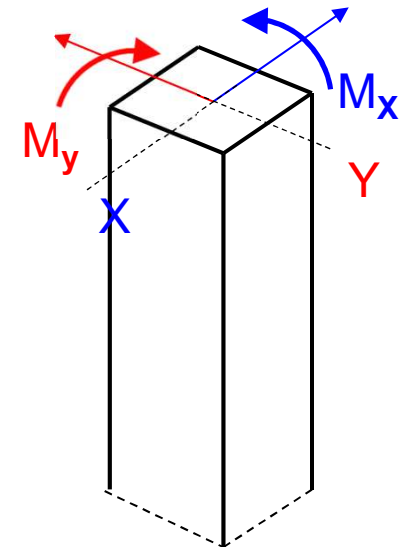
$$h = 500 \text{ mm}$$



$$n = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{650 \times 10^3}{250 \times 500 \times 13} = 0.4$$

$$m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{160 \times 10^6}{250 \times 500^2 \times 13} \cong 0.20$$

$$m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{cd}} = \frac{160 \times 10^6}{250^2 \times 500 \times 13} = 0.10$$



KESİT HESABI

$$n = 0.4$$

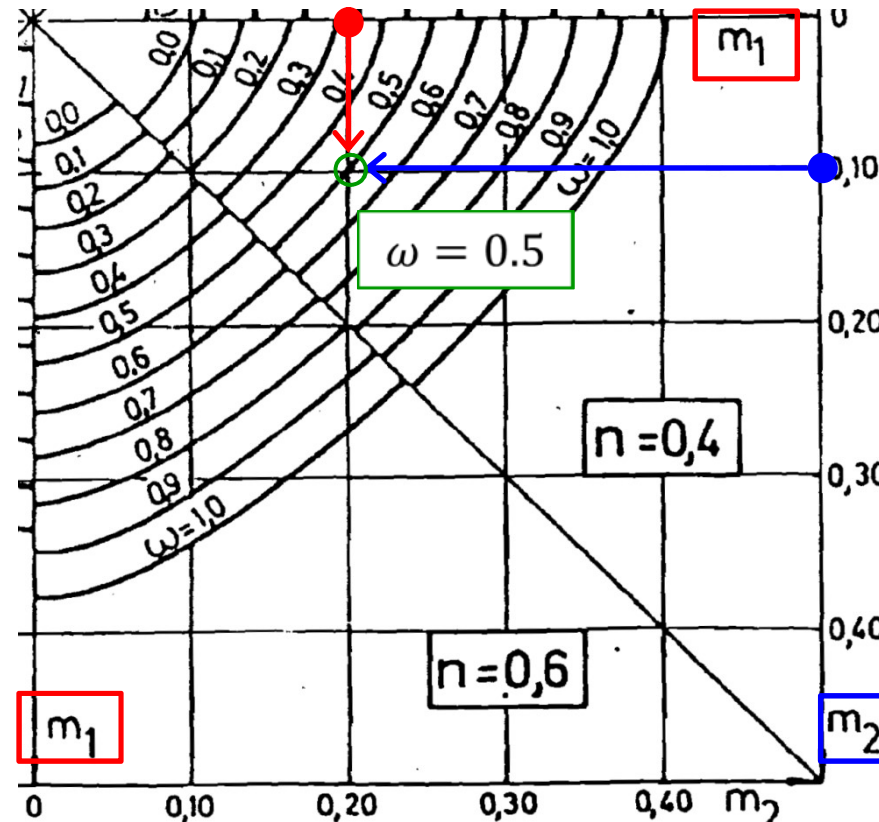
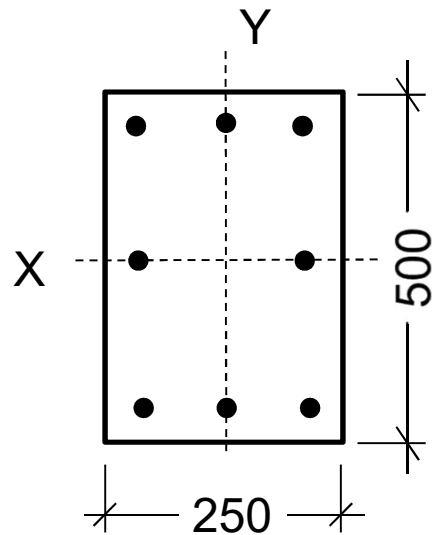
$$m_x = 0.2$$

$$m_y = 0.1$$

$$m_x > m_y$$

$$m_1 = m_x$$

$$m_2 = m_y$$



$$\omega = \frac{A_{st} f_{yd}}{b h f_{cd}}$$

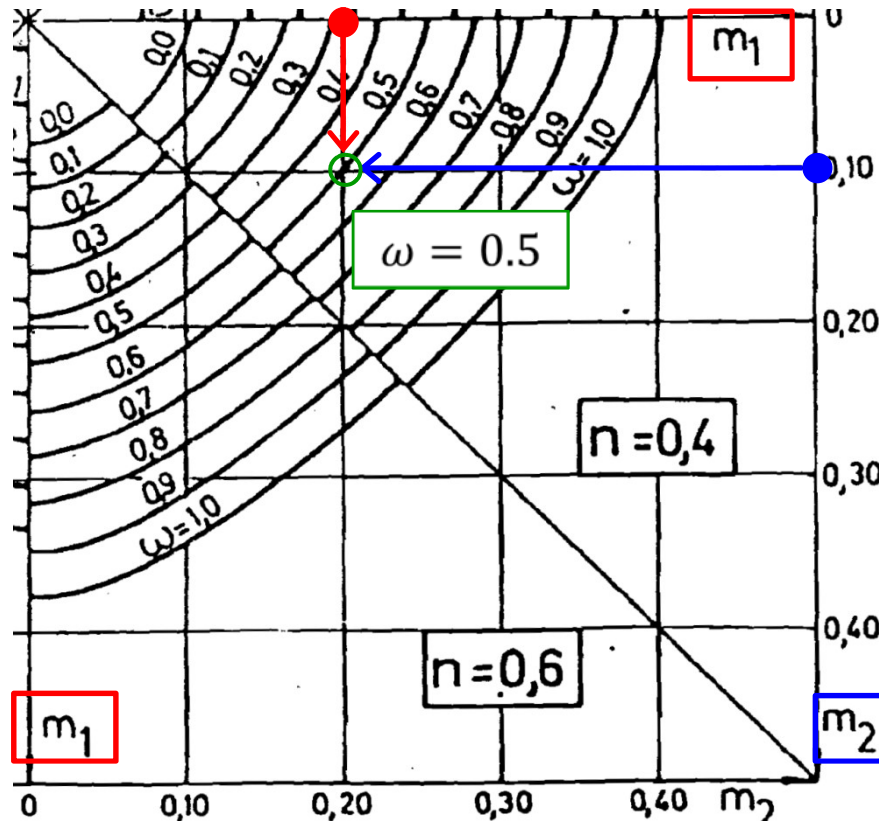
$$\omega_{min} = \rho_{min} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$\omega_{min} = 0.01 \frac{365}{13} = 0.28$$

$$\omega = 0.5 > \omega_{min} = 0.28$$

KESİT HESABI

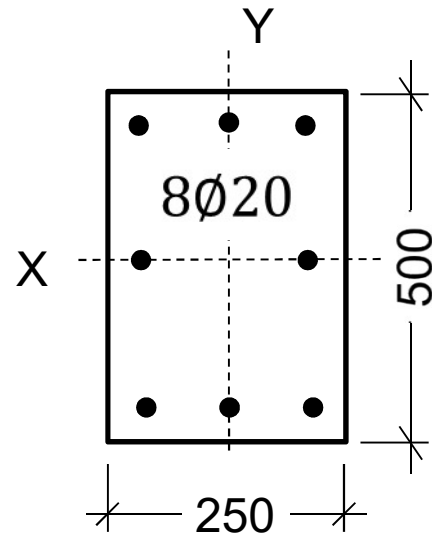


$$\rho = \omega \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\rho = 0,5 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,5 \frac{13}{365} \cong 0,018$$

$$\rho = 0,018 > \rho_{min} = 0,01$$

KESİT HESABI



$$A_{st} = 0.018 \times 250 \times 500 = 2250 \text{ mm}^2$$

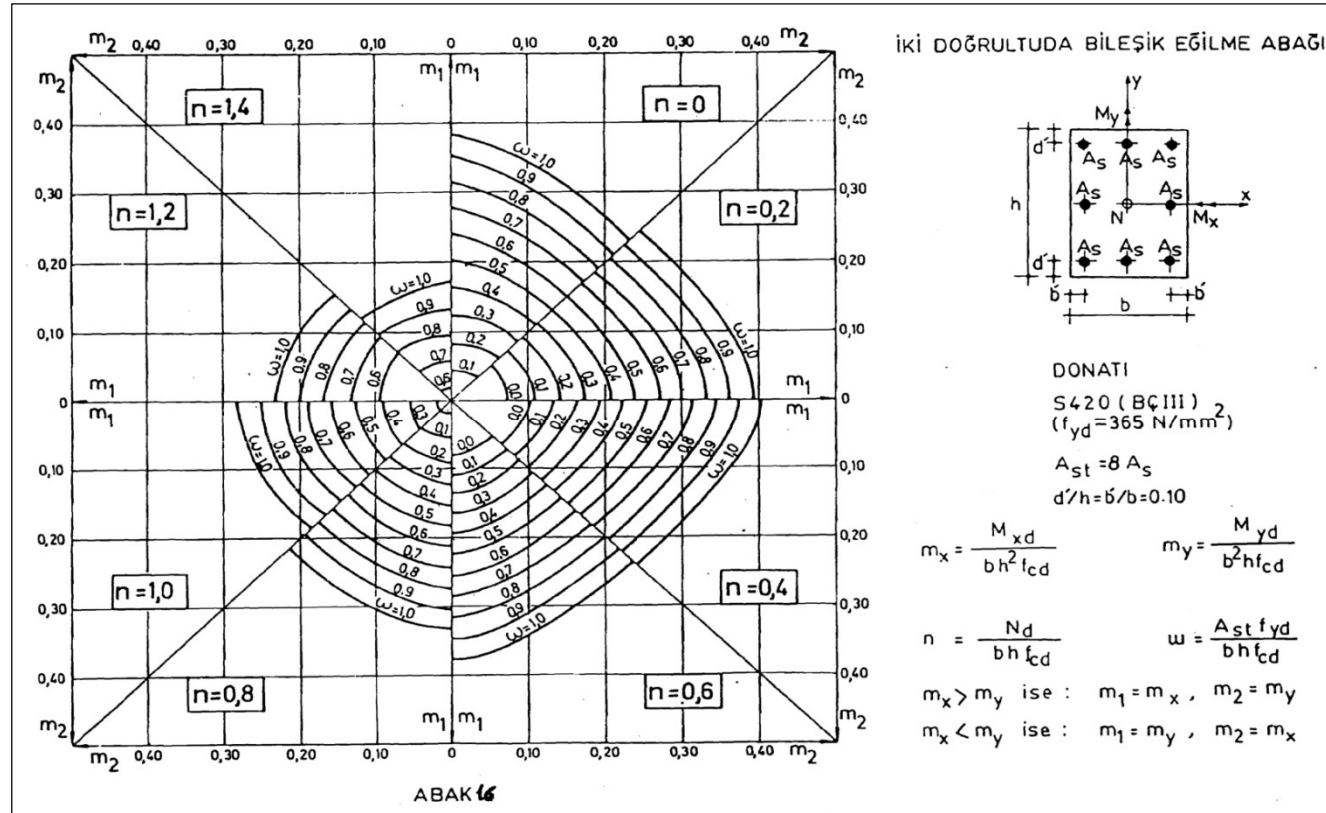
Seçilen 8Ø20 (2512 mm²)

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times h} = \frac{2512}{250 \times 500} = 0.02$$

$$\rho = 0.02 > \rho_{min} = 0.01$$

$$\rho = 0.02 < \rho_{maks} = 0.04$$

KESİT HESABI



$$\omega_{min} = \rho_{min} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$\omega < \omega_{min}$ ise $A_s = A_{s,min}$

$$\omega_{maks} = \rho_{maks} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$\omega > \omega_{maks}$ ise kesit yetersiz

KESİT HESABI

- Donatı yüzdesi üst ve alt sınırının kontrolü

$$\rho_{min} = 0.01 ; \rho_{maks} = 0.04 \text{ (TBDY,2018)}$$

Dikdörtgen kesitli kolonlarda en az $\emptyset 14$ donatı, daire kesitli kolonlarda $6\emptyset 14$ 'den az donatı kullanılmamalı (TBDY,2018)

Hesabını yaptığınız kolon için seçtiğiniz donatı adet ve konfigürasyonunun kullandığınız abağa uygun olmasına dikkat ediniz !!!

KESİT HESABI

$$1.4G + 1.6Q$$

$$G + Q + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(z)}$$

$$G + Q - E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(z)}$$

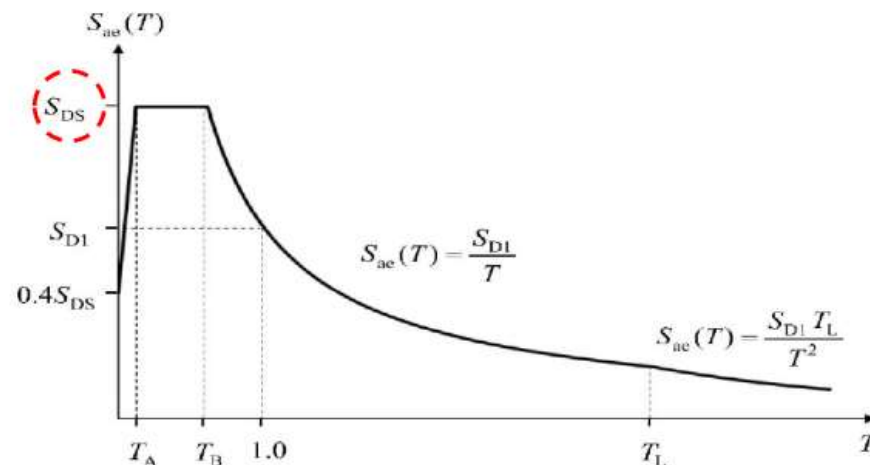
$$0.9G + E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(z)}$$

$$0.9G - E_d^{(H)} - 0.3E_d^{(z)}$$

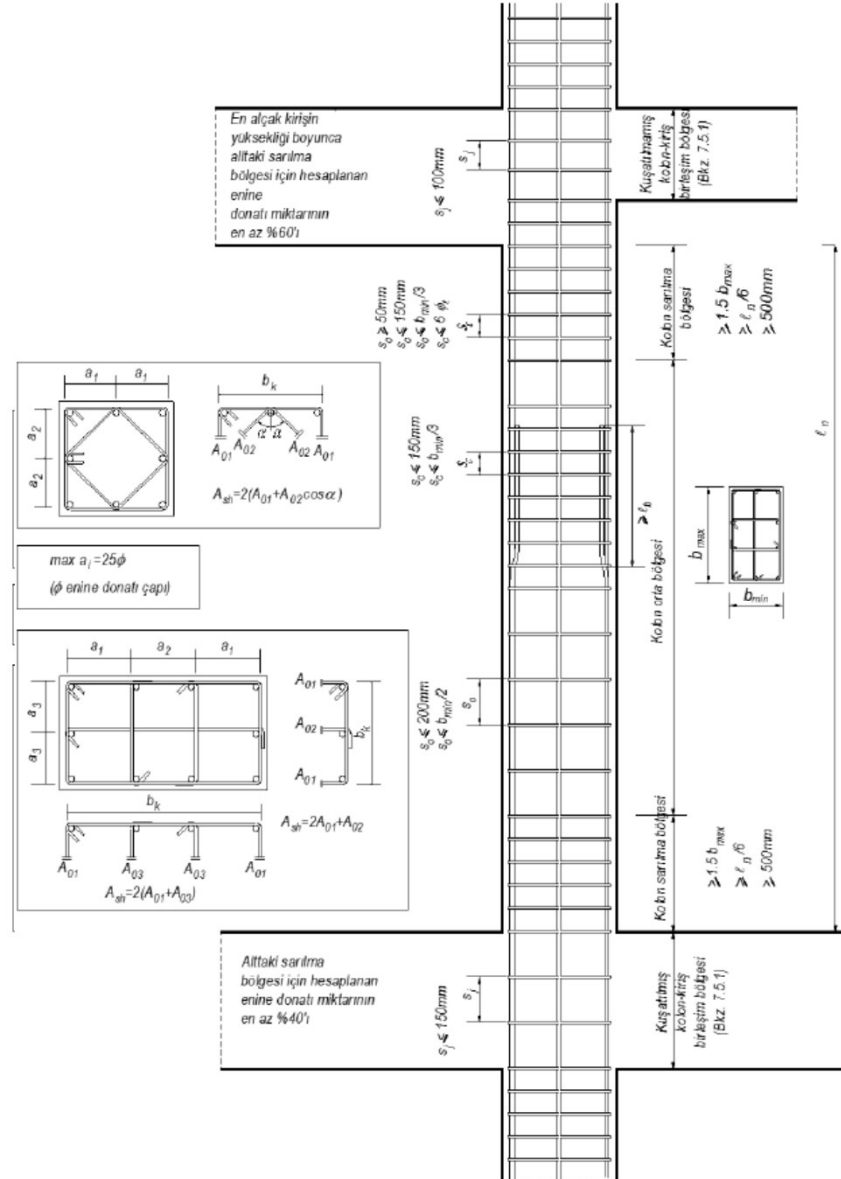
$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(x)} \pm 0.3E_d^{(y)}$$

$$E_d^{(H)} = \pm 0.3E_d^{(x)} \pm E_d^{(y)}$$

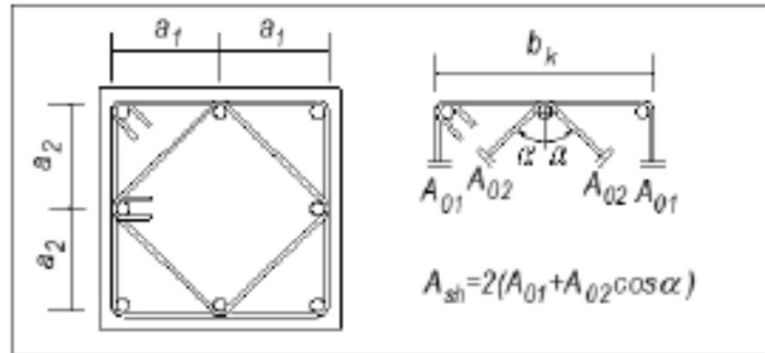
$$E_d^{(z)} = (2/3)(S_{DS})G$$



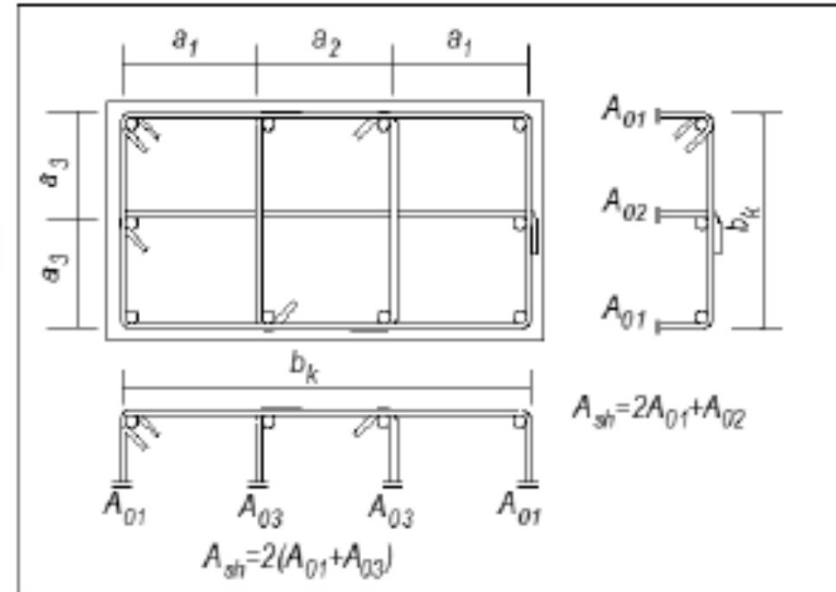
KESİT HESABI



KESİT HESABI



$\max a_1 = 25\phi$
(ϕ enine donatı çapı)



KESİT HESABI

7.3.7. Kolonların Kesme Güvenliği

7.3.7.1 – Kolonlarda enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvveti V_e , **Denk. (7.5)** ile hesaplanacaktır.

$$V_e = (M_a + M_u) / \ell_n \quad (7.5)$$

Denk.(7.5)'teki M_a ve M_u 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında **Denk.(7.3)**'ün sağlanması durumunda 7.3.7.2, sağlanamaması durumunda ise, 7.3.7.3 uygulanacaktır (**Şekil 7.5**). Düşey yükler ile birlikte D ile artırılmış depremden hesaplanan kesme kuvvetinin toplamının, **Denk. (7.5)** ile hesaplanan V_e 'den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

$$(M_{ra} + M_{ru}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{ri}) \quad (7.3)$$

7.3.7.2 – **Denk.(7.3)**'ün sağlandığı düğüm noktasına birleşen kirişlerin uçlarındaki moment kapasitelerinin toplamı olan $\sum M_p$ momenti hesaplanacaktır:

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (7.6)$$

Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \approx 1.4M_{ri}$ ve $M_{pj} \approx 1.4M_{rj}$ alınabilir.

KESİT HESABI

Denk.(7.5)'teki M_a ve $M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında **Denk.(7.3)**'ün sağlanması durumunda 7.3.7.2, sağlanamaması durumunda ise, 7.3.7.3 uygulanacaktır (Şekil 7.5). Düşey yükler ile birlikte D ile artırılmış depremden hesaplanan kesme kuvvetinin toplamının, **Denk. (7.5)** ile hesaplanan V_e 'den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

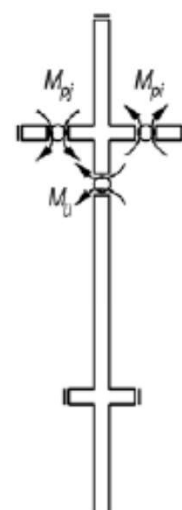
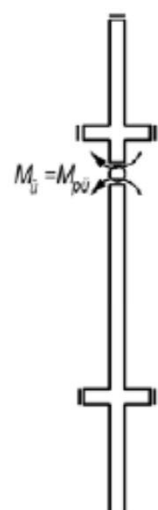
$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / \ell_n$$

(7.5)

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$$

(7.6)

$$M_{pi} \approx 1.4M_{ni} \text{ ve } M_{pj} \approx 1.4M_{nj}$$

Kat No.	$M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması	
	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu	Kolon üst ucunda Denk. 7.3'ün sağlanamaması durumu
i+1		
i		
i-1		
	$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$ $M_{\bar{u}} = \frac{M_{h\bar{u}(i)}}{M_{h\bar{u}(i)} + M_{h\bar{u}(i+1)}} \sum M_p$	

KESİT HESABI

Denk.(7.5)'teki M_a ve $M_{\bar{u}}$ 'nün hesaplanması için, kolonun alt ve/veya üst uçlarında **Denk.(7.3)**'ün sağlanması durumunda 7.3.7.2, sağlanamaması durumunda ise, 7.3.7.3 uygulanacaktır (Şekil 7.5). Düşey yükler ile birlikte D ile artırılmış depremden hesaplanan kesme kuvvetinin toplamının, **Denk. (7.5)** ile hesaplanan V_e 'den küçük olması durumunda, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılacaktır.

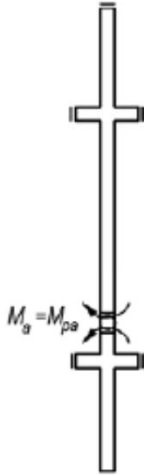
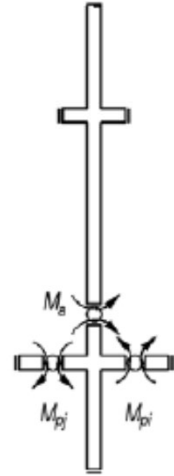
$$V_e = (M_a + M_{\bar{u}}) / \ell_n$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$$

$$M_{pi} \approx 1.4M_{ni} \text{ ve } M_{pj} \approx 1.4M_{nj}$$

(7.5)

(7.6)

M_a 'nın hesaplanması	
Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanamaması durumu	Kolon alt ucunda Denk. 7.3'ün sağlanması durumu
	 $\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$ $M_a = \frac{M_{ha(i)}}{M_{ha(i)} + M_{ha(i+1)}} \sum M_p$

KESİT HESABI

Tablo 4.1. Bina Taşıyıcı Sistemleri için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, Dayanım Fazlalığı Katsayısı ve İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları BYS
A. YERİNDE DÖKME BETONARME BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ			
A1. Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler			
A11. Deprem etkilerinin tamamının moment aktaran <i>süneklik düzeyi yüksek</i> betonarme çerçevelerle karşılandığı binalar	8	3	$BYS \geq 3$

KESİT HESABI

7.3.7.5 – Denk.(7.5) ile hesaplanan kesme kuvveti, V_e , yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti V_d 'den daha küçük alınmayacak ve ayrıca **Denk.(7.7)** ile verilen koşulları sağlayacaktır. **Denk.(7.7)**'deki ikinci koşulun sağlanamaması durumunda, kesit boyutları gerektiği kadar büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

$$\begin{aligned} V_e &\leq V_r \\ V_e &\leq 0.85A_w\sqrt{f_{ck}} \end{aligned} \quad (7.7)$$

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 depremli durumdaki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$ koşulunun sağlanması halinde, betonun kesme dayanımına katkısı $V_c = 0$ alınacaktır.

KESİT HESABI

(b) Etriyeli kolonlarda $N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ (basınç) olması durumunda sarılma bölgelerindeki minimum toplam enine donatı alanı, **Denk.(7.1)**'de verilen koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır. Bu hesapta kolonun çekirdek boyutu b_k , her iki doğrultu için ayrı ayrı gözönüne alınacaktır (**Şekil 7.3**):

$$\begin{aligned} A_{sh} &\geq 0.30 s b_k [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk}) \\ A_{sh} &\geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk}) \end{aligned} \quad (7.1)$$

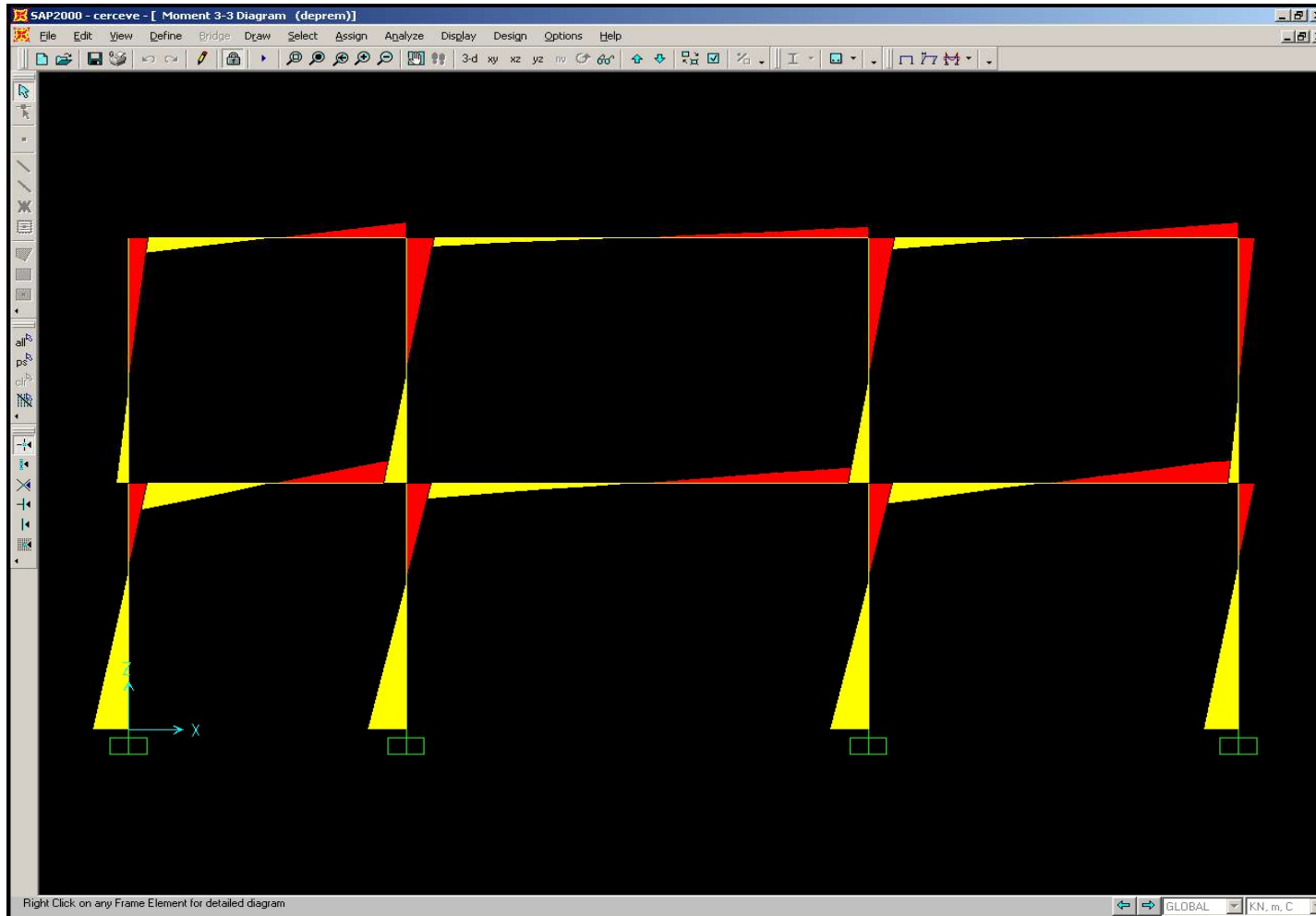
(c) Dairesel donatılı kolonlarda $N_d > 0.20 A_c f_{ck}$ (basınç) olması durumunda sarılma bölgelerindeki enine donatının minimum hacimsel oranı, **Denk.(7.2)**'deki koşulların elverişsiz olanını sağlayacak şekilde hesaplanacaktır.

$$\begin{aligned} \rho_s &\geq 0.45 [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk}) \\ \rho_s &\geq 0.12 (f_{ck} / f_{ywk}) \end{aligned} \quad (7.2)$$

(d) $N_d \leq 0.20 A_c f_{ck}$ olması durumunda, kolon sarılma bölgelerinde **Denk.(7.1)** ve **Denk.(7.2)** ile verilen enine donatıların en az 2/3'ü, minimum enine donatı olarak kullanılacaktır.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

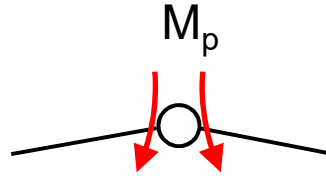
Çerçeve türü yapılarda deprem yükleri altında en fazla birleşim bölgelerindeki kiriş ve kolon kesitleri zorlanmaktadır.



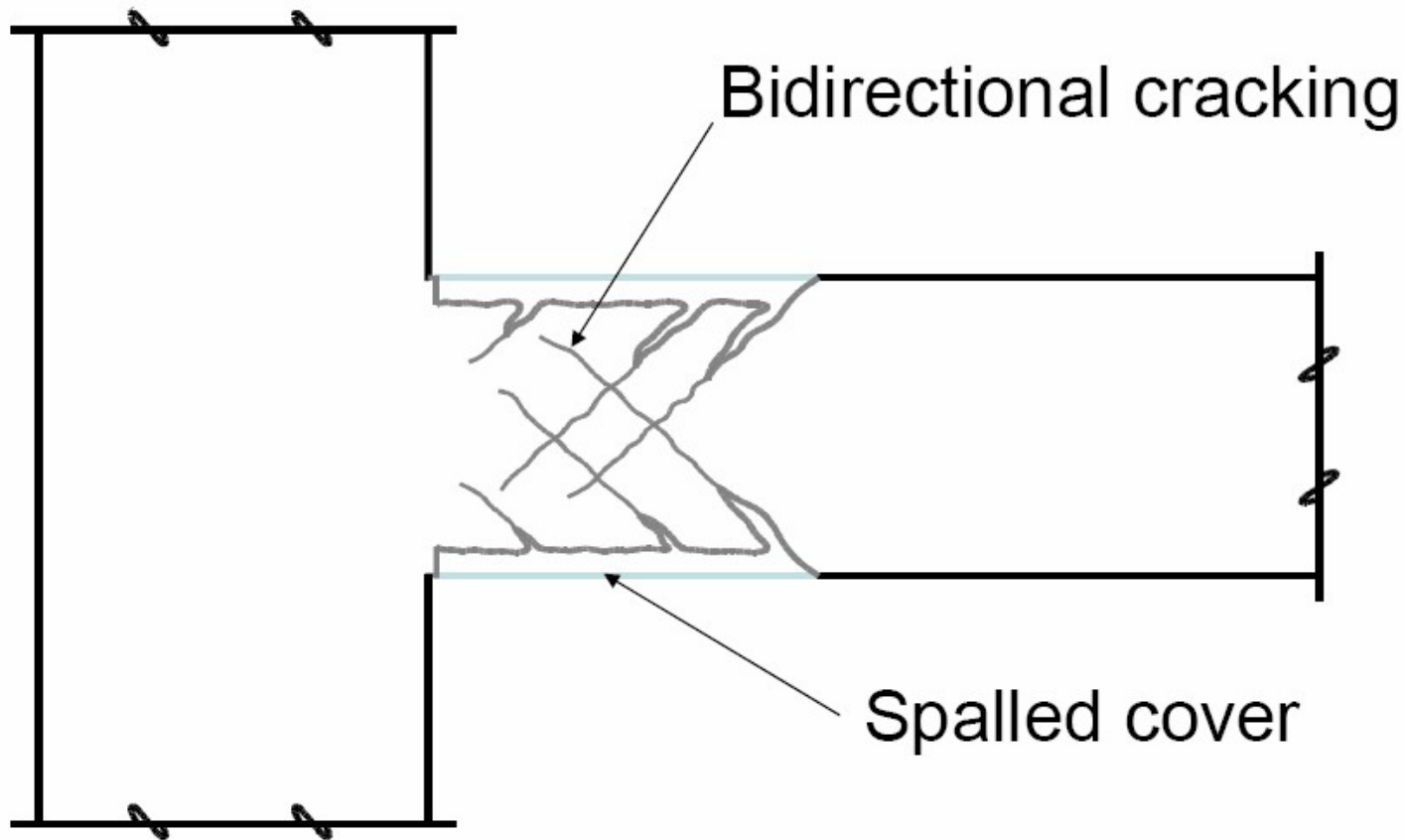
Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Şiddetli bir depremde yüklerin artması durumunda sözü edilen kesitlerde plastik şekil değiştirmeler ortaya çıkar. Plastik şekil değiştirmelerin başladığı kesitlerde, artan yüklerle beraber iç kuvvetlerde önemli bir artış olmadan plastik şekil değiştirmelerin artmaya devam ettiği düşünülebilir, bu davranışa plastik mafsal davranışı da denir (eğilme momenti etkisiyle plastik şekil değiştirme yapan sünek kesitler için geçerli). Başka bir deyişle yapı hasar görerek enerji yutar.

Plastik mafsalın normal mafsaldan farkı üzerinde sabit bir moment olmasıdır.



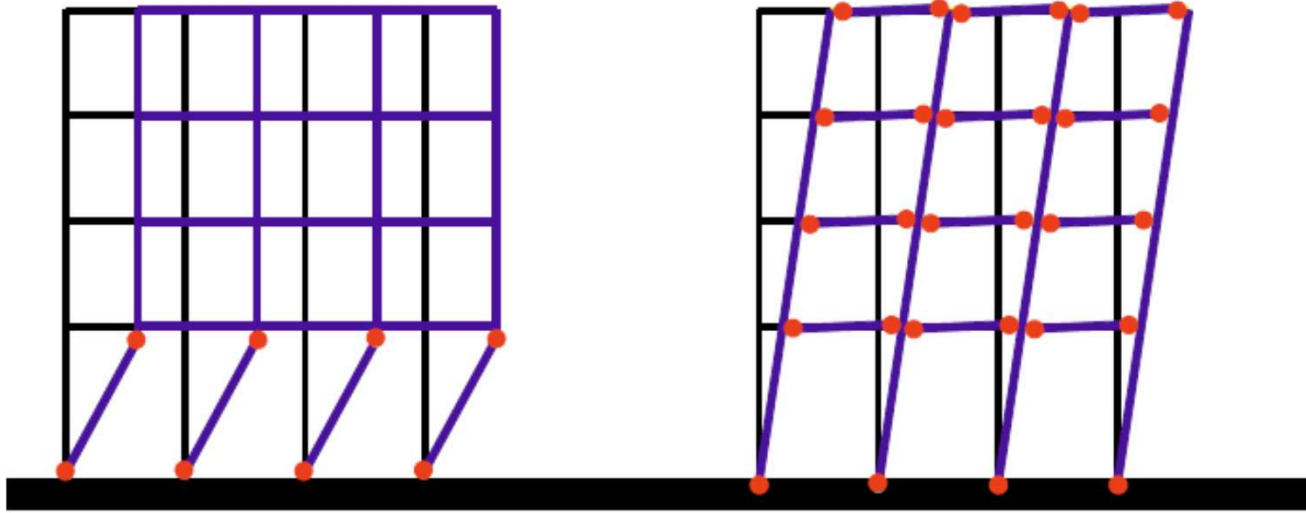
Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi



KİRİŞ UCUNDA PLASTİK MAFSAL

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Plastik mafsalların sayısının giderek artmasıyla taşıyıcı sistem göçme konumuna gelebilir. Buna **mekanizma durumu** da denir. Bu noktada plastik mafsalların yapı içindeki dağılımı oldukça önemlidir. Plastik mafsalların kolon kesitlerinde oluşması durumuna kolon mekanizması, kiriş kesitlerinde oluşması durumuna da kiriş mekanizması adı verilir.



Kolon mekanizması:

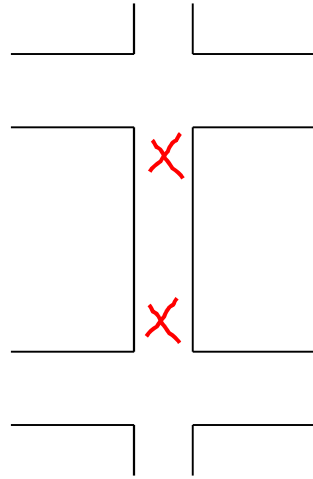
Yapı az sayıda plastik mafsall oluşumuyla göçme konumuna geliyor.

Kiriş mekanizması:

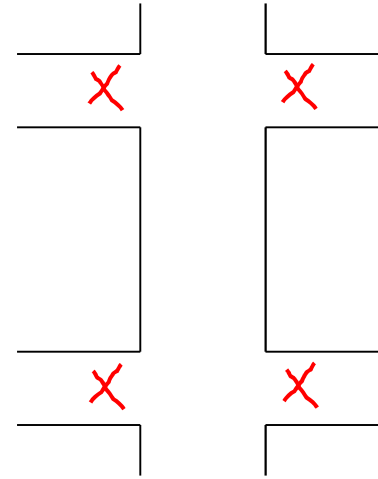
Yapının göçme konumuna gelmesi için çok sayıda plastik mafsall gerekli.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Plastik mafsallarının bir katın kolonlarının alt ve üst uçlarında oluşması sonucunda az sayıda plastik mafsall oluşumuyla yapı göçme konumuna gelecek ve can kaybı olabilecektir. Bunun engellenmesi ve yapının plastik mafsalların kiriş uçlarında oluşacak şekilde tasarlanması gerekir.

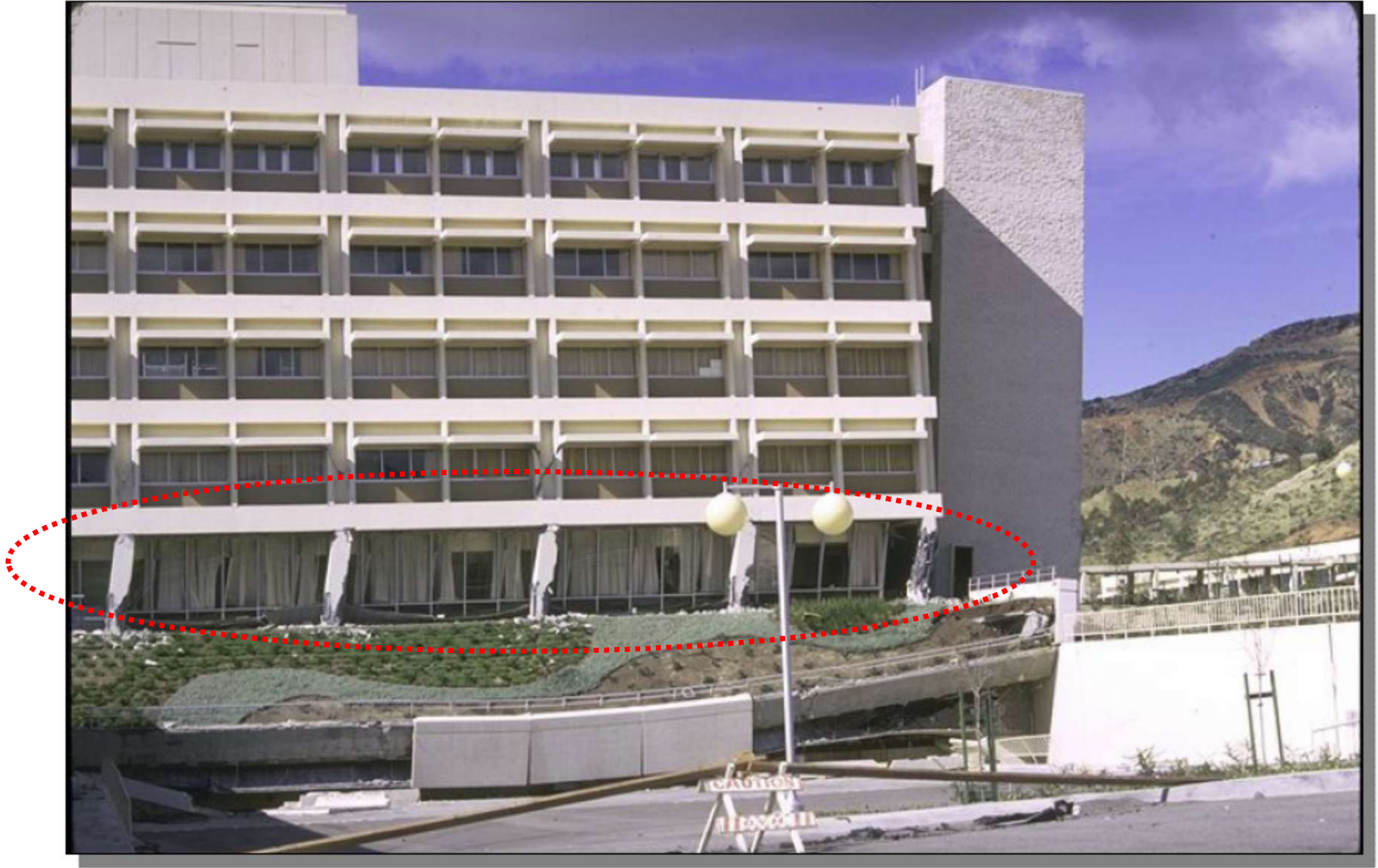


Plastik mafsall kolon uçlarında oluşmuş. Kirişler kolonlardan daha güçlü –
ENGELLENMELİ!!!



Plastik mafsall kiriş uçlarında oluşmuş. Kolonlar kirişlerden daha güçlü

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi



Tüm plastik mafsallar zemin katta oluşmuş, yapı göçmemiş ancak kullanılamaz duruma gelmiş.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi



Kolonun alt ve üst ucunda plastik mafsallar oluşmuş, kiriş uçlarında hasar yok.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi



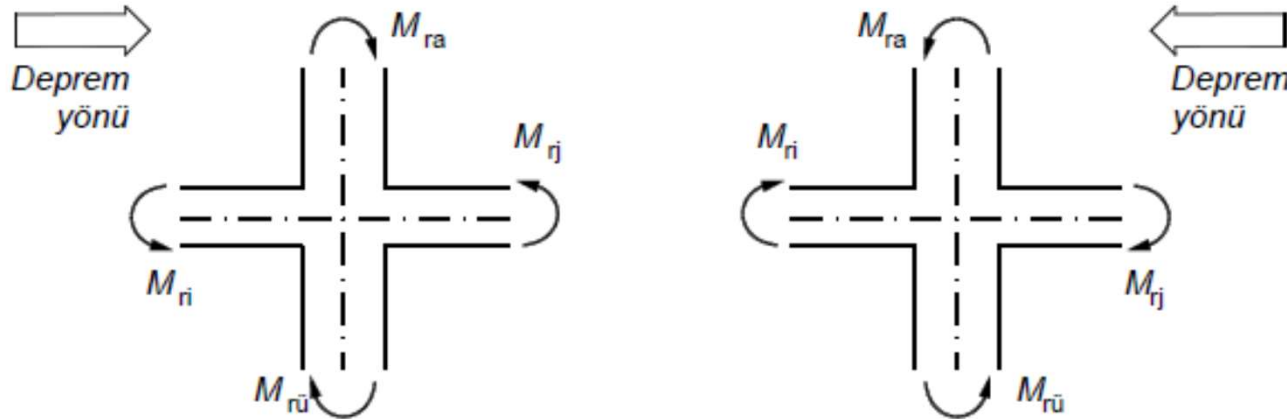
Depremden
önce bu
bölüm
binanın
zemin
katıydı.

Plastik mafsallar zemin kat kolon uçlarında oluştuğu için bu kat göçmüş (yumuşak kat).

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

7.3.5.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların taşıma gücü momentlerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki kesitlerindeki taşıma gücü momentleri toplamından en az %20 daha büyük olacaktır (Şekil 7.4):

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2 (M_{ri} + M_{rj}) \quad (7.3)$$



Şekil 7.4

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

7.3.5.2 – Denk.(7.3), her bir deprem doğrultusunda ve depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır (Şekil 7.4). Kolon taşıma gücü momentlerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan N_d aksenal kuvvetleri gözönüne alınacaktır.

7.3.5.3 – Denk.(7.3)'ün uygulanmasına ilişkin özel durumlar aşağıda (a), (b) ve (c)'de belirtilmiştir:

(a) Düğüm noktasına birleşen kolonların her ikisinde de $N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ olması durumunda, **Denk.(7.3)**'ün sağlanması zorunlu değildir.

(b) Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların kolonları üst kata devam etmeyen düğüm noktalarında **Denk.(7.3)**'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

(c) Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda, **Denk.(7.3)**'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

7.3.6. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

7.3.6.1 – Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i 'inci katında, **Denk.(7.4)**'ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında **Denk.(7.3)**'ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir.

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \quad (7.4)$$

$N_d \leq 0.10 A_c f_{ck}$ koşulunu sağlayan kolonların uçlarında, **Denk. (7.3)** sağlanmasa bile, bu kolonlar da V_{is} 'nin hesabında gözönüne alınabilir.

7.3.6.2 – **Denk.(7.4)**'ün sağlanması durumunda, $0.70 \leq \alpha_i \leq 1.0$ aralığında, **Denk. (7.3)**'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1 / \alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. **Denk. (7.3)**'ü sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında donatılacaktır.

7.3.6.3 – Herhangi bir katta **Denk.(7.4)**'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler **Tablo 4.1'e** göre *süneklik düzeyi sınırlı çerçeve* olarak gözönüne alınacaktır. 7.2.1.3'te belirtildiği üzere süneklik düzeyi sınırlı çerçevelerin, süneklik düzeyi yüksek perdelerle bir arada süneklik düzeyi karma sistemler olarak kullanılması da mümkündür.

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Güçlü kolon- zayıf kiriş kontrolü deprem yükü içeren her bir yük kombinasyonu için yapılmalı ve bunların tümü için bu koşulun sağlandığı gösterilmelidir.

$$G+Q+E_d^{(H)}+0.3E_d^{(z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm E_d^{(x)}\pm 0.3E_d^{(y)}$$

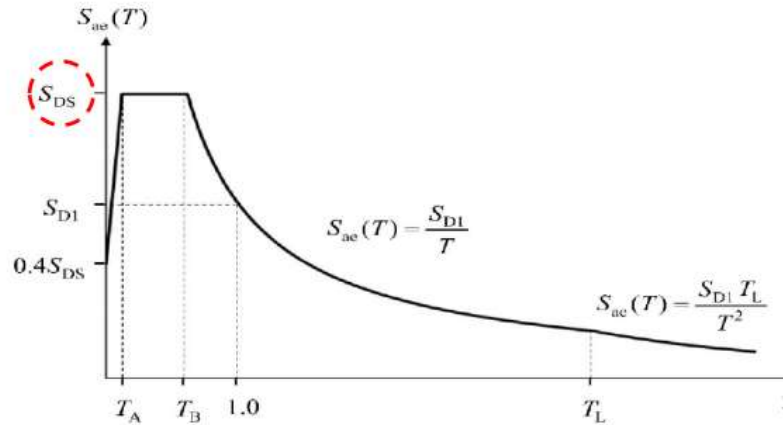
$$G+Q-E_d^{(H)}+0.3E_d^{(z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm 0.3E_d^{(x)}\pm E_d^{(y)}$$

$$0.9G+E_d^{(H)}-0.3E_d^{(z)}$$

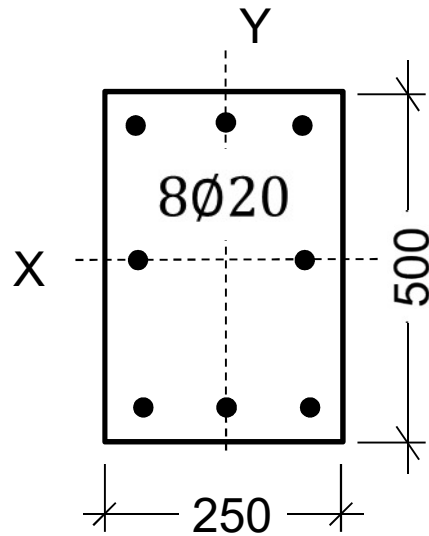
$$E_d^{(z)}=(2/3)(S_{DS})G$$

$$0.9G-E_d^{(H)}-0.3E_d^{(z)}$$



Kolon taşıma gücü hesabı yaparken hesabını yaptığınız kolonun donatı konfigürasyonuna uygun abak (karşılıklı etki diyagramı) kullanınız!

TAŞIMA GÜCÜ

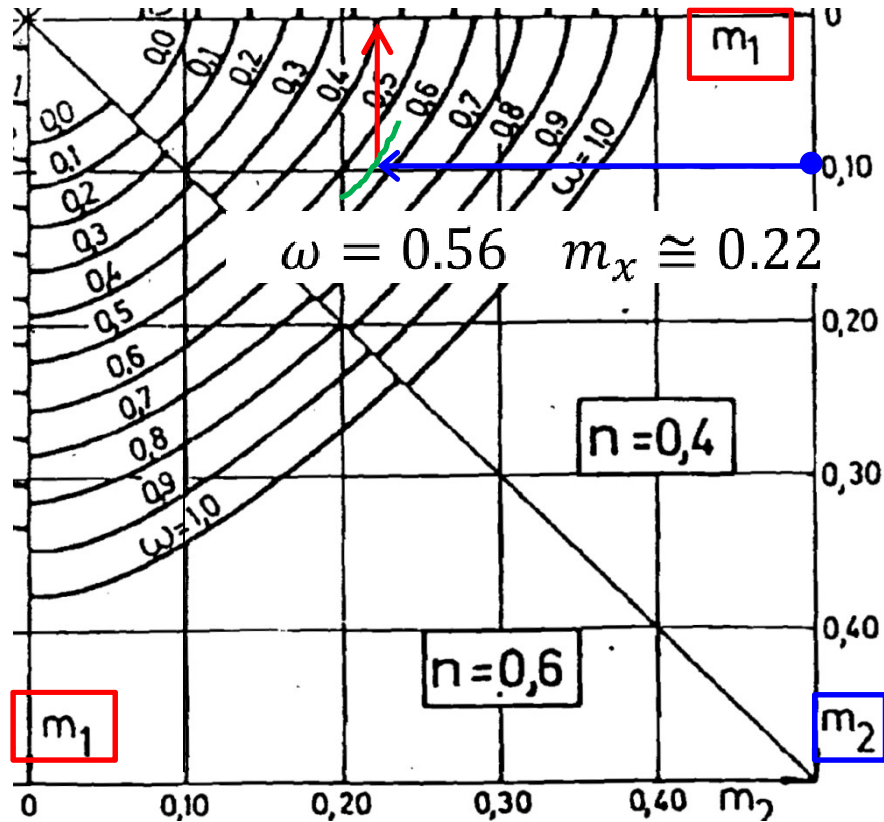


$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times h} = \frac{2512}{250 \times 500} = 0.02$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.02 \frac{365}{13} = 0.56$$

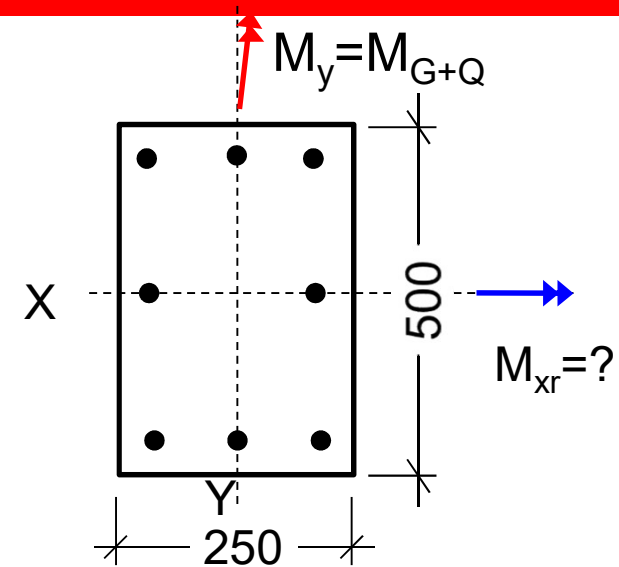
$$N_d = N_{G+Q+E} = 650 \text{ kN}$$

TAŞIMA GÜCÜ



$$m_x \cong 0.22$$

$$M_{xr} = 0.22 \times 250 \times 500^2 \times 13 \times 10^{-6} = 178.75 \text{ kNm}$$

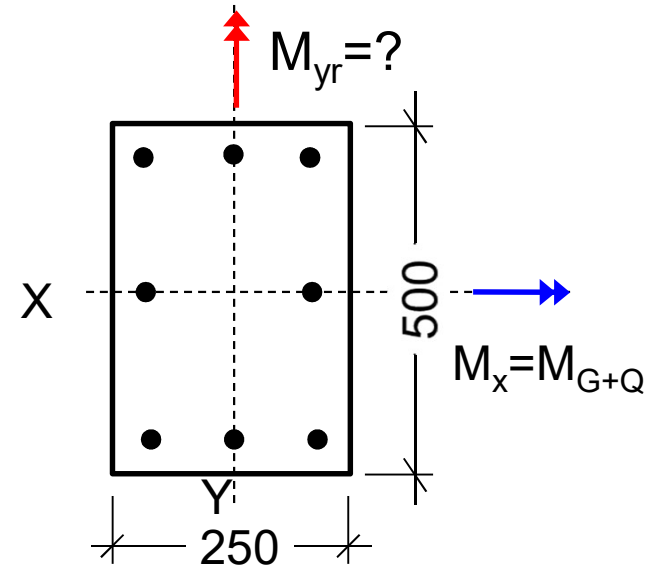
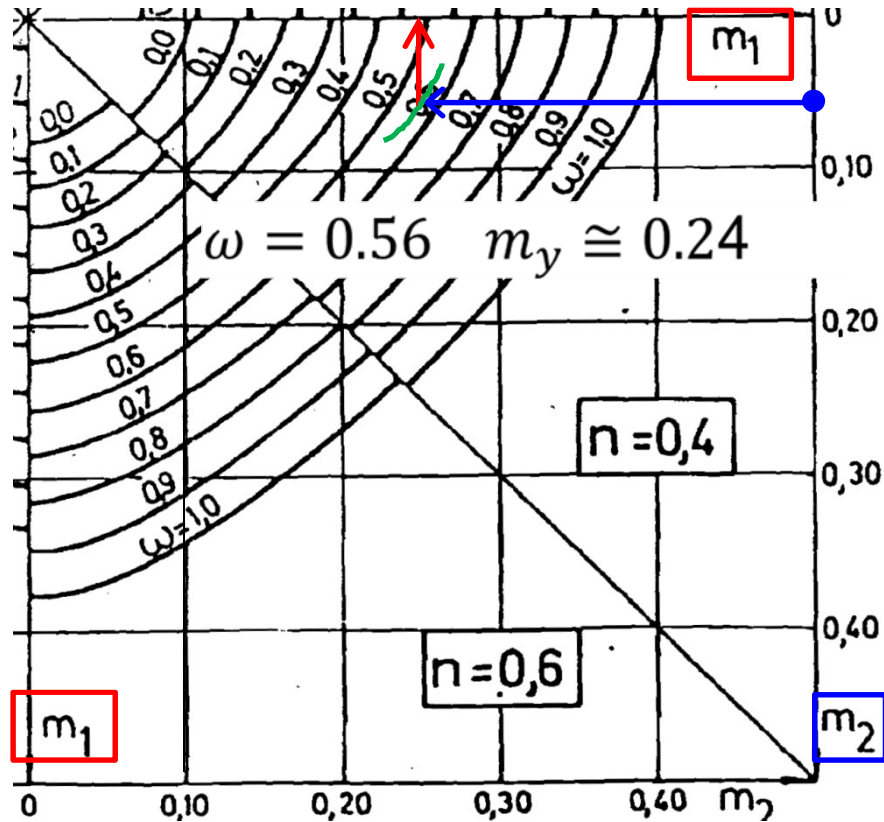


$$\omega = 0.56$$

$$n = \frac{N_d}{b h f_{cd}} = \frac{650 \times 10^3}{250 \times 500 \times 13} = 0.4$$

$$m_y = \frac{M_{y(G+Q)}}{b^2 h f_{cd}} = \frac{40 \times 10^6}{250^2 \times 500 \times 13} = 0.10$$

TAŞIMA GÜCÜ



$$\omega = 0.56 \quad n = 0.4$$

$$m_x = \frac{M_{x(G+Q)}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{50 \times 10^6}{250 \times 500^2 \times 13} = 0.06$$

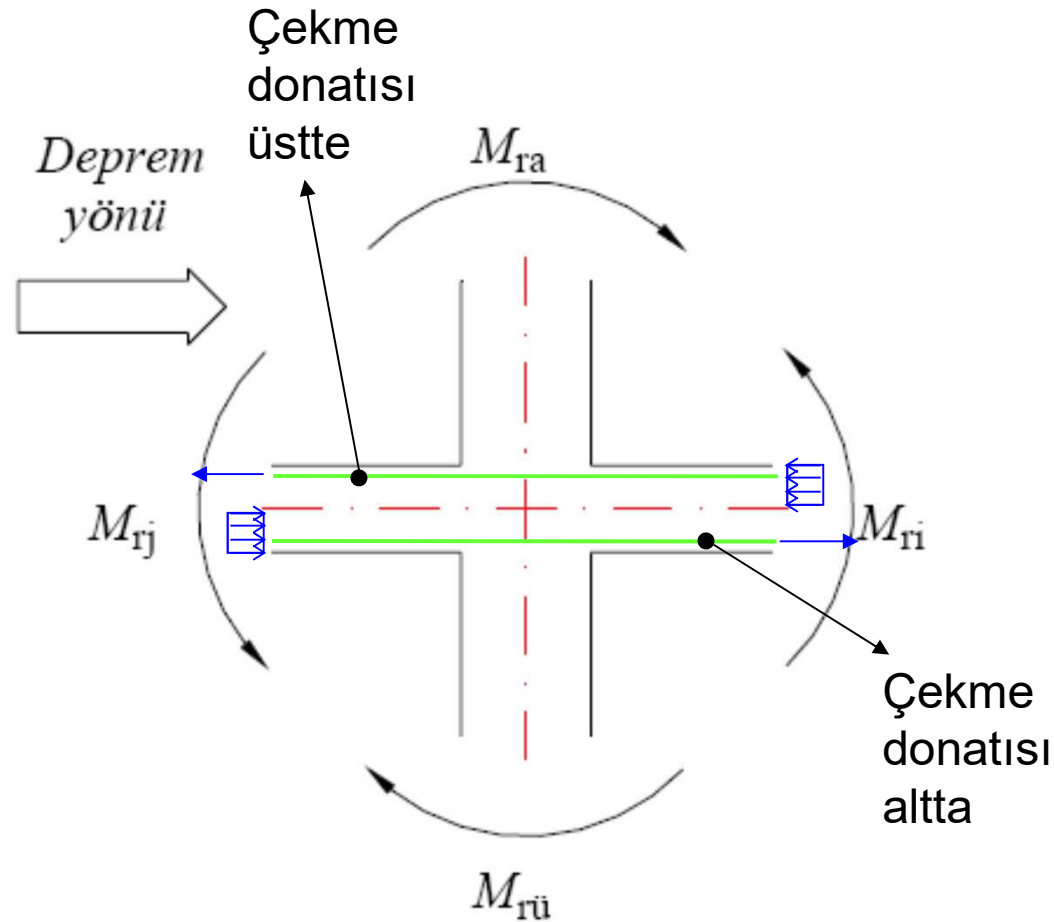
$$m_y \cong 0.24$$

$$M_{yr} = 0.24 \times 250^2 \times 500 \times 13 \times 10^{-6} = 97.5 \text{ kNm}$$

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Düğüm noktasına bağlanan kirişlerin moment taşıma gücü hesabında, basınç donatısı ihmal edilerek $M_r = A_s f_{yd} (d - d')$ bağıntısı kullanılabilir.

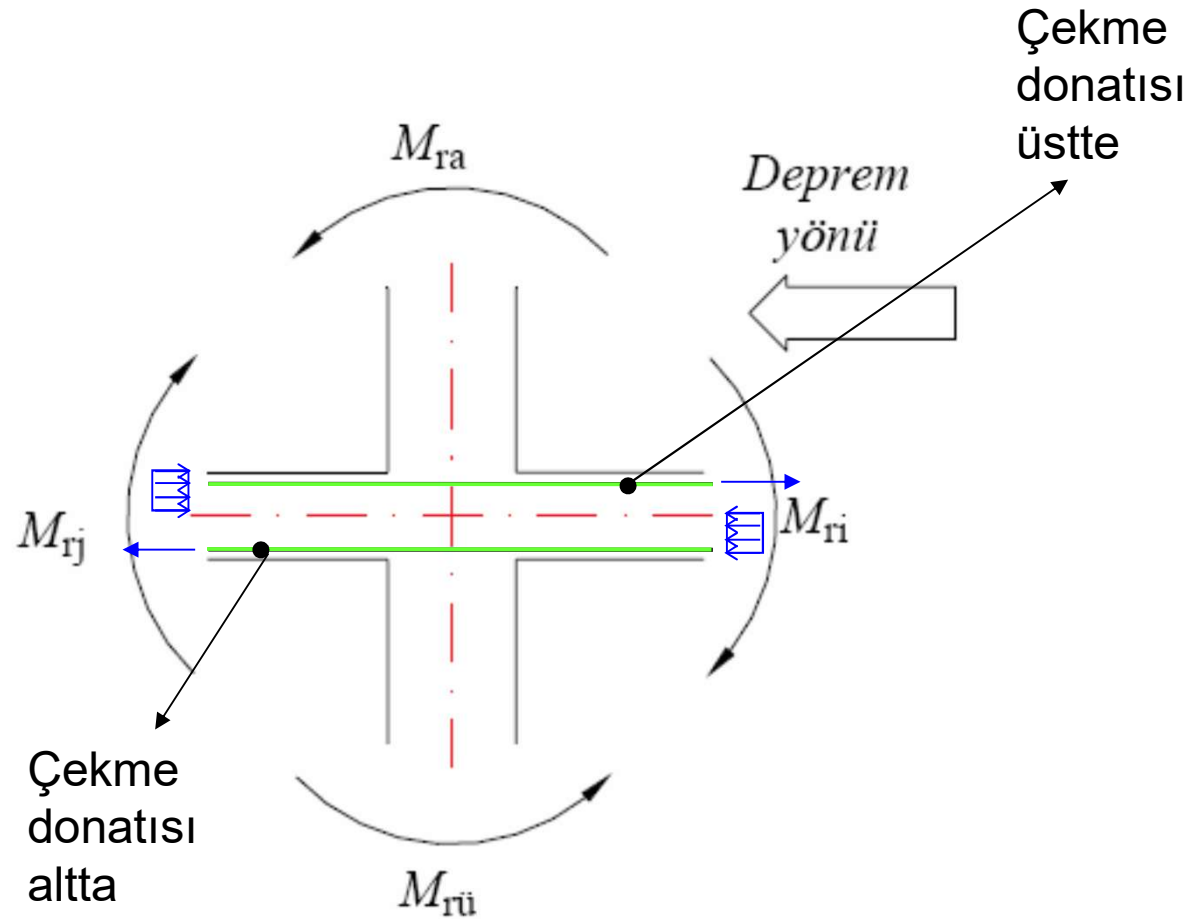
Deprem yönüyle uyumlu taşıma gücü hesabı yapmaya dikkat edilmelidir!



Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Prensibi

Düğüm noktasına bağlanan kirişlerin moment taşıma gücü hesabında, basınç donatısı ihmal edilerek $M_r = A_s f_{yd} (d - d')$ bağıntısı kullanılabilir.

Deprem yönüyle uyumlu taşıma gücü hesabı yapmaya dikkat edilmelidir!



Kolon-Kiriş Birleşim B6lgelerinin Kesme G6venliği

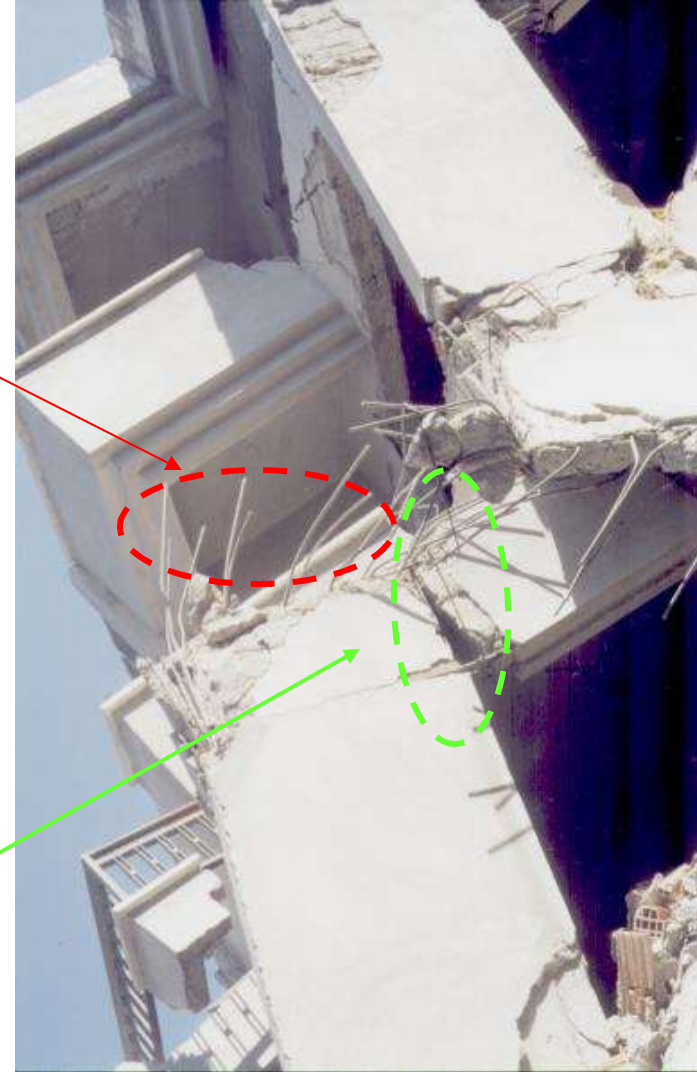
Kat deprem y6kleri d6şemeler aracılığıyla kirişlere ve kolonlara dağıtılır ve temel aracılığıyla zemine aktarılır. Dolayısıyla taşıyıcı sistemi oluşturan t6m elemanlar bu etkileri karşılayabilecek şekilde tasarlanır, boyutlandırılıp donatılırlar.

Bununla beraber taşıyıcı sistem elemanlarının birbirlerine bağlandıkları b6lgelerde bu etkileri aktarabilecek şekilde d6zenlenmelidir. Aksi halde bir d6ę6m noktasına bağlanan taşıyıcı sistem elemanları kapasitelerine ulaşmadan 6nce d6ę6m noktasında bir 66z6lme meydana gelecek, betonarme bir yapının en 6nemli 6zelliği olan monolitik olma 6zelliği ortadan kalkacak ve yapının yatay yer-değiştirmesi hızla artacaktır. Yatay yer-değiştirmedeki bu artış ikinci merteye etkileri ihmal edilebilir b6y6kl6kten uzaklaştıracak ve yapıda stabilite kaybı s6z konusu olabilecektir. Bu nedenle birleşim b6lgesinde 66z6lmeyi g66leştirmek i6in, bu b6lgelerde yetersiz sargı ve/veya aderans kaybı gibi gevrek kırılma bi6imlerinin 6n6ne ge6ilmelidir.

Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Düz donatı ve yetersiz
kenetlenme boyu
nedeniyle aderans
kaybı.

Kiriş düğüm
noktasından ayrılmış
ancak düğüm
noktasına bağlanan
kirişlete ciddi miktarda
plastik şekil değiştirme
yok.



Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Düğüm noktası zlmş ancak düğüm noktasına bağlanan kiriş ve kolonda ciddi miktarda plastik şekil değiştirme yok. Birleşim bölgesinin dayanımı, birleşim bölgesine bağlanan taşıyıcı sistem elemanlarının dayanımından daha küçük.

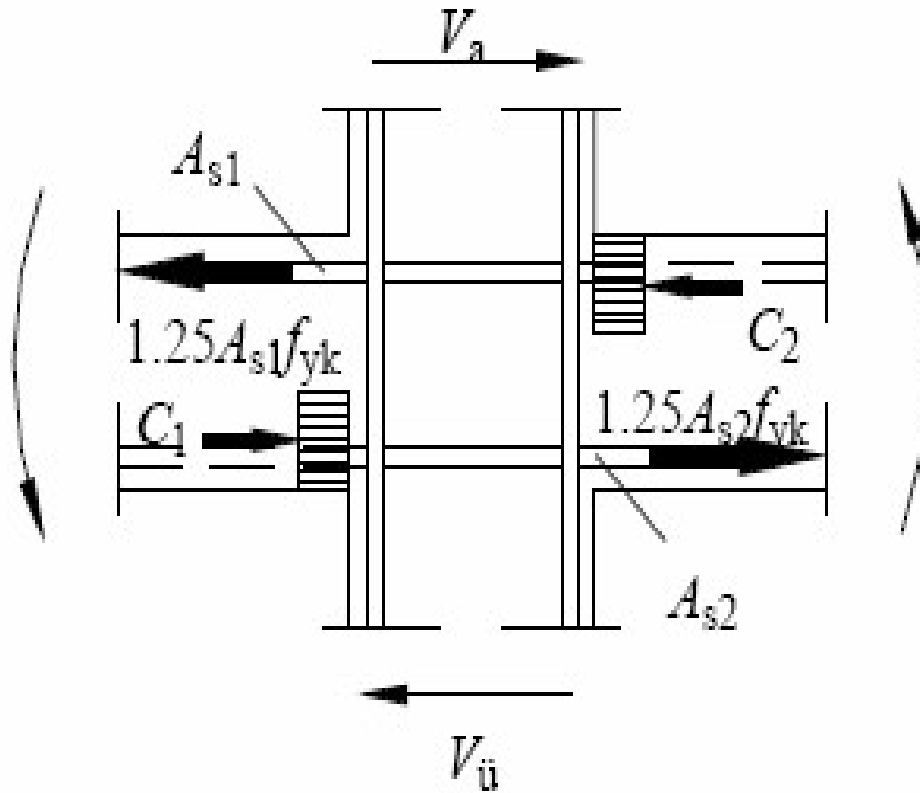




Kolon-Kiriş Birleşim B6lgelerinin Kesme G6venliği

S6nek davranış g6stermesi istenen taşıyıcı sistemlerde birleşim b6lgelerinin dayanımı, birleşim b6lgesine saplanan taşıyıcı sistem elemanlarının dayanımından az olmamalıdır.

Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği



→ DEPREMİN
YÖNÜ

$$V_e = 1.25 A_{s1} f_{yk} + C_2 - V_a$$

$$C_2 = 1.25 A_{s2} f_{yk}$$

$$\begin{aligned} V_e &= 1.25 A_{s1} f_{yk} + 1.25 A_{s2} f_{yk} - V_a \\ &= 1.25 (A_{s1} + A_{s2}) f_{yk} - V_a \end{aligned}$$

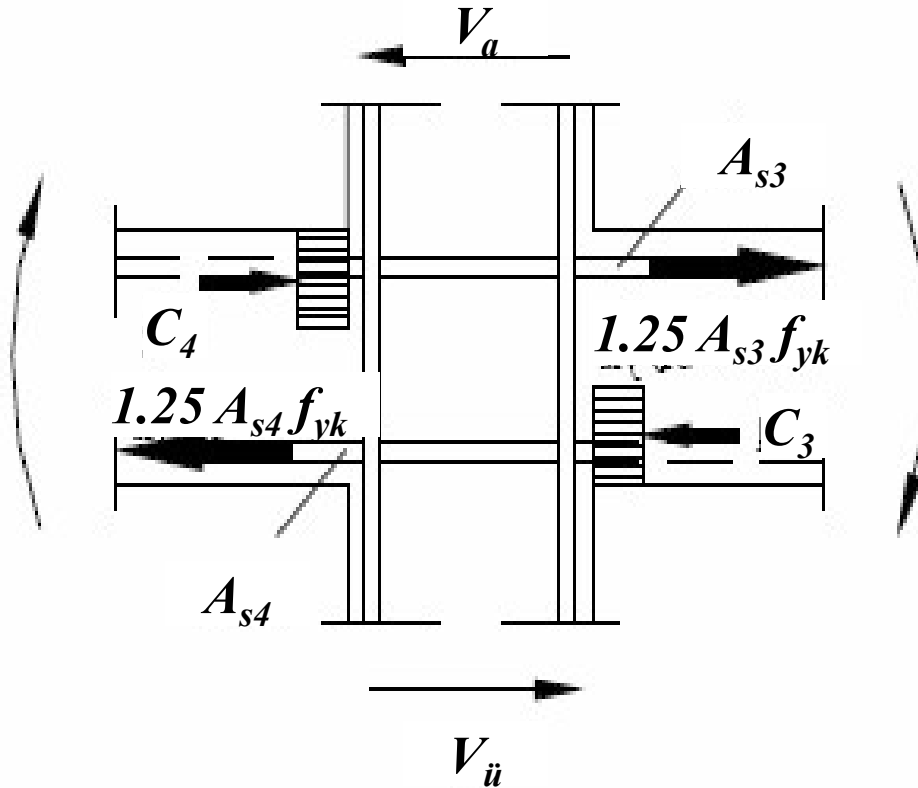
$$V_e = 1.25 A_{s2} f_{yk} + C_1 - V_{\bar{u}}$$

$$C_1 = 1.25 A_{s1} f_{yk}$$

$$\begin{aligned} V_e &= 1.25 A_{s2} f_{yk} + 1.25 A_{s1} f_{yk} - V_{\bar{u}} \\ &= 1.25 (A_{s2} + A_{s1}) f_{yk} - V_{\bar{u}} \end{aligned}$$

$$V_e = 1.25 (A_{s1} + A_{s2}) f_{yk} - \min(V_a; V_{\bar{u}})$$

Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği



$$V_e = 1.25 A_{s3} f_{yk} + C_4 - V_a$$

$$C_4 = 1.25 A_{s4} f_{yk}$$

$$\begin{aligned} V_e &= 1.25 A_{s3} f_{yk} + 1.25 A_{s4} f_{yk} - V_a \\ &= 1.25 (A_{s3} + A_{s4}) f_{yk} - V_a \end{aligned}$$

$$V_e = 1.25 A_{s4} f_{yk} + C_3 - V_{\bar{u}}$$

$$C_3 = 1.25 A_{s3} f_{yk}$$

$$\begin{aligned} V_e &= 1.25 A_{s4} f_{yk} + 1.25 A_{s3} f_{yk} - V_{\bar{u}} \\ &= 1.25 (A_{s4} + A_{s3}) f_{yk} - V_{\bar{u}} \end{aligned}$$

← DEPREMİN
YÖNÜ

$$V_e = 1.25 (A_{s3} + A_{s4}) f_{yk} - \min(V_a; V_{\bar{u}})$$

Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

7.5.2.2 – Herhangi bir birleşim bölgesinde **Denk.(7.11)** ile hesaplanan kesme kuvveti, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman **Denk. (7.12)** ve **Denk. (7.13)**'de verilen sınırları aşmayacaktır (**Şekil 7.10**). Bu sınırların aşılması durumunda, kolon ve/veya kiriş kesit boyutları büyütülerek deprem hesabı tekrarlanacaktır.

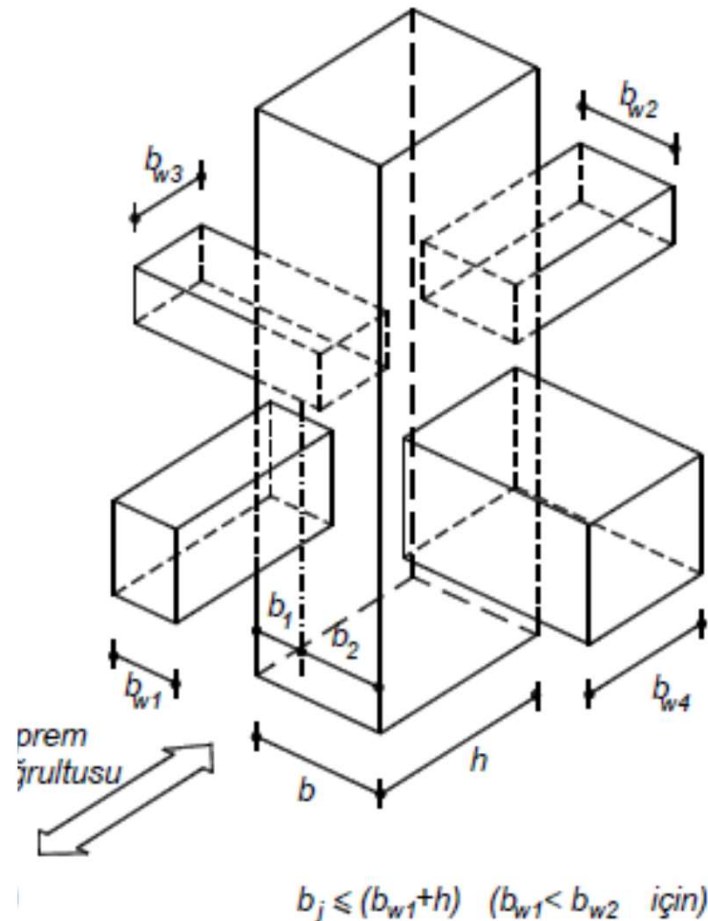
(a) Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \leq 1.7 b_j h \sqrt{f_{ck}}$ (7.12)

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \leq 1.0 b_j h \sqrt{f_{ck}}$ (7.13)

Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

(a) Kuşatılmış birleşimlerde: $V_e \leq 1.7 b_j h \sqrt{f_{ck}}$

(b) Kuşatılmamış birleşimlerde: $V_e \leq 1.0 b_j h \sqrt{f_{ck}}$

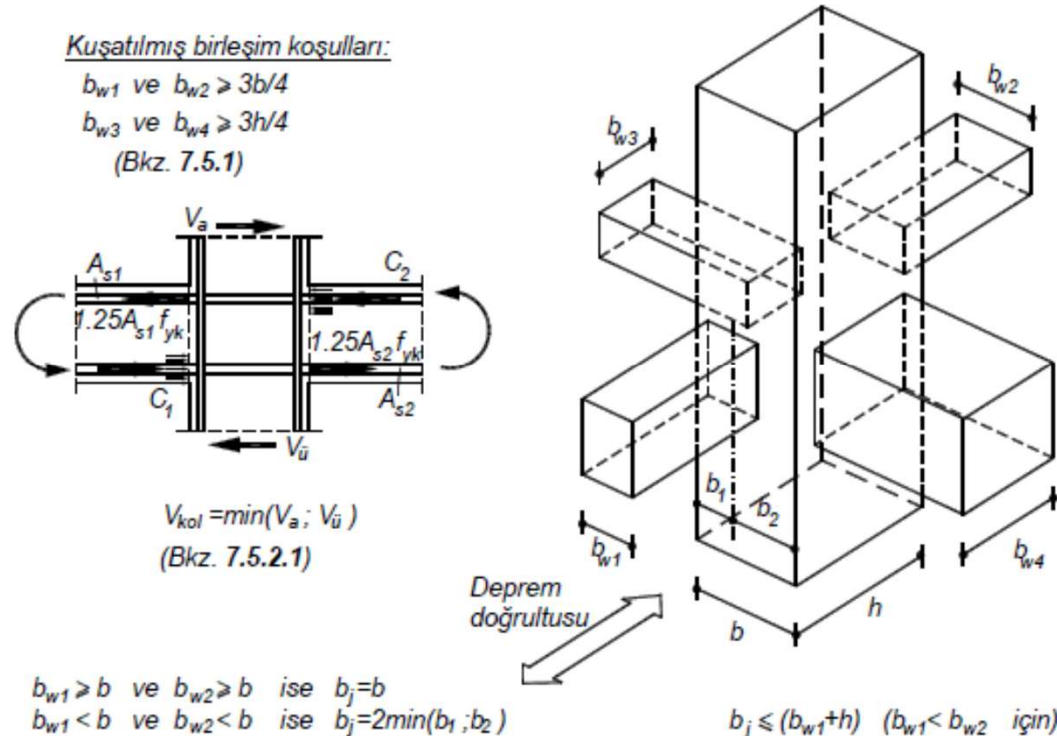


Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon-kiriş birleşimleri, aşağıda (a) ve (b)'de tanımlandığı üzere, iki sınıfa ayrılacaktır.

(a) Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi *kuşatılmış birleşim* olarak tanımlanacaktır.

(b) Yukarıda (a)'daki koşulları sağlamayan tüm birleşimler, *kuşatılmamış birleşim* olarak tanımlanacaktır.



Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Kesme güvenliği deprem yükü içeren her yük kombinasyonu için yapılmalıdır.

$$G+Q+E_d^{(H)}+0.3E_d^{(z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm E_d^{(x)}\pm 0.3E_d^{(y)}$$

$$G+Q-E_d^{(H)}+0.3E_d^{(z)}$$

$$E_d^{(H)}=\pm 0.3E_d^{(x)}\pm E_d^{(y)}$$

$$0.9G+E_d^{(H)}-0.3E_d^{(z)}$$

$$0.9G-E_d^{(H)}-0.3E_d^{(z)}$$

Yararlanılan kaynaklar

- Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007
- Betonarme, İ.Berktay, İMO İstanbul Şubesi, 2003
- Deprem Müh. Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Z.Celep & N.Kumbasar, 2004
- Earthquake Resistant Concrete Structures, G.Penelis & A.J.Kappos, E&FN Spon, 1997
- Seismic Design of Reinforced Concrete Structures, Federal Emergency Management Agency