

7. BÖLÜM

KESME KUVVETİ ETKİSİNDEKİ ELEMANLAR VE BURULMA

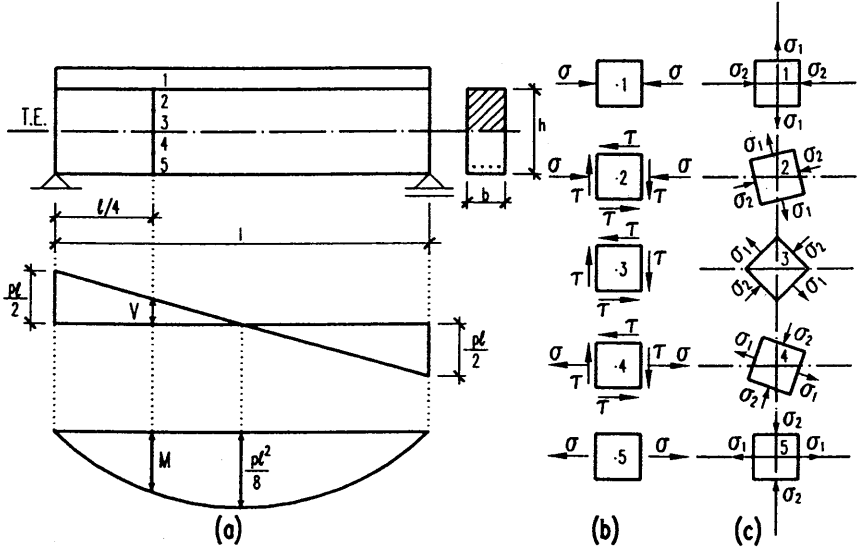
7.1. Genel Bilgiler

Betonarme kirişlerin, sadece eğilme momenti etkisine karşı donatılması, mukavemetini sağlamaya yetmez. Kirişin kesmeye karşı da dayanıklılığının sağlanması gerekir. Yeterli kayma donatısı bulunmayan bir kiriş, artan yük altında, eğilme mukavemetine ulaşmadan, mesnetlere yakın bölgelerde oluşan yatayla yaklaşık 45° eğimli çatlaklarla kırılma durumuna gelebilir. Olayın nedeni eğik çekme gerilmeleridir. Şekil (7.1)'de mesnet bölgesine yakın düşey bir kesit üzerinden alınan noktasal elemanlar üzerinde gerilme durumları işaret edilmiştir. Mukavemetten bilindiği gibi, bu elemanların yan yüzleri ile Φ açısı yapan düzlemlerde kayma gerilmeleri sıfır olur. Bu düzlemler "**asal düzlem**"ler ve bu düzlemlere dik olarak etkiyen gerilmeler de "**asal gerilmeler**" olarak adlandırılır. Lineer homogen malzeme ortamında asal çekme ve basınç gerilmelerinin değerleri Mohr dairesi yardımıyla hesaplanabilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma \mp \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \quad (7.1)$$

Birbirlerini dik olan bu gerilmelerden çekme gerilmelerinin kiriş eksenine yaptığı $\Phi > \alpha$ açısı ise:

$$\tan 2\Phi = 2\tau/\sigma \quad (7.2)$$



Şekil 7.1. Bir betonarme kirişte düşey bir kesit üzerinde asal gerilme doğrultularının değişimi: a) Kiriş ve incelenen kesit, b) Normal ve kayma gerilmeleri, c) Asal gerilmeler

ifadesinden bulunur. Şekil (7.1)'de 1 ve 5 elemanlarında $\tau = 0$ dır; şu halde kesitte bu seviyelerdeki gerilmeler doğrudan asal gerilmelerdir.

$$(1)'de \quad \sigma_1 = 0 \quad \sigma_2 = \sigma \quad \phi = 90^\circ$$

$$(5)'de \quad \sigma_1 = \sigma \quad \sigma_2 = 0 \quad \phi' = 90^\circ$$

Tarafsız eksen üzerindeki (3) elemanın da ise $\sigma = 0$, $\tau \neq 0$ dır:

$$\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau \quad \tan 2\phi = \infty \quad 2\phi = 90^\circ \quad \phi = 45^\circ$$

Basınç bölgesindeki (2) elemanında:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}) \quad \sigma_1 < \sigma_2 \text{ ve } 45^\circ < \phi < 90^\circ$$

Çekme bölgesindeki (4) elemanında ise:

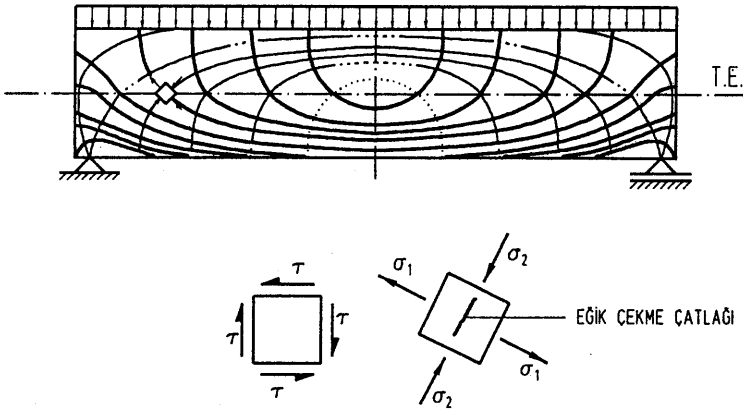
$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2})$$

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

$$45^\circ < \theta < 90^\circ$$

olacaktır.

Asal gerilmelerin kiriş boyunca izledikleri eğri hatlara "asal gerilme yörüngeleri" denir. Şekil 7.2'de bir basit kirişin asal gerilme yörüngeleri çizilmiştir. Dolu çizgilerle asal çekme yörüngeleri, noktalı çizgilerle ise asal



Şekil 7.2. Düzgün yayılı yük etkisindeki basit kirişte asal gerilme yörüngeleri ve eğik çekme çatlağının oluşumu

basınç gerilmeleri gösterilmiştir. Asal basınç gerilmelerini, bir düzeye kadar, beton karşılar. Asal çekme gerilmeleri ise, yukarıda değinilen eğik çekme çatlaklarına neden olur; eğik çekmeyi alacak yeterli kayma donatısı yoksa, çatlaklar genişler ve kiriş ani olarak kırılır. Tersine, kayma donatısı yeterli, fakat beton kesit yetersiz kalıyorsa, bu kez asal basınç gerilmeleri büyür ve beton ezilir. Kırılma yine ani ve gevrektrir.

Görüldüğü gibi, kesme kuvveti etkisinden söz ediliyorsa da, gerçekte çatlamaya ve kırılmaya neden olan asal çekme gerilmeleridir. Gerçekte betonun kayma mukavemeti, çekme mukavemetinden büyüktür. O kadar büyüktür ki, basit kayma durumunda bile ($\tau = \sigma$), kırılma betonun çekme mukavemetinin aşılması ile ortaya çıkmakta ve bu yüzden betonun kayma mukavemetinin tam olarak bulunmasında güçlük çekilmektedir. Deneylerin farklı sonuçlar vermesi nedeniyle kayma mukavemetinin geniş bir aralıkta, basınç mukavemetinin %35 ile %80 arasında değıştiği kabul edilmektedir /7.7/. Karakteristik çekme mukavemeti ise, TS 500/2000, paragraf

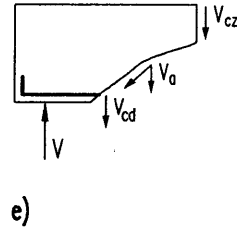
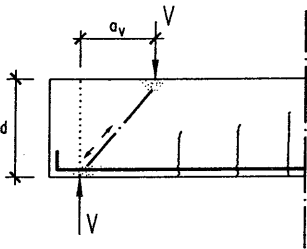
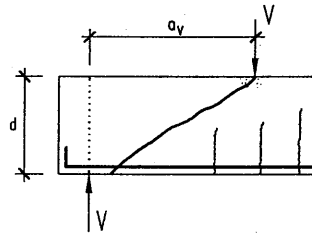
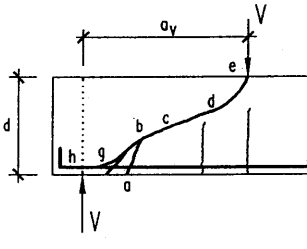
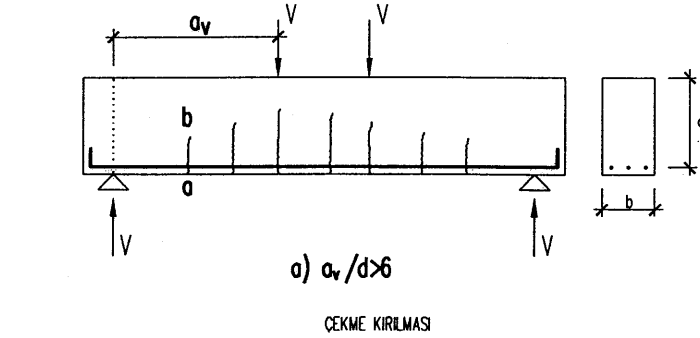
3.3.2'de $f_{ctk} = 0,35 \sqrt{f_{ck}}$ olarak verilir. Buna göre normal betonlarda, basınç mukavemetinin %9 ile %7'si arasında değişmektedir. Demek ki kayma mukavemeti, çekme mukavemetinin en az 4-5 katıdır. Bütün bunlara karşın, eğik çekme kuvveti, eğilme momenti ile birlikte kesme kuvvetinin bir ürünü olduğundan, kırılmaya yine de **"kesme kırılması"** denir. Bu durumda kayma gerilmelerini hesaplamanın da ancak, merteye hakkında bir fikir edinmek açısından, bir ölçüt olarak önemi vardır. Bunun için, maksimum kayma gerilmesi araştırılmaz, **"ortalama kayma gerilmesi"** denilen nominal bir değer kullanılır.

$$\tau = \frac{b}{b_w d} \quad (7.3)$$

Kesme kırılması, önceden fark edilmeyen, ani, gevrek bir kırılma olduğundan tehlikelidir. Kiriş içinde, kesme kuvvetinin bir kesitten diğerine aktarılması beton aracılığıyla olduğundan sünek bir davranış beklenemez. **Kesme kırılmasına karşı önlem almanın en basit ve akılcı yolu, taşıyıcı elemanların kesme mukavemetinin eğilme mukavemetinden büyük olmasını sağlamaktır.** Böylece eleman limit duruma eğilme mukavemetine erişerek gelmesi sağlanmış olur. Özellikle, sünek davranış gerektiren deprem bölgelerindeki yapılarda bu son derece önemlidir.

7.2. Kayma Donatısı Olmayan Kirişlerin Davranışı ve Beton Kesitin Kesme Kuvveti Taşıma Gücü

Yakın geçmişteki kapsamlı deneysel çalışmalar, kirişlerin kesme mukavemeti hakkındaki klasik teorileri büyük ölçüde değiştirmiştir. Amerika'da ACI 'ün ve İngiltere'de ISE nin kurduğu çalışma gruplarının, betonarme kesitlerin kesme mukavemeti üzerindeki araştırmaları sonucu, davranışa etkili en önemli faktörün "kesme açıklığı/etkili derinlik" (a_v/d) oranı olduğu anlaşılmaktadır / 7.3/. Deneyler simetrik iki tekil yük etkisinde basit kirişler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Kiriş deney numunelerinin yalnızca eğilme donatısı vardır. Tekil yükün yakın mesnede uzaklığı **"kesme açıklığı"** olarak adlandırılır.



Şekil 7.3. (a)- (d) Değişik a_v/d oranlarına bağlı olarak kesme kırılması, e) Çatlamış beton kesitin kesme kuvveti bileşenleri /7.3/, /7.6/

Şekil 7.3'de, a_v/d oranına bağlı olarak, yükün artmasıyla güç tükenmesinin nasıl oluştuğu açıklanmıştır.

a) $a_v/d > 6$: Kiriş eğilme momenti taşıma gücüne ulaşır.

b) $6 > a_v/d > 2.5$: Eğik çekme kırılması oluşur. Başlangıçtaki eğilme çatlağı a-b, eğikleşerek a-b-c durumuna gelir, a_v/d üst sınıra (6'ya) yakınsa e noktasına hızla ilerleyerek kirişin ani olarak kırılmasına yol açar. a_v/d küçükse (2,5'a yakınsa), tekil yükten gelen basınç gerilmeleri çatlağın yukarı gelişmesini önler. Kırılma mesnet üzerinde (h) aderansın kaybolmasıyla olur. Çatlamanın başlamasıyla, kırılma anındaki kesme kuvveti arasında pek az fark vardır.

c) $2.5 > a_v/d > 1.0$: Yük etrafındaki basınç gerilmeleri çatlağın ilerlemesini önler. Kırılma, yük altındaki betonun ezilmesiyle oluşur; bu yüzden "kesme-basınç kırılması" olarak adlandırılır. Ancak kiriş uzun süre dengesini koruduğundan kırılma yükü, çatlama yükünün iki katına kadar çıkabilir.

d) $a_v/d < 1.0$: Derin kiriş kırılması oluşur; yük artık eğilme ile değil, beton basınç çubuğu aracılığı ile mesnede aktarılır. Beton bir gergili kemer, çekme donatısı ise gergi konumuna girer. Bu tür kırılmada donatının da akması bunu gösterir. Kırılma ya betonun ezilmesi yada donatı aderansının kaybolması ile ortaya çıkar. Kırılma yükü, çatlama yükünün birkaç katı olabilir.

a_v/d oranı tekil yük etkisindeki kesme kırılmasını belirlemektedir; bunu yayılı yükü de kapsayacak şekilde genelleştirmek için,

$$\frac{a_v}{d} = \frac{V \cdot a_v}{V \cdot d} = \frac{M}{V \cdot d} \quad (7.4)$$

(7.4) yayılı yükü yüklü kirişlerde a_v/d nin yerine kullanılır.

e) Çatlak ortaya çıktıktan sonra, beton kesitte, kesme mukavemetini teşkil eden bileşenlerin başlıcaları şunlardır:

- V_{cz} Henüz çatlamamış basınç bölgesindeki betonun kesme mukavemeti;
- V_a Eğik çatlak yüzeyinde meydana gelen sürtünme kuvvetlerinin düşey bileşeni;
- V_{cd} Eğilme donatısının kaldırıcı etkisiyle karşıladığı kesme kuvveti; Çatlağın genişlemesi ile, iki yüzündeki betonun birbirine göre düşey hareketine çekme donatısı engel olur; bu hareketin olabilmesi için donatının bükülmesi gerekir. Buna donatının "kaldırıcı etkisi" (dowel action) denir.

Şu halde, bir bölümü çatlamış beton kesitin karşıladığı kesme kuvveti:

$$V_c = V_{cz} + V_a + V_{cd} \quad (7.5)$$

olur.

Bu yaklaşımın klasik teoriden bütünüyle ayrıldığı belirtilmelidir. Klasik teoride, çatlamış betonun, artık kesme kuvveti taşıyamayacağı varsayılıyordu. Deney sonuçları bu varsayımın doğru olmadığını göstermiştir.

Kong ve Evans, (7.5)'deki bileşenlerin kesme mukavemetine yaklaşık katkılarını, Taylor'dan alıntı yaparak şöyle aktarmaktadır / 7.3/:

$$V_{cz} = (\%20 \sim 40) V_c$$

$$V_{cd} = (\%15 \sim 25) V_c$$

$$V_a = (\%35 \sim 50) V_c$$

Yine Taylor'a göre kesme kuvveti arttıkça ilk olarak kaldıraç etkisi, daha sonra çatlak içi sürtünme mukavemeti kaybolur. Sonuçta bütün kesme kuvveti kendisine aktarılan basınç bölgesindeki beton birdenbire ve gürültüyle ezilir. Beton eğik çatlama mukavemeti ACI - 318, (11-3)'de

$V_c = (\sqrt{f_{ck}}/6) b_w d$ olarak verilmektedir. TS500'de bu değerin 0,85'i alınarak;

$$V_c = \frac{0,85}{6} \sqrt{f_{ck}} b_w d \quad \text{kabul edilmiştir (} f_{ck} \text{ MPa).}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,35}{1,5} \sqrt{f_{ck}} \quad \text{olduğu hatırlanırsa:}$$

$$V_{cr} = \frac{0,85}{6} \cdot \frac{1,50}{0,35} f_{ctd} b_w d = 0,61 f_{ctd} b_w d \quad \text{bulunur;}$$

TS500/2000, paragraf 8.1.3'de bu değer yuvarlatılarak, beton kesitin eğik çatlama dayanımı, kirişler için,

$$V_{cr} = 0,65 f_{ctd} b_w d \quad (7.6)$$

verilmiştir. Kirişin kesme mukavemetine betonun katkısı olarak da TS 500/2000, paragraf 8.1.4'de:

$$V_c = 0,80 V_{cr} \quad (7.7)$$

öngörülmektedir; ancak gerektiği gibi denetim yapılamayacak yapılarda, betonun katkısı yok sayılarak $V_c = 0$ varsayılmalıdır. Deprem bölgelerinde

eleman uçlarında (sargı bölgelerinde) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte tanımlanan V_c değerleri kullanılmalıdır.

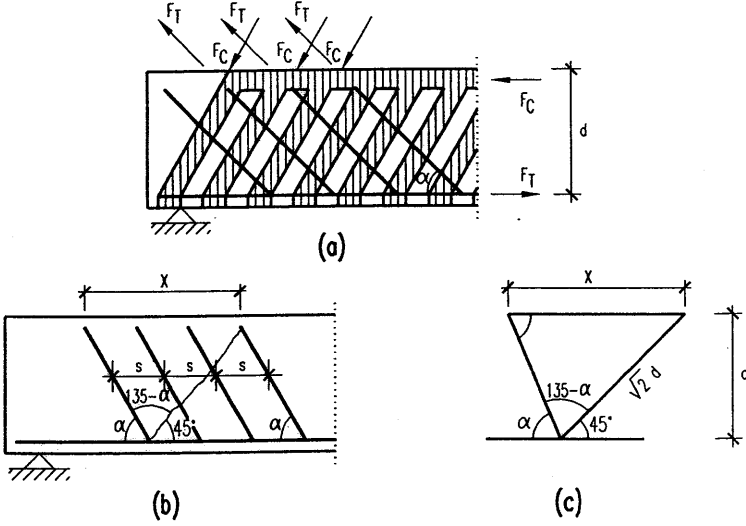
7.3. Kayma Donatılı Kirişin Kesme Kuvveti Taşıma Gücü

7.3.1. Kayma donatısı

Kayma donatısı olarak, kirişlerde pliye ve etriye kullanılır. Geçmiş yıllarda, Batı Avrupa'da, kesme kuvvetini karşılamakta pliyelelerin etriyelerden daha etkili olduğuna inanılırdı. Türkiye'de de, 1980 öncesi kullanılan betonarme yönetmeliği, Alman Betonarme Yönetmeliği'nden esinlenerek hazırlandığından, aynı görüş egemendi. ABD'de ise etriyelerin daha yararlı olduğu savunuluyordu. Daha sonraki yıllarda gerek ABD'de gerekse Avrupa'da yapılan deneysel araştırmalar, bu ikinci görüşü doğruladı. Amerika ve İngiltere'de pliye kullanılmasının terk edildiği, memleketimizde ise yararlı bir alışkanlık olarak sürdürüldüğü 6. bölümde belirtilmişti. Bu konuya kayma donatısının hesabı bölümünde yeniden değinilecektir.

7.3.2- Kayma donatısının taşıma gücüne katkısı

Şekil 7.4a'da kayma donatısının hesabı için yapılan klasik kafes kırış analojisi (benzeşimi) gösterilmiştir. Burada kırışın yükü mesnede aktarırken, kayma donatısı ile birlikte, bir kafes kırış gibi davrandığı varsayılmaktadır. Çekme kuvvetlerini kayma ve çekme donatıları, basınç kuvvetlerini de beton karşılamaktadır. Okuyucu bu konuda ayrıntılı bilgiyi /7.5/ ve /7.7/ de bulabilir.



Şekil 7.4. Kayma donatılı kirişte a) kafes kiriş analojisi, b) Potansiyel bir çatlağı kesen kayma donatıları, c) Hesap üçgeni

Kayma donatısının karşıladığı kesme kuvvetinin hesabı Şekil 7.4 b) ve c). yardımıyla yapılabilir. Bunun için kesme etkisiyle oluşabilecek bir potansiyel eğik çatlak ve bu çatlağı kesen, çekme donatısı ile α açısı yapan kayma donatıları düşünülür (Şekil 7.4b). Eğik çatlağın yaklaşık 45° açıyla oluştuğu varsayılır. Kayma donatısı aralığı "s" dir. Şu halde bir eğik çatlağı kesen kayma donatısı sayısı, şekilden, (x/s) , kayma donatısı alanı ise $(A_{sw} \cdot \frac{x}{s})$ olur. A_{sw} , bir sıradaki kayma donatısı alanını gösterir. Bu kayma donatısının karşılayacağı kesme kuvveti:

$$V_w = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{x}{s} \cdot \sin \alpha \quad (7.8)$$

olur. f_{ywd} , kayma donatısının akma hesap mukavemeti gösterir. Şekil (7.4b)'deki hesap üçgeni (c)'de daha açık ifade edilmiştir; Sinüs teoreminden:

$$\frac{x}{\sin(135 - \alpha)} = \frac{\sqrt{2}d}{\sin \alpha}$$

yazılabilir. Buradan

$$x = \sqrt{2}d \cdot \frac{\sin(135 - \alpha)}{\sin \alpha} = \sqrt{2}d \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\sin \alpha + \cos \alpha}{\sin \alpha}$$

$$x = \frac{\sin\alpha + \cos\alpha}{\sin\alpha} \cdot d \quad (7.10)$$

bulunur. Bu değer (7.8)'de yerine yazılırsa;

$$V_w = A_{sw} \cdot f_{yd} (\sin\alpha + \cos\alpha) \cdot \frac{d}{s} \quad (7.11)$$

elde edilir. Bu ifadelerde;

V_w Kayma donatısının karşıladığı kesme kuvvetini;

f_{ywd} Kayma donatısı akma hesap mukavemetini;

α Kayma donatısının çekme donatısı ile (genelde yatayla) yaptığı açığı;

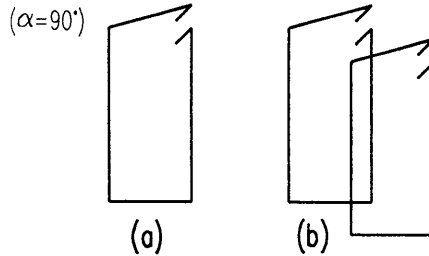
s Kayma donatısının kiriş eksenine boyunca aralığını;

d Kirişin etkili derinliğini

gösterir.

i) **Kayma donatısı olarak yalnız düşey etriye kullanılıyorsa:**

($\alpha = 90^\circ$)



Şekil 7.5. Kirişlerde kullanılan etriye türleri, a) Normal etriye, b) Dört kollu etriye, c) Çift normal etriye

Kirişlerde genellikle çift kollu etriye kullanılır (Şekil 7.5a); bazen geniş kirişlerde, yada kesme kuvvetinin büyük olduğu durumlarda b)'deki gibi dört kollu, yada c)'de görülen çift normal etriye kullanılabilir. Şu halde, genel olarak etriyelerde bir sıradaki donatı alanı,

$$A_{sw} = n.A_o \quad (7.12)$$

olur; n etriye kol sayısını, A_o etriye çubuğunun bir kolu kesit alanını (çoğunlukla $n = 2$, $A_{sw} = 2 A_o$) gösterir.

$\alpha = 90^\circ$, kiriş eksenine dik etriye hali (7.11)'de yerine yazılırsa;

$$V_w = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{s} \quad (7.13)$$

olur.

ii) **Kayma donatısı olarak yalnız pliye kullanılırsa;** pliye açısı olarak, genelde 45° ve 60° kullanıldığına göre;

a) $\alpha = 45^\circ$ için $\sin \alpha = \cos \alpha = \sqrt{2} / 2$ ve pliye'nin karşıladığı kesme kuvveti, s_{pl} pliye aralığı olmak, A_{sw} bir sıra pliye kesit alanı olmak üzere;

$$V_w = 1,414.A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{s_{pl}} \quad (7.14)$$

b) $\alpha = 60^\circ$ için $\sin \alpha = \sqrt{3} / 2$, $\cos \alpha = 1/2$

$$V_w = 1,366.A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{s_{pl}} \quad (7.15)$$

bulunur.

iii) **Kayma donatısı olarak tek sıra pliye kullanılması halinde ise;**

Düsey izdüşüm denge denkleminde:

$$V_w = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (7.16)$$

$$a) \quad \alpha = 45^\circ \text{ için } \sin \alpha = \sqrt{2} / 2 \quad V_w = 0,707 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (7.17)$$

$$b) \quad \alpha = 60^\circ \text{ için } \sin \alpha = \sqrt{3} / 2 \quad V_w = 0,866 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (7.18)$$

olur.

iv) **Kayma donatısı olarak hem etriye hem pliye kullanılırsa;**

a) Pliyeler 45° ile bükülmüşse:

$$V_w = A_{swetr} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{S_{etr}} + 1,414 \cdot A_{swpl} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{S_{pl}}$$
$$V_w = f_{ywd} \cdot d \left(\frac{A_{swetr}}{S_{etr}} + \frac{1,414 \cdot A_{swpl}}{S_{pl}} \right) \quad (7.19)$$

b) Pliyeler 60° ile bükülmüşse:

$$V_w = f_{ywd} \cdot d \left(\frac{A_{swetr}}{S_{etr}} + \frac{1,366 \cdot A_{swpl}}{S_{pl}} \right) \quad (7.20)$$

c) Pliyeler tek sırada 45° ile bükülmüşse:

$$V_w = f_{ywd} \left(A_{swetr} \cdot \frac{d}{S_{etr}} + 0,707 A_{swpl} \right) \quad (7.21)$$

d) Pliyeler tek sırada 60° ile bükülmüşse:

$$V_w = f_{ywd} \left(A_{swetr} \cdot \frac{d}{S_{etr}} + 0,866 A_{swpl} \right) \quad (7.22)$$

7.3.3. Kayma donatılı kirişin kesme kuvveti taşıma gücü:

Kayma donatılı betonarme kirişin taşıma gücü, beton kesitin ve kayma donatısının katkılarının toplamıyla bulunur.

$$V_r = V_c + V_w \quad (7.23)$$

Betonun karşıladığı kesme kuvveti (7.6) ve (7.7)'den hesaplanır. Beton kalitesinden kuşku duyulan durumlarda $V_c = 0$; deprem bölgelerinde, Deprem Yönetmeliği madde 7.4.5.3 de tanımlanan V_c alınır. Kayma donatısının karşılayabileceği kesme kuvveti ise, kullanılan kayma donatısı türüne göre (7.12) ~ (7.22)'den bulunabilir.

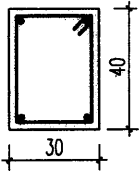
Kirişin kesme kuvveti taşıma gücünün, bir de, asal basınç kuvveti yönünden denetlenmesi gerekir. Teorik olarak, çok fazla kayma donatısı olan bir kirişte (7.23)'den hesaplanacak V_r değeri, asal basınç kuvveti sonucu betonun ezilmesiyle kırılma olabilir. O zaman bu kirişin gerçek kesme kuvveti taşıma gücü, asal basınç kuvvetini limit duruma ulaştıran kesme kuvveti olur. TS 500/2000'de bu sınır değer

$$V_d \leq V_r = 0.22 f_{cd} b_w d \quad (7.24)$$

olarak verilmiştir. Bu koşul sağlanamaz ise, kiriş kesit boyutları büyütülmelidir.

7.3.4- Kesme kuvveti taşıma gücüyle ilgili sayısal uygulamalar

- 7.1. Şekilde kesiti verilen betonarme kirişte kayma donatısı olarak, yalnızca, 15 cm aralıkla yerleştirilmiş ϕ 8'lik düşey etriye kullanılmıştır. Bu kirişin güvenlikle taşıyabileceği kesme kuvvetini bulunuz.



Verilenler:

$b_w = 30$ cm; $h = 40$ cm ($d = 36$ cm); etr.:

ϕ 8/s = 15; Malzeme C16/S220

İstenenler:

$V_r = ?$

Çözüm:

Verilen kesitin güvenlikle taşıyabileceği kesme kuvveti:

$$V_r = V_c + V_w$$

$$V_c = 0.80 V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} \cdot b_w d = 0.65 \cdot 0.09 \cdot 30 \cdot 36 = 63.18 \text{ kN}$$

Şu halde betonun karşılayabileceği kesme kuvveti:

$$V_c = 0.80 \cdot 63.18 = 50.54 \text{ kN}$$

Kayma donatısının karşılayabileceği kesme kuvveti:

$$V_w = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot \frac{d}{s}$$

Kayma donatısı olarak, yalnız çift kollu düşey etriye kullanıldığına göre;

$$A_{sw} = 2 \cdot A_o; \alpha = 90^\circ; \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$$

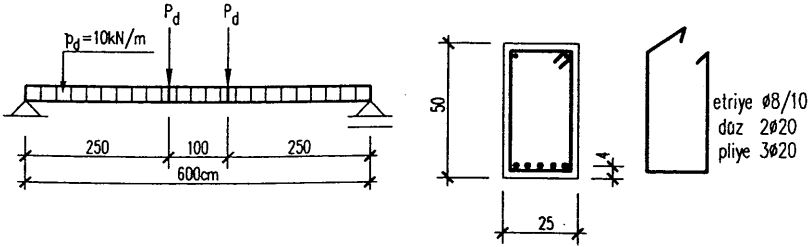
$$V_w = 2.A_o.f_{ywd} \cdot \frac{d}{s} = 2.0,50.19,1 \cdot \frac{36}{15} = 45,84 \text{ kN}$$

Kirişin güvenlikle taşıyabileceği kesme kuvveti:

$$V_r = V_c + V_w = 50,54 + 45,84 = 96,38 \text{ kN}$$

$$V_r = 96,38 \text{ kN}$$

- 7.2. Şekilde açıklığı, yük durumu ve kesiti verilen basit kirişte, kayma donatısı olarak, aynı sırada bükülen 3 ϕ 20 pliye ile 10 cm aralıkla ϕ 8'lik etriye kullanılmıştır. Malzeme: beton C16; çelik S220'dir. Kesme mukavemeti açısından, bu kirişin $p_d = 10 \text{ kN/m}$ şiddetinde düzgün yayılı yüklerle birlikte taşıyabileceği P_d tek yüklerinin maksimum değerini bulunuz.



Çözüm:

Beton kesitin eğik çatlama mukavemeti:

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_wd = 0,65.0,09.25.46 = 67,27 \text{ kN}$$

Beton kesitinin karşılayabileceği kesme kuvveti:

$$V_c = 0,80.V_{cr} = 0,80.67,27 = 53,52 \text{ kN}$$

Tek sırada bükülmüş 3 ϕ 20 pliyenin karşılayabileceği kesme kuvveti

$$V_{w,pl} = A_{sw}.f_{ywd} \cdot \sin \alpha = 9,42.19,1 \cdot \sqrt{2} / 2 = 127,22 \text{ kN}$$

Etriyelerin karşılayabileceği kesme kuvveti:

$$V_{w,etr} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{d}{s} = 2.0,50 \cdot 19,1.46 / 10 = 87,86 \text{ kN}$$

Kayma donatısının karşılayabileceği kesme kuvveti:

$$V_w = V_{w,pl} + V_{w,etr} = 127,22 + 87,86 = 215,08 \text{ kN}$$

Kesitin karşılayabileceği toplam kesme kuvveti:

$$V_r = V_c + V_w = 53,82 + 215,08 = 268,90 \text{ kN}$$

bulunur. Öte yandan, dolaylı mesnetli bir kiriş kabulü ile, kiriş statik şemasına göre kesme kuvveti:

$$V_d = 3 \cdot p_d + P_d = 268,90 \text{ kN}$$

olabileceğine göre;

$$P_d = 268,9 - 3 \cdot 10 = 238,9 \text{ kN}$$

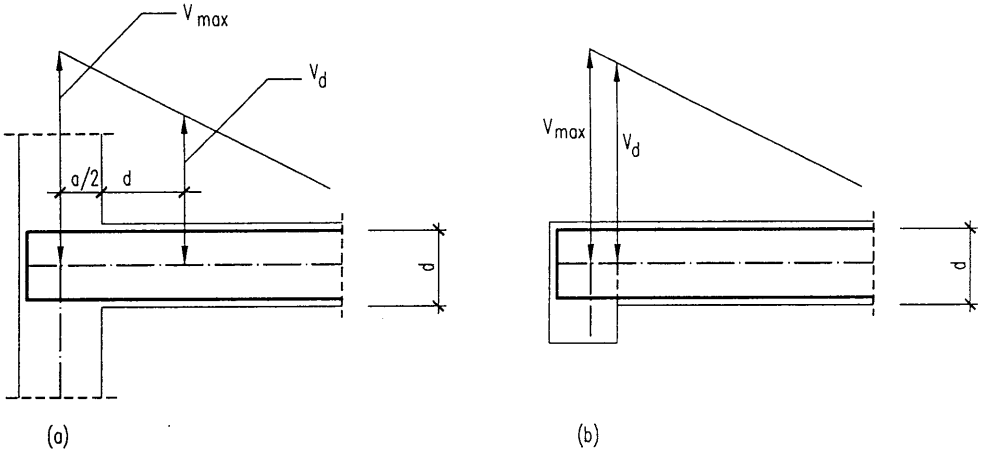
$$P_d = 238,9 \text{ kN}$$

bulunur.

7.4. Kirişlerin Kesme Kuvvetine Göre Boyutlandırılması

7.4.1. Hesap Kesme Kuvvetinin bulunması

Taşıma gücü bölümünde, mesnet dolayında betonun bir basınç kemeri oluşturduğu açıklanmıştı. Bu nedenle kolonlara bağlanan kirişlerde (doğrudan mesnet), kesme kırılması kolonun hemen yakınında olmaz. Başka bir kirişe saplanan kirişlerde (dolaylı mesnet) ise kırılma mesnet yüzünde ortaya çıkar. Buna göre hesap kesme kuvveti V_d , kolona bağlanan kirişlerde kolon yüzünden d uzaklığındaki kesitte, saplama kirişlerde ise mesnet yüzünde hesaplanan kesme kuvvetidir. Şekil 7.6'da her iki durum için hesap kesme kuvvetleri ve etkidikleri kesitler (hesap kesitleri) gösterilmiştir.



Şekil 7.6. a) Kolona bağlanan kirişte, b) Kirişe saplanan kirişte hesap kesme kuvvetleri

7.4.2. Gevrek kırılmanın önlenmesi

Kesme mukavemeti bağlamında gevrek kırılma genelde iki nedenle oluşabilir:

- Beton kesit yetersizdir;
- Kayma donatısı yetersizdir.

i) Beton kesitin yetersiz olması durumunda asal basınç gerilmelerinin ezilmeye neden olacağı, taşıma gücü bölümünde açıklanmıştır;

$$V_d \leq V_r = 0,22f_{cd}b_wd \quad (7.25)$$

Bu koşul sağlanmıyorsa kesit büyütülmelidir.

ii) Asal çekme gerilmelerinin gevrek kırılmaya neden olmasını önlemek için kirişte kayma donatısı (etriye) bulunması gerekir. Deneysel veriler, eğik çatlamadan önce kayma donatısının hiç çalışmadığını göstermektedir. Şu halde, minimum çekme donatısının hesabına benzer şekilde, çatlamamış kesitin taşıma gücü ile çatlamış kesitin taşıma gücü eşitlenerek minimum etriye oranı hesaplanabilir. TS500'de, bu hesapta, güvenlik tarafında kalmak üzere, çatlamış kesitte betonun taşıma gücüne katkısının yarısı alınmıştır ($\frac{V_{cr}}{2}$) / 7.7/:

$$V_{cr} = V_w + \frac{V_{cr}}{2}$$

$$V_w = \frac{V_{cr}}{2} \quad (7.26)$$

ACI-318 de ise,

$V_{cr} = (\sqrt{f_{ck}}/6)b_wd$ alınması öngörülmüştür; buna göre gerekli minimum etriye kesiti:

$$A_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot \frac{d}{s} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{12} b_w d$$

$$\min p_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{1}{12} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (7.27)$$

$$\sqrt{f_{ck}} = \frac{1,5f_{ctd}}{0,35} \text{ ve } f_{ywk} \approx 1,15f_{ywd} \text{ alınırsa;}$$

$$\min p_w = 0,31 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \text{ elde edilir. TS-500'de bu değer yuvarlatılarak}$$

$$\min p_w = 0,30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \quad (7.28)$$

değeri verilmiştir.

7.4.3. Kayma donatısının hesabı

Kesitin boyutları, malzeme ve hesap kesme kuvveti bilinmektedir. Aranan kayma donatısının çap ve aralığıdır.

Bilinenler: b_w , d , f_{cd} , f_{ywd} , V_d

Arananlar: Kayma donatısı (ϕ , s) = ?

Hesaplar şu sırayla yapılır:

1) $V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_wd$ hesaplanır.

2) $V_d \leq V_{cr}$ ise, beton hesap kesme kuvvetini tek başına karşılayabilecek kapasitede demektir; bu durumda sünek davranış sağlamak için minimum etriye yeterlidir:

$$\min p_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} = 0,30 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$$

$$A_{sw} = n \cdot A_o$$

Her durumda $s \leq \min 0,5d$; $V_d > 3V_{cr}$ olan durumlarda $s \leq d/4$ olmak zorundadır. Çerçeve kirişlerinin uçlarında, kiriş derinliğinin iki katı kadar bölgede, $s \leq \min (d/4; 8\Phi_t; 15 \text{ cm})$ olacaktır.

3) $V_d > V_{cr}$ halinde

3a) $V_d > V_{res} = 0,22 f_{cd} \cdot b_w d$ ise; beton kesit yetersizdir, büyültmek gerekir.

3b) $V_{cr} < V_d < V_{res}$ ise beton kesit uygundur, kayma donatısı hesapla bulunmalıdır.

Bunun için kayma donatısının karşılaması gereken kesme kuvveti bulunur.

$$V_w = V_d - V_c$$

$$V_c = 0,80 V_{cr}$$

Beton kalitesine güvenilmiyorsa $V_c = 0$; deprem bölgelerinde ise, deprem yönetmeliğinin tanımladığı V_c alınmalıdır.

3b₁) Bu durumda kayma donatısı olarak yalnız etriye kullanılıyorsa:

(7.12) ve (7.13) den

$$A_{sw} = n \cdot A_o = \frac{V_w}{f_{ywd}} \cdot \frac{s}{d} \quad (7.30)$$

$$\frac{A_o}{s} = \frac{V_w}{n \cdot f_{ywd} \cdot d} \quad (7.31)$$

hesaplanır. A_o ve s den biri, genellikle donatı çapı, seçilir ve buna göre aralık bulunur. Bulunan değer yuvarlatılır. Bu şekilde hesaplanan etriye, (7.28) ile verilen minimum etriyeden az ise, minimum etriye yerleştirilir.

3b₂) Kayma donatısı olarak yalnız pliye kullanılması söz konusu olmaz; bununla beraber, kayma donatısı olarak pliye de kullanılacak ise, bu kısım, bundan sonraki durum için bir hazırlık hesabı olarak düşünülmelidir.

i) Pliyeler 45° bükülüyorsa; (7.14)'den

$$A_{sw} = \frac{V_w}{1,414 f_{ywd}} \cdot \frac{s_{pl}}{d} \quad (7.32)$$

ii) Pliyeler 60° bükülüyorsa; (7.15)'den

$$A_{sw} = \frac{V_w}{1,366 f_{ywd}} \cdot \frac{s_{pl}}{d} \quad (7.33)$$

iii) Pliyeler tek sıra ve 45° bükülüyorsa; (7.17)'den

$$A_{sw} = 1,414 V_w / f_{ywd} \quad (7.34)$$

iv) Pliyeler tek sıra ve 60° bükülüyorsa; (7.18)'den

$$A_{sw} = 1,155 V_w / f_{ywd} \quad (7.35)$$

hesaplanır.

3b₃) Kayma donatısı olarak etriye ve pliye birlikte kullanılıyorsa;

Eğilme donatısı daha önce hesaplandığından ve bunun bir kısmı pliye olarak öngörülebileceğinden, pliye çap ve sayısı bilinmektedir. (7.14 - 7.18)'den pliyelerin karşıladığı kesme kuvveti ($V_{w,pl}$) hesaplanır. Etriyelere kalan kesme kuvveti.

$$V_{w,etr} = V_w - V_{w,pl} \quad (7.36)$$

hesaplanır. (7.30) yada (7.31) den etriye çap ve aralığı bulunur. Her durumda bulunan etriye miktarı, minimum etriye olarak tanımlanan miktardan az olamaz.

7.4.4. Konstrüktif Sorunlar

Deprem bölgesindeki yapılarda, kayma donatısı olarak yalnızca etriye kullanmak yararlı olur. Pliyeler, eğer kullanılmışlarsa, kesmeye karşı, ek bir güvenlik unsuru olarak düşünülebilir. Böylece, kesme mukavemetinin eğilme mukavemetinden büyük tutulması ilkesine kısmen katkı sağlanır. Deprem bölgeleri yapılarında elemanların, kesme kırılması dahil, gevrek kırılma yapma ihtimali önlenir. Bunun için, deprem yükleri de dikkate alınarak yapılan boyutlandırmada; bir elemanda, özellikle bir kirişte, kesme kapasitesinin eğilme kapasitesinden küçük kalmasına izin verilmez. Bunun için, kiriş kesme mukavemetinin,

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / \ell_n$$

değerinden büyük kalması sağlanır. Bu ifadede, V_{dy} (g+q) yükleri altında kirişin kolon yüzüne karşı gelen kesitlerindeki izostatik kesme kuvvetlerini, M_{pi} ve M_{pj} anılan bu kesitlerde kirişi aynı doğrultuda döndürmeye çalışan pekleşmeli taşıma gücü momentlerini, ℓ_n kirişin çıplak açıklığını gösterir. Daha kesin hesap yapılmadığı durumlarda, $M_{pi} \approx 1,4M_{ri}$, $M_{pj} \approx 1,4M_{rj}$ olarak alınabilir; M_{ri} ve M_{rj} , sırasıyla, kirişin sağ ve sol ucu hesap kesitlerinin, dikkate alınan dönme yönüne göre hesap taşıma gücü momentleridir.

$$V_e \leq V_r = V_c + V_w$$

$$V_e \leq 0,22 b_w d f_{cd}$$

olmak zorundadır. V_c , TS 500'e göre belirlenir. Ancak, kiriş sarılma bölgelerinin enine donatısının hesabında, $V_e - V_{dy} \geq 0,5 V_d$ olması durumunda, kesme mukavemetine beton kesitin katkısı $V_c = 0$ alınır. Hiçbir durumda, pliyelelerin kesme dayanımına katkısı göz önüne alınmaz. Mesnet hesap kesitine yakın bükülen pliyelelerin büküldükleri kesit yüzünde eğilme donatısı olarak dikkate alınmaları hâlinde, hesap kesitine göre bükme kesitinin çok yakın olması yüzünden, karşılanmamış momentler kalabileceği ihtimali göz ardı edilmemelidir. En iyisi, önemli yapılarda ve kirişlerde genişletilmiş moment diyagramına göre denetlemeler yapılarak, bu durumdan emin olmaktır.

Deprem bölgesinde yapılan yapılarda minimum etriye çapı 8 mm'den küçük, etriye aralığı (s) de (d/2)'den, kiriş sarılma bölgelerinde (d/4; $8\Phi_t$; 15cm) nin küçük olanından daha büyük olmayacaktır. Bu, kiriş mesnet kesitlerinin dönme kapasitesini, momentlerin yeniden dağılımını, sonuçta sünekliği arttırmak için alınmış önemli bir önlemdir. Uygulamada bu koşullara titizlikle uyulmasında sayısız yararlar vardır.

7.4.5. Kesme Kuvvetine Göre Boyutlandırma İle İlgili Sayısal Uygulamalar

7.3. Kesit boyutları 25/50 cm olan bir kirişte kullanılan eğilme donatısından 1 ϕ 14'ü pliye olarak bükülmüştür. Hesap kesme kuvveti $V_d = 100$ kN, malzeme beton C16; çelik S220'dir. Bu kirişin kayma donatısını:

- a) Kayma donatısı olarak pliye ve etriyeleri birlikte düşünerek;
- b) Yalnızca etriyelerin çalıştığını kabul ederek hesaplayınız.

Verilenler:

$b_w = 25$ cm; $h = 50$ cm; pliye (1 ϕ 14) = 1,54 cm²; Malzeme C16/S220

İstenenler:

a) (Pliye + etriye) için $\phi = ?$, $s = ?$; b) yalnız etriye için $\phi = ?$, $s = ?$

Çözüm:

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd} b_w \cdot d = 0,65 \cdot 0,09 \cdot 25 \cdot 46 = 67,28 \text{ kN}$$

$$V_{r,max} = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,22 \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 46 = 278,3 \text{ kN}$$

$$V_{cr} < V_d = 100 \text{ kN} < V_{r,max}$$

Şu halde hesap kesme kuvvetine göre, beton kesit uygundur; kayma donatısının hesapla bulunması gerekir.

Beton kesitinin karşıladığı kesme kuvveti:

$$V_c = 0,80 \cdot V_{cr} = 0,80 \cdot 67,28 = 53,82 \text{ kN}$$

Kayma donatısına düşen kesme kuvveti payı:

$$V_w = V_d - V_c = 100,0 - 53,82 = 46,18 \text{ kN}$$

a) Kayma donatısı olarak, pliye ve etriye birlikte düşünüldüğünde:

$$V_{w,pl} = A_{sw,pl} \cdot f_{ywd} / \sqrt{2} = 1,54 \cdot 19,1 / \sqrt{2} = 20,8 \text{ kN}$$

$$V_{w,etr} = V_w - V_{w,pl} = 46,18 - 20,8 = 25,38 \text{ kN}$$

$$A_{sw,etr} = 2 \cdot A_o = V_{w,etr} \cdot s / (f_{ywd} \cdot d); \quad 2A_o/s = V_{w,etr} / (f_{ywd} \cdot d)$$

$$\frac{25,38}{19,10.46} = 0,029$$

Etriye çapı $\Phi 8$ mm seçilirse $2.0,50/s = 0,029$; buradan $s = 34.5 \text{ cm} > d/2 = 23 \text{ cm} \rightarrow \Phi 8/s = 23 \text{ cm}$ uygundur.

Bulunan değerin minimum etriye koşulunu sağlaması gerekir.

$$A_{sw,min} = 0,30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \cdot s; \quad s_{min} = \frac{1.0.19,1}{0,30.0,09.25} = 28.3 \text{ cm} > 23 \text{ cm}$$

Şu halde seçilen etriye uygundur.

$$b) A_{sw}/s = 2 \cdot A_o/s = V_w / (f_{ywd} \cdot d) = 46,18 / (19,10.46) = 0,052;$$

$$\Phi 8 \text{ mm için } s = 19.2 \text{ cm}$$

$$\text{Seçilen etriye: } \Phi 8 / s = 19 \text{ cm}$$

7.5. Zımbalama Etkisi

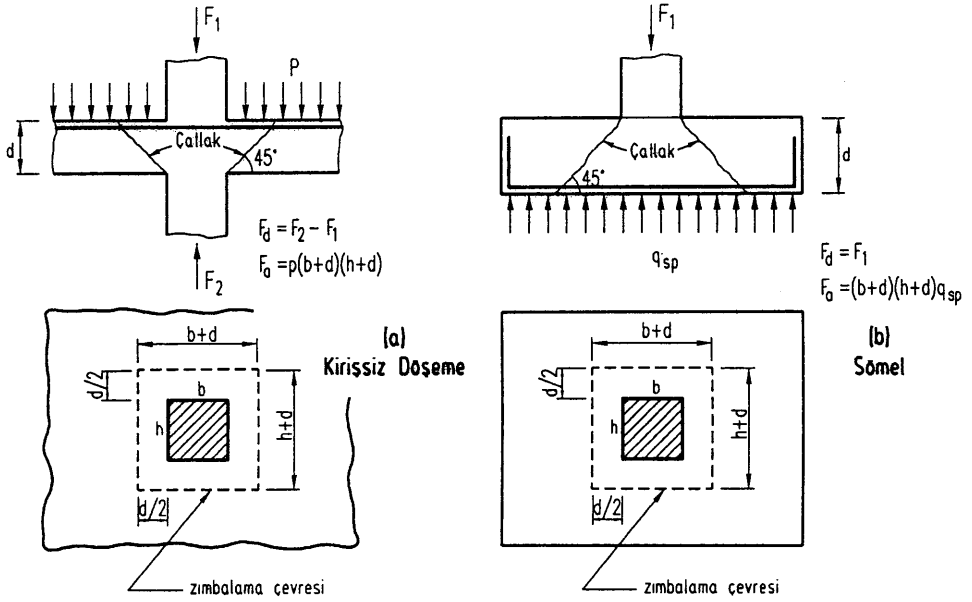
7.5.1. Genel Bilgiler

Betonarme döşemelerde, kayma ve eğik çekme gerilmeleri çok küçüktür. Genellikle, denetlenmesine gerek duyulmaz. Ancak bazı özel durumlarda önem kazanırlar. Bunlar; yükün bölgesel olarak belirli ve kısıtlı bir alana yayıldığı durumlardır. Tekil temel plağına oturan kolon, yada doğrudan kolonlara mesnetlenen kirişsiz döşeme gibi.... Gerekli önlem alınmamışsa, eğik çekme gerilmeleri betonun çekme mukavemetini aşar ve kolon döşemeyi zımbalayarak kırar. Olaya **"zımbalama"** ve kırılma biçimine de **"zımbalama kırılması"** denir. Çok ani ve gevrek olan zımbalama kırılması bu nedenle tehlikelidir. Kırılma anında kolon, döşemeden, kesik bir piramit yada koni biçiminde bir parça kopartır. Bu parçanın yan yüzleri yaklaşık 45° eğimlidir. Şekil 7.7'de kirişsiz döşemede ve tekil temelde zımbalamaya neden olan kuvvetler, eğik çekme çatlakları ve hesaplarda kabul edilen "zımbalama çevresi" görülmektedir. Zımbalamanın yaklaşık 45° eğimli bu yüzeyler boyunca gerçekleştiği bilindiğine göre, hesaplar buna eşdeğer olan kolon; yüzlerinden $d/2$ uzaklıktan geçen zımbalama yüzeyi boyunca yapılır.

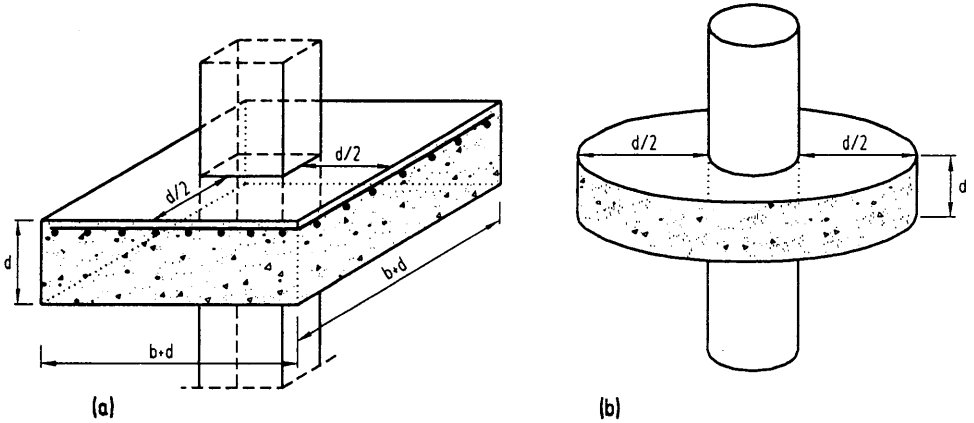
7.5.2. Döşemenin Zımbalama Kuvveti Taşıma Gücü

Şekil 7.8'de dikdörtgen ve dairesel kolonlar için zımbalamaya mukavemet eden yüzey görülmektedir. Taşıma gücü; betonun çekme mukavemeti aşılarak yitirildiğine göre, mukavemet-yüzeyi betonun hesap çekme mukavemeti ile çarpılarak, beton kesitin zımbalama taşıma gücü bulunabilir. Deneyler, kolon başlarına yerleştirilecek kayma donatılarının fazla etkili olmadığını göstermektedir. Neden olarak, kalınlığın az olması nedeniyle donatının betonla kenetlenmesinin tam sağlanamadığı düşünülmektedir. TS500/2000'de kalınlığı 25 cm nin altında olan kirişsiz döşemelerde zımbalama mukavemetinin donatı katkısıyla sağlanmasına izin verilmemektedir. Bu durumda döşeme kalınlığı arttırılmalı yada tablalı-tablasız başlık düzenlenmelidir.

Zımbalama kuvveti taşıma gücü:



Şekil 7.7. Kirişsiz döşeme ve tekil temelde zımbalama kesiti



Şekil 7.8. Zımbalamaya mukavemet eden kesit: a) Dikdörtgen kolonda, b) Dairesel kolonda

$$V_{pr} = \gamma \cdot f_{ctd} \cdot U_p \cdot d \quad (7.37)$$

Burada:

V_{pr} : Zımbalama taşıma gücü (Zımbalama mukavemeti)

V_p : Zımbalama çevresi; dikdörtgen kolonlarda: $U_p = 2 (b+h) + 4d$, dairesel kolonlarda $U_p = \pi (d + d_o)$

d : İki doğrultudaki etkili derinliğin ortalaması

d_o : Dairesel kolonun çapı

γ : Zımbalama yükünün eksantrikliğini dikkate alan bir katsayı

Eksenel yük durumunda: $\gamma = 1$

Eksantrik yükleme durumunda:

$$\gamma = \frac{1}{1,0 + U_p \cdot d \cdot \eta \cdot \frac{e}{W_m}} \quad (7.38)$$

Burada:

e = Yalnız o kattaki yüklerden gelen eksantriklik;

$W_m = U_p$ çevresi ile tanımlanan kesit alanının mukavemet Momenti $= U_p d^2/6$;

$$\eta = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{b_2}{b_1}}} \quad (7.39)$$

b_1, b_2 : b_1 eksantriklik yönünde olmak üzere U_p çevresini içine alan en küçük dikdörtgenin plan boyutları.

Döşeme kenarında veya köşesinde olmayan dikdörtgen yada dairesel kolonlar için γ ifadesi basitleşir.

Dikdörtgen kolonlarda:

$$\gamma = \frac{1}{1,0 + 1,5 \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x b_y}}} \quad (7.40)$$

Burada:

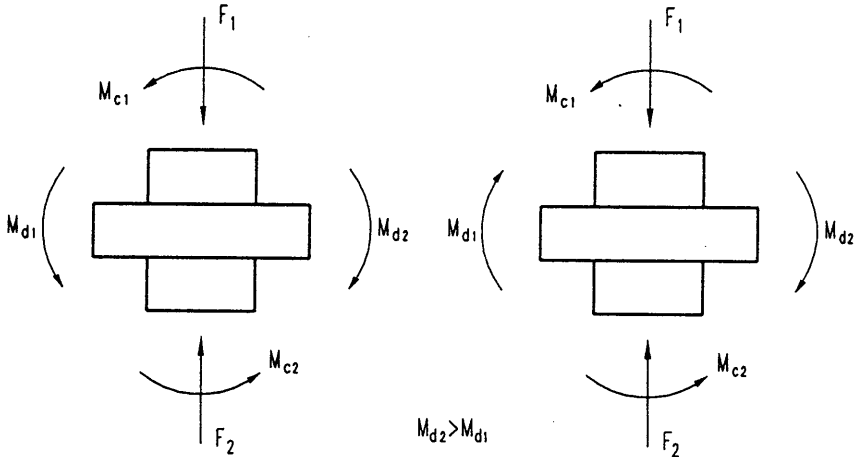
e_x, e_y : x ve y yönündeki eksantriklik;

b_x, b_y : U_p çevresinin x ve y yönündeki boyutları.

Dairesel kolonlarda ise;

$$\gamma = \frac{1}{1,0 + \frac{2e}{d + d_o}}$$

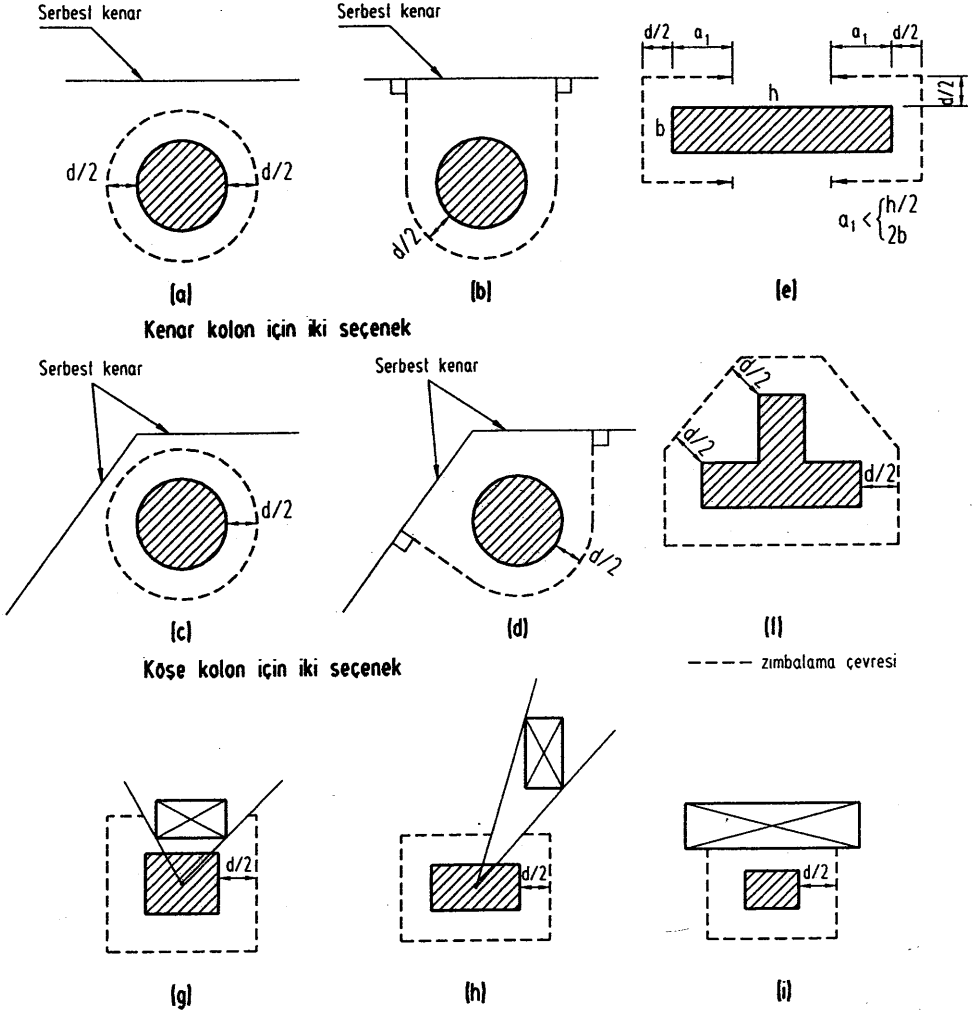
e eksantrikliğinin hesabında, temelerde kolon momentinin %40'ı, döşemelerde ise, kolonun iki yüzünde döşemenin dengelenmemiş momentinin %40 alınmalıdır; deprem momentleri halinde dengelenmemiş momentin kolonun iki yüzündeki döşeme momentlerinin toplamı olacağına dikkat edilmelidir (Şekil 7.9).



$$e = \frac{0,4(M_{d2} - M_{d1})}{F_2 - F_1}$$

$$e = \frac{0,4(M_{d2} + M_{d1})}{F_2 - F_1}$$

Şekil 7.9. Eksantrikliğin hesabı



Şekil. 7.10. U_p çevresinin bulunmasında özel durumlar: a), b) Kenar kolon için iki seçenek, c), d) Köşe kolon için iki seçenek, e) $h > 2b$ için U_p hesabı, f) İç bükey kolonlarda U_p , (g), (h), (i) Yakın boşlukların dikkate alınması

Kenar kolonlarda, perde ve içeri doğru gelişen kolonlarda zımbalama çevresinin bulunması ile yüklenen alana 5d yada daha yakın uzaklıkta olan boşlukların nasıl dikkate alınacağı Şekil 7.10'da gösterilmiştir.

7.5.3. Zımbalamaya karşı boyutlandırma:

Hesap zımbalama kuvveti:

$$V_{pd} = F_d - F_a \quad (7.42)$$

olarak verilmiştir. F_d ve F_a değerleri Şekil 7.7'de işaret edilmiştir. F_d temel için kolondan gelen yük, kirişsiz döşemede ise o kattan kolona gelen yüküdür. F_a ise zımbalama çevresi içindeki alana gelen yüküdür. Kırılma, U_p çevresi boyunca gerçekleştiğine göre, bu alandaki yükün zımbalamaya etkili olmadığı açıktır.

Zımbalamaya karşı güvenlik,

$$V_{pr} \geq V_{pd} \quad (7.43)$$

olmasıyla sağlanır. (7.43) sağlanamıyorsa döşeme kalınlığı yada kolon boyutları artırılır. Kayma donatısı yardımıyla zımbalama güvenliği sağlamak yoluna gidilmesi tavsiye edilmemektedir. Ancak beton kesitle (7.43) sağlandıktan sonra, kritik kolonlara ayrıca kayma donatısı yerleştirilerek güvenlik artırılabilir.

Problemler

1) Verilenler : $V_d = 120 \text{ kN}$, $b_w = 25 \text{ cm}$, $d = 36 \text{ cm}$

Malzeme C20/S220

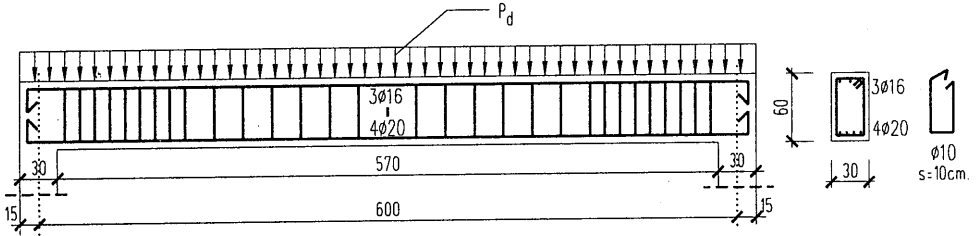
İstenen : Normal etriye $\phi 10$, $s = ?$ (cevap: $s = 15 \text{ cm}$)

2) Verilenler : $V_d = 88 \text{ kN}$, $b_w = 25 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$,

$d' = 4 \text{ cm}$, Malzeme C16/S220

İstenen : Etriye ϕ ve aralığı (cevap: $\phi 8/s = 16 \text{ cm}$)

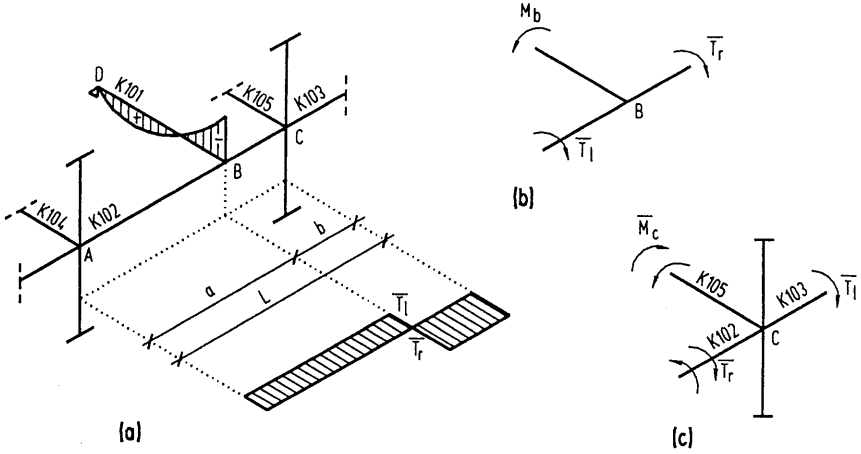
3) Deprem bölgesi dışında bir yapıdaki bir betonarme basit kirişin eğilme ve kayma donatısı aşağıda verilmiştir. Malzeme C16, çelik boyuna donatı S420, enine donatı S220'dir. Kiriş düzgün yaylı p_d yükü etkisindedir. Kirişin eğilme ve kesme mukavemetini ayrı ayrı inceleyerek, taşıyabileceği düzgün yaylı yükün şiddetini bulunuz.
($p_r = ?$) (Cevap: $p_r = 52,88 \text{ kN/m}$)



7.6. Burulma Etkisi

7.6.1. Giriş

Betonarme yapılarda burulma, taşıyıcı sistemin geometrisinden (döner merdivenler, eğri eksenli kirişler vb.) yada yüklerin simetrik olmamasından (saçak yada balkon taşıyan kirişler, kenar kirişler, nervürlü döşemeleri taşıyan kirişler vb) kaynaklanır. Betonarmenin yekpare (monolitik) karakteri, yapı içinde ilişkide olan taşıyıcıları karşılıklı etkileşim içine sokar, birbirlerinden bağımsız çalışmalarına olanak vermez. Basit bir örnek olarak, bir çerçeve kirişine saplanan bir betonarme kiriş, şekil 7.11'de gösterilmiştir.



Şekil 7.11. Bir kenar kirişe saplanan kiriş, a) Saplama kirişte eğilme, kenar kirişte burulma momentleri, b) B noktasında dengenin sağlanması, c) C noktasında dengeleme

Kenar kirişin burulma rijitliği nedeniyle, B noktası serbestçe dönemeyecektir. K101'in mesnedinde eğilme, K102'de ise burulma momentleri oluşacaktır. B noktasındaki denge şartından:

$$M_B = \bar{T}_l + \bar{T}_r \quad (7.44)$$

olmalıdır. A ve C uçları ankastre kabul edilirse, $\bar{T}_l + \bar{T}_r$ momentleri, bir basit kirişte tekil yükten gelen kesme kuvvetleri gibi, kolayca hesaplanabilir.

$$\bar{T}_l = M_B b/L ; \quad \bar{T}_r = M_B a/L \quad (7.45)$$

Ancak K 102 kirişi A ve C mesnetlerinde burulmaya karşı ankastre değildir. Bu noktalarda da bir dengeleme yapmak gerekir. Bu dengelemede, K102 ve K103 kirişlerinin burulma rijitlikleri dikkate alınır. Ayrıca K105 kirişi üzerindeki yükten gelen $\bar{M}_c$ ankastrelik momenti de $\bar{T}_r$ ile birlikte dengelemeye katılır. Bulunan dengeleme momentlerinin karşı düşümlere iletilmesi ve tekrar dengelenmesi gerekir. Görüldüğü gibi, en basit durumda, bir kirişin diğerine saplanması ile ortaya çıkan burulma momentinin bulunması sorunu güç ve zaman alıcı işlemleri gerektirmektedir. Ancak, bunlar, yapısal analizin elle yapılmasının getirdiği güçlüklerdir. 1960'lı yıllarda tasarımcı olarak çalışmakta olan, tecrübeli mühendisler nervürlü döşemelerin kenar kiriş burulma rijitliklerini dikkate alarak hesabını anımsayacaklardır. Bu zevkli, ancak yorucu ve uzun işlemlerle her bir kat çerçevesinin çözümü, sayfalarca hesap gerektiriyordu. Günümüzde bilgisayar destekli hesabın yaygınlaşması ile, bu güçlükler gün be gün azalmaktadır.

Sonuçta, açıklığın ortasındaki nervürün basit mesnetli olduğu ve her nervüre farklı donatı koymanın inşaatla karışıklık yaratacağı gerekçesiyle, kenar açıklıktaki nervürlerde aynı donatı kullanılır ve kenar kirişe doğrusal elastik yöntemle hesaplanmış burulma momentine göre, oldukça fazla, burulma donatısı yerleştirilir.

Aynı yıllarda, bütün dünyada, kesme ve burulma etkileri üzerine yoğun ve kapsamlı bir deneysel araştırma başlatılmıştı. ACI, 1968'de salt burulma üzerine bir symposium tertipledi. Çok kapsamlı bildiriler sunuldu. Sonuçta, deneysel verilere göre, önce ACI-318/71'de daha sonra CP-110/72'de taşıma gücüne geçildi. Burulma hesabındaki değişiklik, denilebilir ki, eğilme teorisi dahil, taşıma gücüne geçişteki en radikal (köktenci) değişikliktir. İki temel bulgunun bu davranışa yol açtığı söylenebilir.

Başlangıçta, kesit çatlayıncaya kadar, moment-birim dönme açısı ilişkisi doğrusaldır. Yapılan ölçümler henüz kayma donatısının hiç çalışmadığını göstermektedir.

1) Burulma momentinin belirti bir aşamasında, kesit çatlayınca, burulma rijitliğinin çok küçüldüğü saptanmıştır. Rijitik başlangıçtaki değer 1/10~1/30'una kadar düşer. Sistem yeniden dağılım için elverişli ise, moment almaz ve döner, burulmaya karşı bir plastik mafsal oluşur. Moment ve dönme arasındaki doğrusal ilişki kaybolur. Bu durumda burulma momenti, doğrusal elastik teoriye göre bulunandan çok küçük olabilir.

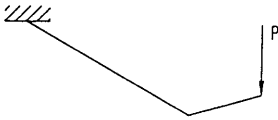
2) Kesit içinde burulma gerilmelerinin dağılışı da elastisite teorisine uymamaktadır. Bilindiği gibi elastisite teorisine göre bu gerilmelerin kesit ortasında ve köşelerde sıfır, uzun kenar ortasında maksimum olacak şekilde dağıldığı kabul edilmekteydi. Oysa "Portland Cement Association"da Dr. Hsu tarafından yönetilen deneylerde etriye ve boyuna donatı üzerinde yapılan ölçümler, gerilmelerin uzun ve kısa kenarda sabit kaldığını göstermiştir /7.7/. Kayma gerilmelerinin sabit kalması elastik teori yerine plastik teori kullanılmasının gerçeğe daha yakın sonuçlar verebileceğini göstermektedir.

7.6.2. Denge burulması - Uygunluk burulması

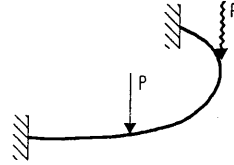
Günümüz yönetmeliklerinde ve bu arada TS-500'de, yapı sistemlerinde görülen burulma iki sınıfa ayrılarak incelenir.

i) Denge burulması

Dış yüklere karşı statik dengenin sağlanması için burulma momentinin varlığı zorunluysa "denge burulması" söz konusudur. Denge burulması hiperstatik yada izostatik sistemlerde ortaya çıkabilir. Bu durumda doğrusal elastik yöntemle bulunan burulma momentleri azaltılamaz yada yok sayılamaz.



a) İzostatik sistemde



b) Hiperstatik sistemde

Şekil 7.12. Denge burulması

ii) Uygunluk burulması

Statik dengenin sağlanması için burulma momenti zorunlu değilse, "uygunluk burulması" söz konusudur. Uygunluk burulması hiperstatik sistemlerde görülür. Yapılarda karşılaşılan burulma tipi çoğunlukla böyledir. Saplama kirişlerden, nervürlü döşemelerden kenar kirişlere gelen etkiler hep uygunluk burulmasıdır. Şekil 7.11'de gösterilen burulma da aynı tiptendir. Şekilde K102 kirişinin A ve C noktalarında çatlama sonucu birer plastik burulma mafsalı oluşacağı düşünülebilir ve burulma momenti yok sayılabilir. Ancak o zaman bu varsayımın bitişik elemanlara etkisi dikkate alınmalıdır. K101 kirişinin B noktasındaki mesnet momenti de sıfır olmaktadır ($M_B=0$). K101 basit oturan kirişe

dönüşmektedir. Buna göre açıklık momenti artacaktır. Ayrıca K102 kirişinde çatlama ile plastik mafsallı oluştuğuna göre, çatlama neden olabilecek burulma momentini karşılamaya yeter düzeyde burulma donatısı bulunmalıdır. Kullanılabilirlik açısından çatlak genişlikleri kontrol edilmelidir. Bu kontrol birim dönme açısını sınırlandırarak yapılır. Toplam dönme açısı, burulmayı uygulayan elemanın burulma kirişine saplandığı yer basit mesnetli varsayılarak hesaplanır (Bu örnekte K101, B noktasında basit mesnetli). Bu açı burulma açıklığına (BC'ye) bölündüğünde elde edilen birim dönme açısı 10.1^{-3} rad/m'yi geçmemelidir. Bu sağlanamıyorsa kesit boyutları büyütülür. Burulmayı uygulayan döşeme ya da nervürse kontrole gerek yoktur. Ancak saplama kirişinin mesnede uzaklığı "3h"dan az ise kontrol mutlaka yapılmalıdır.

7.6.3. Burulma ve kesme

Burulma momentinden kayma gerilmeleri doğar. Bunlar kesitin bir yüzünde kesme kuvvetinden gelen kayma gerilmeleri ile aynı yönde, diğer yüzünde ise zıt yöndedir. Aynı yönde olanlar asal çekme gerilmelerini arttırdıkları için elverişsiz etki yaparlar. Burulma ve kesme birbirlerini olumsuz yönde etkilediklerinden birlikte göz önüne alınmalıdır. Kayma ve burulma donatısı olmayan bir kesitin eğik çatlama mukavemeti şu bağıntıyla verilir:

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 = 1,0 \quad (7.46)$$

Burada :

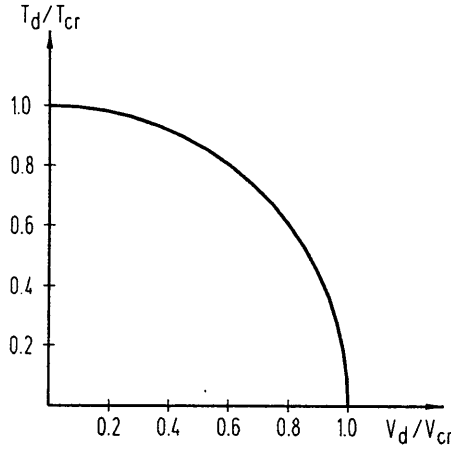
V_d : Hesap kesme kuvvetini,

V_{cr} : Eğik çatlama neden olan kesme kuvvetini,

T_d : Hesap burulma momentini,

T_{cr} : Eğik çatlama neden olan burulma momentini

gösterir. (7.46) ifadesinden görüldüğü gibi; kesme ve burulmanın birlikte varolduğu durumlarda kesitin mukavemet zarfı, bir çemberdir. Diğer bir deyişle kesitin çatlama mukavemeti için kesme kuvveti ve burulma momentinin karşılıklı etki diyagramı bir çember eğrisidir.



Şekil 7.13. Kesme-burulma karşılıklı etki diyagramı

Hesap kesme kuvveti ve burulma momenti ile çatlama mukavemetlerine göre bulunacak nokta dairenin içinde ise kesit çatlamamıştır, dışında ise çatlamıştır. Bu durumda beton kesitin kesme mukavemetini dikkate almak, fakat burulma mukavemetini yok saymak gerekir. (7.46) ifadesindeki burulma çatlama momenti T_{cr} için TS-500/2000, 8.2.2'de:

$$T_{cr} = 1,35f_{ctd}S \quad (7.47)$$

ifadesi verilmektedir. Burada S burulma mukavemet momenti olup, daha kesin hesap yapılmadığında, kesit şekline bağlı olarak:

$$\text{Dikdörtgen kesit için: } S = \frac{b^2_w h}{3} \quad (7.48)$$

$$\text{Tablalı kesit için: } S = \frac{\sum x^2 y}{3} \quad (7.49)$$

$$\text{Kutu kesitler için } (h_e \geq \frac{x}{5}) \text{ ise } S = \frac{\sum x^2 y}{3} \quad (7.50a)$$

$$\text{İnce çeperli } (h_e < x/5) \text{ ise } S = 2A_e h_e \quad (7.50b)$$

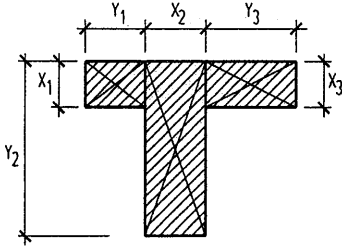
$$\text{Dairesel veya dış bükey çokgenlerde } S = \pi \Phi^3 / 12 \quad (7.51)$$

olarak alınabilir. Bu ifadelerde (Şekil 7.14):

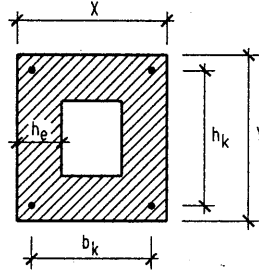
x, y : Tablalı kesiti oluşturan dikdörtgenlerin kısa ve uzun kenarını $[(b - b_w)/2 \leq 3h_f]$ alınmalıdır],

h_e : Kutu kesitin et kalınlığını,

A_e : Köşelerdeki boyuna donatı merkezlerini birleştiren sınır içinde kalan alanı gösterir.



(a) TABLALI KESİT



(b) KUTU KESİT

Sekil 7.14. Tablalı kesit ve kutu kesit için S değerleri

Deneylerde gözlenen bir olgu da şudur:

Donatısız kesit, çatladıktan hemen sonra ani olarak kırılır. Boyuna donatı kullanmadan salt etriye ile donatılan kiriş ise, donatısız kiriş gibi davranmaktadır. Bunun nedeni şudur: Burulma çatlağı oluşuktan sonra kesitte boyca uzama olur. Uzamadan gelecek çekme gerilmelerini karşılamak üzere kesite boyuna donatı yerleştirmek gerekir. Burulmadan doğan kayma gerilmeleri ise, 135° kancalı kapalı burulma etriyesi ile karşılanmalıdır. Hem boyuna donatı hem etriye ile donatılmış kiriş sünek davranış gösterir. Kırılmadan önce, eğik çekme çatlakları görülür. Çatlakların, yalnız kesmeden gelen çatlaklardan farkı, kirişin iki yüzündeki eğimlerin birbirine zıt olmasıdır.

7.6.4. Donatı ve kesit için sınırlamalar

Diğer durumlarda olduğu gibi, sınırlamalar, gevrek kırılmayı önlemek üzere konulmuştur. Bunun için asal çekme ve asal basınç gerilmelerine karşı önlem alınır. Asal çekme gerilmelerine karşı;

Minimum etriye:

Kesme kuvveti için $\frac{A_{sw}}{b_w s} = 0,30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$ olarak verilmişti. Çift kollu etriye için $A_{sw} = 2A_{o,v}$ yazılırsa,

$$\frac{A_{o,v}}{sb_w} = 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}}$$

olur. Burulma momenti için de donatısız kiriş ile donatılı kiriş mukavemetleri eşit kılınırsa;

$$\frac{A_{o,t}}{sb_w} = 0,38 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \cong 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1,5 \frac{T}{Vb_w}\right)$$

bulunur. Burada $\frac{T}{Vb_w} \cong \frac{T}{T_{cr}} / \frac{V}{V_{cr}}$ yerine hesaba katılmaktadır:

$$\min p_{w,o} = \frac{A_{o,v} + A_{o,t}}{sb_w} = 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1,5 \frac{T_d}{V_d b_w}\right) \quad (7.52)$$

(7.52) $T_d/V_d b_w \leq 1$ için geçerlidir; >1 olursa salt burulmaya göre hesap yapılır. Uygunluk burulmasında (7.52) ifadesinde $T_d = T_{cr}$ alınır.

Minimum boyuna donatı:

$$\min A_{s,\ell} \approx \min \frac{A_o}{2s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} \quad (7.53)$$

alınır; bu ifadede:

A_s : Toplam boyuna donatı alanını,
 U_e : Köşedeki boyuna çubukların merkezleri arasında kalan alanın çevresini gösterir.

Asal basınç gerilmelerine karşı ise;

$\max \tau \leq 0,22 f_{cd}$ olmalıdır.

$$\tau = \tau_v + \tau_t$$

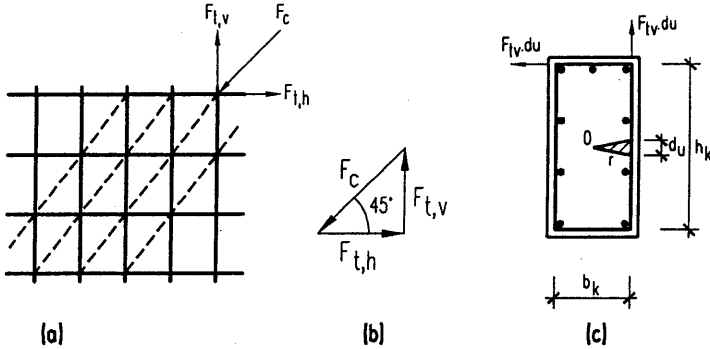
$$\tau_v = \frac{V_d}{b_w d}; \tau_t = \frac{T_d}{s} \quad \text{değerleri yerlerine yazılırsa;}$$

$$\frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{S} \leq 0,22 f_{cd} \quad (7.54)$$

bulunur.

7.6.5. Burulma donatısının hesabı

Çatlamadan sonra betonun burulma mukavemeti yok sayıldığına göre, burulma donatısı betondan bağımsız olarak hesaplanabilir. Bu hesap bir uzay kafes kiriş analojisi ile Rausch tarafından yapılmıştır. Boyuna donatı ve etriyeler uzay kafesin çekme çubukları, yaklaşık 45° eğimli alınan diyagonaller de beton basınç çubukları olarak alınır. Kırılma anında $\sigma_s = f_{yd}$ kabul edilir. Basınç diyagonallerinin 45° alınması, donatı ağının karesel varsayılması demektir. Kesit çevresinde ve eksen boyunca birim boydaki donatı alanı a_o , birim boydaki kuvvetler ise $F_{t,v}$, $F_{t,h}$, F_c ile gösterilsin.



Şekil 7.15. Burulma etkisinde betonarme kirişte a) Düşey ve yatay donatıya etkileyen kuvvetler, b) Kuvvet çokgeni, c) iç kuvvetlerin momenti

Şekil 7.15b'den görüldüğü gibi, düğüm noktasındaki kuvvetlerin dengesinden,

$$F_{t,v} = F_{t,h} = \frac{F_c}{\sqrt{2}} = a_o f_{yd} \quad (7.55)$$

Diğer taraftan kesit çevresinde, etriyeye “du” boyunda etki eden kuvvet “F_{tv}du”; bu kuvvetin giriş ortasına göre momenti,

$$dT = F_{tv} r du \quad (7.56)$$

dir. Şekilden görüldüğü gibi (rdu) taralı üçgen alanının iki katına eşittir:

$$\int_u r du = 2A_e$$

Burulma momenti,

$$T_d = \int dT = F_{tv} 2A_e \quad (7.57)$$

olur. (7.57)'de F_{tv} yerine (7.55)'deki değeri yazılırsa;

$$T_d = 2A_e a_o f_{yd}$$

$$a_o = \frac{T_d}{2f_{ywd} A_e} \quad (7.58)$$

bulunur. a_o, kesit çevresinde birim boy için gerekli donatı alanıdır, s aralığı için gerekli etriye en kesit alanı A_{o,t} = a_os ve U çevresi için toplam boyuna donatı alanı A_{s,l} = a_oU olur.

Buna göre kapalı burulma etriyesi için

$$A_{o,t} = \frac{T_d s}{2f_{ywd} A_e} \quad (7.59)$$

Toplam boyuna donatı için

$$A_{s,l} = \frac{T_d U_e}{2f_{yd} A_e} = \frac{A_{o,t}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} \quad (7.60)$$

bulunur. Burada:

A_{o,t} : Kapalı burulma etriyesinin kesit alanını,

S : Kapalı burulma etriyesi aralığını,

A_e : Etriyein dört köşesine yerleştirilen çubukların merkezlerini birleştiren doğrular arasında kalan alanı,

A_{sl} : Toplam boyuna burulma donatısı alanını,

U_e : A_e alanının çevresini,

f_{ywd} : Etriyelerin akma hesap mukavemetini,

f_{yd} : Boyuna burulma donatısının akma hesap mukavemetini göstermektedir.

Bulunan etriye ve boyuna donatı sadece burulma momentini karşılamak için kullanılmalıdır.

7.6.6. Denge ve uygunluk burulmaları için kesit hesabı

7.6.6.1. Denge burulması

- Çatlama mukavemeti denetlenir:

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 \leq 1 \text{ ise çekme gerilmelerinin beton tarafından}$$

karşılandığı kabul edilir. Sünek davranış için minimum donatı yeterlidir.

Minimum kapalı burulma etriyesi:

$$\min \rho_{w,o} = \frac{A_o}{s b_w} = 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left[1 + 1,5 \frac{T_d}{V_d b_w} \right]$$

- Çatlama mukavemeti aşılmışsa:

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 > 1$$

Ezilme denetimi yapılır.

$$\frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{S} > 0,22 f_{cd} \text{ ise kesit yetersizdir, büyütülmelidir.}$$

$$\frac{V_d}{b_w d} + \frac{T_d}{S} \leq 0,22 f_{cd} \text{ ise asal basınç gerilmelerini karşılamak için}$$

kesit uygundur. Donatı hesaplanır.

- Burulma ve kayma donatısı hesabı:

Kapalı burulma etriyesi:

$$\frac{A_{o,w}}{s} = \frac{A_{o,v}}{s} + \frac{A_{o,t}}{s} = \frac{V_d - V_c}{2f_{ywd}d} + \frac{T_d}{2f_{ywd}A_e}$$

$$\frac{A_{o,w}}{s} = \frac{1}{2f_{ywd}} \left(\frac{V_w}{d} + \frac{T_d}{A_e} \right); \quad \frac{A_{o,w}}{sb_w} \geq \min p_{w,o} \quad \text{olmalıdır.}$$

Toplam boyuna donatı:

$$A_{s,\ell} = \frac{A_{o,t}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = \frac{T_d U_e}{2f_{yd} A_e}$$

7.6.6.2. Uygunluk burulması

- Burulma momenti yok sayılır. Ancak kesite (7.52) ve (7.53)'de belirtilen minimum kapalı etriye ve minimum boyuna donatı yerleştirilir. (7.53) de $T = T_{cr}$ kullanılır.
- Burulma momenti bir saplama kirişle uygulanıyorsa ve mesnetten uzaklığı $a \leq 3h$ ise, çatlak genişliklerini denetlemek üzere, birim dönme açısı hesaplanır. Bunun için, saplama kiriş basit mesnetli kabul edilerek, mesnetteki dönme açısı hesaplanır (α_A). Bu açı burulma kirişinde, burulma dönme açısıdır. Birim boydaki dönme $\phi = \alpha_A / a$ hesaplanır. $\phi < 10 \cdot 10^{-3}$ rad/m olmalıdır. Sağlanmıyorsa kesit büyütülür.

Burulmanın yok sayılmasıyla bitişik elemanların eğilme momentlerinde yeniden dağılım yapılır.

7.6.6.3. Konstrüktif sorunlar

Kapalı burulma etriyelerinde $s \leq 0,5d$ ve $s \leq 30$ cm koşullarına ek olarak $s \leq U_e/8$ olmalıdır. Etriyelerin kancaları 135° olmalı ve en iyisi kirişin üst köşelerindeki montaj donatılarına bindirmeli olarak bağlanmalıdır. Boyuna donatının çevre boyunca düzgün aralıklarla yerleştirilmesine özen gösterilmelidir.

Betonun karşıladığı kesme kuvveti (V_c) konusunda, kesme kuvveti bölümünde yapılan uyarılar, burada özellikle göz önünde bulundurulmalıdır. Betona güvenilmiyorsa $V_c = 0$ alınmalıdır.

7.6.7. Burulma momenti etkisiyle ilgili sayısal uygulamalar

Uygunluk burulması

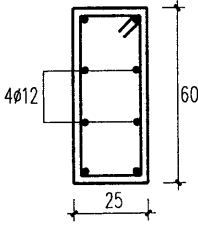
- 7.4 Nervürlü bir döşemenin oturduğu kenar kirişin kesiti (25x60)'dır. Hesap kesme kuvveti $V_d = 60$ kN, malzeme beton C20, çelik boyuna donatı için S420, enine donatı için S220 dir. Bu kirişin kesme kuvveti ve burulma momenti için gerekli donatısını hesaplayınız ve seçiniz.

Çözüm:

Uygunluk burulması söz konusu olduğu için kesite minimum etriye ve boyuna donatı koymak yeterlidir. Çatlak genişliklerinin kontrolüne gerek yoktur.

$$T_{cr} = 1,35f_{ctd}S = 1,35 \cdot 0,10 \cdot 12500 = 1687,5 \text{ kNcm}$$

$$\min p_{wo} = \frac{A_o}{b_w s} = 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1,5 \frac{T_{cr}}{V_d b_w}\right)$$



$$S = \frac{25^2 \cdot 60}{3}$$

$$S = 12500 \text{ cm}^3 \quad \min p_{wo} = 0,15 \frac{0,10}{19,10} \left(1 + 1,5 \frac{1687,5}{60 \cdot 25}\right)$$

$$\min p_{wo} = 0,0021$$

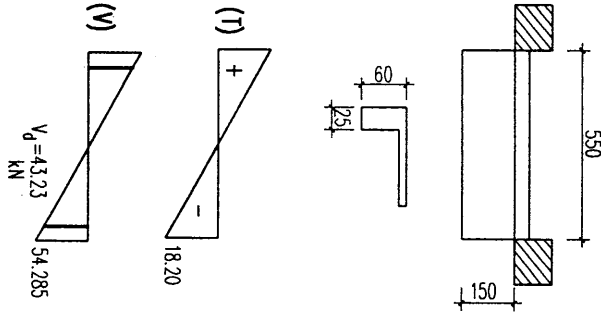
$$\frac{A_s}{s} = 0,053 \quad \phi 8 \text{ mm seçilirse } s = 9,43 \text{ cm bulunur } (\phi 8/s = 10 \text{ cm})$$

$$\min A_{s\ell} = \frac{A_o}{s} U_e \left(\frac{f_{ywd}}{f_{yd}}\right) = \frac{0,50}{10} \cdot 2(18 + 53) \cdot \frac{19,1}{36,5} = 3,72 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 12)$$

Denge burulması

- 7.5. Şekilde plan ve kesiti verilen 1,50 m'lik betonarme bir saçak 5.50 m açıklıktaki bir kiriş tarafından taşınmaktadır. Kiriş kesiti (25x60) ve üzerinde 1 m yüksekliğinde bir tuğla duvar bulunmaktadır. Plak kalınlığı 12 cm dir. Kirişin kayma ve burulma donatısını hesaplayınız.

Malzeme: C20 - S420/S220



Yükler:	Betonarme plak	: $0,12 \cdot 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
	Eğim betonu ve şap.	: $0,05 \cdot 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$
	Sıva	: $0,01 \cdot 22 = 0,22 \text{ kN/m}^2$
		$g = 4,20 \text{ kN/m}^2$

$$1,4g = 5,88 \text{ kN/m}^2$$

$$X = -\frac{1}{2} \cdot 5,88 \cdot 1,50^2 = -6,615 \text{ kNm/m}$$

$$T = \pm 6,615 \cdot 2,75 = \pm 18,20 \text{ kNm}$$

$$\text{Kiriş ağırlığı} : 0,25.0,60.24 = 3,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Saçaktan} : 1,50.4,20 = 6,30 \text{ kN/m}$$

$$\text{Duvar} : 1,00.4,20 = \underline{4,20 \text{ kN/m}}$$

$$g=14,10 \text{ kN/m}$$

$$1,4g= 19,74 \text{ kN/m}$$

$$V = 19,74.2,75 = 54,285 \text{ kN}$$

$$V_d = 54,285 - 0,56.19,74 = 43,23 \text{ kN}$$

$$T_d = 18,20 \text{ kNm}; V_d = 43,23 \text{ kN} \quad S = \frac{b^2_w \cdot h}{3} = \frac{25^2 \cdot 60}{3} = 12500 \text{ cm}^3$$

$$T_{cr} = 1,35f_{ctd} S = 1,35.0,1.12500 = 1687,5 \text{ kNcm}$$

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd} b_w d = 0,65.0,1.25.56 = 91 \text{ kN}$$

Çatlama mukavemeti kontrolü:

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 = \left(\frac{43,23}{91}\right)^2 + \left(\frac{1820}{1687,5}\right)^2 = 1,30 > 1$$

Asal basınç gerilmeleri kontrolü

$$\left(\frac{T_s}{S} + \frac{V_d}{b_w d}\right) \leq 0,22f_{cd} \text{ olmalı } 0,22f_{cd}=0,22.1,3=0,286 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{1820}{12500} + \frac{43,23}{26.56} = 0,176 \text{ kN/cm}^2 < 0,286 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Kesit uygun}$$

Kayma ve burulma donatısı hesapla bulunmalı:

$$A_o = A_{ov} + A_{ot} = \frac{s}{2f_{ywd}} \left(\frac{V_d}{d} + \frac{T_d}{A_e} \right)$$

$$A_o = \frac{s}{2.19,10} \left(\frac{43,23}{56} + \frac{1820}{18.53} \right)$$

$$A_o/s = 0,072; \text{ etriye } \Phi 10 \text{ mm seçilirse } s=11,26 \text{ cm};$$

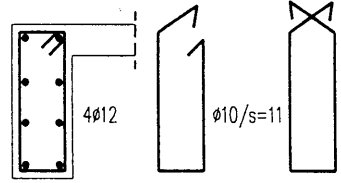
$\Phi 8$ mm seçilirse, $s = 7,13$ cm bulunur.

Seçilen: $\phi 10/s = 11$ cm kapalı etriye.

Boyuna donatı:

$$A_s = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = \frac{T_d U_e}{2A_e f_{ywd}} \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} = \frac{T_d U_e}{2A_e f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{1820.2(18+53)}{2.18.53.36,50} = 3,71 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 12)$$



7.7. Aderans ve Kenetlenme

7.7.1. Giriş

1. Bölümde, beton ve çeliğin birlikte çalışmasının, betonun sertleşmesi sırasında aralarında oluşan ve "aderans" olarak adlandırılan bağ kuvvetiyle gerçekleştiği açıklanmıştı. Gerçekten de bu iki malzemenin dış yüklerden gelen zorlamalara birlikte karşı koymaları, ancak aralarında tam bir aderans olmasıyla olasıdır. Düz yüzeyli çubuklarla beton arasındaki aderans iki nedene bağlıdır:

1. Moleküler ve kapiler bağ kuvvetlerinin beton ve çelik arasında sağladığı yapışma (adezyon);
2. Beton ve çelik arasındaki sürtünme kuvvetleri.

Nervürlü donatıda bunlara beton ve çelik arasında oluşan mekanik diş kuvvetlerini eklemek gerekir. Nervürlü donatıda diş kuvvetlerinin etkisi ilk ikisine oranla çok büyüktür.

7.7.2. Eğilme aderansı

Eğilmeye çalışan bir betonarme elemanda, çekme donatısına gelen çekme kuvveti (M / z) dir. Bilindiği gibi moment kesitten kesite değişkendir. Şu halde donatıdaki çekme kuvveti de değişken olacaktır. Çekme kuvvetindeki bu değişkenlik, ancak, kuvvetin bir bölümünün betona aktarılması ile olasıdır. Bu aktarma işlemi, donatı yüzeyi ile beton arasında oluşan, "aderans gerilmesi" diye anılan kayma gerilmeleri aracılığıyla olur. Δx boyunda ve çevre boyu U olan bir çubukta iki uçtaki çekme kuvvetleri arasındaki fark:

$$\Delta F_T = \frac{\Delta M}{z} = \tau_b U \Delta x \quad (7.61)$$

olmalıdır. $\Delta M / \Delta x = V$ yazılırsa,

$$\tau_b = \frac{V}{Uz} \quad (7.62)$$

bulunur. Bu bağıntı "eğilme aderansı" olarak tanımlanır. (7.62)'den görüldüğü üzere; U çevresinin küçülmesi nominal aderans gerilmesini artırır. Bu olasılık büyük çaplı donatı kullanılırsa artar. Aynı toplam kesitte ince çubuklarla teşkil edilen donatıların toplam çevresinin, kalın donatılarla teşkil edilen donatıların toplam çevresinden daha büyük olduğu açıktır. Bu nedenle eski yönetmelikler $\phi > 26$ mm için aderans denetimini zorunlu kılırdı. TS-500/84'de, "elemanlardaki tüm donatıda gerekli kenetlenme sağlanmak koşuluyla, aderans gerilmelerinin kontrolüne gerek yoktur" denilmektedir.

7.7.3. Kenetlenme ve kenetlenme boyu

Beton bir kütle içine çelik donatı gömülsün ve eksenel kuvvet uygulanarak çekip çıkarılmaya çalışılsın. Eğer donatı, betona yeterince gömülmüşse, akma konumuna gelse bile betondan sökülemez. Donatının beton içinde kalan boyu "kenetlenme boyu" (ankraj boyu) ve bu olay "kenetlenme" olarak adlandırılır. Donatı betona kenetlenme boyundan az saplanmışsa, ya kendisi betondan sıyrılıp çıkacaktır, yada beton yarılacaktır. Her iki durumda da kenetlenme kaybolmuştur. Çekip çıkarma deneyi diye tanınan bu deneyde, aderans gerilmeleri çubuk boyunca düzgün yayılı değildir. Ancak, nominal gerilmelerle kenetlenme boyu arasında yaklaşık bir ilişki kurulabilir ve bu ilişki kenetlenme boyu için bir ölçüt olabilir.

Donatının taşıyabileceği maksimum kuvvet

$$F_{T,max} = A_s f_{yd} = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} \quad (7.63)$$

Kenetlenme kuvveti en az buna eşit olmalıdır.

$$\pi \phi \ell_b \tau_b \geq F_{T,max} = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} \quad (7.64)$$

$$\ell_b \geq \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_b} \quad (7.65)$$

$$\frac{1}{4\tau_b} = \frac{C_o}{f_{ctd}} \text{ ile gösterilirse;}$$

$$\ell_b \geq C_o \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \quad (7.66)$$

bulunur.

C_o değeri deneysel olarak saptanmalıdır.

Diğer taraftan aderansın tam olarak sağlanabilmesi için gerekli kenetlenme boyu, donatı çubuklarının betonlanma sırasındaki konumuna bağlıdır. Betonlama sırasında iri daneler alt kısma çöker, üstte sulu ve ince daneli beton kalır. Buharlaşmayla üst donatının altında boşluklar oluşabilir, bu da aderansı olumsuz yönde etkiler. Bu nedenle TS-500/2000, konumları açısından donatı çubuklarını iki grupta toplar:

- Konum I : Konum II'de olmayan bütün çubuklar,
Konum II : Betonlama sırasında eğimi yatayla 45° - 90° arasında olanlar ile, daha az eğimli yada yatay olup da betonlama sırasında kesitin alt yarısında yada kesitin serbest yüzünden en az 30 cm uzakta olan çubuklar.

Düz kenetlenme:

Kenetlenme, donatının gereksinme duyulmayan noktadan düz olarak ℓ_b kadar uzatılması ile sağlanabilir. TS-500/2000 temel kenetlenme boyu olarak, (7.66)'da nervürlü çubuklar için $C_o=0,12$ değerini vermektedir:

$$\ell_b = (0,12 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi) \geq 20 \phi \quad (7.67)$$

Düz yüzeyli çubuklarda bu değerin iki katı kullanılmalıdır. (7.67) ile bulunan kenetlenme boyları, Konum II'ye giren çubuklar için 1,0 ile, Konum I'e giren çubuklar için 1,4 ile çarpılarak artırılır.

$32 < \phi < 40$ mm ise yukarıdaki değerler $100(132-\phi)$ katsayısı ile çarpılır. Kesitte gerekenden fazla donatı varsa, (7.67) verilen ℓ_b kenetlenme boyu azaltılabilir.

$$\ell_{b,net} = \ell_b \cdot A_{sger} / A_{smev} \quad (7.69)$$

Ancak, bu azaltma ile bulunan kenetlenme boyu, (7.67) den hesaplanan boyun $\frac{1}{2}$ sinden ve 20ϕ den az olamaz. Deprem Yönetmeliği (1997)'ye göre süneklik düzeyi yüksek çerçeve elemanlarında ve perdelerin kritik yükseklikleri içinde bu azaltma yapılamaz.

Beton örtüsünün donatı çapından az olduğu veya aynı sırada donatı çubukları arasındaki net uzaklığın donatı çapının bir buçuk katından küçük olduğu durumlarda, (7.67) den hesaplanan kenetlenme boyu 1,2 ile çarpılarak artırılır.

Kanca ve fivongla kenetlenme

Donatının ucu bükülerek kanca veya fivong yapılırsa, gerekli kenetlenme boyu azaltılabilir. Donatı uçlarında, TS500/2000, madde 9.1.2b'deki standart kanca veya fivonglar oluşturulmak kaydı ile, kenetlenme boyu (7.67) den hesaplanan değerin $\frac{3}{4}$ ü kadar alınabilir.

Kancanın donatı eksenini ile yaptığı açı 90°, 135°, 180° olabilir. Burulma etkisinin varolduğu durumlarda 135° den az olamaz.

Kaynaklı enine çubukla kenetlenme

Nokta kaynaklı hasır çeliklerde bu tür kenetlenme kullanılır. Kenetlenme için gerekli enine çubuk sayısı ve kenetlenme boyu Çizelge 7.1'de verilmiştir.

Çizelge 7.1. Nokta kaynaklı hasır donatı için kenetlenme koşulları					
Donatı yüzeyi	ϕ mm	Konum I		Konum II	
		n	ℓ_b	n	ℓ_b
			mm		mm
Düz	$\phi < 8,5$	3	450	3	350
	$\phi \geq 8,5$	4	500	4	400
Nervürlü	$\phi < 8,5$	3	350	3	300
	$\phi \geq 8,5$	3	450	3	350
Dinamik veya çok değişken yüklerin söz konusu olduğu durumlarda çizelgedeki değerlere bir çubuk ve 100 mm eklenmelidir.					

Çekme donatısının kenetlenmesi

Düz kenetlemeye ancak nervürlü çubuklarda izin verilir, kenetlenme boyu hiçbir zaman $\ell_b / 3$ yada 15ϕ den az olamaz. Kancalı kenetlenmede, kenetlenme boyu, düz yüzeyli çubuklarda $\ell_b / 3$ yada 25ϕ den, nervürlü çubuklarda $\ell_b / 3$ yada 15ϕ den az olamaz.

Basınç donatısının kenetlenmesi

Çekme donatısı için önerilen kurallar burada da geçerlidir. Ayrıca bütün yüklemelerde çubuk basınca çalışıyorsa kanca yapılmamalıdır. Kenetlenme boyu $0,6\ell_b$, 10ϕ ve 15 cm den az olmamalıdır.

7.7.4. Donatının eklenmesi

$\phi \leq 10$ mm donatılar hariç, donatı çubuklarının boyları, çoğunlukla, 12,00 m yi geçmez. Büyük açıklıklı yada sürekli kirişlerde donatıyı eklemek gerekebilir. Donatı ekleri, olabildiğince çekme bölgesinin dışında yapılmalıdır. Örneğin üstteki montaj donatısı açıklığın ortasında eklenmelidir. Alttaki düz donatı mesnette yada mesnetlere yakın eklenmelidir. Pliyeler, moment sıfır noktası dolaylarında kesilmelidir.

Çekme donatısının eklenmesi

Çekme donatısı için gerekli bindirme boyu:

Bindirmeli eklerde bindirme boyu ℓ_o

$$\ell_o = \alpha_1 \ell_b ; \alpha_1 = 1 + 0,5r \quad (7.72)$$

ile hesaplanır. ℓ_b , (7.67) den bulunan temel kenetlenme boyunu, "r" aynı kesitte eklenen donatının toplam donatıya oranını gösterir. Bütün kesiti çekme taşıyan elemanlarda $\alpha_1 = 1,8$ alınır. Konum l'e giren çubuklarda, ℓ_o , 1,4 ile çarpılarak artırılır.

Bindirmeli ek yapılan çubuk uçları kancalı ise, bindirme boyu bu denklemle bulunan değer $\frac{3}{4}$ ü alınabilir.

Bindirmeli eklerde, bindirme boyunca sargı donatısı bulundurulması gereklidir. Sargı donatısının çapı, eklenen donatı çapının en az $\frac{1}{3}$ ü veya 8 mm olmalıdır. Bindirme boyunca en az 6 sargı donatısı bulundurulmalı ve sargı donatısı aralığı eleman yüksekliğinin $\frac{1}{4}$ ünden ve 20 cm den fazla olmamalıdır.

Birden fazla çubuğa ek yapılması gereken durumlarda, ek yerleri şaşırtılmalıdır. İki ekin merkezinden merkezine ölçülen uzaklık en az $1,5\ell_o$ kadarsa, ekler şaşırtılmış sayılır.

Basınç donatısının eklenmesi

Basınç çubukları aynı kesitte eklenebilir. Bu durumda kanca yapılmaz. Bindirme boyu (7.67) den hesaplanabilir. Ancak bu boy, hiçbir zaman 30 cm den az olamaz.

7.8. Kaynaklar

- 7.1 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318M/83) American Concrete Institute, Detroit, 1984
- 7.2 "Commentary on ACI318M-83", ACI, Detroit, 1984
- 7.3 Kong, F.K., and Evans, R.H., "Reinforced and Prestressed Concrete" 2.nd.ed., Nelson, 1980
- 7.4 Dilger, W.H., and Ghali, A., "Shear Reinforcement for Concrete Slabs", Proceedings of ASCE, Journal of Structural Division, December 1981
- 7.5 Park, R., and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, 1975
- 7.6 Güz A., "Betonarme, taşıma gücü ilkesine göre hesabı", İstanbul, 1980
- 7.7 Ersoy, U., "Betonarme, Temel ilkeler ve taşıma gücü hesabı", 2. basım, İstanbul, 1987
- 7.8 İnan, M., "Cisimlerin Mukavemeti", İstanbul, 1967
- 7.9 Aka, İ., Keskinel, F., ve Arda, T.S., "Betonarmeye Giriş", 4. baskı, İstanbul, 1976
- 7.10 TSE, TS 5000, "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", 22 Şubat 2000

