

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**TERSİNİR YÜKLER ALTINDA BETONARME
ÇUBUKLARIN KESME MUKAVEMETİ**

İnşaat Yük. Müh. Güray ARSLAN

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan**

DOKTORA TEZİ

Tez Savunma Tarihi : 23 Mayıs 2005

Tez Danışmanı : Prof. Zekeriya POLAT (YTÜ)

Jüri Üyeleri : Prof. İbrahim EKİZ (YTÜ)

Prof. Dr. Zekai CELEP (İTÜ)

Prof. Dr. Melike ALTAN (İTÜ)

Prof. Dr. Tuncer ÇELİK (İÜ)



İSTANBUL, 2005

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	v
KISALTIMA LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ	xii
ÖZET	xiii
ABSTRACT	xiv
1. GİRİŞ	1
2. KESME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ	6
2.1 Yapısal Elemanlarda Kesme Tehlikesi ve Kesme Kırılması	6
2.2 Kesme Kuvveti Etkisi	7
2.3 Kesme Donatısız Betonarme Kirişlerde Kesme Taşıma Gücü Mekanizması	9
2.3.1 Eğik Çatlakların Şekli	9
2.3.2 Kirişin Kesme Açıklığında Denge	10
2.3.3 Kesme Taşıma Gücünün Temel Mekanizmaları	11
2.3.4 Kesme Açıklığında Kiriş Etkisi	13
2.3.5 Kesme Açıklığında Kemerlenme Etkisi	16
2.3.6 Kesme Mukavemeti Bağıntısı	18
2.3.7 Kesme Mukavemetine Kiriş Etkisinin Katkısı	20
2.3.8 Kesme Mukavemetine Kemerlenme Etkisinin Katkısı	20
3. KESME DONATISIZ ELEMANLAR	21
3.1 Deneysel Yöntemler	21
3.1.1 Kesme Kuvveti İletim Mekanizmaları	23
3.1.2 Çatlamamış Beton ve Eğilme Basınç Bölgesi	24
3.1.3 Çatlak Yüzeyi Kesme İletimi	24
3.1.4 Boyuna Donatının Kaldıraç Etkisi	25
3.1.5 Çatlak Yüzeyleri Arasında Kalıcı Çekme Gerilmesi	26
3.2 Kesme Donatısız Elemanlar İçin En Çok Kabul Gören Yaklaşımlar	26
3.2.1 Kırılma Mekanizması Yaklaşımları	27
3.2.2 Basit Çubuk Benzeşimi (Strut ve Tie) Yöntemi	27
3.3 Kesme Kapasitesini Etkileyen Önemli Parametreler	28
3.3.1 Eleman Yüksekliği veya Boyut Etkisi	28
3.3.2 Kesme Açıklığının Kiriş Etkili Yüksekliğine Oranı (a/d) ve Mesnet Koşullarının Etkisi	30
3.3.3 Boyuna Donatı Etkisi	30

3.3.4	Eksenel Kuvvet Etkisi.....	31
3.3.5	Yük Şeklinin Etkisi.....	32
3.4	Eğik Çatlama Mukavemeti	32
3.4.1	Kesme Donatısız Betonarme a/d Oranı 2.5'dan Büyük Kirişlerin Çatlama Kesme Mukavemeti	32
3.4.2	Çatlama Kesme Mukavemeti Bağlılarının Çıkarılması.....	34
3.4.3	Önerilen Bağlıların Değerlendirilmesi	38
3.5	Göçme Kesme Mukavemeti	43
4.	KESME DONATILI ELEMANLAR.....	46
4.1	Kesme Kapasitesini Etkileyen Temel Parametreler	46
4.1.1	Betonun Kayma Gerilmesi ile Kesme Kuvveti Aktarımı	48
4.1.2	Çatlak Yüzeyleri Arasında Kesme Kuvveti Aktarımı	48
4.1.3	Kaldıraç Etkisi	52
4.1.4	Kemerlenme Etkisi	53
4.1.5	Kesme Donatısı Etkisi	53
4.2	Kesme Mukavemeti Bağlılarının Çıkarılması	54
4.2.1	a/d Oranı 2.5'dan Büyük Kirişler:	55
4.2.2	a/d Oranı 2.5'dan Küçük Kirişler	57
4.2.3	Önerilen Bağlıların Değerlendirilmesi	59
5.	SONLU ELEMAN UYGULAMALARI.....	61
5.1	Beton Kırılma Kriterleri Yardımıyla Plastik Analiz.....	62
5.1.1	Drucker-Prager Malzeme Modeli	65
5.1.2	Çatlak Modeli	66
5.2	Beton Mukavemeti Yüksek a/d Oranı 2.5'dan Küçük Betonarme Kirişler.....	67
5.2.1	Yükün Açıklık Ortasında Tekil ve Düğüm Noktasının Her İki Yanında Kısmî Yayıllı Yüklü Olması Durumlarının Karşılaştırılması.....	69
5.2.2	a/d Oranına Bağlı Olarak Sonlu Eleman Boyut Etkisi	72
5.3	Kesme Donatısız $a/d \geq 2.5$ olan Kirişte Sonlu Eleman Boyutunun Yük Taşıma Kapasitesine Etkisinin Drucker-Prager ve Çatlak Modelleri ile Karşılaştırılması	76
6.	TEKRARLI YÜK ETKİSİNE MARUZ BETONARME ELEMANLAR.....	83
6.1	Kesme Kapasitesini Etkileyen Temel Parametreler	83
6.1.1	Kesme Açıklığının Kiriş Etkili Derinliğe Oranı (a/d) Etkisi.....	83
6.1.2	Beton Mukavemetinin Etkisi	84
6.1.3	Çatlak Yüzeyleri Arasında Kesme Kuvveti İletimi ve Donatı Kaldıraç Etkisi	84
6.1.4	Boyuna Donatı Miktar ve Düzeninin Etkisi	86
6.1.5	Tersinir Yükleme Etkisi.....	89
6.1.6	Eksenel Yük Etkisi	89
6.1.7	Kesme Donatısı Miktar ve Özelliklerinin Etkisi	89
6.2	Tersinir Yükler Altında Kesme Mukavemeti Değişimi.....	90
6.3	Tersinir Yükler Altında Kesme Mukavemeti Bağlılarının Çıkarılması	98
6.3.1	Birinci Yaklaşım.....	102
6.3.1.1	Tersinir Yük Etkisindeki Kirişlerde Kesme Mukavemeti Tahmini.....	103
6.3.1.2	Tersinir Yük Etkisindeki Kolonlarda Kesme Mukavemeti Tahmini.....	105
6.3.2	İkinci Yaklaşım.....	107
6.3.2.1	Tersinir Yük Etkisindeki Kirişlerde Kesme Mukavemeti Tahmini.....	112
6.3.2.2	Tersinir Yük Etkisindeki Kolonlarda Kesme Mukavemeti Tahmini.....	115
6.4	Önerilen Bağlıların Değerlendirilmesi	116

7. SONUÇLAR.....	118
KAYNAKLAR.....	123
ÖZGEÇMİŞ.....	132



SİMGE LİSTESİ

Δ	Uygulanan yük doğrultusunda yer değiştirme
Δ_y	Eğilme donatısı aktığı andaki yer değiştirme
ΔF_s	Çatlaklar arası donatıdaki çekme kuvveti
α, k	Drucker-Prager akma kriterinde malzeme sabiti
ε_c	Beton basınç bölgesinin birim kısalma değeri
ε_{cr}	Betonun çatlama şekil değiştirme değeri
ε_{co}	Betonun karakteristik basınç mukavemetine karşılık gelen birim kısalma
ε_l	Eksenel şekil değiştirme
ε_l	Çatlak yönüne dik asal çekme şekil değiştirme
ε_w	Kesme donatısı şekil değiştirmesi
ϕ	Drucker-Prager akma kriterinde malzemenin içsel sürtünme açısı
μ_Δ	Eleman yer değiştirme sünekliği
μ^{pl}_Δ	Elastik ötesi yer değiştirme sünekliği
θ_y	Çekme donatısı aktığı anda eğrilik
ρ	Kirişte çekme donatısı oranı
ρ'	Kirişte basınç donatısı oranı
ρ_b	Kirişte dengeli donatı oranı
ρ_{stbl}	Çatlamada, sabit donatı çekme gerilmesine karşılık artan şekil değiştirmeyi veren boyuna donatı oranı
ρ_{st}	Toplam boyuna donatı oranı
ρ_w	Kesme donatısı oranı
a/d	Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı
A_e	Etkili kesme alanı
A_{sw}	Kesme donatısı kesit alanı
A_c	Beton kesit alanı
A_s	Çekme donatısı alanı
A_{sp}	Sargı donatısı alanı
A_{st}	Toplam boyuna donatı alanı
A'_s	Basınç donatısı alanı
b_{ct}	Kiriş kesitinde donatılar arasındaki temiz açıklıkların toplamı
b_w	Kiriş gövde genişliği
c	Drucker-Prager akma kriterinde kohezyon
d	Kiriş faydalı yüksekliği
d_{ag}	Maksimum agrega boyutu
d_b	Donatı çubuğu çapı
D_{sp}	Kolon kesiti çekirdek çapı
D	Boyuna donatı merkezleri arasından geçen dairenin çapı
E_c	Betonun elastisite modülü
F_c	Basınç kuvvetinin kesite dik bileşeni olan iç basınç kuvvetini
F_s	İç çekme kuvvetini
F_{sa}	Kemerlenme etkisi nedeniyle oluşan çelik çekme kuvveti
F_{sb}	Kiriş etkisi nedeniyle oluşan çelik çekme kuvveti
F_{sm}	Kesme açıklığında ölçülen çelik çekme kuvveti
$f_{1,2}$	Asal çekme ve/veya basınç gerilmeleri
f_1^c	Betonun asal çekme gerilmesi
f_2^c	Betonun asal basınç gerilmesi
f_c	Beton basınç dayanımı
f_{cc}	Beton küp dayanımı

f_{cd}	Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ctd}	Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{ctk}	Betonun karakteristik çekme dayanımı
f_t	Betonun çekme dayanımı
f_y	Boyuna donatı akma dayanımı
f_{yw}	Kesme donatısının akma dayanımı
f_{ywd}	Kesme donatısının tasarım akma dayanımı
h	Kiriş yüksekliği
h_s/d_{ag}	Kesme açıklığı boyunca sonlu eleman ağının yatay uzunluğunun agrega boyutuna oranı
I_1	Gerilme tansörünün birinci invariantı
J_2	Deviyatör tansörünün ikinci invariantı
kd	Tarafsız eksen yüksekliği
k_1d	Etkili kesme yüksekliği
k_zd	İç kuvvetler arası uzaklık
l_n	Kirişin temiz açıklığını
l	Kiriş uzunluğu
l_h	Plastik mafsal uzunluğu
M	Kirişin moment taşıma gücü
M_c	Betonun eğilme taşıma gücü
M_{pi}, M_{pj}	Kiriş uçlarında pekleşmeli moment taşıma güçleri
$n = E_s / E_c$	Çelik elastisite modülünün betonun elastisite modülüne oranı
N	Eksenel yük
q	Birim uzunluğa etkiyen kenetlenme (aderans) kuvveti
R_{em}	İlk akma oluştuğunda dönme
R_{mp}, R_{mn}	Kirişin pozitif ve negatif dönmeleri
s	Kesme donatısı aralığı
s_c	Çatlak arası konsolun ankastre ucundaki genişliği
$\tan \varphi$	Eşdeğer sürtünme katsayısı
v_{max}	Tarafsız eksen üzerindeki maksimum kayma gerilmesi
v_{cr}	Kesitin kesmede çatlama dayanımı
$v_{cr,t}$	Çatlama kesme dayanımına betonun katkısı
$v_{cr,d}$	Çatlama kesme dayanımına kaldıraç kesme taşıma gücünün katkısı
v_u	Kesitin kesmede göçme dayanımı
V	Dış yüklerden ileri gelen kesme kuvveti
V_{ax}	Eğik çatlak yüzeyindeki sürtünme ve agrega kenetlenmesinden oluşan kesme gerilmeleri toplamının yatay bileşeni
V_{ay}	Eğik çatlak yüzeyindeki sürtünme ve agrega kenetlenmesinden oluşan kesme gerilmeleri toplamının düşey bileşeni
V_c	Kesme dayanımına betonun katkısı
V_{cc}	Çatlamamış beton basınç bölgesinin karşıladığı kesme kuvveti
$V_{cr,t}$	Eğik çatlama kesme kuvveti
V_d	Hesap kesme kuvveti
V_{dw}	Eğilme donatısının kaldıraç etkisi ile karşıladığı kesme kuvveti
V_{dy}	İşletme yükleri altında kirişin kolon yüzüne karşı gelen kesitlerdeki izostatik kesme kuvvetlerini
V_e	Kolon ve kirişlerde enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti
V_f	Eğilme donatısının akmasına karşılık gelen kesme kuvveti
V_n	Betonarme elemanın kesme dayanımı
V_p	Kesme dayanımına eksenel yükün katkısı

V_w	Kesme dayanımına kesme donatısının katkısı
x	Mesnetten uzaklık
z_m	Gerçek iç moment kolu uzunluğu
z_o	Hesaplanan moment kolu uzunluğu



KISALTMA LİSTESİ

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABYYHY	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ASCE	American Society of Civil Engineers
CEB-FIP	Thé Comite Euro International du Béton – Fédération International de la Précontrainte
FA-STM	Fixed Angle-Softened Truss Model
MCFT	Modified Compression Field Theory
RA-STM	Rotating Angle-Softened Truss Model
STM	Softened Truss Model
TS	Türk Standardı



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1	Homojen malzemeli kiriş eksenine dik kesit üzerinde asal gerilme doğrultularının değişimi.....	8
Şekil 2.2	Düzgün yayılı yük etkisindeki basit kirişte asal gerilme yörengeleri ve eğik çekme çatlağının oluşumu (Park ve Pauley, 1975)	9
Şekil 2.3	Kiriş kesme açıklığında denge bir elemanda iç kuvvetler (Park ve Pauley, 1975)..	11
Şekil 2.4	Kirişin kesme açıklığında iç kuvvetler (Park ve Pauley, 1975)	14
Şekil 2.5	Genelde kaldıraç kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (Park ve Pauley, 1975).....	15
Şekil 2.6	İdealleştirilmiş kirişte kemerlenme etkisi (Park ve Pauley, 1975).....	16
Şekil 2.7	Kemerlenme ve kiriş etkisiyle oluşan çelik gerilmesi bileşenleri (Kim vd., 1999) .	17
Şekil 2.8	Kesme açıklığının merkezinde F_{sa}/F_{sb} (Kim vd., 1999).....	18
Şekil 2.9	Kesme taşıması mekanizması (Kim vd., 1999).....	19
Şekil 2.10	İç moment kolu uzunluğunun değişimi (Kim vd., 1999)	19
Şekil 3.1	Kesme donatısız elemanların kesme mukavemetinde boyuna donatı oranının etkisi (ASCE-ACI 445, 1998)	22
Şekil 3.2	ACI yönetmeliği ve MCFT tahminleri ile Shioya vd. tarafından yapılan kiriş deneylerinin karşılaştırılması (ASCE-ACI 445, 1998)	29
Şekil 3.3	Farklı araştırmacıların önerilerine göre eleman yüksekliği artışı ile göçme kesme mukavemetinin azalması (ASCE-ACI 445, 1998).....	29
Şekil 3.4	Farklı araştırmacıların önerilerine göre donatı oranı artışı ile göçme kesme kuvveti artışı (ASCE-ACI 445, 1998)	31
Şekil 3.5	Önerilen (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması.....	38
Şekil 3.6	ACI 318/02'deki çatlama kesme mukavemeti ile deneysel verilerin karşılaştırılması	39
Şekil 3.7	Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02'de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı a/d oranlarında karşılaştırılması.....	40
Şekil 3.8	Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02'de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı donatı oranlarında karşılaştırılması.....	40
Şekil 3.9	Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02'de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı beton basınç mukavemeti verilerinde karşılaştırılması....	41
Şekil 3.10	Farklı a/d için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması	41
Şekil 3.11	Farklı donatı oranları için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması	42
Şekil 3.12	Farklı beton basınç mukavemetleri için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması	42
Şekil 3.13	Normal mukavemetli betonda göçme kesme mukavemeti ve çatlama kesme mukavemetinde a/d etkisi (Rebeiz, 1999)	44
Şekil 4.1	Eğik çatlakta kuvvet aktarımı.....	46
Şekil 4.2	Çeşitli değişkenlerin kesme mukavemetine katkıları (ASCE-ACI 426, 1973).....	47
Şekil 4.3	Deney elemanlarında kesme iletimi (ASCE-ACI 426, 1973)	49
Şekil 4.4	$f_{cc}=20 N/mm^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982).....	51
Şekil 4.5	$f_{cc}=30.7 N/mm^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982).....	51
Şekil 4.6	$f_{cc}=56.1 N/mm^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982).....	51
Şekil 4.7	Kesme dayanımı ile $\rho_w f_{yw}$ ilişkisi (ASCE-ACI 426, 1973)	52
Şekil 4.8	Önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması.....	55
Şekil 4.9	Farklı (a/d) 'ler için önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	56
Şekil 4.10	Kesme donatısıyla sağlanan mukavemetlerine göre, önerilen (6.46) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	56

Şekil 4.11 Farklı beton basınç mukavemetlerinde önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	57
Şekil 4.12 Önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması.....	57
Şekil 4.13 Farklı a/d için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması ...	58
Şekil 4.14 Farklı donatı oranları için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	58
Şekil 4.15 Farklı beton basınç mukavemetleri için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	59
Şekil 5.1 İki eksenli gerilme durumları (ASCE-ACI 426, 1973)	63
Şekil 5.2 Betonun iki eksenli mukavemet eğrisi (ASCE-ACI 426, 1973)	63
Şekil 5.3 Mohr göçme zarf eğrileri (ASCE-ACI 426, 1973).....	64
Şekil 5.4 Göçme durumuna karşılık gelen f ve v gerilme bileşenleri (ASCE-ACI 426, 1973).....	64
Şekil 5.5 Drucker-Prager kriteri (Chen, 1982)	65
Şekil 5.6 Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb kriterlerinin karşılaştırılması (Chen, 1982)	66
Şekil 5.7 Eleman boyutları ($a/d=2.0$, $\rho_w/\rho_w(ACI)=0.25$) (Shin vd., 1999)	68
Şekil 5.8 HB2.5-00 kirişi.....	69
Şekil 5.9 HB2.5-00 kirişi açıklık ortası kesitinde yük-yer değiştirme eğrileri.....	70
Şekil 5.10 HB2.5-00 kirişi uygulanan yük- yer değiştirme eğrileri	71
Şekil 5.11 HB2.5-25 kirişi.....	71
Şekil 5.12 HB2.5-25 kirişi uygulanan yük-yer değiştirme eğrileri	72
Şekil 5.13 HB1.5, HB2.0 ve HB2.5 kirişleri yük-yer değiştirme eğrileri	73
Şekil 5.14 HB2.5-00 kirişi.....	74
Şekil 5.15 50x4 kirişi sonlu eleman ağı ve grafikte yer değiştirmelerin karşılaştırıldığı nokta (HB2.5-25 kirişi).....	75
Şekil 5.16 HB2.5-25 kirişi yük-yer değiştirme eğrisi.....	75
Şekil 5.17 OA1 kirişi boyutları (Bresler ve Scordelis,1963).....	77
Şekil 5.18 10x7 kirişi sonlu eleman boyutları ve düğüm noktalarında yer değiştirmeler	79
Şekil 5.19 Drucker-Prager modelinde yük-yer değiştirme eğrileri	80
Şekil 5.20 Çatlak modelinde yük-yer değiştirme eğrileri.....	81
Şekil 6.1 Çatlak yüzeyi kesme iletimi deney sonuçları (Jimenez vd., 1982)	85
Şekil 6.2 Donatı oranı değişiminin süneklik ve dönme kapasitesine etkisi	87
Şekil 6.3 Eğilme donatısının kesit içinde farklı yerleştirilmesinin şekil değiştirmeyeyle ilişkisi (Xiao vd., 1999).....	88
Şekil 6.4. Kesme mukavemetinde betonun katkısını belirleyen katsayılar (CALTRANS, 2001)95	
Şekil 6.5 Göçme mukavemetinin kesme donatısı ve beton mukavemetlerine göre değişimi .	99
Şekil 6.6 Göçme mukavemetinin a/d ve kesme donatısı indeksine göre değişimi.....	100
Şekil 6.7 Göçme mukavemetinin uygulanan basınç gerilmesi ve a/d oranına göre değişimi	100
Şekil 6.8 Göçme mukavemetinin kesme donatısı ve beton mukavemetlerine göre değişimi	101
Şekil 6.9 Δ sehimi ile eksenel şekil değiştirme ve kesme mukavemetine betonun katkısındaki değişim (Lee ve Watanabe, 2003)	102
Şekil 6.10 Önerilen (6.46) ~ (6.47) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	105
Şekil 6.11 Önerilen (6.48) ~ (6.49) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	106
Şekil 6.12 Kesme kuvveti-dönme ilişkileri	111
Şekil 6.13 Betonun ve kesme donatısının kesme kuvvetine katkısı-dönme ilişkileri	113
Şekil 6.14. V_w çarpanı ile $\rho_w f_{yw}$ arasındaki değişim.....	113
Şekil 6.15 Önerilen (6.51) ~ (6.52) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	114
Şekil 6.16 Önerilen (6.53) ~ (6.54) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması	116

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 4.1 ($a/d \geq 2.5$ olan betonarme kirişler.....	59
Çizelge 4.2 ($a/d < 2.5$ olan betonarme kirişler.....	60
Çizelge 5.1. Elemanların özellikler	68
Çizelge 5.2. Sonlu eleman aralıkları ve boyutları	69
Çizelge 5.3. Elemanın özellikleri	77
Çizelge 5.4. Sonlu eleman aralıkları, boyutları ve maksimum yük taşıma kapasiteleri.....	78
Çizelge 6.1 Tersinir yüklemeye maruz kirişlerin özellikleri (Lee ve Watanabe, 2003).....	109
Çizelge 6.2 Önerilen yaklaşımların istatistiksel sonuçları	116



ÖNSÖZ

Bu çalışmada; betonarme çubuklarda kesme mukavemetinin analitik olarak hesabındaki belirsizliklerden ileri gelen kimi süreksizlikler incelenmiş ve bunların giderilme imkânları araştırılmıştır. Yapılan çalışmalar, bazı durumlarda, daha tatminkâr analitik ifadeler kullanılabileceğini göstermiştir. Bu cümleden olarak; kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı 2.5'dan büyük kirişler için yeni bir çatlama kesme mukavemeti bağıntısı önerilmiştir. Önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına kesme donatısı katkısının ilâve edilmesiyle tek yönlü artan yük etkisindeki betonarme kirişlerin kesme dayanımı tahmin edilmiştir. Tek yönlü artan yüklemeye maruz kesme donatılı betonarme kirişler için önerilen bağıntıların tersinir yüklemeye kullanılabilirliği, kesme dayanımının azaltulmasını gerektirir. Bu amaçla; tersinir yükler altında kalan betonarme çubuklarda kesme mukavemetine enine donatının ve beton kesitin katkısının belirlenmesi için, bir yaklaşım formüle edilmiş ve literatürde mevcut deney verileriyle sınanmıştır. Sonuçların tatmin edici olduğu söylenebilir.

Betonarme çubuklarda, kesme kuvvetinin bir kesitten diğerine aktarılması beton ve donatı aracılığı ile olur; kesme şekil değiştirmeleri, eğilme şekil değiştirmelerine nispetle küçük olduğundan, kesme kırılmaları gevrek ve anidir. %95'i deprem kuşaklarında yer alan ülkemizde, betonarme çubuklarda tersinir yükler etkisinde kesme kırılmasının yaygın olduğu gözlenmektedir. Kesme kırılmasının oluşmasını önlemek için elemanların kesme kapasitesi üzerine etkili olan parametreleri doğru tahmin etmek gerekir. Göz önüne alınan parametrelere göre kesme kapasitesinin değişkenliği ve aralarındaki ilişkilerin doğruya yakın ortaya konabilmesinin, mühendislik pratiğine önemli bir katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

Konunun şekillenmesi ve ortaya çıkmasında büyük teşvik ve yardımlarını gördüğüm değerli hocam sayın Prof. Zekeriya POLAT'a, tezdeki görüşlerin oluşmasında katkılarından dolayı sayın hocam Prof. İbrahim EKİZ'e ve sayın Prof. Dr. Zekai CELEP'e, şu ana kadar derslerini aldığım, seminerlerini dinlediğim ve bilgilerini paylaşan Yapı Anabilim Dalı'ndaki değerli Hocalarıma ve çalışma arkadaşlarıma,

Bana emek veren, fırsat veren, gönül veren, destek olan annem, babam ve ağabeyime sonsuz teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Annem, babam ve ağabeyime...

ÖZET

Deprem bölgelerindeki çerçeve yapıların tasarımında, sistemin muhtemel nihâî göçme mekanizmalarının kontrollü ve sünek (düktil) oluşabilmesi için; kayma, aderans kaybı ve stabilite kaybı ihtimallerinin bertaraf edilmeleri gerekir. Bertaraf edilmesi gereken göçme biçimlerinden; kesme kuvveti ve eğilme momentinin bileşik etkisiyle oluşan “kesme kırılması”, küçük şekil değiştirmelerle oluşabilen bir kırılma biçimidir; âni ve gevrek olarak ortaya çıkar. Özellikle deprem bölgelerinde inşa edilen çerçeve yapılarda, kontrollü göçme biçimi olarak, nispeten yüksek mukavemet yanında sünek davranışı büyük ölçüde sağladığından, plastik mafsalların betonarme kiriş uçlarında oluşmasının temin edildiği “kiriş mekanizması” biçiminde göçme tercih edilir. Kiriş plastik mafsallarının kiriş uçlarında ve eğilme-dönme mafsalları olarak gerçekleşebilmesi, bu aşamaya gelmeden önce kesme ve aderans kaybı yolu ile göçme oluşmasının önlenmiş olması gerekir.

Deprem yükleri gibi tersinir yükler altında kirişlerin kesme mukavemetlerinin belirlenmesi ise oldukça çok parametreyi içeren karmaşık bir problemdir. Kiriş kesme mukavemetinin en önemli iki bileşeni ise, beton kesitin ve kesme donatısının katkılarıdır. Tekrarlı ve özellikle tersinir zorlanmalar, kesme mukavemetine beton kesit ve kesme donatısı katkısının tahminini oldukça güçleştirir. Bu nedenle, tersinir zorlanmaların şiddetine bağlı olarak, kimi yapı yönetmelikleri, örnekse “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1997)”, bazı koşullarda kesme kuvvetine betonun katkısını ihmal eder. Güvenilir bir prosedür oluşturulabildiği ölçüde, betonun kesme mukavemetine katkısından yararlanılabileceği açıktır. Bu çalışma, bu bağlamda, konuya katkıyı amaç edinmiştir.

Anahtar kelimeler: Betonarme, tersinir yük, kesme mukavemeti, sünek davranış, plastik mafsal, kesme donatısı.

ABSTRACT

The shear, bond and stability failures should be eliminated to maintain a ductile and flexural behavior, as required for the design of reinforced concrete structures particularly in the earthquake regions to get flexural failure mechanisms. In order to obtain the high strength beside the enough ductility, especially for the buildings constructed in earthquake regions, the beam mechanisms are to be provided which is mainly possible if the probable plastic hinges develop near the ends of beams. The plastic hinges due to the bending rotations at the ends of beams, can be achieved by only preventing the shear and bond failures. The determination of the shear strength subjected to cyclic loading is a very complex problem due a large variety of relating parameters. The two main components of the shear strength are the contributions of the concrete and transverse reinforcement strengths. Particularly reversible load effects do complicate the estimation of the concrete strength to total shear strength of a reinforced concrete structural member. Therefore, the contribution of the concrete to the shear strength depending on the magnitude of the cyclic load is neglected under some heavy conditions as it is in the Turkish Earthquake Code 1997. If it is provided some reliable procedures, the concrete shear strength component may be omitted not one step but relatively a smooth way. In this study, some possible contribution to the subject are provided and proven by using existing test results in literature.

Keywords: Reinforced concrete, cyclic loading, shear strength, shear failure, ductile behavior, plastic hinge, transverse reinforcement.

1. GİRİŞ

Bir yapının tasarımında; yapıya ömrü boyunca etki edecek kuvvetlerin dikkate alınması ve yapı için muhtemel göçme mekanizmalarından belirli bir oranda uzak kalmasının sağlanması gerekir. Sık karşılaşılan göçme türlerinden biri olan ve kesme kuvveti + eğilme momentinin, bazen de aksenal kuvvet ya da burulma veya her ikisinin de oluşturduğu göçme türü olan kesme kırılmasının engellenmesi gerekmektedir. Bu göçme türü gevrektrir. Bu yüzden bu göçme türünün yapılarda meydana gelmesi istenmeyen bir durumdur. Deprem etkilerine maruz yapılardaki taşıyıcı elemanlar, taşıma kapasitelerini hiçbir zaman kesme kırılmasıyla kaybetmeyecek biçimde tasarlanmalıdır. Bu bakımdan çubukların, özellikle tersinir kesme-eğilme etkileri altında mukavemetleri önem kazanır. Elemanların kesme mukavemetleri, her zaman eğilme mukavemetlerinden yüksek veya en azından ona eşit tutulmalıdır. Betonarme çubukların (kiriş ve kolonların) tersinir eğilme-kesme etkilerine mukavemeti, tersinir kesme kuvvetinin (\pm) şiddetleri; eğilme ve kesme donatılarının cinsi, şekli, çapı ve aralıkları, beton mukavemeti, kesit biçimi vb çok sayıda parametreye bağlıdır.

Betonarme yapı elemanlarında kesme kuvveti aktarımı türleri hakkındaki mevcut bilgiler, son yıllarda yayınlanan raporlardan sonra oldukça gelişme göstermiştir. Çalışmanın ikinci bölümünde; çubuk elemanlarda kesme taşıma gücü mekanizmaları ayrıntılı incelenerek, a/d oranı 2.5'dan büyük ve küçük kirişlerde kesme mukavemetine kiriş ve kemerlenme etkilerinin katkıları öz olarak açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde; kesme donatısız betonarme elemanlar için deneysel ve teorik çalışmalar, kesme dayanımına etkili parametreler ve katkıları özetlenmiştir. Betonarme kirişlerin kesme mukavemeti ile ilgili çalışmalar, 20. yüzyılın başlangıcından zamanımıza kadar çok sayıda yayın ve tartışmanın konusu olmuştur. Yapılan deneysel ve teorik çalışmalardan, betonarme kirişlerin göçme ve çatlama kesme mukavemetini tahmin etmek için, çok değişik formüller önerilmiştir. Bu bölümde, ACI 318/02 ile önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına alternatif bir bağıntı önerilmiş ve önerilen bağıntının literatürde kabul görmüş çatlama kesme mukavemetini veren deney sonuçları ile uyumluluğu sorgulanmıştır.

ACI Yönetmeliğinin kesme kırılması ile ilgili temel felsefesi; etriyelerin eğik çatlakların büyümesini engellediği, sünekliği artırdığı ve elemanların göçme tehlikesine karşı uyarıcı davranış gösterdiğiidir. Bu nedenle, tüm betonarme yapı elemanlarında kullanılması gerekli en az etriye için bir alt sınır getirilmiştir. Etriyeli bir kirişte kesme kuvvetinin bir düzlemden diğerine aktarımı ve bu bağlamdaki yaklaşımlar yapılan deneyler ve teorik çalışmalarla bir

bütün halinde dördüncü bölümde özetlenmiştir. Bölüm 3.4'de (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına kesme donatısı katkısının ilâve edilmesiyle tek yönlü artan yük etkisindeki betonarme kirişlerin kesme dayanımı tahmin edilmiştir. Önerilen bağıntılar $a/d \geq 2.5$ kirişlerde; TS 500(2000) ve ACI318/02'ye göre, a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde ise TS500(2000)'de tahmin edilen göçme kesme mukavemetleri ile karşılaştırılarak sınanmıştır.

Doğrusal olmayan sonlu eleman yöntemi, betonarmenin sayısal çözümleme alanında Ngo ve Scordelis'in (1967) öncü sayılan çalışmalarından bu yana, güçlü bir araç olarak ve geliştirilerek kullanıla gelmiştir. Geçen otuz sekiz yıllık zaman süresinde, betonun mekanik davranışını, kesme mukavemetini de dikkate alarak modelleyen çok sayıda çalışma yapılmıştır. Beşinci bölümde, kesme donatısız ve kesme donatılı betonarme kirişlerde doğrusal olmayan sonlu eleman uygulamaları yapılarak; kongrelere ve ulusal dergilere de sunulan çalışmaların sonuçları özetlenmiştir.

Tersinir yükler altında betonarme çubuklarda mukavemet ve rijitlik kaybı; betonun yumuşaması ve kesitteki eğilme donatılarının akmasından dolayı çatlak açılmalarının, yük kalksa da tamamen kapanamaması nedeniyledir. Betonarme elemanların mukavemet ve rijitliğindeki bu kademeli azalma, sismik etkilere davranışında oldukça belirleyicidir. Altıncı bölümde, yapılan deneysel çalışmaların sonuçlarından tersinir yükler altında betonarme elemanların kesme kapasitesinde belirleyici olan temel parametreler sunulmuştur. ACI 318/02 ve ABYYHY (1998) yönetmeliklerinin öngördüğü enine donatının felsefesi açıklanmaya çalışılmıştır. Tersinir yükler altındaki betonarme elemanlar için önerilen kesme mukavemeti bağıntıları deneysel sonuçları ile karşılaştırılarak sınanmıştır.

Doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlerinde ilk olarak; sonlu eleman boyutları değişimine bağlı olarak toplam yük-yer değiştirme eğrileri ve kiriş açıklık ortası kesitinde düğüm noktalarındaki yer değiştirmeler karşılaştırılmıştır. Ayrıca; kiriş açıklık ortasında tekil yüklü kirişler ile açıklık ortasında düğüm noktasının her iki yanında kısmî yayılı (gerçek durum) yüklü kirişler yer değiştirmeler yönünden karşılaştırılmış ve yük dağılışının yük taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Her iki yükleme durumunda alınan aynı yük değerinde, görelî yer değiştirmeler karşılaştırılarak incelenmiştir.

Yüksek mukavemetli betonla üretilen (kesme ve basınç donatısız) $a/d=2.5$ olan betonarme kirişte; çubuk uzunluğu boyunca ve uygulanan yük doğrultusunda sonlu eleman boyutu değişiminin yük-yer değiştirme kapasitesine etkisi değerlendirilmiştir.

Yalnız çekme donatılı betonarme kirişte; beton için seçilen “Drucker-Prager” ve “Çatlak Modeli” kırılma kriterinin ve sonlu eleman boyutunun yük-yer değiştirme eğrisindeki değişime etkisi araştırılmıştır. Söz konusu sonlu eleman çözümlemesi yapılan deney kirişi OA1 (Bresler ve Scordelis, 1963), açıklık ortasında tekil yüklü ve normal mukavemetlidir.

Beton için seçilen Drucker-Prager ve Çatlak modeli kırılma kriterleri kullanılarak gerçekleştirilen parametrik çalışmalar yardımıyla; sonlu eleman boyutundaki değişimin yük-yer değiştirme eğrilerine etkisi karşılaştırılmıştır. Her iki model için deney sonuçları ile tutarlı yük-yer değiştirme eğrisini veren uygun sonlu eleman boyutu agrega çapına bağlı olarak değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada; kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı 2.5’den büyük kirişlerde çatlama kesme mukavemeti bağıntısı önerilmiştir. Önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına kesme donatısı katkısının ilâve edilmesiyle tek yönlü artan yük etkisindeki betonarme kirişlerin kesme dayanımı tahmin edilmiştir. Tek yönlü artan yüklemeye maruz kesme donatılı betonarme kirişler için önerilen bağıntıların tersinir yüklemeye kullanılabilirliği, kesme dayanımının azaltılmasını gerektirir. Bu amaçla; tersinir yükler altında kalan betonarme çubuklarda kesme mukavemetine enine donatının ve beton kesitin katkısının belirlenmesi için, kabul edilebilir bir yaklaşım formüle edilmiştir. Böylece, 1998’de yürürlüğe giren “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”de kiriş kesme mukavemetine betonun katkısının ihmal edilmesi ve dikkate alınması arasındaki büyük süreksizliği gidererek, yumuşak ve kademeli geçişi sağlayacak bir yaklaşım ortaya koymaktır. Geçen son yaklaşık yirmi yıllık zaman süresinde tersinir şekil değiştirme etkisinde betonarme elemanların kesme mukavemetinin anlaşılmasında önemli gelişmeler gözlenmiştir ve kesme mukavemetindeki azalma ile ilgili çok sayıda yöntem önerilmiştir. Altıncı bölümde, tersinir yükler altında betonarme elemanların kesme mukavemetleri ile ilgili geliştirilen tasarım yaklaşımları araştırılmıştır.

Aschheim ve Moehle (1992) tarafından yapılan çalışmada, kesme dayanımına betonun katkısı yer değiştirme sünekliği ve normal kuvvet etkisi de dikkate alınarak hesaplanması önerilmiştir. Kesme donatısının katkısında ise, 30° eğimli çubuk model temel alınmıştır.

Yeni Zelanda yönetmeliğinde (1995) ise, betonarme kolonların plastik mafsal bölgelerinde mukavemet azalması bazı tanımlamaları kapsamaktadır. Plastik mafsal bölgesinde V_c tanımında, boyuna donatı oranı ve eksenel yükün etkisi, eksenel yük oranı 0.1’den büyük

olduğunda dikkate alınmıştır. Eksenel yük oranı 0.1'e eşit veya küçük olması durumunda, kesme mukavemetine betonun katkısı ihmal edilmiştir.

Betonarme kolonların tasarım kesme mukavemetini hesaplamak için; Priestly vd. (1996) tarafından, plastik mafsal bölgelerinde kesme mukavemetine betonun katkısı, yer değiştirme sünekliği etkisi düşünülerek hesaplanmaktadır. Kesme donatısının katkısı, dairesel kolonlar için 35° eğimli çubuk model temel alınmıştır

ATC-MCEER (2001) tarafından AASHTO-LRFD için önerilen sismik tasarım kılavuzunda; betonarme kolonların plastik mafsal bölgelerindeki kesme mukavemeti hesabında sınır şartlarına bağlı olarak bir katsayı tanımlanmıştır. Söz konusu katsayı; çatlak açısı, θ , boyuna donatı, kesme donatısı ve sınır şartlarına bağlı tanımlanmıştır. Kesme dayanımına kesme donatısının katkısı çatlak açısına bağlıdır.

CALTRANS (2001), betonarme kolonların kesme mukavemeti tanımında 45° eğik çubuk model temel alınmıştır. Kesme kapasitesi, betonun ve kesme donatısının katkısı düşünülmüştür. Eğilme ve eksenel yük etkisinin betonun kesme mukavemetine katkısı, plastik mafsal bölgesinde ve bu bölge dışında olmak üzere ayrı ayrı tanımlanmıştır.

Dairesel kolonlar üzerinde Kowalsky ve Priestley (2000) tarafından yapılan çalışmada, kesme dayanımına betonun katkısı yer değiştirme süneklik oranına bağlı olarak azaltılmıştır. Kesme donatısının katkısında, çubuk eğimi açısı $\theta = 30^\circ$ alınmıştır. Söz konusu çalışma; deney elemanlarındaki hemen hemen tüm değişkenleri içermektedir. Bu değişkenler; a) a/d oranı ile kesme dayanımına kemerlenme etkisinin katkısını, b) beton çekme mukavemetinin katkısını, c) boyuna donatı oranı ise, kaldıraç etkisiyle boyuna donatının kesme kuvveti taşıma gücüne katkısını yansıtmaktadır.

Dikdörtgen kesitli kolonlar için eksenel basıncın katkısını da dikkate alarak, Moehle vd. (2001) tarafından kesme mukavemeti bağıntısı önerilmiştir. Söz konusu çalışmadaki en önemli noktalardan birisi; çevrimsel şekil değiştirmelerle kesme mukavemetinde azalması için, kesme donatısı ve betonun katkısının her ikisi için de düşünülmüş ve aynı katsayı ile çarpılmış olmasıdır.

Biskinis vd. (2004) tarafından yapılan çalışmada, kirişler ve dikdörtgen veya dairesel kesitli kolonlar için, akmada düğüm noktası dönmesi tahmin edilmektedir. Bağıntıda; ilk iki terim, eğilme ve kesme için hesaplanır, üçüncü terim boyuna donatının aderans sıyrılması etkisini içerir. Çevrimsel şekil değiştirmelerle kesme mukavemetindeki azalma, V_w ve V_c 'nin her ikisi için de düşünülmüş ve istatistiksel olarak değerlendirilerek kesme mukavemeti bağıntısı önerilmiştir.

Tek yönlü artan yüklemdeki yük-yer değiştirme eğrisinin, tersinir tekrarlı yükleme altındaki betonarme elemanların zarf eğrisini verdiği kabul edilmektedir. Tek yönlü artan yüklemeye maruz kesme donatılı betonarme kirişler için önerilen bağıntıların tersinir yüklemde kullanılabilirliği, kesme dayanımının azaltılmasını gerektirir. Bu nedenle iki yaklaşım önerilmiştir.

Birinci yaklaşımda; yumuşamış betonun aşırı dağılması ve kesitteki eğilme donatılarının akmasından dolayı, çatlak açılmalarının tamamen kapanamaması azalma katsayısının beton ve donatı mukavemetleri için aynı oranda olduğu varsayılmıştır. Basit çubuk benzeşimi yönteminde beton için kullanılan malzeme katsayısı oranında azaltılmış değerlerinin tersinir yükleme için betonarme elemanların kesme dayanımını verdiği düşünülmüştür. Tersinir yükleme için bulunan kesme mukavemeti bağıntıları deney sonuçları ile karşılaştırılarak sınıanmıştır.

İkinci yaklaşımda ise, Lee ve Watanabe (2003) tarafından önerilen eleman eksenel şekil değiştirme bağıntısı ve Hsu (1992) tarafından önerilen hesap yöntemi ile kirişlerin kesme kuvveti-şekil değiştirme zarf eğrisindeki değişim incelenmiştir. RA-STM "Rotating Angle-Softened Truss Model" yöntemi ile çözümde, göçme anında betonun kesme mukavemetine katkısı olmadığı düşünülmüştür. Göçme anındaki kesme mukavemetine, kesme donatısının katkısındaki değişim üstel fonksiyon ile tanımlanmıştır. Kesme mukavemetine betonun ve kesme donatısının katkısı, üstel fonksiyon ile tanımlanan katsayı oranında azaltılmış ve önerilen bağıntılar deney sonuçları ile karşılaştırılarak sınıanmıştır.

Tersinir yüklemeye maruz betonarme elemanlar için önerilen kesme mukavemeti bağıntılarının en önemli özelliği; Aschheim ve Moehle (1992), Priestly vd. (1996), CALTRANS (2001), Kowalsky ve Priestley (2000), Moehle vd. (2001) ve Biskinis vd. (2004) bağıntıları yer değiştirme sünekliği oranına bağımlıdır. Önerilen kesme mukavemeti bağıntısı ise, kesit geometrisi ve malzeme özelliklerini kullanmaktadır.

2. KESME ETKİSİNDEKİ ELEMANLARIN TAŞIMA GÜCÜ

ASCE-ACI 426 (1973) raporunda, betonarme yapılardaki kesme kuvveti aktarımı için yeni tasarım önerileri geliştirilmiş ve o günden bu yana hayli inceleme yapılmış olsa da, henüz kesme dayanımı ile ilgili sorular tam yanıtlanamamıştır. Betonarme yapı elemanlarında görülen kesme kuvveti aktarımının değişik türleri hakkındaki mevcut bilgiler ve kaynaklar, son yıllarda yayınlanan raporlardan sonra yeni gelişmeler göstermiştir. Bu gelişim şu üç alanda olmaktadır:

- Kesme kuvveti aktarımı hakkında daha çok bilgi edinilmesi ,
- Yapıların kesme dayanımına ilişkin deneylerin araştırılması,
- Yeni yapı tipleri ve yükleme kombinasyonları ile ilgili çalışmalar.

2.1 Yapısal Elemanlarda Kesme Tehlikesi ve Kesme Kırılması

Kesme kırılması durumu; kirişlerde, kolonlarda, perdelerde, döşemelerde ve diğer yapı elemanlarında dikkate alınmıştır. Genel olarak kesme kuvveti aktarımı her yapı elemanı için benzer şekilde olsa da, göçme ve çatlama durumları her yapı elemanı için değişik özellikler gösterir. Tekil yüke maruz bir kiriş elemanda kırılma biçimini belirleyen en önemli parametre kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine (a/d) oranıdır. Bu oran aynı zamanda $M/(Vd)$ terimleri ile de ifade edilmektedir. Bu ifade daha geniş bir yükleme durumunu temsil etmektedir ve daha çok tasarımda kullanılır. Birbiriyle ilişkili olan eğilme gerilmesi, kayma gerilmesi ve basınç gerilmesindeki değişim, $M/(Vd)$ oranının değişmesi ile de değişir (ASCE-ACI 426, 1973).

Kirişler

a/d ya da $M/(Vd) = 2\sim 6$ olan, betonarme ve öngerilmeli beton kirişlerde kayma ve eğilme gerilmelerine bağlı olarak eğik çatlaklar oluşur. Bu eğik çatlaklar yaklaşık olarak yatayla $30^\circ\sim 60^\circ$ açı oluşturmaktadır. Kirişlerde kesme kırılmasının çok farklı tipleri oluşur ki; bunlardan en sık karşılaşılanı eğik çatlağın üzerinde basınç kenarının kayması ya da ezilmesi ile oluşan ve çekme donatısı boyunca yarılmaların meydana gelmesi ile beliren göçme biçimidir (ASCE-ACI 426, 1973).

a/d Oranı 2.5'dan Büyük Kirişler

Yüksek kirişler, tuğlalar ve benzer yapı elemanlarında oluşan kesme kırılması normal kirişlerdekinden daha farklı olmaktadır. Yüksek kirişlerde, normal kirişlere kıyasla daha dik çatlaklar (yaklaşık 60°) oluşmaktadır. Çatlakların bu tarz oluşumu kesme kuvveti aktarımının önemini, normal kirişlere oranla daha da artırmaktadır (ASCE-ACI 426, 1973).

Perdeler

Yükseklik/genişlik oranına bağlı olarak perdelerde, düşük normal kuvvet, yüksek moment bulunur. Bu aktarım yükleri; perdeler, kat döşemeleri seviyesinde etkir.

Kolonlar

Kolonlar; depremde etkiyen kesme kuvveti etkisi ile kırılabilirler. Bu kırılma iki şekilde görülebilir: a) Eksenel kuvvet etkisindeki kirişte olduğu gibi eğik çatlaklar oluşturarak; b) Kolon çekirdeğinde oluşan çatlaklardan dolayı tamamen kolonun göçmesi ile oluşur (ASCE-ACI 426, 1973).

Kolon-Kiriş Birleşimleri

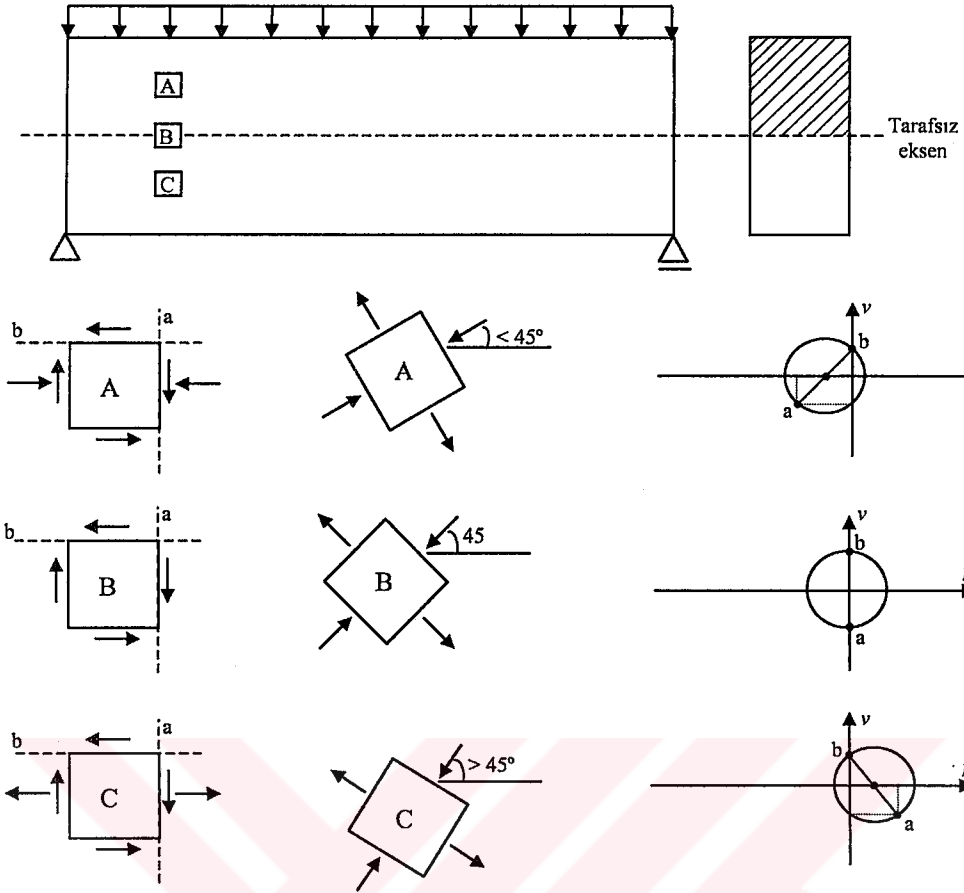
Karşılanmayan ağırlık ve sismik yüklerine bağlı olarak, betonarme elemanların birleşim bölgelerinde eğik çatlaklar oluşabilir (ASCE-ACI 426, 1973).

Döşemeler ve Temeller

Döşemeler ve temeller gibi yapı elemanlarında daha çok zımbalama kesme kuvveti etkili olur. Kolonlardan döşemelere aktarılan moment artarken, kesitin ya da elemanın kesme kapasitesi azalır. Bu nedenle kırılmalar dış kolon birleşimlerindekiyle, ya da; ya yükleme durumlarından ya da kolona bitişik durumdaki boşluklardan dolayı moment aktarımının olduğu birleşimlerdeki kırılma biçimine benzemektedir (ASCE-ACI 426, 1973).

2.2 Kesme Kuvveti Etkisi

Eğilme momenti ve kesme kuvveti etkisindeki bir elemanda iki eksenli gerilme durumu ortaya çıkar. Yeterli kesme donatısı bulunmayan bir kiriş, artan yük altında eğilme mukavemetine ulaşmadan, mesnetlere yakın bölgelerde oluşan yatayla yaklaşık 45° eğimli çatlaklarla kırılma durumuna gelebilir. Eğik çatlak oluşumunun nedeni, eğik çekme gerilmeleridir. Şekil 2.1'de mesnede yakın düşey bir kesit üzerinde alınan üç noktada sonsuz küçük elemanlar üzerinde gerilme hâlleri işaret edilmiştir. A noktasındaki eksene dik düzlemde kayma gerilmesi ile basınç gerilmesi, B noktasındaki eksene dik düzlemde sadece kayma gerilmeleri ve C noktasındaki eksene dik düzlemde ise kayma gerilmesi ile çekme gerilmesi meydana gelir.



Şekil 2.1 Homojen malzemeli kiriş eksenine dik kesit üzerinde asal gerilme doğrultularının değişimi

Asal basınç ve çekme gerilmelerinin değerleri Mohr çemberi yardımıyla hesaplanabilir:

$$f_{1,2} = \frac{1}{2} (f \mp \sqrt{f^2 + 4v^2}) \quad (2.1)$$

Birbirini dik kesen bu gerilmelerden çekme gerilmelerinin kiriş eksenine ile yaptığı ϕ açısı (2.2) bağıntısından bulunabilir.

$$\tan 2\phi = 2v / f \quad (2.2)$$

Tarafsız eksenin üzerindeki (B) elemanında $\sigma=0$, $\tau \neq 0$ dır.

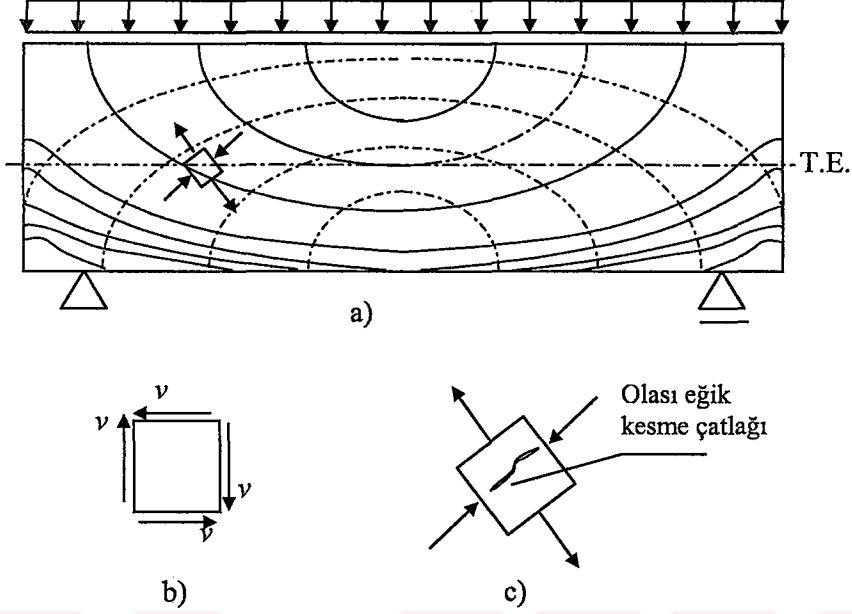
$$f_1=f_2=v \quad \tan 2\phi = \infty \quad 2\phi=90^\circ \quad \phi=45^\circ$$

Çekme bölgesindeki (C) elemanında;

$$f_{1,2} = \frac{1}{2} (f \mp \sqrt{f^2 + 4v^2}) \quad f_1 < f_2 \quad 45^\circ < \phi < 90^\circ \quad (2.3)$$

Basınç bölgesindeki (A) elemanında;

$$f_{1,2} = \frac{1}{2}(f \mp \sqrt{f^2 + 4v^2}) \quad f_1 > f_2 \quad \phi < 45^\circ \quad (2.4)$$



Şekil 2.2 Düzgün yayılı yük etkisindeki basit kirişte asal gerilme yörüngeleri ve eğik çekme çatlağının oluşumu (Park ve Pauley, 1975)

Asal gerilmelerin kiriş boyunca izledikleri doğrultulara “asal gerilme” yörüngeleri denilmektedir. Şekil 2.2’de bir basit kirişin asal gerilme yörüngeleri çizilmiştir. Dolu çizgilerle asal çekme gerilmesi yörüngeleri, noktalı çizgilerle asal basınç gerilmeleri yörüngeleri işaret edilmiştir (Park ve Pauley, 1975). Kesit üzerinde herhangi bir noktada alınan eleman, tarafsız eksene yakınsa ya da eğilme çatlaklarının olduğu kesimde bulunuyorsa, eğilme gerilmeleri, kayma gerilmelerine oranla küçük olur ve ihmal edilmeleri önemli bir hata oluşturmaz. Şekil 2.2b de kayma gerilmelerinin etkisi, Şekil 2.2c’deki asal gerilmelerin etkisine eşit olur.

2.3 Kesme Donatısız Betonarme Kirişlerde Kesme Taşıma Gücü Mekanizması

2.3.1 Eğik Çatlakların Şekli

Bir kesitte kayma ve eğilme gerilmelerinin birlikte bulunması iki eksenli gerilme durumu anlamına gelir. Asal gerilme yörüngeleri Şekil 2.2’de gösterildiği gibidir. Asal çekme gerilmesi, betonun çekme mukavemetini aştığı zaman çatlak oluşur. Büyük eğilme momentleri bölgesinde, bu gerilmeler elemanın çekme yüzünde betonun çekme mukavemetinden büyüktür ve elemanın eksenine dik eğilme çatlaklarının başlamasına neden olurlar (eğilme-çekme çatlama). Kesme kuvvetin yüksek olduğu bölgelerde ise, asal çekme

gerilmeleri, eğik çekme olarak, elemanın eksenine yaklaşık 45° açıda oluşurlar ve eğik çekme çatlaklarına kaynak teşkil ederler (kesme çatlama). Birkaç istisnası ile eğik çatlaklar, eğilme çatlaklarının uzantıları olarak oluşurlar. Gövdesi narin tablalı kirişlerin gövdelerinde olduğu gibi bâzı özel durumlarda, tarafsız eksene yakın bölgelerde başlayan eğik çekme çatlakları oluşur. “Asal gerilme” kavramı, çatlama olayından sonraki beton davranışında, nispeten az etkilidir. Eğik çatlak oluşumu sonrası betonarme eleman; ya ani göçecektir (çok az donatılı-gevrek-göçme), ya da yeni kesme taşıma mekanizmaları oluşturularak, çatlama sonrası ilâve yükler taşımaya devam edecektir (Park ve Pauley, 1975).

Eğilme ve çekmeden ileri gelen eğik çatlama yükü, asal gerilme analizi ve betonarme çekme mukavemetinden hareketle tahmin edilen değerden genelde daha küçüktür. Kesitte büzülme gerilmelerinin bulunması, eğilme çatlakları arasında kayma gerilmesinin yeniden dağılımı ve kesitin yerel zayıflığı gibi durumlar bunda etkisi olan hususlardır (Park ve Pauley, 1975).

2.3.2 Kirişin Kesme Açıklığında Denge

Şekil 2.3, sabit kesme kuvvetine mâruz basit mesnetli bir kiriş parçasını gösterir. Eğik çatlak ile sınırlandırılmış yüzünde, serbest kısmı için dengeyi sağlayan iç kuvvetler tanımlanabilir. Göz önüne alınan kesitte, dış yüklerden ileri gelen V kesme kuvveti, aşağıdaki iç kuvvet bileşenleri ile karşılanır (Park ve Pauley, 1975):

1. Çatlamamış beton basınç bölgesinin karşıladığı kesme kuvveti: V_{cc} ;
2. Eğilme donatısının kaldıraç etkisi ile karşıladığı kesme kuvveti: V_{dw} ;
3. Eğik çatlak yüzeyindeki sürtünme ve agrega kenetlenmesinden oluşan kesme kuvvetleri toplamının düşey bileşeni: V_y .

Denge durumu basitleştirilirse, agrega kenetlenmesi ile iletilen kayma gerilmesi, G tekil kuvvetini, etkinin eğik kısmı kesitin bir araya toplayabileceği farz edilen iki ayrı noktası arasından geçirir. Şekil 2.3c’de, kuvvet çokgeninin basitleştirilmesi ve serbest kısmın dengesi gösterilmiştir. Bu şart, kirişte kesme donatısı bulunmadığı durumda, basınç bölgesinin kesme taşıma gücü, agrega kenetlenmesi ve kaldıraç etkisinin katkısını gösteren biçimde ifade edilebilir (Park ve Pauley, 1975):

$$V = V_{cc} + V_{dw} + V_y \quad (2.5)$$

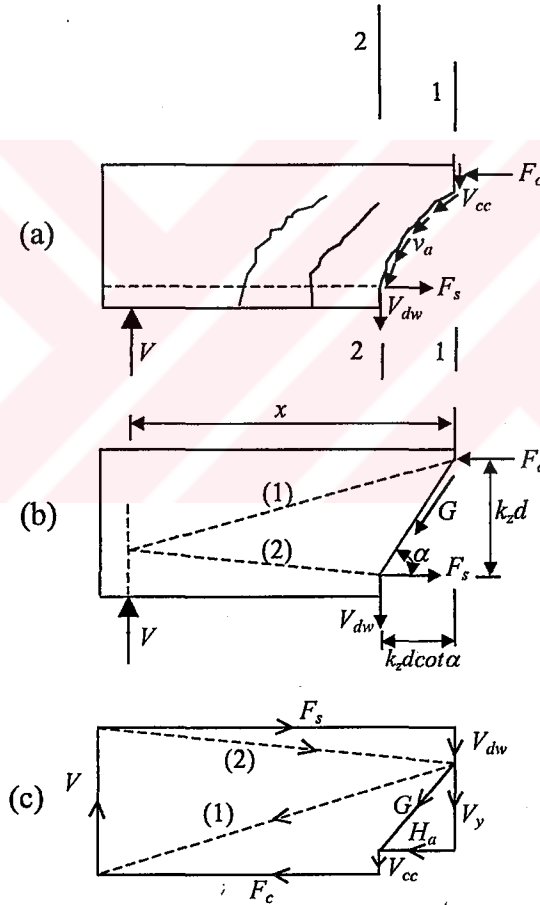
Kirişin eğilme momenti taşıma gücü ise, aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$M = Vx = k_z d (F_s + V_{dw} \cot \alpha) \quad (2.6)$$

Eğilme momenti taşıma gücünde, kaldıraç kuvvetinin katkısı ihmal edilirse - ki kesme donatılarının yokluğunda tasarım için kabul edilebilir bir durumdur - moment taşıma gücü aşağıdaki eşitliğe dönüşür (Park ve Pauley, 1975):

$$M = F_s z = F_s k_z d \quad (2.7)$$

Şekil 2.3b ve (2.7) bağıntısı ile ifade edilen moment ve çekme kuvvetinin, kirişin aynı dik kesitinde oluşmadığına dikkat edilmelidir; mesnetten $(x - k_z d \cot \alpha)$ mesafede eğilme donatısındaki gerilme, kirişin mesnedinden x mesafesindeki eğilme, moment ile ifade edilmektedir. Çelik gerilmesindeki artış, açıktır ki, idealleştirilen eğik çatlakın eğimine bağlıdır; α , 45° civarında kaldığında, $k_z d \cot \alpha \cong d$ olur. Eğilme donatısındaki azalma tanımlandığı zaman bu dikkate alınmalıdır (Park ve Pauley, 1975).



Şekil 2.3 Kiriş kesme açıklığında denge bir elemanda iç kuvvetler (Park ve Pauley, 1975)

2.3.3 Kesme Taşıma Gücünün Temel Mekanizmaları

(2.7) bağıntısında verilen dış moment ile iç moment taşıma gücü arasındaki ilişki, kiriş boyunca eğilme momentinin türevi olarak yazıldığında, iç kesme kuvveti taşıma gücü, $z = k_z d$ ile, aşağıdaki gibi ifade edilebilir (Park ve Pauley, 1975):

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(F_s z) = z \frac{dF_s}{dx} + F_s \frac{dz}{dx} \quad (2.8a)$$

$$V = V_1 + V_2 \quad V_1 = z \frac{dF_s}{dx} \quad V_2 = F_s \frac{dz}{dx} \quad (2.8b)$$

$(k_z d) dF_s / dx$ terimi, “ $k_z d$ ” sabit moment kolunda etkiyen “ F_s ” çekme kuvvetinin kiriş boyunca değişimini ifade eder. dF_s/dx çekme kuvvetinin değişimi, kirişin birim uzunluğuna etkiyen kenetlenme (aderans) kuvveti, q , olarak adlandırılır. İç moment kolu uzunluğu, $z = k_z d$ sabit kalırsa, ki bu yaklaşım prizmatik eğilme elemanlarının elastik teorisinde bir varsayımdır, $d(k_z d)/dx = 0$ alınarak, bilinen klasik betonarme kiriş eğilme bağıntısına ulaşılır (Park ve Pauley, 1975).

V_1 bileşeni, Şekil 2.3b’de görüldüğü gibi, çelik çekme kuvvetinin kenetlenme gerilmeleri ile betona aktarılmasından doğar ve bileşik kiriş davranışı nedeniyle oluşur. V_2 bileşeni, eğik iç basınç ile oluşan kesme mukavemetini ve kemerlenme etkisini ifade eder (Şekil 2.3c).

$$V = k_z d \frac{dF_s}{dx} = q k_z d \quad (2.9)$$

Aynı sonuçlar (2.8a) bağıntısından hareketle de elde edilebilir. Bu bağıntıda q , elemanın birim uzunluğundaki kenetlenme kuvveti ve eğilme donatısının hemen üzerindeki gerilmeler, “kayma-kesme akışı” (shear flow) olarak isimlendirilir. Tabiatıyla, bu sonucun geçerliliği, kenetlenmenin sağlanmış olmasıyla doğrudan ilgilidir (Park ve Pauley, 1975).

Herhangi bir sebeple donatı ve beton arasındaki kenetlenme, kesme açıklığının bütün uzunluğu boyunca tahrip edildiği zaman çekme kuvveti F_s değişmez. Bu nedenle $dF_s/dx=0$ olur. Bu şartlar altında dış kesme kuvveti, sadece eğik iç basınç ile taşınabilir. Bu sınır durum kemerlenme etkisi olarak isimlendirilir. Kemerlenmenin kesme taşıma gücü (2.8a) bağıntısının sağ tarafındaki ikinci terimle ifade edilir (Park ve Pauley, 1975):

$$V = F_s \frac{d(k_z d)}{dx} = F_c \frac{d(k_z d)}{dx} \quad (2.10)$$

Burada F_s iç çekme kuvvetini, F_c ise basınç kuvvetinin kesite dik bileşeni olan iç basınç kuvvetini gösterir.

Kesme kuvveti ve eğilme momenti arasındaki türev bağıntısı temel alındığında, betonarme kirişte iç kesme kuvveti taşıma gücü, kiriş etkisi ve kemer etkisinin birleşik taşıma gücü olarak ifade edilebilir. Elastik kiriş teorisinde kabul edildiği gibi; iç moment kolu uzunluğu

sabit kalırsa, tam kiriş etkisi elde edilebilir. Beton ve donatı arasındaki kenetlenme, kiriş açıklığında ortadan kalkarsa, kiriş tam bir gergili kemer gibi çalışır. Eğik çatlakların olduğu betonarme kirişlerde, çatlama yapı nedeni ile, kenetlenmenin tam olarak sağlanması mümkün değildir. Bu durumda kiriş mukavemetinin bir kısmı kemer etkisi ile sağlanır. Öte yandan a/d oranı büyük olan kirişlerde kemer etkisinin oluşması zor olduğundan, yükün büyük bir kısmı kiriş davranışı ile; buna karşın a/d oranı küçük olan kirişlerde, yükün büyük kısmı kemer davranışı ile karşılanır. Fakat, betonarme kirişte kesme taşıma gücü, hemen hemen daima iki mekanizmanın -kiriş etkisi ve kemerlenme etkisi- birleştirilmiş mukavemeti olmaktadır; yerel kenetlenme sıyrılmaları ve çatlaklar nedeniyle, tam kiriş davranışı sağlanamamaktadır (Kim vd., 1999).

Kesme taşıma gücüne katkıda bulunan her mekanizmanın etkisi, öncelikle kesme açıklığı/kiriş etkili yüksekliği (a/d) oranına bağlıdır; a/d oranı büyük olduğu zaman kiriş etkisi, betonarme kirişin davranışında belirleyici olur; aksi hâlde, kemerlenme etkisi davranışta daha belirleyicidir (Kim vd., 1999). Sınır (yaklaşık) olarak $a/d > 2.5$ verilebilir. Böylece, kesme taşıma gücü tahminini içeren çok sayıda bağıntı a/d oranına göre iki kategoriye ayrılır:

- (1) $a/d \geq 2.5$ olan betonarme kirişler
- (2) $a/d < 2.5$ olan betonarme kirişler

2.3.4 Kesme Açıklığında Kiriş Etkisi

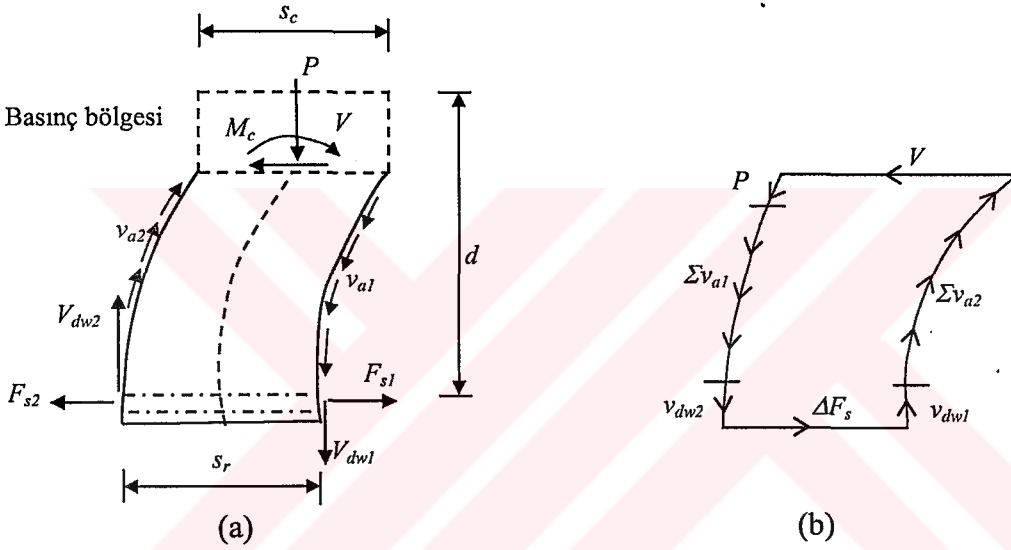
Şekil 2.6'de gösterilen gibi iki tekil simetrik yük etkisinde kalan basit mesnetli kirişlerde, eğik çatlaklar, kirişin çekme bölgesinde çok sayıda dişin oluşmasına yol açar.

Basit mesnetli bir kirişte yük etkisinde oluşan çatlaklar çekme bölgesini bloklara ayırır (Şekil 2.3). Bu blokların her birinin, betonun basınç bölgesini temel alarak, ankastre gibi hareket ettiği düşünülebilir. (2.10) bağıntısı ile gösterilen tam kiriş etkisinin meydana gelmesi için, kenetlenme kuvvetinin tam olarak oluşabilmesi gerekir. Bu davranışın bileşenleri Şekil 2.4'de gösterildiği gibidir (Park ve Pauley, 1975):

- (1) Komşu çatlaklar arasında eğilme donatısında çekme kuvvetinin artışı, kenetlenme kuvvetini meydana getirir: $\Delta F_s = F_{s1} - F_{s2}$
- (2) Çatlağın iki yüzünde kesme yer değiştirmesi oluşursa, kayma gerilmeleri v_{a1} ve v_{a2} agrega kenetlenmeleriyle meydana gelebilir.
- (3) Aynı kesme yer değiştirmeleri, eğilme donatıları karşısında V_{dw1} ve V_{dw2} kaldıraç kuvvetlerine de neden olabilir.

İki simetrik tekil yüklü basit mesnetli kirişte; eğik çatlaklar kiriş üst yüzüne doğru ilerledikçe,

konsol kiriş olarak modellenen dişlere etkiyen ΔF_s çatlaklar arası donatıdaki çekme kuvvetinin moment kolu artmaktadır, bu nedenle uygulanan moment de büyümektedir. Buna karşılık Şekil 2.4'de konsolun ankastre ucundaki yüksekliği " s_c " çatlakların birbirine yaklaşması ile küçüleceğinden, dayanım azalmaktadır. Momentin artması ve ankastre uçtaki kesitin küçülmesinin doğal bir sonucu olarak, dişteki şekil değiştirmeler hızla artacak, artan şekil değiştirmelerle çatlak içi sürtünme -agrega kenetlenmesi- ve donatı kaldırmaç dayanımları büyük ölçüde azalacaktır. Bu durumda denge aniden bozulmakta ve eğik çatlak hızla ilerleyerek kirişin ani olarak kırılmasına neden olmaktadır. Kiriş etkisi olarak anılan bu tür kırılma, kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d) yeterince büyük olan kirişlerde görülmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2001).



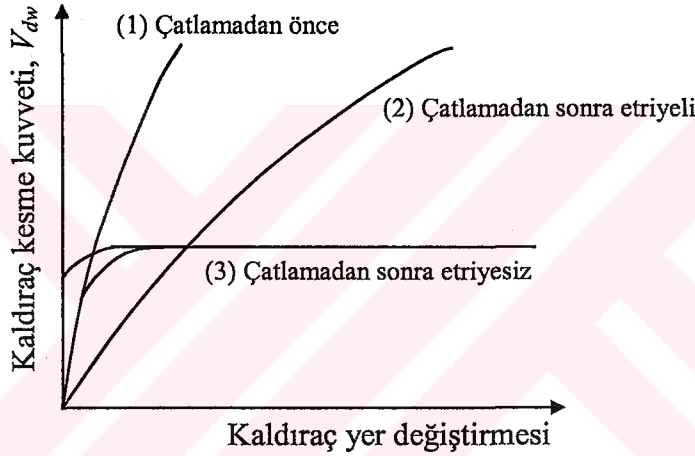
Şekil 2.4 Kirişin kesme açıklığında iç kuvvetler (Park ve Pauley, 1975)

Ankastre moment karşılığı kuvvet, ΔF_s , betonun eğilme taşıma gücü M_c 'ye ilâve olarak, agrega kenetlenmesi ve kaldırmaç etkisiyle taşınır. Bu üç bileşen arasındaki ilişki ancak deneysel yolla elde edilebilir. Betonun eğilme taşıma gücü büyük ölçüde betonun çekme mukavemetine bağlıdır. s_c derinliği, özellikle çatlamanın ileri safhalarında, oldukça küçüktür. Deneyler göstermektedir ki; normal boyutlu kirişlerde, kenetlenme kuvvetinin en fazla %20'si eğilme ile taşınabilmektedir (Park ve Pauley, 1975).

Eğik çatlak boyunca kesme yer değiştirmesi gerçekleşirse, kesmenin belirli bir miktarı eğilme donatısının kaldırmaç etkisi ile iletilebilir. Çubuk beton örtü tabakasının bulunduğu yerdeki kaldırmaç taşıma kapasitesi betonun çekme mukavemetiyle sınırlıdır. Çatlak oluştuğu zaman kaldırmaç etkisinin rijitliği büyük oranda azalır. Bu çatlak oluşumu, çubukların kenetlenme davranışını önemli derecede etkilemektedir. Betondaki çatlakların ayrılma mukavemeti, tabakanın çubukları arasında etkili beton alanına bağlıdır. Ayrıca, aynı kaldırmaç taşıma gücü

düzeyinde betonun kalıba dökümü sırasında oluşan çökelti nedeniyle, üstteki donatıda alttaki donatıdan daha fazla kesme yer değiştirmeleri oluşur (Park ve Pauley, 1975).

Kesme donatısı kullanıldığında; etriyeler eğilme donatısını sıkıca sardığı için kaldıraç etkisinin katkısı artar. Kaldıraç kuvvetlerini taşımak için etriyeler katkıda bulunmadan önce çatlaklar eğilme donatılarına paralel gelişmektedir. Kaldıraç mekanizmasının rijitliği komşu etriyelerle ilgili çatlağın durumuna büyük oranda bağlıdır. Şekil 2.5’de kaldıraç etkisi için görelî yük-yer değiştirme ilişkileri gösterilmiştir (Park ve Pauley, 1975). Kesme yer değiştirmesi yeteri kadar büyük ve eğilme donatıları etriyelerle sıkıca desteklendiği zaman, kaldıraç etkisi çubukların lokal eğilme etkisiyle taşınabilir. Bu, özellikle, eğilme donatısının aktığı yerde veya kesme ayrılmasının gerçekleştiği düğümler boyunca plastik mafsallarla ilgilidir.



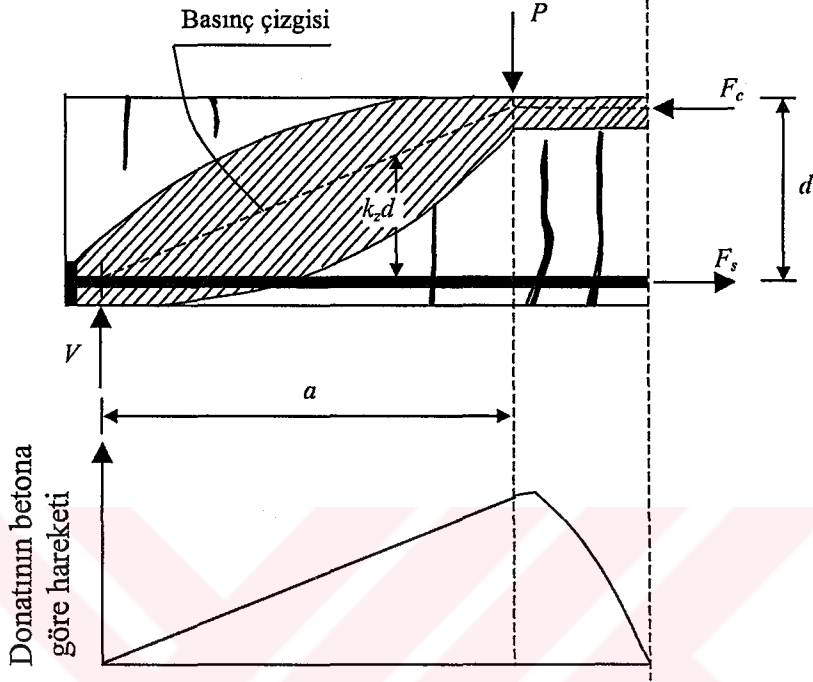
Şekil 2.5 Genelde kaldıraç kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi (Park ve Pauley, 1975)

Kiriş etkisi mekanizma kuvvetleri (kaldıraç etkisi, agrega kenetlenmesi ve betonun taşıma gücü) kırılmaya yakın toplanabilir özelliğini kaybetmektedir; maksimumları eş zamanlı gerçekleşmemektedir. Basınç bölgesine doğru eğik çatlakların ilerlemesi, betonun kesme taşıma kapasitesini önemli ölçüde azaltır. Büyük dönmeler hâlinde ise, kaldıraç etkisi tükenebilir (Park ve Pauley, 1975).

Taylor’un yaptığı deneylerde (Park ve Pauley, 1975), eğik çatlakların üstündeki basınç bölgesinin kesme-taşıma kapasitesi, kesitin toplam kesme kapasitesinin en çok %25-40’ına ulaşabildiğini göstermiştir. Bu yüzden kesmenin kalan kısmı tarafsız eksenin altında kirişin çekme bölgesinde taşınmaktadır. Agrega kenetlenmesi ve kaldıraç mekanizmasının etkisini kaybetmesiyle artan kesme kuvvetini basınç bölgesi karşılayamaz ve eğilmeden kaynaklanan basınç kuvveti ilâvesiyle kiriş basınç bölgesinde beton ezilerek geçer.

2.3.5 Kesme Açıklığında Kemerlenme Etkisi

(2.8a) bağıntısının 2. terimi ile ifade edilen eğik iç basınç kuvveti Şekil 2.6'da (Park ve Pauley, 1975) gösterilmiştir.



Şekil 2.6 İdealleştirilmiş kirişte kemerlenme etkisi (Park ve Pauley, 1975)

Yukarıda, kenetlenmenin tam olduğu varsayımı ile, donatıdaki çekme kuvvetinin açıklık boyunca değişimi, ΔF_s olarak ifade edilmişti. Çatlak oluştuğundan sonra gövdedeki basınç gerilmeleri bileşkesi, yaklaşık olarak Şekil 2.6'da işaret edilen yolu izler. "Basınç çizgisi" olarak adlandırılan bu eğrinin geometrisi, ΔF_s kuvvetlerinin açıklık boyunca değişimine bağlıdır.

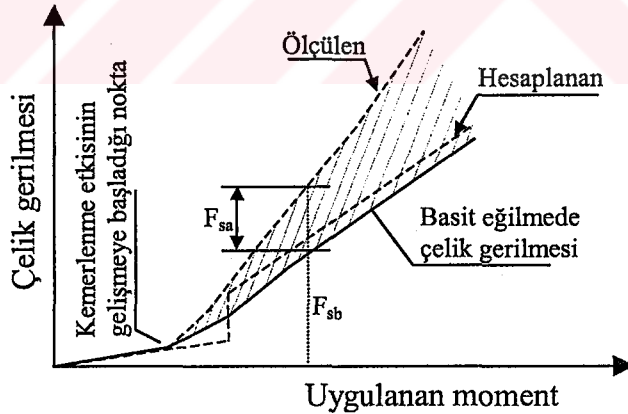
a/d oranı küçük olan kirişlerde, momentin artması ve ankastre uçtaki kesitin küçülmesinin doğal bir sonucu olarak dişteki şekil değiştirmeler hızla artacak, artan şekil değiştirmelerle agrega kenetlenmesi ve donatı kaldıraç mukavemetleri hızla azalacaktır. Bu aşamaya ulaşıldığında, yeni bir uyum ve kirişte yeni bir denge konumu oluşacaktır. Bu yeni denge konumunda dişler işlevini yitirmekte, yük, mesnetle yük arasında oluşan bir basınç çubuğu ile doğrudan aktarılmaktadır. Bu aşamaya gelirken, dişlerin aşırı şekil değiştirmesi nedeni ile kenetlenme yok olduğundan, donatıdaki çekme gerilmesi sabit kalmaktadır. Oluşan kemerin gergisi gibi davranan çekme donatısında gerilmeler sabit kaldığından, mesnet yöresinde donatının kenetlenmesini sağlamak önemli sorun olmaktadır (Ersoy ve Özcebe, 2001).

Yâni, kemerlenme etkisi, basit mesnetli kirişte eğilme donatısı ile sağlanan önemli yatay mesnet tepkisi gerektirir. Şekil 2.6'de taralı alan beton basınç bölgesinin genişliğini gösterir. Basınç gerilmelerinin bileşkesi olan basınç kuvveti çizgisi şekildeki gibi belirlenebilir. Kemer mekanizması oluştuğunda, mesnet yakınında aşağıya kayan basınç çizgisi düzleşme eğilimi gösterir; mesnet üst yüzeyinde ise, oluşan çekme gerilmeleri sonucu çatlakların meydana geldiği durumlarla karşılaşılabilir.

Yüklemeye boyuna donatı gerilmesinin değişimi öncelikle kesitin yeri, kesme açıklığı veya basit eğilme bölgesine ve hatta çatlak şekline bağlıdır. Bu etkiler bütün deneylerde benzer bulunmuştur. Kim vd. (1999) tarafından yapılan çalışmada, kirişin simetrik yerlerinde açıklık boyunca çelik gerilmesindeki değişim dolayısı ile kemerlenme etkisi ölçülmüştür. Kesme açıklığında ölçülen donatı gerilmesi hesaplanan değerinden önemli derecede yüksektir, bu duruma kemerlenme etkisinin katkısı vardır. Gerçek iç moment kolu uzunluğu, z_m , eğimin ters fonksiyonudur ve hesaplanan z_o moment kolu uzunluğundan daha küçüktür, değeri mesnede doğru azalır. Bu yüzden ölçülen çelik gerilmesi moment kolu uzunluğu olarak alınan z_o ile hesaplanan değerden daima daha yüksektir.

Kesme açıklığı içinde ölçülen çelik çekme kuvveti F_{sm} aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$F_{sm} = F_{sb} + F_{sa} \quad (2.11)$$

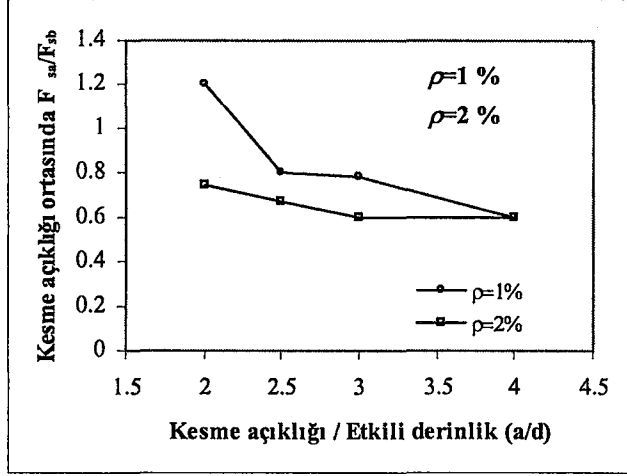


Şekil 2.7 Kemerlenme ve kiriş etkisiyle oluşan çelik gerilmesi bileşenleri (Kim vd., 1999)

Burada F_{sb} ve F_{sa} , sırasıyla kiriş etkisi ve kemerlenme etkisi nedeniyle oluşan çelik çekme kuvvetleridir. F_{sb} kiriş teorisi kullanılarak kolayca belirlenebilir; F_{sm} ise, deney ile ölçülebilir; bundan sonra, F_{sa} , F_{sm} 'den F_{sb} çıkarılarak tahmin edilebilir. Kim vd. (1999) tarafından yapılan çalışmada basit eğilme bölgesinde ölçülen sonuçlar kiriş teorisinin tahminleri ile uyumaktadır. Bu yüzden, bu ölçümler kiriş teorisi tahminleri yerine kullanılabilir.

Şekil 2.8'de görüldüğü gibi; a/d 'nin azalmasıyla kemerlenme etkisi artar. $a/d=2$ olması

durumunda, kirişlerin kesme açıklığı merkezinde F_{sa}/F_{sb} değeri yaklaşık "1"e eşit olmaktadır. Bu durum, ölçülen çelik gerilmesinin, kiriş teorisiyle hesaplanan değer yaklaşık 2 katı olduğunu göstermektedir. Yapılan deney sonuçlarına göre; F_{sa} kesme açıklığının ortasında $0.6F_{sb}$ ilâ $1.2F_{sb}$ arasında değişmektedir (Kim vd., 1999).



Şekil 2.8 Kesme açıklığının merkezinde F_{sa}/F_{sb} (Kim vd., 1999)

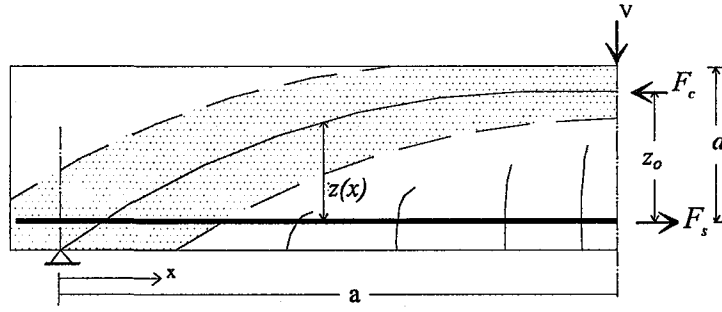
2.3.6 Kesme Mukavemeti Bağıntısı

Şekil 2.9a'da, tekil yük etkisindeki basit mesnetli kiriş parçasının kesme kuvveti taşıma mekanizmaları çizilmiştir. Mesnetten herhangi bir mesafede eğilme momenti taşıma gücü, $F_s=F_s(x)$ boyuna donatının merkezinde bileşke çekme kuvveti ve $z=z(x)$ iç moment kolu uzunluğunun çarpımı ile ifade edilebilir.

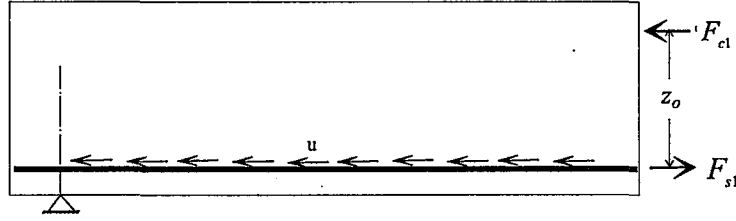
z_o 'ın hesabı için iki yöntem mevcuttur. Bunlar; "doğrusal (elastik) teori" ve "limit (plastik) teori"dir. Fakat, iki yaklaşım da, Şekil 2.10'da gösterildiği gibi, özellikle ρ 'nun yüksek değerlerinde gerçekten ayrılır. Yük, kirişlerin eğilme kapasitelerine yakın olduğu zaman göçen bazı kirişlerde, limit teori z_o için daha yakın değerler verir. Kısa kesme açıklıklı kirişlerde, doğrusal teori daha iyi sonuçlar sağlar. Çünkü; yük eğilme kapasitesi değerinin oldukça altında olduğu zaman

$$z_o = (1 - \sqrt{\rho})d \quad (2.12)$$

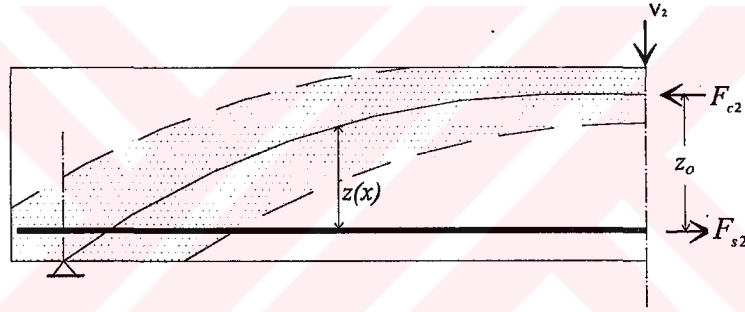
ile eğik kesme çatlakları başlar. z_o 'ın tam değeri normalde iki yöntem ile hesaplanan değerler arasındadır. z_o , Şekil 2.10'da gösterildiği gibi basit şekilde ifade edilebilir (Kim vd., 1999).



a) Betonarme kirişin kesme açıklığında denge

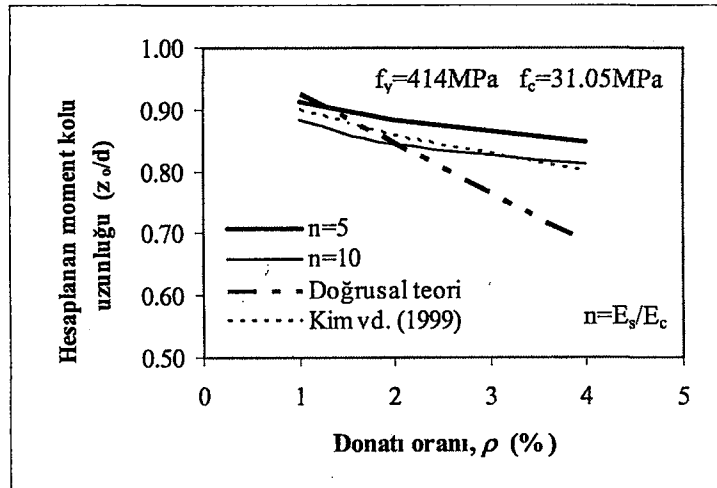


b) Kesmeye kiriş etkisinin katkısı



c) Kesmeye kemerlenme katkısı

Şekil 2.9 Kesme taşıması mekanizması (Kim vd., 1999)



Şekil 2.10 İç moment kolu uzunluğunun değişimi (Kim vd., 1999)

2.3.7 Kesme Mukavemetine Kiriş Etkisinin Katkısı

V_1 bileşeninde dF_s/dx terimi, çelikte çekme gerilmelerinin değişimini, başka bir anlatımla, kirişin birim uzunluğunda eğilme donatısına etki eden kenetlenme kuvvetini gösterir. Pek çok araştırmada, kenetlenme deney sonuçlarında önerildiği gibi, kenetlenme gerilmesi, yaklaşık $(f_c)^{0.5}$ ile orantılıdır (Kim vd., 1999):

$$\frac{dF_s}{dx} = k_1 (f_c)^{0.5} \quad (2.13)$$

Burada k_1 , boyutlu bir katsayıdır. Tekil yük etkisine maruz kesme donatısız betonarme kirişin kesme açıklığında gerçek iç moment kolu uzunluğu (2.14) bağıntısı ile ifade edilmektedir (Kim vd., 1999):

$$z(x) = \left(\frac{x}{a}\right)^r z_o \quad (2.14)$$

Bağıntıda x , mesnetten uzaklık; a , kesme açıklığı; $r = (d/a)^{0.6} \rho^{-0.1} \leq 1$ olan bir katsayı ve z_o , kiriş teorisiyle hesaplanan iç moment kolu uzunluğudur (Kim vd., 1999).

Önceki çalışmalara göre, eğik kesme göçmesi eğik çatlaklar oluşturur ve eğik çatlakların şekli “d” etkili yüksekliğiyle kabaca ifade edilebilir. Böylece (2.14) bağıntısında $x=d$ kullanılabilir. (2.12), (2.13) ve (2.14) bağıntıları, (2.8) bağıntısında yerine yazılırsa, kesmeye kiriş etki katkısı V_1 aşağıdaki gibi ifade edilebilir ($k_2=k_1/b_w$) (Kim vd., 1999):

$$V_1 = k_2 (1 - \sqrt{\rho}) (f_c)^{0.5} \left(\frac{d}{a}\right)^r b_w d \quad (2.15)$$

2.3.8 Kesme Mukavemetine Kemerlenme Etkisinin Katkısı

(2.8) bağıntısında $F_s = f_s \rho b_w d$, $x=d$, f_s gerilmesi yaklaşık sabit olduğu düşünülürse ve $r = (d/a)^{0.6} \rho^{-0.1}$ yerine yazılırsa, (2.14) bağıntısının son şekli aşağıdaki gibi olur; k_3 katsayıdır (Kim vd., 1999):

$$V_2 = k_3 \rho^{0.9} (1 - \sqrt{\rho}) \left(\frac{d}{a}\right)^{r+0.6} b_w d \quad (2.16)$$

Kesme donatısız elemanda eğik çatlak oluşumu sonrası yük-şekil değiştirme eğrisinde keskin bir azalma görülmektedir. Kesme donatılı eleman maksimum yükün ötesinde daha sünek davranış gösterir. Aynı a/d oranı, aynı f_c miktarında kesme donatısı miktarı artışıyla maksimum yük taşıma kapasitesi ve bu yüke karşılık gelen şekil değiştirme miktarı artar. Aynı f_c ve kesme donatısı oranında, a/d düşerken yük taşıma kapasitesi artar (Shin vd., 1999).

3. KESME DONATISIZ ELEMANLAR

Bazı betonarme taşıyıcı elemanlar (kirişler, döşemeler, tekil temeller ve düşük gerilmeli elemanlar) kesme donatısız inşa edilebilmektedir. Genellikle, kesme donatısız a/d oranı 2.5'dan büyük elemanlarda kesme kuvvetinin basınç çubuğu vasıtası ile taşındığı farz edilmektedir. Bu yaklaşımda göçme, boyuna donatının akmasıyla gerçekleştiği düşünülmektedir. Deneyleerde a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerde eğik çatlak oluşumunu gevrek kesme göçmesi izlemektedir.

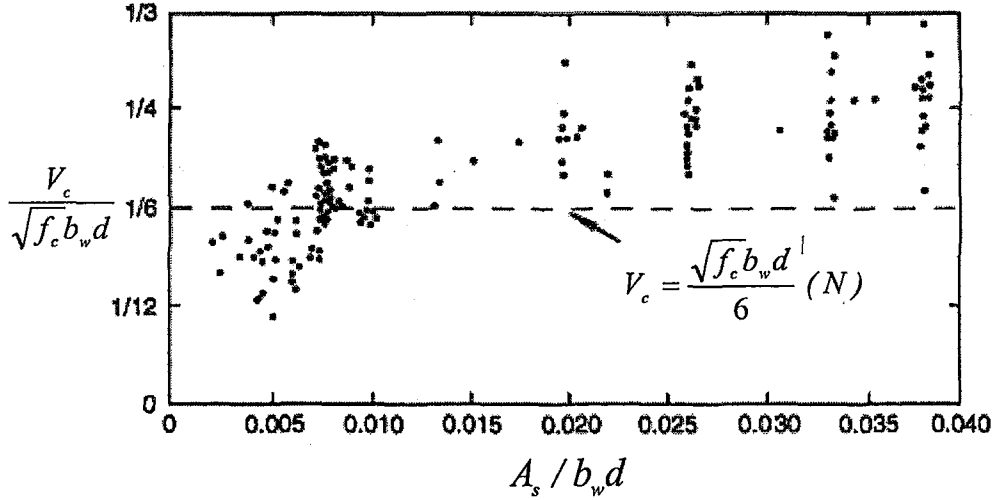
3.1 Deneysel Yöntemler

İlk kez Morsch tarafından önerilen en basit yaklaşımda, göçme kayma gerilmesi beton çekme mukavemeti ile ilişkilidir (ASCE-ACI 445, 1998). Yani, eğik çatlak oluşumu sonrası kirişin mukavemetini kaybettiği, betonun kesme dayanımına katkısı olmayacağı varsayılmaktadır. ACI 318/95 ve çok sayıda yönetmeliğin temelini deneysel yaklaşımlar oluşturmaktadır. Genellikle deneysel sonuçlar, ortalama asal çekme gerilmelerinin ikinci derecede kesme-eğilme eğik çatlaklarının oluşmasına neden olduğunu ve ortalama asal çekme gerilmelerinden daha düşük çekme mukavemetine sahip bulunduğunu göstermiştir. Bunun ilk sebebi çatlakların ucunda oluşan gerilme yığılmasıdır. Diğer bir sebep ise, ASCE-ACI 445 (1998) raporunda ifade edilen Kumfer ve Gerstle tarafından yapılan çalışmada, oluşan basınç çubuğu ile çatlak gerilmelerindeki azalmadır (ASCE-ACI 445, 1998). Woo ve White (1991) tarafından yapılan çalışmada, kesme-eğilme çatlağında düşük ortalama gerilmenin nedeni olarak, eğilme çatlağı bölgesinde kemerlenme etkisi ile iç kuvvet kolu uzunluğunda azalma ve aderans gerilmelerinde yığılma olarak değerlendirilmiştir.

ACI 319/99 yönetmeliğinde eğik çatlama ortalama kayma gerilmesi için basit alt sınır olarak aşağıdaki bağıntı verilmiştir.

$$v_{cr} = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \quad (\text{MPa}) \quad (3.1)$$

Bağıntı, aksenal yükü bulunmayan ve boyuna donatı oranı en az %1 olan kirişler için makul bir alt sınırdır. Şekil 3.1'de, MacGregor tarafından kesme donatısız elemanların kesme mukavemetinde boyuna donatı oranının etkisi ile değişiminin deneysel sonuçları gösterilmektedir (ASCE-ACI 445, 1998).



Şekil 3.1 Kesme donatısız elemanların kesme mukavemetinde boyuna donatı oranının etkisi (ASCE-ACI 445, 1998)

ASCE-ACI 326 raporunda, kesme donatısız betonarme kirişlerin kesme kapasitesini hesaplamak için deneysel sonuçlar temel alınarak (3.1) bağıntısına göre daha karmaşık bir bağıntı sunulmuştur (ACI 319/95'de (11.5)). MacGregor tarafından daha sonra yapılan çalışmada ve ASCE-ACI 426 raporunda söz konusu bağıntının uygun olmadığı belirtilmektedir (ASCE-ACI 445, 1998). Zsutty (1968) tarafından yapılan istatistiksel çalışma sonucu aşağıdaki bağıntı önerilmektedir:

$$v_u = 2.17 \left(f_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.2)$$

Söz konusu bağıntı, ACI 318/95'deki (11.5) bağıntısından önce önerilmiş göçme kesme mukavemeti tahminini veren önemli bir çalışmadır.

Günümüze kadar bunların dışında da çatlama ve göçme kesme mukavemetini veren çok sayıda deneysel ve teorik bağıntı önerilmiştir. Bu bağıntılar aşağıdaki parametre ve/veya parametreleri içerir: Beton çekme mukavemeti (genellikle beton basınç mukavemetinin fonksiyonudur), boyuna donatı oranı, kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d veya $M/(Vd)$), boyut etkisini dikkate almak için eleman yüksekliği ve önerilmeli elemanlarda öngerme miktarı veya eksenel kuvvettir. Bazant ve Kim (1984) tarafından kırılma mekaniği temel alınarak çıkarılan bağıntıda ise, betonda kullanılan maksimum agrega boyutu da dikkate alınmıştır. Okamura ve Higai ve Nima vd. tarafından önerilen bağıntılarda söz konusu ana parametrelerin tümü düşünülmüştür (ASCE-ACI 445, 1998):

$$v_c = 0.20 \frac{\rho^{1/3}}{d^{1/4}} f_c^{1/3} \left(0.75 + \frac{1.40}{a/d} \right) \quad (3.3)$$

Bağıntıda ρ (%) yüzde ile ifade edilir; d metre ve beton karakteristik basınç mukavemeti f_c MPa boyutunda alınacaktır. (3.3) bağıntısında boyut etkisi de dikkate alındığından ve a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerin deneysel sonuçları da düşünüldüğünden, en güvenli deneysel bağıntılardan biri olduğu ifade edilmektedir.

Yönetmeliklerde; deneysel ve teorik çalışmalardan çıkarılmış çatlama kesme mukavemetini veren bağıntılar karşılaştırıldığında, basitleştirilmiş bağıntılar yönünden aşağıdaki parametrelerin etkisi ile bazı farklar ortaya çıkmaktadır. Basitleştirilmiş bağıntılarda, karmaşık parametrelerin etkisini değerlendirmedeki belirsizlikler; uygun olmayan deneyler nedeni ile seçilen deney sonuçlarının dağılımı (örneğin, eğilme göçmesi veya ankraj göçmesi gibi), deneylerde bazı parametrelerin dikkate yeterince alınamaması (örneğin, düşük donatı oranına sahip çok küçük elemanlar ve beton mukavemeti yüksek elemanlar) ve son olarak deney numunelerindeki beton çekme mukavemetinin genellikle numune alınarak değerlendirilmemesidir. İfade edilen bu hususlar; deneysel bağıntıların doğruluğunu sınırlar, gerçekçi modellerin gerekliliğini artırır ve teorik ilişkilere değer kazandırır (ASCE-ACI 445, 1998).

3.1.1 Kesme Kuvveti İletim Mekanizmaları

Kesme göçmesi öncesi çatlamış betonarme elemanların kesitinde gerilme durumu, doğrusal elastik teori ile tahmin edilenden önemli derecede farklıdır (yani bu bölge, eğilme çekme ve eğilme basınç bölgeleri arasındadır). Bu yüzden, eğilme momenti ve eksenel yüke maruz çatlamış beton elemanın, kesmeyi nasıl ilettiği sorusunun cevabı önemlidir. ASCE-ACI 426 (1973) raporunda kesme iletimi, pek çok deneysel ve teorik araştırmadan farklı olarak, temelde dört mekanizma ile tanımlanır:

- 1) Çatlamış betonda kayma gerilmesi (eğilme basınç bölgesinde),
- 2) Agrega kenetlenmesi veya çatlak yüzeyleri arası sürtünme ile kesme kuvveti iletimi,
- 3) Boyuna donatıların kaldıraç etkisi,
- 4) Kemerlenme etkisi,

Rapor yayınlandığından zamanımıza kadar geçen sürede yeni bir mekanizma durumu tanımlanmıştır, şöyle ki; 5) Çatlaklar arasında doğrudan iletilen kalıcı çekme gerilmeleridir (residual tensile stresses) (ASCE-ACI 426, 1973).

Kesme iletiminde hangi mekanizmanın, kiriş dayanımına ne kadar katkısı olur sorusunu cevaplamak oldukça zordur. Çatlamış beton kiriş, çok sayıda parametre ile etkilenen karmaşık bir sistemdir. Kesme donatısız elemanlarda, farklı araştırmacılar tarafından farklı modeller üzerinde yapılan çalışmalarda, tanımlanan temel kesme iletim mekanizmalarının, çatlama ve göçme mukavemeti üzerinde farklı önem işaret edilmektedir.

3.1.2 Çatlamamış Beton ve Eğilme Basınç Bölgesi

Plastik kafes kiriş analogisinde elemanın belirli bir uzunluğunda yer alan kesme donatısı tek bir basınç çubuğu ile simgelenmekte, kesme donatısının aktığı varsayılmakta ve basınç çubuğunun eğimi değişken olmaktadır (Ersoy ve Özcebe, 2001). Plastik kafes kiriş modelinde, yüklerin veya mesnet kuvvetlerinin etkilediği bölgelerde, kafes kirişteki basınç çizgileri belirli bir düzen içinde paralellik oluşturmadan, yelpaze konumunda yörlünge izlemektedirler. Süreksizliğin olduğu bu bölgeler “D bölgeleri”, süreksizliğin olmadığı bölgeler ise, “B Bölgeleri” olarak anılmaktadır. Betonarme elemanın çatlamamış B bölgesinde, kesme kuvveti eğik asal basınç ve çekme gerilmeleri vasıtasıyla iletilir. Basınç bölgesi yüksekliği üzerinde kayma gerilmelerinin toplamı, kesme kuvveti bileşenini verir (ASCE-ACI 445, 1998).

Eksenel basınca maruz olmayan a/d oranı 2.5’den büyük kirişlerde, Taylor ve Reineck tarafından yapılan çalışmalarda, basınç bölgesinin yüksekliği oldukça küçük olduğundan, basınç bölgesindeki kesme kuvveti, kesme kapasitesine önemli katkı sağlamaz. Diğer taraftan, maksimum moment bölgesinde, özellikle boyuna donatının akması sonrası, kesmenin çoğu, basınç bölgesinde taşınır (ASCE-ACI 445, 1998).

3.1.3 Çatlak Yüzeyi Kesme İletimi

ASCE-ACI 426 (1973) raporunda, Fenwick ve Paulay, Mattock ve Hawkins, Taylor çalışmaları temel alınarak çatlak yüzeyi kesme taşıma mekanizması açıklanmıştır. Normal yoğunluklu beton için fiziksel açıklama agrega kenetlenmesidir. Agregalar, çatlak yüzeyinden çıkan çıkıntılar ile sıyrılmaya karşı dayanım sağlar. Hafif betonda ise, çatlaklar agregalar arasından geçer. Sonuç olarak, çatlak yüzeyi kesme taşıma mekanizması, yüzey şartlarına da bağlıdır ve sadece malzeme karakteristiklerinden etkilenmemektedir (ASCE-ACI 445, 1998).

Son 20 yıllık zaman süresinde, çatlak yüzeyi kesme taşıma mekanizmasının anlaşılması yönünde; çatlak sürtünme kayma gerilmesi, normal gerilme, çatlak genişliği ve çatlak

siyırılması parametreleri arasındaki ilişkileri içeren önemli ilerlemeler (Gambarova, 1981; Walraven, 1981; Millard ve Johnson, 1984) gözlenmiştir (ASCE-ACI 445, 1998). Walraven (1981) tarafından gerilme ve şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi; beton basınç mukavemetini fonksiyonu olarak tanımlayan bir model geliştirilmiştir. Fakat, bu fonksiyonlar kesme donatısız ve normal beton mukavemetli betonarme kirişler için kesme taşıma mekanizmasına uygundur. Diğer fonksiyonlarda ise; Walraven'nin deneysel verileri temel alınarak, kesme mukavemetinin $\sqrt{f_c}$ 'nin fonksiyonu farz edilmiştir Vecchio ve Collins, 1986). Pek çok araştırmacının önerdiği bünye bağıntıları arasında önemli farklar olmasına rağmen, yaygın olarak bilinen ve kabul edilen önemli kesme iletim mekanizma durumu budur (ASCE-ACI 445, 1998).

Çatlak genişliği, agrega boyutu ve şekli, ve yük artımının etkisi üzerine yapılan deneylere göre; kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ilişkisi aslında çatlak genişliğine bağlıdır. Yapılan deneylerde agrega parçalarının şekli ve boyutunun dikkate değer bir etkisinin olmadığını göstermiştir (Reinhardt ve Walraven 1982).

Önceki araştırmalardan, kesme kuvveti ve normal kuvvetler altında çatlama betonun davranışını belirleyen birkaç önemli değişken olduğu bilinir. Bu değişkenler; çatlak açılmasına karşı gelen ankraj rijitliği (dış tepki ya da donatı oranı), beton mukavemeti ve çatlak kesitinin pürüzlülüğüdür. Beton mukavemeti ve çatlak kesitinin pürüzlülüğü ise, birbirine bağlıdır.

Yapılan çalışmalara göre; bütün kayma gerilmeleri için donatı miktarının artışıyla çatlak genişliğinin azaldığı görülmektedir. Aynı kayma gerilmesinde düşük beton kalitesi daha geniş çatlaklara neden olur. Sabit donatı oranında, donatı çubuklarının çapındaki değişikliğin sonuçlarda önemli derecede etkin olmadığı gösterilmiştir (ASCE-ACI 445, 1998).

3.1.4 Boyuna Donatının Kaldıraç Etkisi

Normalde, kesme donatısız betonarme elemanlarda kaldıraç etkisi çok önemli değildir; çünkü, kaldıraçta maksimum gerilme donatıyı tutan beton örtüsünün çekme mukavemeti ile sınırlıdır. Özellikle boyuna donatının çok sıralı düzenlenmesinin, boyuna donatısı büyük miktarda olan elemanlarda kaldıraç etkisini önemli ölçüde artırdığı anlaşılmıştır (ASCE-ACI 445, 1998).

Kaldıraç mukavemetinde etkin temel parametreler; beton mukavemeti, donatı çubuğu çapı, donatıdaki eksenel çekme gerilmesi ve beton örtü tabakası kalınlığıdır. Vintzeleou ve Tassios

(1987) tarafından yapılan deneylerde, yükleme doğrultusundaki beton örtü tabakası kalınlığı 20 mm'den 40 mm'ye artırıldığında kaldıraç mukavemetindeki artış %60 olmuş; beton örtü tabakası kalınlığı 40 mm'den 150 mm'ye artırıldığında ise, kaldıraç mukavemetinde önemli bir değişim olmamıştır. Yükleme doğrultusuna dik doğrultudaki beton örtüsü tüm deneylerde 40 mm alındığından diğer doğrultudaki uzunluğun artırılmasının etkisi sınırlı olmuştur. Muhtemelen arada bir değerde optimal değer bulunmaktadır. Aynı deneylerde, beton çekme mukavemeti ve donatı çapı artışı ile kaldıraç mukavemetinin arttığı görülmüştür. Millard ve Johnson (1984) tarafından yapılan çalışmada ise, donatı çapı artışı ile kayma rijitliği ve göçme gerilmesi artırmaktadır. Donatıdaki eksenel çekme kuvveti artışı ile daha düşük göçme kayma gerilmesi ve kayma rijitliği oluşmaktadır.

3.1.5 Çatlak Yüzeyleri Arasında Kalıcı Çekme Gerilmesi

Beton ilk çatladığında çatlaklar arasında tamamen ayrılma gerçekleşmemesi, kalıcı çekme gerilmelerinin oluşması ile açıklanabilir. Betonun küçük parçaları köprü yapar ve 0.05-0.15 mm düzeyinde çatlak genişliklerinde çekme kuvvetini iletmeyi sürdürür. ASCE-ACI 445 (1998) raporunda belirtildiğine göre; Evans ve Marathe tarafından yapılan çalışmadan, beton maksimum çekme gerilmesine ulaştıktan sonra, betonun gerilme şekil değiştirme eğrisinde önemli yumuşama olduğu bilinmektedir; fakat, bu yumuşama kolunun güvenilir ölçümü için yöntemler son zamanlarda Gopalaratnam ve Shah ve Reinhardt vd. tarafından geliştirilmiştir. Kesme tasarımında, kırılma mekaniği uygulamaları öncelikle çekme gerilmelerini temel almaktadır (ASCE-ACI 445, 1998).

3.2 Kesme Donatısız Elemanlar İçin En Çok Kabul Gören Yaklaşımlar

Kesme donatısız betonarme elemanların tasarımında kullanılabilen modeller üç farklı grupta sınıflandırılabilir: (1) Yapı davranışı ve göçme için mekanik ve fiziksel modeller; (2) Kırılma mekaniği yaklaşımları ve (3) Doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlenmeleri. Son yıllarda; geliştirilen nispeten basit fiziksel modelleri açıklamak için, daha çok deneysel çalışma yapılması gerektiği anlaşılmaktadır (ASCE-ACI 445, 1998).

Beton elemanların kesme dayanımı iki ayrı şekilde ifade edilebilir: (1) Kiriş etkisi; dış momenti dengelemek için, sabit moment kolunda boyuna donatıya etkiyen çekme kuvveti değişir. (2) Kemerlenme etkisi, momenti dengelemek için, iç moment kolu uzunluğu değişir.

3.2.1 Kırılma Mekanîği Yaklaşımları

Kritik eğik çatlakların yayılması nedeni ile kirişte kesme kırılması oluşur. Kırılma mekanîği yaklaşımının, deneysel sonuçlara göre daha gerçekçi olduğu düşünülür. Bu yaklaşım, kesmede boyut etkisini de içeren olası açıklamayı ifade eder. Kırılma mekanîği modellerinin çoğu son yılların önerileridir. Bunlar arasında, Hillerborg vd. (1976) ve Bazant ve Oh (1983) tarafından önerilen çatlak band modelleri öne çıkan modellerdir (ASCE-ACI 445, 1998).

Kırılma mekanîği yaklaşımları; çekme gerilmesi-çatlak yer değiştirmesinin karmaşıklığı dolayısı ile tercih edilmektedir. Sonuç olarak; deneysel bağıntılar bazen kırılma mekanîği parametreleri göz önüne alınarak geliştirilir (ASCE-ACI 445, 1998). Bu bağıntılar yapı davranışı ile ilgili daha az bilgi verir; böylece, Walraven tarafından işaret edildiği gibi, sonuçlar sıklıkla ampirik bağıntılara çok yakın olmaktadır (ASCE-ACI 445, 1998).

3.2.2 Basit Çubuk Benzeşimi (Strut ve Tie) Yöntemi

Drucker, Nielsen vd. ve Marti tarafından ifade edildiğine göre; plastisitenin alt sınır teorisi kullanan çubuk benzeşimi modelinde, çatlama sonrası iç gerilmelerin yeniden dağılımında yeterli sünekliği sağlamak için, tüm yönlerde dağıtılan donatının bir minimum miktarı gereklidir. Betonarme derin kirişlerin elastik gerilme dağılımında, eğik iç basınç ile mesnetlere önemli kesme kuvveti iletilir. Bunun anlamı; çatlama sonrası daha az yeniden dağılım gereklidir ve kesme donatısız derin betonarme elemanlarda çubuk benzeşimi modelini uygulamak makul görülmektedir. Çok derin elemanlarda, kesmenin tümü eğik basınç gerilmeleri ile doğrudan mesnetlere aktarılır. Fakat; dağıtılan donatının bir minimumun altında kaldığı betonarme elemanlarda, basınç çubuğunun erken göçmesi sonucu, basınç gerilmesi yayılır ve kesme iletim mekanizmasının ayrılması ile sonuçlanabilir. Schlaich vd., Walraven ve Lehwalter tarafından basınç gerilmesinin dağılması nedeni ile, kapasite artışını araştırmak için deneyler yürütülmüştür (ASCE-ACI 445, 1998).

Kesme donatısız betonarme a/d oranı 2.5'dan büyük kirişler için basit çubuk benzeşimi yaklaşımı önerilmektedir; ancak, bu yeterince güvenli değildir. Çözümlerde, çubuğun azaltılmış basınç mukavemetinin kullanılması önerilmiştir. Collins ve Mitchell tarafından beton basınç çubuğu ve çekme çubuğu arasında şekil değiştirme uyumluluğu dikkate alınarak bir yöntem tanımlanmıştır. Vecchio ve Collins (1986) tarafından, basınç çubuğunun düzleşmesi betonun eğik ezilme mukavemetini azalttığı ve çubukta çekme şekil değiştirmesini artırdığı ifade edilmektedir (ASCE-ACI 445, 1998).

Braestup tarafından önerilen alternatif yaklaşımında ise; maksimum eğik basınç gerilmesi, beton basınç çubuğu eğimi ile ilişkili değildir. Fakat, mesnet bölgesinin geometrisi, boyuna donatıyı örten örtü beton tabakası kalınlığı ve mesnet bölgesinde farz edilen hidrostatik gerilmeden dolayı kesme açıklığı artışı ile, kesme kapasitesi düşer (ASCE-ACI 445, 1998).

3.3 Kesme Kapasitesini Etkileyen Önemli Parametreler

3.3.1 Eleman Yüksekliği veya Boyut Etkisi

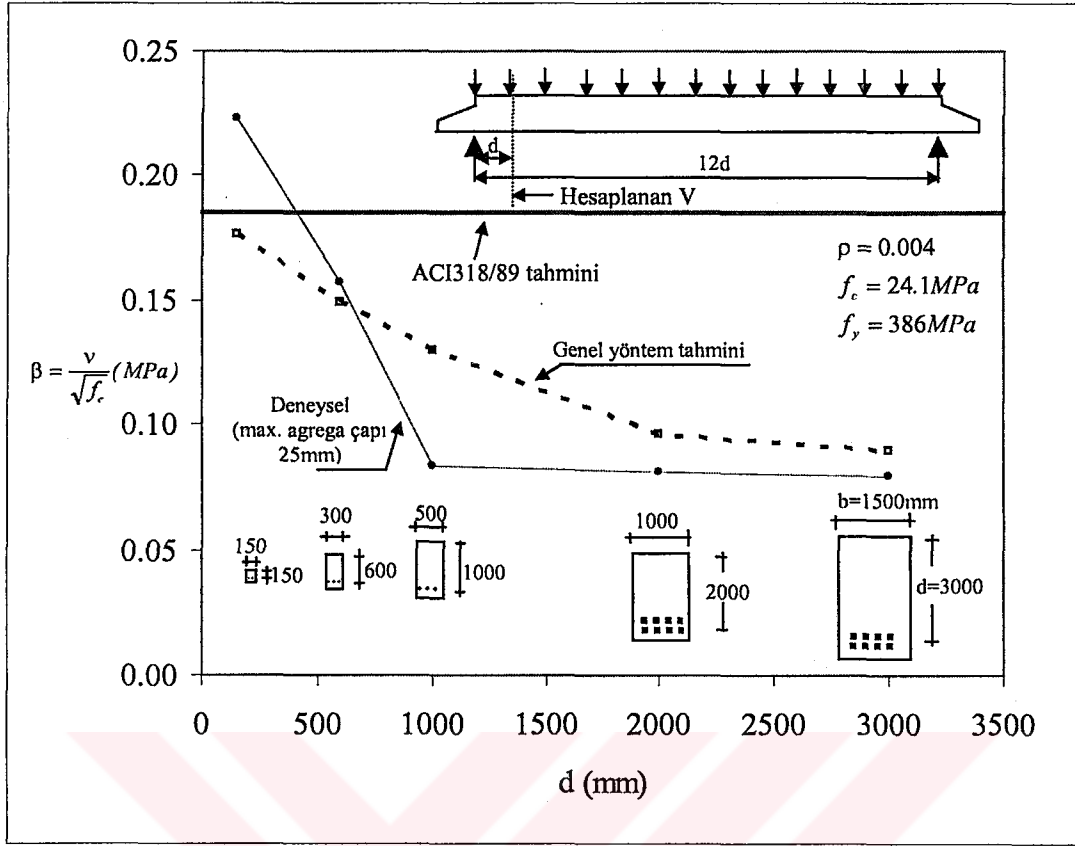
Kani tarafından yapılan çalışmada görüldüğü gibi, kesme donatısız elemanların kesme mukavemetinde boyut etkisi çok önemlidir (ASCE-ACI 445, 1998). Shioya vd. kirişlerin etkili yüksekliğini 3000 mm'ye kadar çıkartmış ve kiriş etkili yüksekliğinin kesme dayanımına katkısını göstermiştir. Kiriş etkili yüksekliği küçüldükçe, göçmeye sebep olan kayma gerilmesi artmaktadır. Bu artış, kiriş etkili yüksekliği değişimine göre göçme kayma gerilmesinin üç katına kadar ulaşabildiği görülmüştür (ASCE-ACI 445, 1998).

Yapılan deneylerde; kiriş etkili yüksekliği arttıkça kesme ve eğilme çatlak yüzeyleri arası görece mesafenin azaldığı gözlenmiştir. Bu nedenle, agrega kenetlenmesinin etkisi de azalır; dolayısı ile, eleman yüksekliği arttıkça çatlama kesme mukavemeti değeri de düşmektedir. ACI 318/95 ve TS 500 (2000)'in aksine CEB'de kiriş yüksekliğinin çatlama kesme mukavemetine etkisi dikkate alınmıştır (CEB-FIP, 1990). CEB'de kayma gerilmesi kesme yüksekliğini de dikkate alan bir K katsayısı ile çarpılarak tahmin edilmektedir (ASCE-ACI 445, 1998).

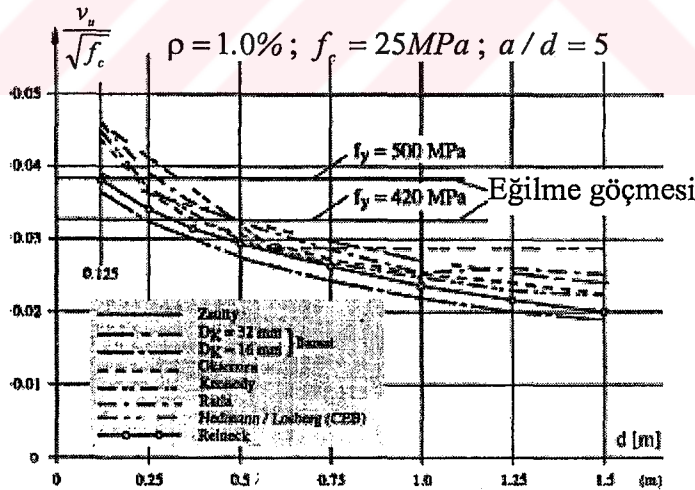
Boyut etkisi için ana sebep, yüksekliği büyük kirişlerde eğik çatlakların genişliğinin artabilmesidir; ancak, bu çatlak oluşumunu modellemek konusunda yeteri kadar başarılı olunamamıştır. Bazant ve Kim (1984) tarafından yapılan çalışmada, genişleyen çatlakların kalıcı çekme gerilmelerini azalttığı görüşü hakimdir ve bunun sonucu olarak, doğrusal olmayan kırılma mekaniği temel alınarak boyut azaltılmasının kullanılmasını önermektedir:

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{d}{d_o}}} \quad (3.4)$$

Bağıntıda; d_o , deneysel parametredir. Diğer araştırmacılar da, benzer şekilde, genişleyen çatlakların, çatlak yüzeyi kayma gerilmesi ileme yeteneğinin azalttığını ifade etmektedirler.



Şekil 3.2 ACI yönetmeliği ve MCFT tahminleri ile Shioya vd. tarafından yapılan kiriş deneylerinin karşılaştırılması (ASCE-ACI 445, 1998)



Şekil 3.3 Farklı araştırmacıların önerilerine göre eleman yüksekliği artışı ile göçme kesme mukavemetinin azalması (ASCE-ACI 445, 1998)

Çatlak yüzeyi kayma gerilmesi sınırını tanımlamak için çatlak aralığı kullanılırken; kayma gerilmesi eleman yüksekliğinin bir fonksiyonudur. Boyut etkisini hesaplamak için ise, özel bir çarpan gerekli değildir. Bu son yaklaşım için, belki de en çok tartışılacak olan şudur: Boyuna donatının düzeni boyut etkisini sınırlandırır; elemanı daha anlaşılır bir davranışa yönlendirir

(ASCE-ACI 445, 1998). Deneyler göstermiştir ki, boyuna donatısı iyi dağıtılan kesme donatısız kirişlerin boyut etkisi önemsizdir; Şekil 3.2. Şekil 3.3’de verilen Reineck’in çalışmasında, boyut etkisini içeren farklı bağıntıların tahminlerini karşılaştırılmaktadır (ASCE-ACI 445, 1998). Okamura ve Reineck tarafından yapılan öneriler Shioya vd. (1989) deney sonuçlarını da dikkate alır ve bu yüzden makul alt sınırı gösterir, aksine Zsutty (1971) yaklaşımında ve ACI 318/95 bağıntılarında kullanılan tahminler boyut etkisini dikkate almazlar.

3.3.2 Kesme Açıklığının Kiriş Etkili Yüksekliğine Oranı (a/d) ve Mesnet Koşullarının Etkisi

a/d oranı azaldıkça, göçmede ortalama kayma gerilmesi a/d oranı 2.5’den büyük kirişlerden daha büyük olur. Bunun sebebi, eleman yüksekliği arttıkça kesmenin basınç çubuğu ile mesnede aktarımı daha kolay olmaktadır. Mesnet koşulları, doğrudan basınç çubuğu oluşup oluşmayacağını önemli derecede belirler. Adebar tarafından yapılan çalışmada, mesnet kirişin alt yüzünde ve yük kirişin üst tepe noktasından uygulanırsa, basınç çubuğu oluşumu muhtemeldir (ASCE-ACI 445, 1998).

Çubuk benzeşimi (Strut and tie) modeli varsayımında, kesmenin tümü basınç gerilmeleri vasıtası ile iletilir ve bu elemanlarda boyut etkisini dikkate almaz. Fakat, ASCE-ACI 445 (1998) raporunda ifade edildiğine göre; Walraven ve Lehwalter tarafından yapılan deneysel çalışmalar, kesme donatısız a/d oranı 2.5’den küçük kirişlerin çok önemli boyut etkisine sahip olduğuna işaret etmektedir. Bu nedenle, minimum dağıtılmış boyuna donatı ve kesme donatısına sahip olmayan a/d oranı 2.5’den küçük kirişleri tasarlamak için, beton çekme gerilmelerinin katkısı da düşünülerek, çubuk benzeşimi (Strut and tie) modelleri kullanılabilir.

3.3.3 Boyuna Donatı Etkisi

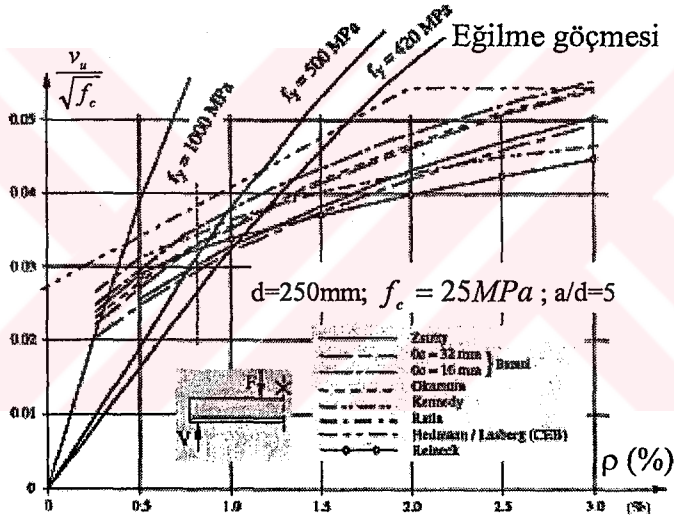
Yapılan deneysel çalışmalarda, boyuna donatının düşük miktarda olduğu kesme donatısız kirişlerde, çok düşük kayma gerilmelerinde elemanın göçebildiği gözlenmiştir; Şekil 3.4 (ASCE-ACI 445, 1998). ASCE-ACI 426 (1973) raporu, eğik çatlama, boyuna çekme donatısı yüzdesini de içeren ortalama kayma gerilmesini tahmin etmek için, aşağıdaki bağıntıyı önermektedir:

$$v_c = (0.8 + 100\rho) \frac{\sqrt{f_c}}{12} \leq 0.192\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (3.5)$$

Burada; f_c , beton basınç mukavemeti; ρ , boyuna donatı oranıdır.

Raporda, artan çatlak genişliği ile eleman kesme kapasitesinde önemli azalma olduğu ifade edilmektedir. Artan çatlak genişliği, çatlak yüzeyleri arası kesme iletimini düşürür, basınç bölgesi yüksekliğini azaltan kiriş boyunca eğilme çatlaklarının oluşmasına neden olur ve kaldıraç etkisi azalır.

Şekil 3.4'de verilen Reineck'in çalışmasından boyuna donatı oranı etkisi ile göçme mukavemetini veren çok sayıda deneysel bağıntıdan bulunan tahmini mukavemet değerleri karşılaştırılmıştır (ASCE-ACI 445, 1998). Boyuna donatının farklı mukavemetleri için, eğilme kapasitesi değişimi gösterilmiştir. Açıklık boyunca eğilme donatısı oranı sabitse, boyuna donatının düşük oranlarında ($\rho < 1.0$) ve $a/d \sim 5.0$ kirişlerin kapasitesinde kesme göçmesinden daha fazla eğilme kapasitesinin etkin olduğu bilinmektedir.



Şekil 3.4 Farklı araştırmacıların önerilerine göre donatı oranı artışı ile göçme kesme kuvveti artışı (ASCE-ACI 445, 1998)

3.3.4 Eksenel Kuvvet Etkisi

Kesme donatısız elemanlarda, eksenel çekme kuvvetinin kesme mukavemetini azalttığı ve eksenel basınç kuvvetinin (öngerme veya uygulanan yük nedeni ile) ise, kesme dayanımını artırdığı düşünülmektedir. Eksenel basınç kuvveti etkisindeki elemanlarda, basınç bölgesi artarak çatlama yapmış beton basınç bölgesinde taşınan kesme kuvveti artmaktadır. Buna bağlı olarak; eğik çatlakların genişliği de azalacağından, çatlak içi kesme mukavemeti ve kaldıraç kesme kuvveti taşıma kapasitesi de artmaktadır. Ayrıca, betonarme çerçeveye etkiyen yükler veya engellenen şekil değiştirmeler (büzülme ve sıcaklık değişimi) nedeni ile de eksenel

kuvvetler oluşabilir. Eksenel kuvvetler, asal çekme gerilmelerinin yönünü ve büyüklüğünü etkiler. Günümüze kadar yapılan çalışmalardan, eksenel yükün eleman kesme kapasitesini ne kadar etkileyeceği ve eleman sünekliğine etkisinin ne olduğu tam olarak belirlenebilmiş değildir (ASCE-ACI 445, 1998).

Büyük eksenel basınç kuvveti ve kesme kuvvetine maruz kesme donatısız elemanlarda ilk çatlak oluşumunu gevrek kırılma ile göçme izleyebilir. Bu nedenle, bu tür elemanlar için daha güvenli yaklaşımlar kullanılmalıdır. Gupta ve Collins tarafından yapılan deneysel çalışmalarda, eksenel basınç ve kesmeye maruz elemanlar için ACI 318 yönetmeliğinin güvenli olmayan sonuçlar verebildiğini göstermişlerdir. Diğer taraftan, eksenel basınç ve kesmeye maruz uygun boyuna donatı içeren elemanlarda, ACI 318/95 yönetmeliği oldukça güvenlidir (ASCE-ACI 445, 1998).

3.3.5 Yük Şeklinin Etkisi

Açıklık ortasında tekil yük etkisine maruz betonarme kirişlerin kesme mukavemetinde, en önemli parametrelerden birisi kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d)'dır. Söz konusu parametre, düzgün yayılı yük durumunu da kapsayacak şekilde $M/(Vd)$ olarak yeniden ifade edilebilir. Kesme donatısız betonarme kirişlerle yapılan deneylerde; tahmin edilebileceği gibi, düzgün yayılı yüklü betonarme elemanlar, tekil yüklerle yüklenenlerden daha yüksek kesme mukavemeti göstermişlerdir.

3.4 Eğik Çatlama Mukavemeti

Herhangi bir kesitte a/d oranı artışıyla eğilme momenti artacağından, eğilme çatlağı yüksekliğinin de arttığı bilinmektedir. Bu durumda; çatlama kesme mukavemeti v_{cr} , eğilme momenti artışıyla azalacaktır. a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerin kesme göçme mukavemeti (kemerlenme etkisi nedeniyle) eğik çatlama ile kesme mukavemetinden daha büyüktür ve a/d oranı arttıkça kesme mukavemeti düşmektedir.

3.4.1 Kesme Donatısız Betonarme a/d Oranı 2.5'dan Büyük Kirişlerin Çatlama Kesme Mukavemeti

Betonarme kirişlerin kesme mukavemeti ile ilgili çalışmalar 20. yüzyılın başlangıcından zamanımıza kadar çok sayıda tartışmanın konusu olmuştur ve yapılan deneysel ve teorik çalışmalardan, betonarme kirişlerin göçme ve çatlama kesme mukavemetini tahmin etmek

için çok sayıda bağıntı önerilmiştir. Fakat; kesme donatısız betonarme kirişlerin kesme mukavemeti tahmini henüz yeteri kadar doğru tahmin edilmekten uzaktır (Rebeiz, 1999). Bu çalışmada, kesme donatısız a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişler için alternatif çatlama kesme mukavemeti bağıntısı önerilmektedir. ACI 318/02 yönetmeliğinde önerilen bağıntı ile literatürde kabul görmüş çatlama kesme mukavemetini veren deneyler (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) karşılaştırıldığında, dağılımlarda bazı önemli farklar görülebilmektedir.

Yalnızca kesme kuvveti ve eğilme momentine maruz kesme donatısız betonarme a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerin çatlama kesme mukavemeti için ACI 318/02 tarafından önerilen bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$v_{cr} = \frac{1}{7} \left(\sqrt{f_c} + 120\rho \frac{V_u d}{M_u} \right) \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (a/d \geq 2.5) \quad (3.6)$$

(3.6) bağıntısındaki çatlama kesme mukavemeti, betonun ve boyuna donatının katkısı olmak üzere iki kısımdan oluşur ve aşağıdaki gibi basitleştirilmiştir:

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{b_w d} = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (a/d \geq 2.5) \quad (3.7)$$

Bağıntıda v_{cr} , MPa; f_c , MPa; b ve d mm boyutundadır.

ACI 318/02 yönetmeliğinde (3.6) bağıntısı tasarım uygulamalarında sıklıkla kullanılan bir yaklaşım iken, basitleştirilmiş (3.7) bağıntısı kesme mukavemeti için temel ifadedir. Her iki bağıntıda da, eğik çatlamanın ilk geliştiği andaki kesme mukavemeti değerini, kirişin kesme mukavemeti olarak kabul edilmektedir.

a/d oranı 2.5'dan büyük ve küçük betonarme kirişler için Zsutty (1968) bağıntıları göçme kesme mukavemeti değerini tahmin etmektedir. a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerde, çatlama kesme mukavemeti değerinin yaklaşık olarak göçme kesme mukavemeti değerine eşit olduğu düşünülse de, göçme kesme mukavemeti değerini veren bağıntılarla ve çatlama kesme mukavemetini veren deney sonuçlarının karşılaştırılmasının çok isabetli olmayacağı düşünülmektedir. Benzer şekilde, ACI 318/02 yönetmeliğinde verilen bağıntılar da sadece çatlama kesme mukavemeti değeri tahmini vermektedir, göçme kesme mukavemeti değerini karşılaştırmada kullanılmasının uygun olmayacağı düşünülmektedir. Bu bakımdan, önerilen çatlama kesme mukavemeti değeri, çatlama kesme mukavemetini veren deney sonuçları (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003)

ve çatlama kesme mukavemeti bağıntısını veren ACI 318/02 ile karşılaştırılmıştır.

a/d oranı 2.0~3.0'den küçük kirişlerde uygulanan yük kemerlenme etkisi nedeni ile doğrudan mesnetlere aktarılır. Kemerlenme etkisini belirleyen parametreler; kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı, betonun basınç mukavemeti ve çekme donatısı oranıdır. Bernoulli-Navier hipotezine göre, kesitte boyuna şekil değiştirme dağılımı doğrusaldır. Bu nedenle, Khuntia ve Stojadinovic (2001) tarafından yapılan çalışmada, a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerin kesitinde şekil değiştirme dağılımı doğrusal olmadığı için bu model a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlere uygulanamaz.

Bu çalışmada, a/d oranı 2'den büyük kirişlerde çatlama kesme mukavemetinin; betonun çekme mukavemeti ve kısmen boyuna donatının kaldıraç etkisi ile oluştuğu düşünülmüştür. Önerilen bağıntılar, beton basınç mukavemeti $f_c > 41.4$ MPa olan yüksek mukavemetli (YMB) ve beton basınç mukavemeti $f_c \leq 41.4$ MPa olan normal mukavemetli betonarme (NMB) kirişlerin deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucu, önerilen bağıntıların deney sonuçları ile yeteri kadar uyumlu olduğu görülmektedir.

ACI 318/02 yönetmeliğinde (3.7) bağıntısı ile tahmin edilen çatlama kesme mukavemetinin deneysel (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) çatlama kesme mukavemeti değerlerine oranları normal mukavemetli betonlar (NMB) için 0.73 ve yüksek mukavemetli betonlar (YMB) için 0.76 bulunmaktadır. Görüldüğü gibi, mevcut ACI yönetmeliği a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemeti değerini düşük tahmin etmektedir. Bu nedenle, a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemetini daha doğru tahmin etmek için, yeni bağıntılar önerilmesinin uygun olacağı düşünülmüştür.

3.4.2 Çatlama Kesme Mukavemeti Bağıntılarının Çıkarılması

Kesme açıklığında asal çekme gerilmelerinin betonun çekme mukavemetini aştığı ve kiriş kesiti boyunca eğik çatlaklar yayıldığı zaman, kesme donatısız betonarme kirişlerde kesme göçmesi oluştuğu kabul edilmektedir (Khuntia ve Stojadinovic, 2001). Bu yüzden, eğik çatlama kesme mukavemeti, doğrudan betonun çekme mukavemeti ile ilişkilidir. Deneylerde, eğik çatlak, boyuna donatı düzeyinden yükün uygulama noktasına doğru uzanan eğimli çatlak olarak tanımlanır ve ilk ana çatlak oluşumuna neden olan yük, eğik çekme çatlama yükü olarak isimlendirilir.

Taylor (1960) deneysel çalışmalarında, eğik çatlakların gelişimi kademeli oluştuğu için, uygulanan yüke yakın oluşan eğik çatlama seviyesinin tam olarak açıklanmadığını ifade

etmektedir. Eğik çatlama yükü tahmininde gözlemcinin kararı oldukça önemlidir. Eğik çatlağın muhtemel başlangıç yerinin geniş bir aralıkta yayılması nedeniyle; tarafsız eksen geçen çatlağı veren ve deneysel olarak tanımlanan çatlama yükünü gözlemek oldukça zordur (Bazant ve Kazemi, 1991).

Kesme donatısız betonarme a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemetini hesaplamak için şu sorular cevaplandırılmalıdır: (1) Kiriş kesitinde kesme kuvvetinin büyüklüğü nedir? (2) Etkili kesme yüksekliği ve kayma gerilmesi dağılımı nasıl tanımlanabilir?

Khuntia ve Stojadinovic (2001) tarafından yapılan çalışmada, kayma gerilmesi dağılımının tarafsız eksende maksimum değere ulaştığı ve etkili kesme yüksekliği üzerinde parabolik dağılmış olduğu kabul edilmiştir ve değeri de $v_{\max} = V_{cr} / (2/3 b_w k_1 d)$ 'dır. Burada b_w , kiriş genişliği; $k_1 d$, etkili kesme yüksekliği; ve v_{\max} , tarafsız eksen üzerindeki maksimum kayma gerilmesidir. Betonarme kirişlerin göçmesi, kesme açıklığında betonun asal çekme gerilmeleri çekme mukavemetini aştığında ve eğik çatlak kiriş kesitinde yayıldığında oluşur. Maksimum kayma gerilmesi ve beton çekme mukavemeti arasındaki ilişki aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$v_{\max} = \frac{V_{cr,t}}{\frac{2}{3} b_w k_1 d} = f_t \quad (3.8)$$

Burada f_t ve $V_{cr,t}$; sırası ile, betonun çekme mukavemeti ve eğik çatlama kesme kuvveti şeklinde açıklanabilir:

$$V_{cr,t} = \frac{2}{3} f_t b_w k_1 d = v_{cr,t} b_w d \quad (3.9)$$

Önerilen basitleştirilmiş yöntemde; kesme donatısız betonarme kirişin kesme mukavemetini hesaplamak için, etkili kesme yüksekliği $k_1 d$ şekil değiştirme dağılımından ve denge şartlarından aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Khuntia ve Stojadinovic, 2001):

$$k_1 d = kd \left(1 + \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c} \right) \quad (3.10)$$

Burada kd tarafsız eksen yüksekliği ve ε_c beton basınç bölgesinin ortalama birim kısalma ve ε_{cr} betonun çatlama birim şekil değiştirme değeridir. Bu çalışmada; yaklaşık betonun

karakteristik basınç mukavemetine karşılık gelen birim kısalmaya (0.003) eşit alınmıştır.

Yalnız çekme donatılı betonarme kirişlerin klasik eğilme teorisine göre betonun çekme kapasitesi ihmal edilebilir.

$$k = (n^2 \rho^2 + 2n\rho)^{1/2} - n\rho \quad (3.11)$$

Burada $n = E_s / E_c$ donatının elastisite modülünün betonun elastisite modülüne oranıdır.

(3.11) bağıntısı gereksiz yere karmaşıktır ve daha basit olarak $k = 0.82(n\rho)^{0.36}$ şekilde ifade edilebilir (Kim ve Park, 1994). Pratikte $5 \leq n \leq 10$ ve $0.005 \leq \rho \leq 0.035$ aralığında değişmektedir; bunun sonucu, $0.025 \leq n\rho \leq 0.35$ olacak demektir.

Boyuna donatı oranının (ρ), ρ_{stbl} sınır değerinden küçük olduğu için, betonarme kirişte ilk çatlakların oluşumu esnasında, betonun çekmeye karşı ilâve rijitleştirici etkisi (tension-stiffening effect) sabit bir değere ulaşıncaya kadar ortalama şekil değiştirme artar. Elemana çatlama yükü uygulandığı zaman çatlaktaki şekil değiştirmeyi kararlı sürdürmek için ρ 'nun bir minimum değerden az olmaması gereklidir. Bu donatı oranı aşağıdaki gibi ifade edilebilir (Massicotte vd., 1990).

$$\rho_{stbl} = \frac{1}{6n} \quad (3.12)$$

Massicotte vd. (1990) tarafından yapılan çalışmada, donatısız betonda betonun çekmeye karşı ilâve rijitleştirici kolunu, yük kontrollü deneylerde daha doğru ölçmek için, gerekli minimum donatı oranı (3.12) bağıntısı ile ifade edilmiştir.

Çatlaktaki sabit şekil değiştirmeyi sürdürmek için gerekli minimum donatı oranı ρ_{stbl} ile ifade edildiği için, a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin eğik çekme çatlağının kesme mukavemeti kapasitesine karşılık gelen ρ donatı oranı sınırı, ρ_{stbl} değerine eşit kabul edilebilir (3.12).

Betonun birim çatlama şekil değiştirme değeri, ε_{cr} , betonun çekme mukavemetinin (f_t) elastisite modülüne (E_c) oranı olarak alınabilir.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c} \quad (3.13)$$

Betonun çekme mukavemeti f_t , $0.25\sqrt{f_c}$ ilâ $0.50\sqrt{f_c}$ (Nilson ve Winter, 1991; Paulay ve

Priestley, 1992; Carreira ve Chu, 1986) aralığında değişmektedir. Bu çalışmada, normal mukavemetli beton için betonun çekme mukavemeti $0.50\sqrt{f_c}$ ve yüksek mukavemetli beton için ise $0.40\sqrt{f_c}$, betonun elastisite modülü ise, $4750\sqrt{f_c}$ (Ersoy ve Özcebe, 2001) alınmıştır. Bu ifadeler (3.13), (3.12), (3.11) ve (3.9), (3.8)'de yerine konulursa aşağıdaki bağıntılar çıkarılabilir.

$$v_{cr,t} = 0.15\sqrt{f_c} \quad (\text{Normal mukavemetli beton, NMB}) \quad (3.14a)$$

$$v_{cr,t} = 0.12\sqrt{f_c} \quad (\text{Yüksek mukavemetli beton, YMB}) \quad (3.14b)$$

Eğik çatlama mukavemetine hangi mekanizmanın ne kadar katkısı olduğu sorusunu cevaplamak oldukça zordur (ASCE-ACI 445, 1998). Genellikle, kesme donatısız elemanda kaldıraç kesme mukavemeti bileşeni ihmal edilmektedir. Kaldıraç kesme mukavemeti donatıyı çevreleyen beton örtü tabakasının çekme mukavemeti ile sınırlıdır. Bu çalışmada, çatlama kesme mukavemetine kaldıraç kesme mukavemetinin sınırlı katkısı olduğu düşünülmüştür.

Vintzeleou ve Tassios (1986, 1987) tarafından yapılan çalışmada, kaldıraç kesme taşıma gücü aşağıdaki gibi ifade edilmiştir:

$$V_{cr,d} = k_2 b_{ct} d_b f_t \quad (3.15)$$

Bağıntıda b_{ct} , kiriş kesitinde donatılar arasındaki temiz açıklıkların toplamı; d_b , donatı çubuğu çapı ve k_2 bir katsayıdır. Donatı çubuklarının sayısının değişmediği farz edilerek, kaldıraç kesme kuvveti için aşağıdaki bağıntı çıkarılmıştır (Kim ve Park, 1994):

$$V_{cr,d} = k_3 (f_c)^{0.5} \rho' b_w d \quad (3.16)$$

Bağıntıda k_3 bir katsayıdır ve r , uygulama düzeyinde 0.3 ile 0.5 aralığında, donatının aralığına bağlı bir parametredir. $n = E_s / E_c$ ve (3.12) bağıntısı, (3.16) bağıntısında yerine yazılır ve donatının elastisite modülü $E_s = 2.10^5$ MPa ve $r = 0.3$ alınrsa; kaldıraç kesme mukavemeti, f_c ile orantılı olarak, aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$v_{cr,d} = 0.02 (f_c)^{0.65} \quad (3.17)$$

a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemeti, değeri daha önce de

tartışıldığı gibi, (3.18) bağıntısında ifade edilmiştir:

$$v_{cr} = v_{cr,t} + v_{cr,d} \quad (3.18)$$

(3.14) ve (3.17), (3.18) bağıntısında yerine yazılırsa, (3.19) bağıntıları bulunur.

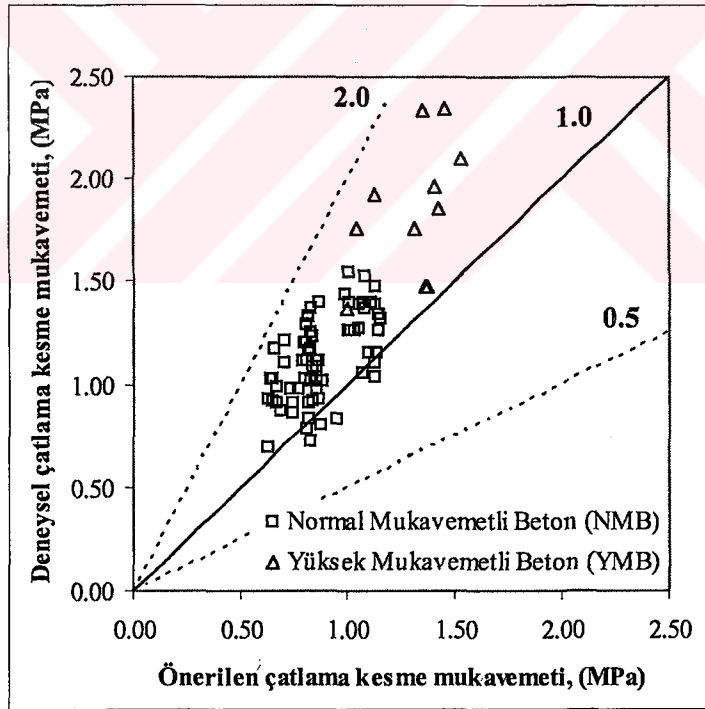
a/d oranı 2.5'dan büyük kirişler için önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntıları:

$$v_{cr} = 0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65} \quad (\text{Normal mukavemetli beton}) \quad (3.19a)$$

$$v_{cr} = 0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65} \quad (\text{Yüksek mukavemetli beton}) \quad (3.19b)$$

3.4.3 Önerilen Bağıntıların Değerlendirilmesi

ACI 318/02 ve önerilen bağıntıların deneysel verilerle uygunluğu *a/d*, boyuna donatı oranı ve beton basınç mukavemetine göre değişimleri aşağıda tartışılmıştır.



Şekil 3.5 Önerilen (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

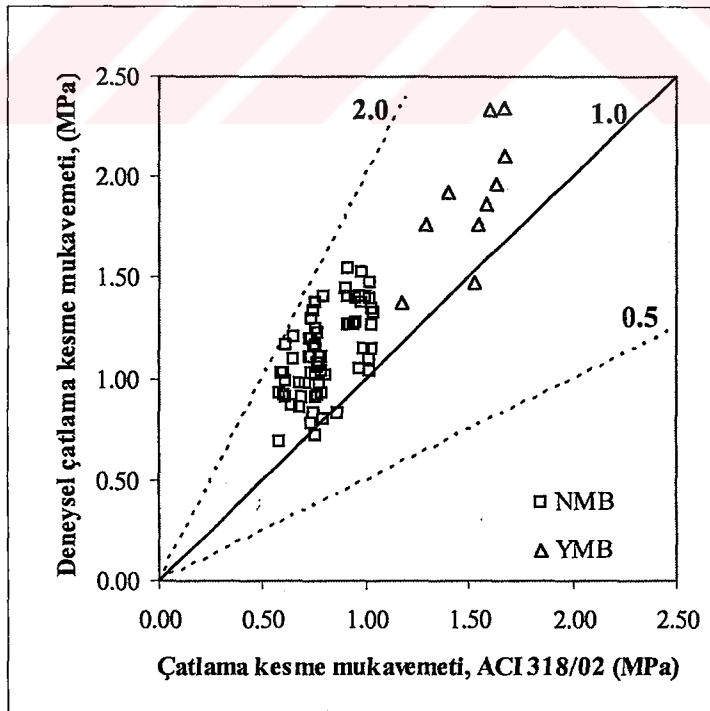
Şekil 3.5'de önerilen çatlama kesme mukavemeti (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile deneysel (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) veriler karşılaştırılmıştır. Önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel verilerle uyumlu olduğu görülmektedir. Fakat; yüksek mukavemetli beton için önerilen

bağıntıyı değerlendirmek için, gerekli deneysel verilerin yeterli olmadığı söylenebilir.

Önerilen kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel kesme mukavemeti değerlerine oranının ortalama değeri ve standart sapması normal mukavemetli betonlar için; sırasıyla, 0.80 ve 0.13, yüksek mukavemetli betonlar için ise, 0.72 ve 0.12 bulunmuştur. ACI 318/02 ile önerilen bağıntının deneysel verilere oranlarının ortalama değerleri (normal mukavemetli betonlar için 0.73 ve yüksek mukavemetli betonlar için 0.76) ile karşılaştırıldığında önerilen bağıntıların makul sonuç verdiği söylenebilir.

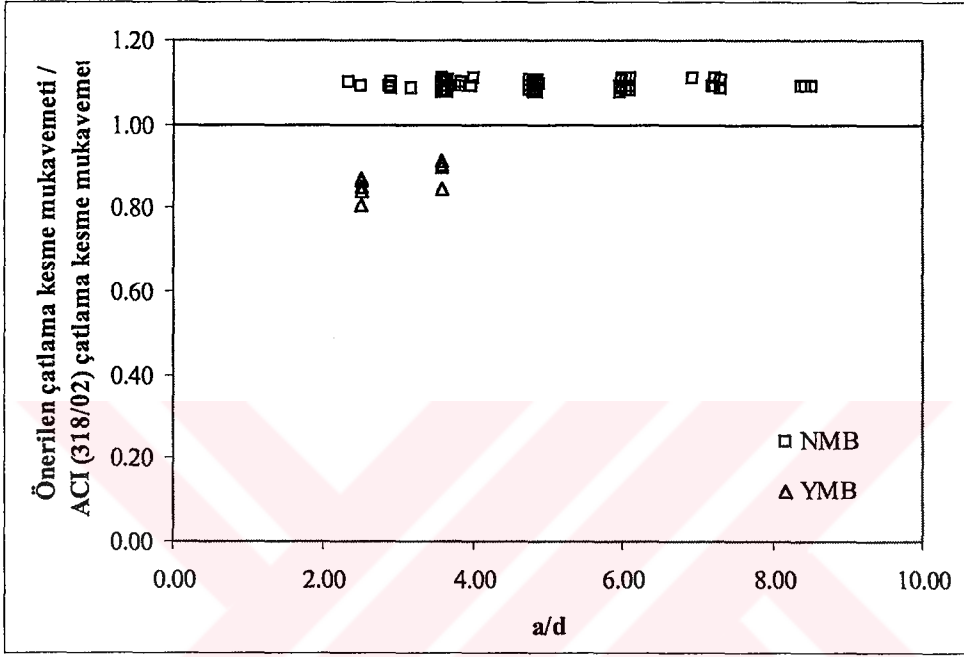
ACI 318/02 bağıntıları deneysel sonuçlardan çıkarılmıştır. Bu bağıntıların temel verilerini sağlayan deneydeki beton basınç mukavemeti 41.4 MPa değerinin altındadır. Dolayısıyla, beton mukavemeti yüksek betonarme elemanlarda ACI 318/02 tarafından önerilen bağıntının deneylerle uyumluluğunu karşılaştırmak için yeterli veri bulunmamaktadır.

Şekil 3.6'da ACI 318/02 çatlama kesme mukavemeti ile deneysel (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) verilerin karşılaştırılması gösterilmiştir. Deneysel çatlama kesme mukavemeti değeri ACI 318/02 ile önerilen değerden daha yüksek kalmaktadır. ACI 318/02 bağıntısının deneysel çatlama kesme mukavemeti değerine oranının ortalama değeri ve standart sapması normal mukavemetli betonlar için; sırasıyla, 0.73 ve 0.12, yüksek mukavemetli betonlar için 0.76 ve 0.13 bulunmuştur.

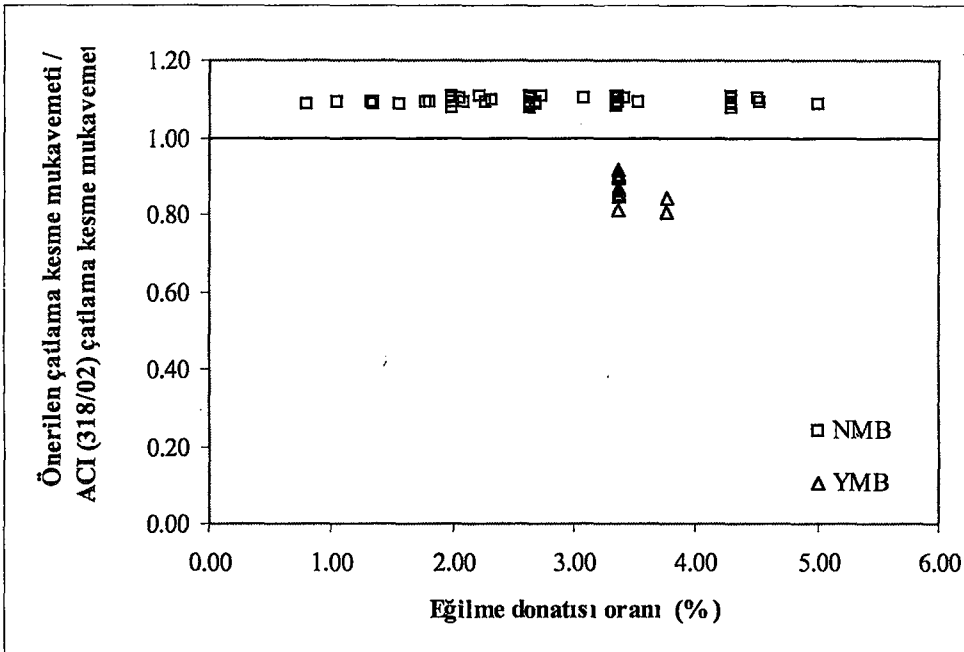


Şekil 3.6 ACI 318/02'deki çatlama kesme mukavemeti ile deneysel verilerin karşılaştırılması
Şekil 3.7-3.9, önerilen (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile ACI 318/02 yönetmeliğinden bulunan çatlama kesme mukavemeti verilerini a/d oranı, eğilme donatısı oranı ve beton basınç

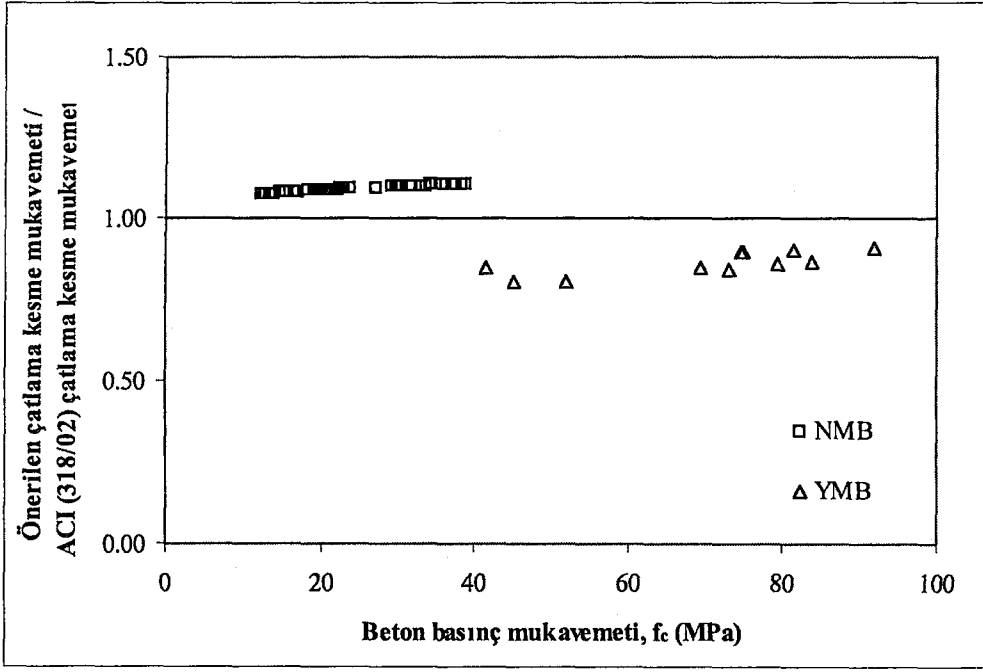
mukavemeti değerlerine göre değişimlerini karşılaştırmaktadır. Özellikle a/d ve eğilme donatısı oranının yüksek olduğu kirişlerde, ACI 318/02 ile tahmin edilen çatlama kesme mukavemeti değeri daha düşüktür. Ayrıca, ACI 318/02 ile tahmin edilen çatlama kesme mukavemeti değeri ile deneysel veriler arasındaki fark özellikle normal mukavemetli betonlarda oldukça yüksektir. Fakat; yüksek mukavemetli betonlar için benzer yorumun yapılabilmesi için verilerin yeterli olmadığı düşünülmektedir.



Şekil 3.7 Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02’de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı a/d oranlarında karşılaştırılması

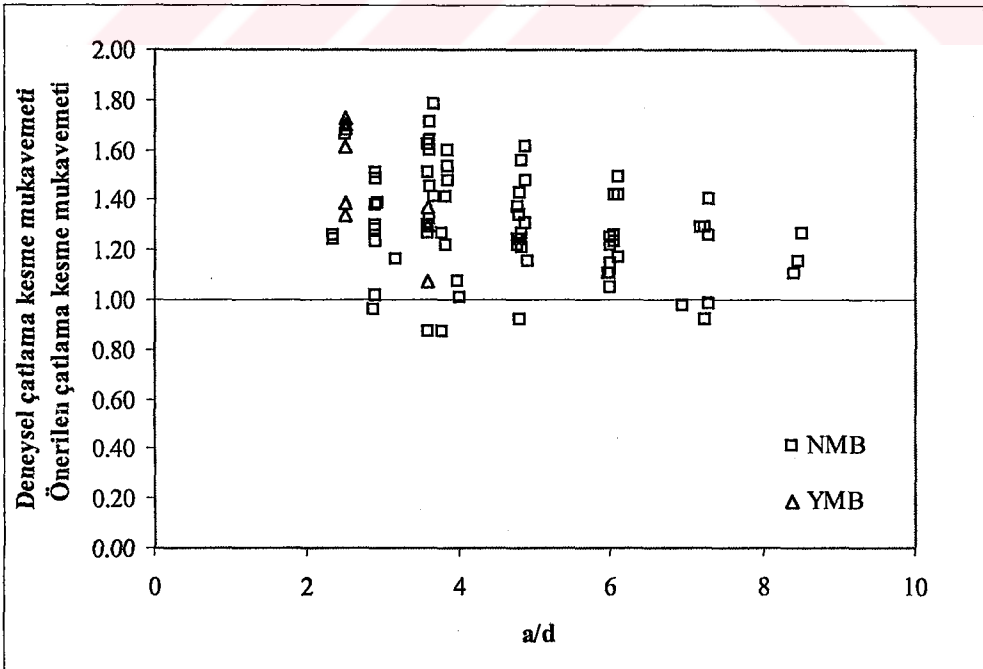


Şekil 3.8 Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02’de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı donatı oranlarında karşılaştırılması

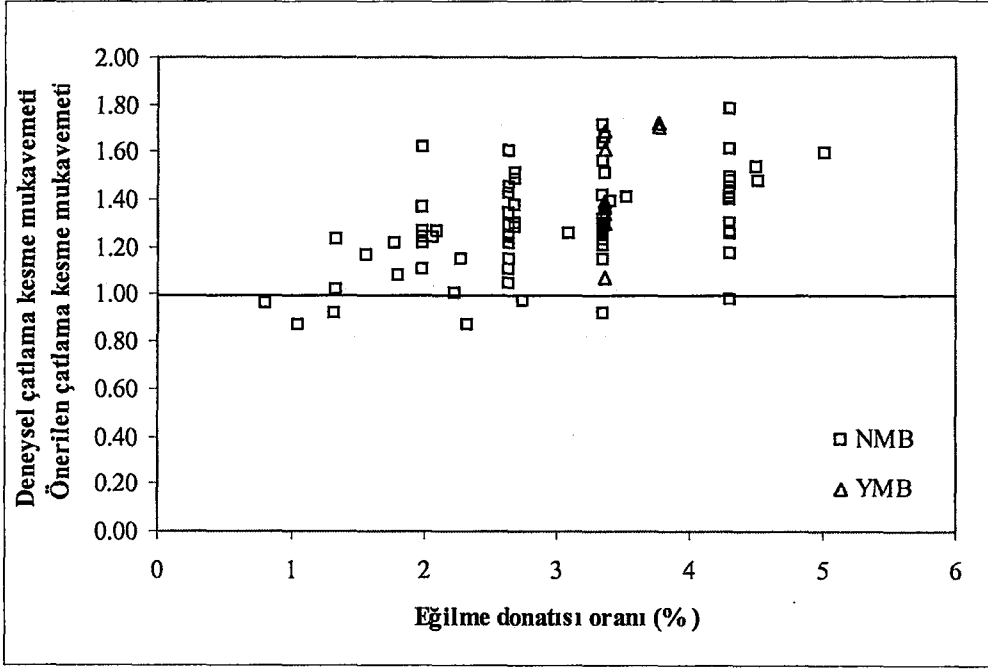


Şekil 3.9 Önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile ACI 318/02'de önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntılarının farklı beton basınç mukavemeti verilerinde karşılaştırılması

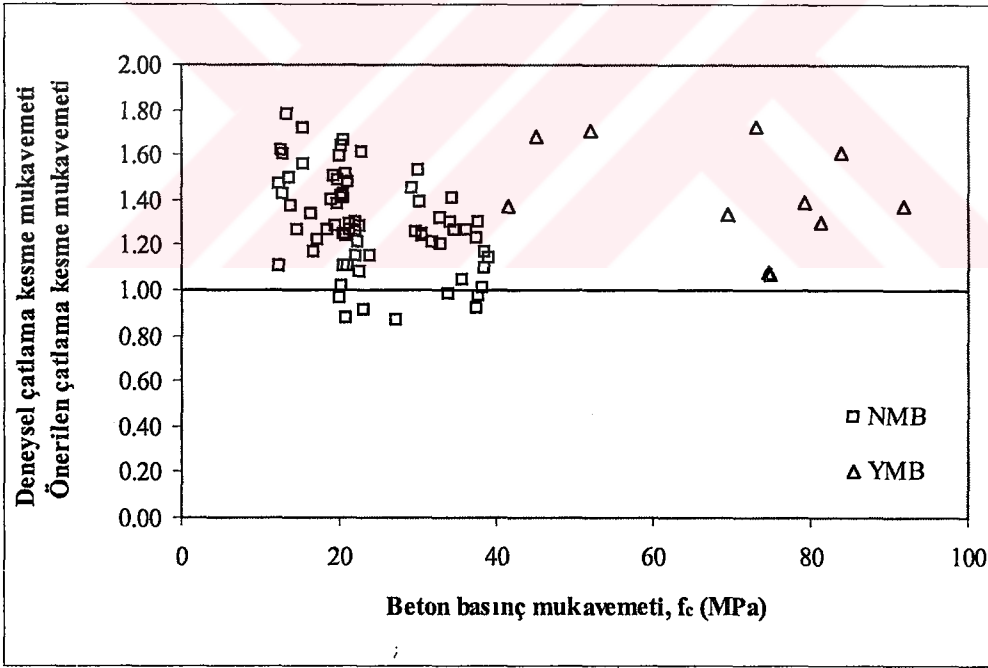
Şekil 3.10-3.12'de önerilen (3.19) bağıntıları ile deneyde bulunan çatlama kesme mukavemeti verilerini ρ (%), f_c ve a/d oranına göre değişimlerini karşılaştırılmaktadır. Deneysel verilerin önerilen çatlama kesme mukavemeti tahminlerine oranları ρ , f_c ve a/d artışlarından önemli derecede etkilenmediği; bir başka ifade ile, değişkenlerden bağımsız dağılım sergilemiştir.



Şekil 3.10 Farklı a/d için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması



Şekil 3.11 Farklı donatı oranları için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması



Şekil 3.12 Farklı beton basınç mukavemetleri için önerilen (3.19a) ve (3.19b) ile deneysel verilerin karşılaştırılması

Düşük donatı oranına sahip kesme donatısız betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemeti değerleri geçmişte az araştırılmıştır ve bu elemanların mukavemeti mevcut yönetmeliklerde aşırı tahmin edilmektedir (ASCE-ACI 445-1998). Benzer nedenle, düşük donatı oranlarına sahip a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemetini veren deney

sonuçları sınırlı olduğundan, düşük donatı oranlarında ($\rho < \%1.0$) önerilen bağıntıların doğruluğunu göstermek mümkün olmamıştır.

Sonuçlar

Mevcut ACI 318/02 yönetmeliği ile literatürde kabul görmüş deney sonuçları (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) karşılaştırıldığında, aradaki farkın önemli miktarlarda olduğu görülmüştür. Önerilen bağıntılar ile söz konusu farkın azaltılması amaçlanmıştır. En önemli sonuçlar aşağıda gibi özetlenmiştir:

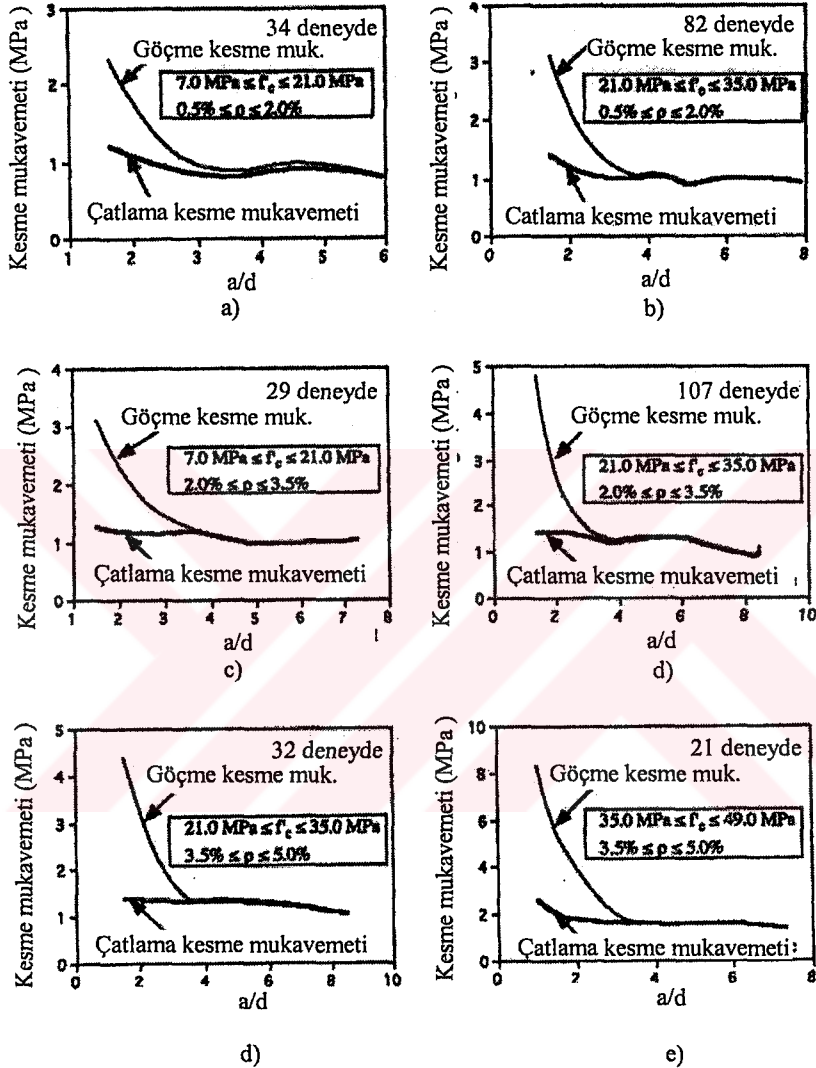
1. Deney sonuçları (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) ile önerilen bağıntılar arasındaki istatistiksel değerler ve ρ , f_c ve a/d oranına göre grafiksel dağılımlar, kesme donatısız a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemeti için önerilen bağıntıların yeterliliğini göstermektedir. Fakat; yüksek mukavemetli beton kullanılarak üretilen elemanlara dair benzer yorumların yapılabilmesi için verilerin yeterli olmadığı düşünülmektedir.
2. Önerilen bağıntılarda çatlama kesme mukavemeti tahminindeki hatanın ρ , f_c ve a/d değişkenlerinden bağımsız dağılım sergilediği görülmüştür.
3. Varyasyon katsayısı yönünden; önerilen bağıntıların, ACI 318/02 yönetmeliği ile tahmin edilen çatlama kesme mukavemeti değerlerinden daha uygun sonuçlar verdiği görülmektedir. Ayrıca, ACI 318/02 yönetmeliğine göre bulunan çatlama kesme mukavemetinin (önerilen / deneysel çatlama kesme mukavemeti oranı 0.80 iken ACI 318/02 için ise, bu oran 0.73 bulunmuştur) deneysel verilere göre oldukça düşük tahmin edildiği görülmektedir.

3.5 Göçme Kesme Mukavemeti

Pek çok deney sonuçlarını dikkate alan Zsutty, kesme donatısız betonarme elemanların göçme kesme mukavemetinin, eğik çatlama mukavemetinden yaklaşık %7 daha büyük olduğunu belirtmiştir (Rebeiz, 1999).

Rebeiz (1999) tarafından a/d , eğilme donatısı oranı ve beton basınç mukavemetleri göz önüne alınarak göçme ve çatlama kesme mukavemetinin tahmini için deneysel çalışmalar yapılmıştır. Şekil 3.13'de kiriş etkisi ve kemer etkisi arasında davranıştaki fark işaret edilmiştir. $1 < a/d < 2.5$ olması durumunda; ilk eğik çatlama oluşumunda sonra toptan göçmeye kadarki safhada, önemli ölçüde iâve eğik kuvvet taşınabilmektedir (kemer etkisi). a/d oranı

2.5'dan küçük kırışlerde gerilmenin bu yeniden dağılımı, mesnetler ve uygulanan yükler arasındaki mesafenin göreceli kısalığından kaynaklanmaktadır. $a/d \geq 2.5$ olan hallerde ilk eğik çatlak oluşumunu toptan göçme izlemektedir; bu durumlarda çatlama kesme mukavemeti v_{cr} ve göçme kesme mukavemeti v_u yaklaşık eşit kabul edilmektedir.



Şekil 3.13 Normal mukavemetli betonda göçme kesme mukavemeti ve çatlama kesme mukavemetinde a/d etkisi (Rebeiz, 1999)

Sonuçlar

Kesme donatısız betonarme elemanların kesme kapasitesini etkileyen parametrelerden çoğu son 20 yıllık zaman süresinde incelenmiştir. Bu parametrelerden, düşük donatı oranlarına sahip betonarme elemanların kesme mukavemeti, geçmişte sınırlı araştırılmıştır ve mevcut yönetmeliklerde genellikle büyük tahmin edilmiştir. Kesme mukavemetine boyuna donatı miktarının etkisi ve boyut etkisi, eğik çatlakların genişliği ile açıklanabilir.

ASCE-ACI 426 (1973) raporunda, kesme donatısız betonarme kirişler ile ilgili temel sonuç, yaklaşımlardaki farklılıklara rağmen, kesme mukavemeti tahmininde beton çekme gerilmesi kesinlikle düşünölmelidir. Bu yüzden, mevcut yönetmeliklerdeki ampirik yaklaşımlar beton basınç çubuğunu temel alan ilişkilerle yer değıştirebilir. Ayrıca; küçük boyutlu elemanlar için, kalıcı çekme gerilmeleri (büyük elemanların aksine) ve çatlak yüzeyleri arası sürtünme mukavemeti oldukça önemlidir.



4. KESME DONATILI ELEMANLAR

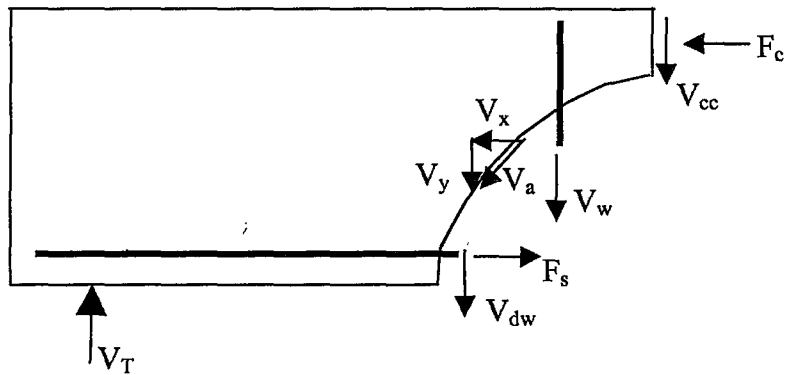
ACI Yönetmeliğinin kesme kırılması ile ilgili temel felsefesinde; kesme donatısının eğik çatlakların büyümesini engellediği, sünekliği arttırdığı ve elemanların göçme tehlikesine karşı uyarı oluşturduğu düşünülmektedir. Bu nedenle 1971 ACI Yönetmeliği, tüm yapı elemanlarında minimum etriye kullanılmasını zorunlu hale getirmiştir (ASCE-ACI 426, 1973).

Betonarme elemanlarda kesme kuvveti bir düzlemden diğerine birçok yolla aktarılır. Kırılma biçimlerini içeren davranış, kesme kuvveti aktarımına bağlıdır. Yapılan deneyler, kesme donatılı bir kirişin, eğik çatlak oluşuncaya kadar kesme donatısız kiriş gibi davrandığını göstermiştir. Yani, etriyeli ve etriyesiz kirişte eğik çatlak oluşumuna kadar ki safhada kesme dayanımına katkıda bulunan kuvvetler aynıdır. Eğik çatlak oluşumu sonrası, kesme dayanımına etriyeler de katkıda bulunmaktadır.

4.1 Kesme Kapasitesini Etkileyen Temel Parametreler

Kesme donatılı bir kirişte kesme kuvveti aktarımının en belirgin türleri aşağıdaki gibidir:

- 1) Çatlamamış betonun karşıladığı kesme kuvveti ,
- 2) Çatlak yüzeyleri arasında kesme kuvveti aktarımı ,
- 3) Kaldıraç etkisi ,
- 4) Kemerlenme etkisi ,
- 5) Kesme donatısı etkisi .



Şekil 4.1 Eğik çatlakta kuvvet aktarımı

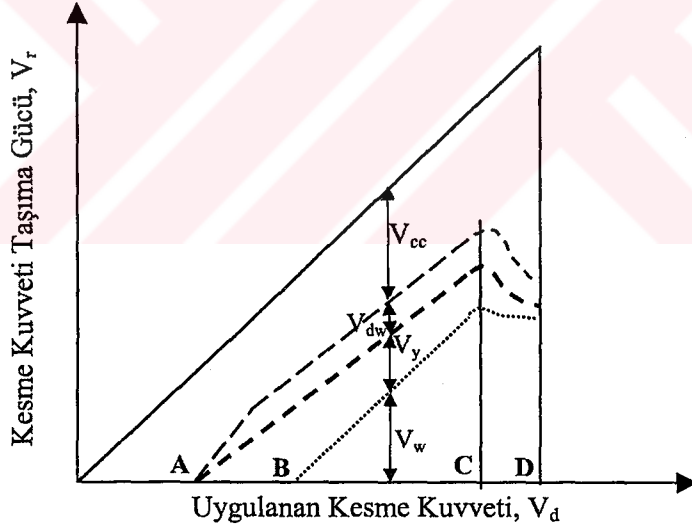
Bu mekanizmalar değişik yapı elemanlarında değişik şekillerde oluşur. Şekil 4.1'de etriyeli betonarme kirişte eğik çatlak ve bu çatlak boyunca oluşan iç kuvvetler görülmektedir. Boyuna kuvvetler olan F_s ve F_c ; elemanın eğilme dayanımı ile ilişkilidir. Eğik çatlak boyunca oluşan

kuvvetler V_x ve V_y çatlak yüzeyleri arası kesme kuvveti aktarımı ya da aderans etkisine bağlıdır. V_w ve V_{dw} kuvvetleri sırasıyla; etriyenin aldığı kesme kuvveti ve boyuna donatılarca taşınan kaldırma kesme kuvvetidir. V_{cc} ise, çatlamamış beton tarafından karşılanan kesme kuvvetidir. Dış yüklerden ileri gelen kesme kuvveti için (4.1) bağıntısı yazılabilir.

$$V_r = V_{cc} + V_{dw} + V_y + V_w \quad (4.1)$$

Modern tasarım yönetmelikleri toplam kesme kuvvetinin bir kısmının basınç bölgesince ve etriyelerle karşılandığını kabul etmektedir. Bununla birlikte son yıllarda; boyuna donatılarca taşınan kaldırma kuvvetinin ve çatlak boyunca oluşan çatlak yüzeyleri arası kesme kuvvetinin, kapasiteyi ve kırılma biçimini etkilediği ortaya çıkmıştır.

Etriyele bir kirişte iç kuvvetlerin kesme dayanımı ile değişimi Şekil 4.2’de gösterilmiştir ASCE-ACI 426 (1973). Çatlak yüzeyleri arasında oluşan eğik çatlak genişledikçe agrega kenetlenmesi zayıflayacağından, V_{cc} azalır. Belirli bir noktada; kesme donatısı aktıktan sonra, bu azalma daha belirgin olur. Sonunda kırılma, ya kaldırma etkisi nedeniyle betonun çekme donatısı boyunca yarılmasıyla, ya da basınç bölgesindeki betonun ezilmesi ile oluşur.



Şekil 4.2 Çeşitli değişkenlerin kesme mukavemetine katkıları (ASCE-ACI 426, 1973)

V_{cc} , V_{dw} ve V_y kesme kuvveti katkılarının belirlenmesi zor olduğundan, yönetmeliklerde (ACI 318, 2002; TS 500, 2000) bu üç bileşen toplanarak betonun katkısı (V_c) içinde göz önüne alınmaktadır:

$$V_c = V_{cc} + V_{dw} + V_y \quad (4.2)$$

ACI 318/02’de beton katkısı $V_c = V_{cr}$ alınmaktadır. TS500 (2000)’de ise; betonun katkısı

çatlama dayanımının %80'i alınmaktadır: $V_c = 0.80V_{cr}$. Beton katkısının azaltılmasının nedeni, üretilen beton mukavemetinin tasarım beton mukavemeti değerinden düşük kalma olasılığına karşı ihtiyatlı olunmasıdır. Ancak; gerektiği gibi denetim yapılamayacak yapılarda, üretilecek betonun kalitesinden şüphe edilen durumlarda $V_c=0$ varsayılabılır (Ersoy ve Özcebe, 2001). ACI 318/02 ve TS500 (2000)'de, klasik kafes kiriş benzeşimine dayanan yaklaşımla, kesme donatısınca karşılanacak kesme kuvveti;

$$V_w = V_d - V_c \quad (4.3)$$

alınır.

Ani ve gevrek kırılmanın önlenmesi amacı ile, kesme donatısı miktarı için bir üst ve bir alt sınır bulunmaktadır. TS500 (2000)'de; kesme dayanımı için öngörülen üst sınır değeri (4.4) bağıntısı ile ifade edilmiştir; bu da, betonun ezilmesine karşı gelir:

$$V_r = 0.22f_{cd}b_wd \quad (4.4)$$

Minimum enine donatı oranı, TS 500'de benimsenen yaklaşımda, kesme donatılı bir kirişin kesme taşıma gücü, kesme donatısız kirişin kesme taşıma gücüne eşitlenerek bulunmaktadır. TS 500 (2000)'de minimum kesme donatısı oranı için öngörülen değer (4.5) bağıntısı ile verilmiştir.

$$\min \rho_w = 0.30 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \quad (4.5)$$

4.1.1 Betonun Kayma Gerilmesi ile Kesme Kuvveti Aktarımı

Kesme kuvveti aktarımının en basit yöntemi kayma gerilmesi ile olur. Bu durum çatlama elemanlarda ya da yapısal elemanların çatlama kısımlarında meydana gelir. Kayma gerilmesi ile çekme ve basınç gerilmeleri arasındaki etkileşim, asal gerilmelerin oluşması ile ezilmeye ya da eğik çatlaklara neden olmaktadır (ASCE-ACI 426, 1973).

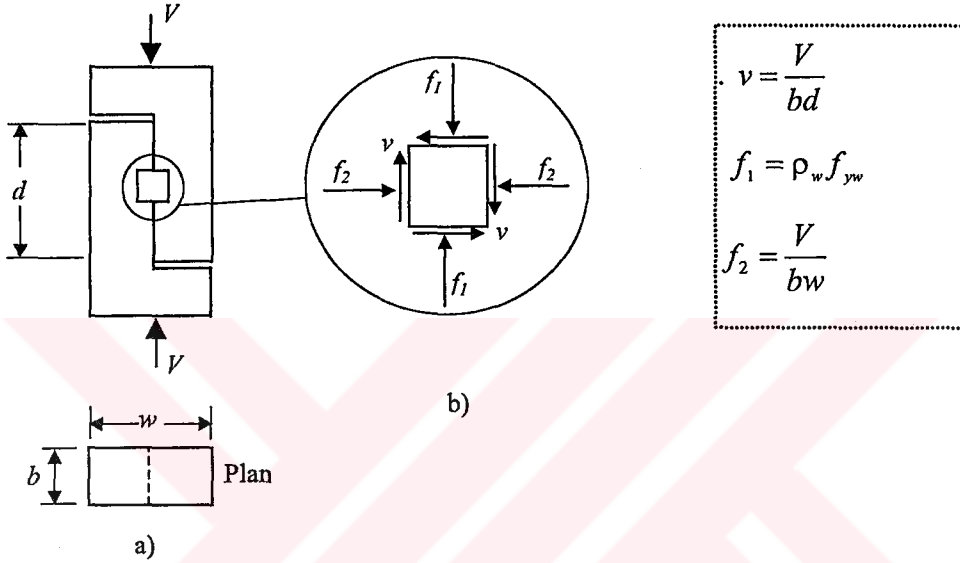
4.1.2 Çatlak Yüzeyleri Arasında Kesme Kuvveti Aktarımı

Kayma oluşabilecek bir düzlem boyunca kesme kuvveti aktarımının nasıl olması gerektiğini gösteren birçok örnek vardır. İncelenen düzlem eğer bir çatlak ya da ara yüzey içeriyorsa; göçme genellikle kaymaya ya da çatlak boyunca görece hareketi yol açar. Bu esnada, çatlak yüzeyinde kesme kuvveti aktarımına agrega kenetlenmesi denir. Eğer düzlem monolitik beton içinde yer alıyorsa; ara yüzey boyunca çok sayıda eğik çatlak oluşur (ASCE-ACI 426, 1973).

Collins, Kupfer vd. ve Dei Poli vd.'nin çalışmalarında, kesme donatılı kirişlerde, eğik basınç alanının yeniden dağılımında çatlak yüzeyi kesme iletiminin önemli rolü olduğu ifade edilmiştir (ASCE-ACI 445, 1998).

a) Kayma Düzlemine Dik Donatılı Çatlamamış Betonun Kesme Kuvveti Aktarımı

Bugüne kadar birçok araştırmacı monolitik kayma düzlemleri boyunca kesme kuvveti aktarımı davranışı üzerinde çalışmıştır. Şekil 4.3'de bununla ilgili tipik bir model gösterilmiştir (ASCE-ACI 426, 1973).



Şekil 4.3 Deney elemanlarında kesme iletimi (ASCE-ACI 426, 1973)

Çatlak oluşumundan önce kesme kuvveti, kayma düzlemi boyunca gerilmeler oluşturur. Daha büyük kesme kuvvetlerinde; kayma düzlemine çapraz kısa eğik çatlaklar oluşur. Kırılma oluşumu ise, enine donatılarla engellenir. Çelik çubuklarla eğik çatlaklar arasındaki basınç, kafes davranışı gösterir ve daha fazla yük karşılar. Eğer betondaki basınç diyagonalleri aksenal yük + kesme kuvvetleri altında ezilirse, kırılma meydana gelir; bu durumda kırılma beton basınç çubuklarının ezilmesiyle oluşur. Belirli bir sünekliliğin sağlanması için beton basınç çubuklarının ezilmesinden önce çelik donatının akmasını sağlayacak donatı oranlarının bulunması gerekir. Kesme kuvveti belirli bir yüzey boyunca aktarıldığı halde, bu mekanizma kesme kuvvetini tam olarak aktarmış sayılmaz; çünkü, önemli miktardaki kesme kuvveti bir çatlak boyunca aktarılmamıştır. Kafes sistem davranışına ek olarak, kesme kuvveti kaldırma hareketi ile de karşılanmıştır. Fakat; kaldırma etkisi ile taşınan kuvvet, geçmeden önce donatının akması halinde çok küçük nispetlerde olacaktır (ASCE-ACI 426, 1973).

b) Kayma Düzlemine Dik Donatılı Çatlamış Betonun Kesme Kuvveti Aktarımı

Önceden çatlamış bir numune test edilirse, kesme kuvvetinin; ancak, yanal sınırlamanın ve

çapraz donatıların olması durumunda aktarıldığı görülür. Çatlak yüzeyinin iki tarafındaki düzensizlikler birbiri üzerine biner. Bu durum çatlağın büyümesine ve çapraz donatıda ek kuvvetlerin oluşmasına sebep olur (ASCE-ACI 426, 1973).

Kırılma sırasında; kesme kapasitesinin, enine donatı yüzdesi ile akma mukavemetinin çarpımına eşit olan ortalama engelleyici gerilmeyle ($\rho_w f_{yw}$) orantılı olduğu görülmüştür. Bu orantılılık, basit sürtünme durumundakiyle benzerlik göstermektedir ve bu hâl sürtünmenin çok önemli bir payı olmamasına rağmen “kesme-sürtünme hipotezi” olarak ifade edilmektedir. Kırılma anındaki kesme kuvveti (4.6) bağıntısı ile ifade edilebilir:

$$V_u = A_{sw} f_{yw} \tan \varphi \quad (4.6)$$

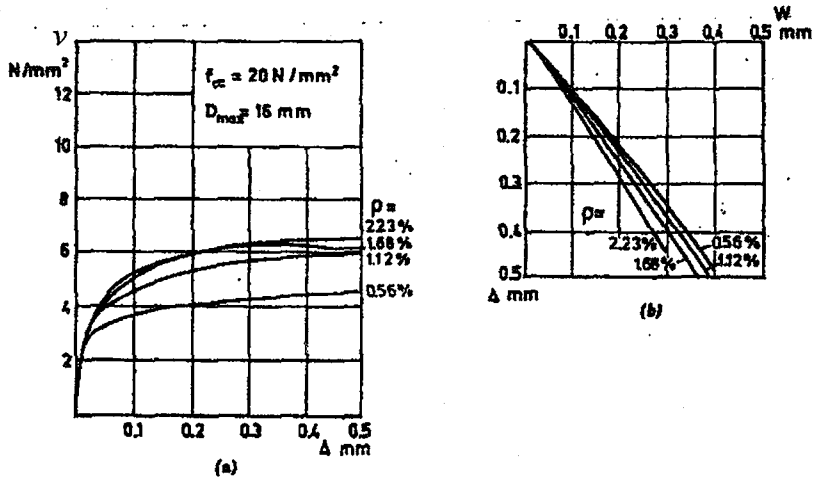
Bağıntıda; A_{sw} , enine donatı toplam alanı; f_{yw} , donatının akma mukavemeti ve $\tan \varphi$ ise, eşdeğer sürtünme katsayısıdır. Sayılan parametrelere ek olarak; kesme kuvvetinin bir kısmı da çatlağa çapraz durumdaki donatının kaldıraç etkisi ile karşılanır.

Sürtünme katsayısı beton dayanımından ve kesme dayanımından (v_u) bağımsızdır. Benzer şekilde kayma düzlemine paralel olan gerilmeler de sürtünmeyi ya da kaldıraç etkisini etkilemeyecektir (Şekil 4.3a). Sonuç olarak; kesme dayanımı sadece çekme ve basınç kuvvetlerine bağlıdır (ASCE-ACI 426, 1973).

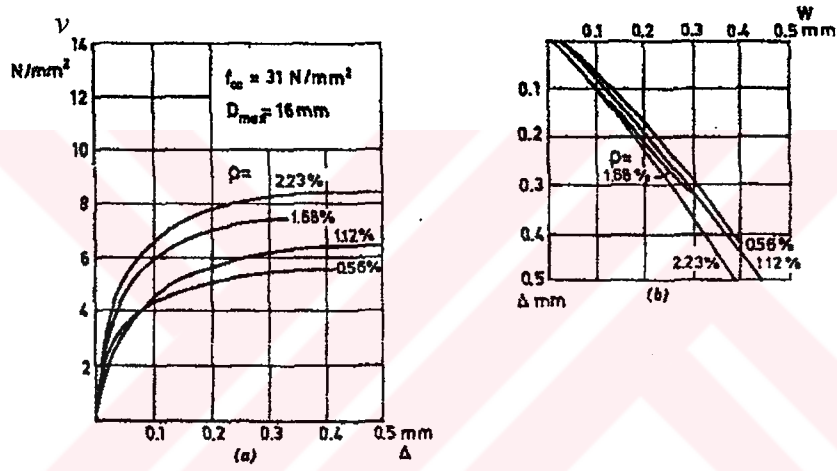
Aşırı donatılmış ya da normal basınç gerilmesine maruz bir kayma düzleminde, sürtünme ve kaldıraç etkisine bağlı kesme dayanımı, önceden çatlamamış bir numunenin kırılma karakteristiklerine sahip olabilir. Bu durumda çatlak büyümesi durur ve davranış ile dayanım önceden çatlamamış betonunkine benzer (ASCE-ACI 426, 1973).

c) Deneysel Sonuçları

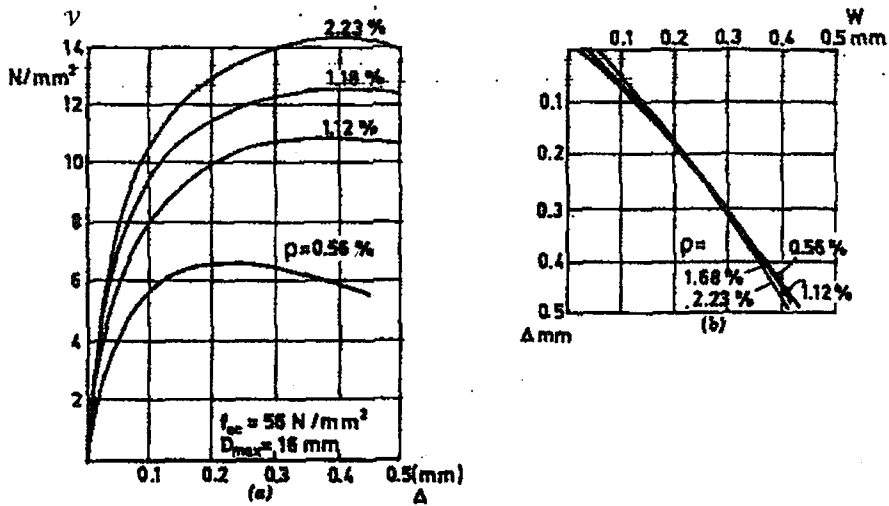
Reinhardt ve Walraven (1982) tarafından yapılan deneylerde; kesme kuvveti, kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılması ölçülmüştür. Kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi (Δ) ve kesme yer değiştirmesi-çatlak genişliği ilişkisinde etkili bazı parametreler gösterilmiştir. Sabit beton mukavemetinde, donatı miktarının etkisi Şekil 4.4-4.6’de görülmektedir. Bu diyagramlardan anlaşıldığı üzere; aynı kesme yer değiştirmesinde donatının artışı, kayma gerilmelerinin artışına sebep olmaktadır. Maksimum kayma gerilmesi araştırıldığında, beton basınç mukavemeti, f_{cc} (beton küp mukavemeti), ve mekanik donatı oranının, ρf_y , fonksiyonudur (Reinhardt ve Walraven, 1982).



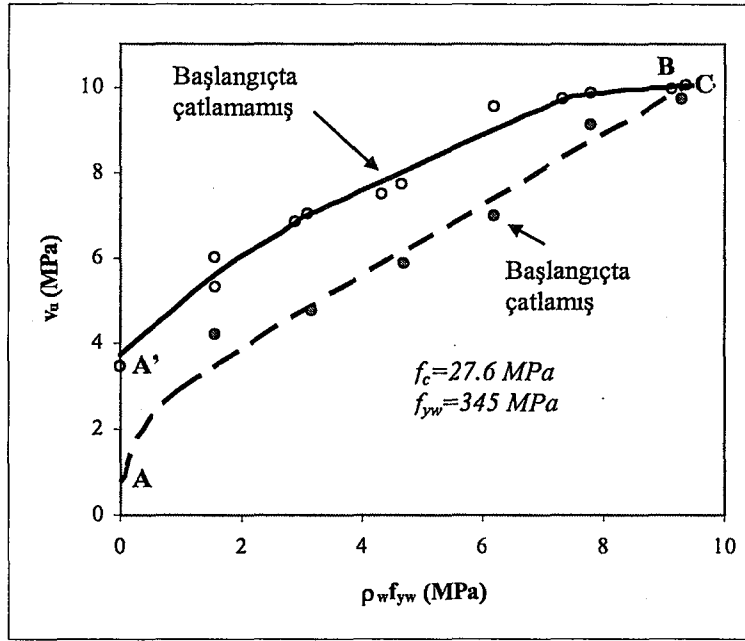
Şekil 4.4 $f_{cc}=20 \text{ N/mm}^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982)



Şekil 4.5 $f_{cc}=30.7 \text{ N/mm}^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982)



Şekil 4.6 $f_{cc}=56.1 \text{ N/mm}^2$ için kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi ve çatlak açılmasında donatı oranının etkisi (Reinhardt ve Walraven, 1982)



Şekil 4.7 Kesme dayanımı ile $\rho_w f_{yw}$ ilişkisi (ASCE-ACI 426, 1973)

Şekil 4.3'dekilere benzer numuneler üzerinde yapılan deney sonuçları, Şekil 4.7'de gösterildiği gibidir. $\rho_w f_{yw}$ 'nin artışına bağlı olarak, son limit durum kayma gerilmesi de doğrusal olarak artar. Monolitik bir kayma düzlemindeki dayanımlar, önceden çatlamış kayma düzlemindekilere göre daha yüksektir. Önceden çatlamış bir kayma düzleminde 1.4 MPa'dan daha düşük $\rho_w f_{yw}$ değerleri için, $\rho_w f_{yw}$ değerinin azalmasıyla dayanım da doğrusal olarak azalır. Şekil 4.7'de A, A' ve B arasında kalan $\rho_w f_{yw}$ değerleri için; kırılma narin olup, kayma düzlemindeki donatının akmasından sonra betondaki ezilmeye bağlıdır. B ve C arasındaki $\rho_w f_{yw}$ değerleri için; kırılma donatının akmasından önce oluşur. Bu aşamada kırılma yükleri, çatlamamış ve önceden çatlamış numunelerdekilere benzemektedir.

4.1.3 Kaldıraç Etkisi

Eğer donatılar çatlağa çapraz durumdaysa; çatlak boyunca kayma yer değiştirmeleri donatıda meydana gelen kaldıraç kuvveti ile engellenmiş olur. Bu kaldıraç etkisi, çatlak çevresindeki betonda varolan gerilmeleri ve donatı boyunca varolan çatlakları arttırır. Bu artış, donatı çevresindeki betonda dayanıklılığı düşürür. Kaldıraç kuvveti; donatının altında bulunan beton dayanımının ve kaldıraç kuvvetinin etkilediği nokta ile bu etkiyi oluşturan ilk etriye arasındaki mesafenin bir fonksiyonudur. Özellikle döşemelerde ve kütle betonda donatının altındaki betonun kırılması bu davranışı etkiler (ASCE-ACI 426, 1973).

Kaldıraç etkisi birçok araştırmacı tarafından araştırıldığı halde, kaldıraç kapasitesini

belirlemek için yeterli sonuca varılamamıştır. Çünkü; kaldıraç deneylerinin tüm donatı çizimleri dikkate alınarak düşünülmesi gerekmektedir. Bu nedenle; sadece birkaç pratik durum için mantıklı sonuçlar oluşturulmuştur.

Diğer kesme kuvveti aktarımı mekanizmalarına kıyasla kaldıraç etkisine kirişlerde az rastlansa da, kaldıraç etkisinin rolü bazı yapısal elemanların kırılma mekanizmalarında önemlidir. Kirişlerde; kaldıraç etkisiyle eğik çatlaklardaki donatı boyunca daha geniş çatlaklar oluşur. Bu durum; eğik çatlakların açılmasına, eğik çatlaklar boyunca ara yüzey kesme kuvveti aktarımının azalmasına ve kırılmaya sebep olur. Bazı araştırmacılar; döşemelerdeki kaldıraç etkisinin, toplam kesme kuvvetinin yaklaşık %30'una eşit olduğunu ileri sürmektedir (ASCE-ACI 426, 1973).

4.1.4 Kemerlenme Etkisi

a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde kesme kuvvetinin önemli bir kısmı kemerlenme etkisi ile karşılanır. Paralel bir düzlemde teğet bir kuvvet almadığı için, bu etki bir mekanizma değildir. Bununla birlikte; kemerlenme etkisi oluşması muhtemel elemanda, düşey yükün reaksiyona dönüşmesine izin verir ve diğer kesme mekanizmalarının katkısını azaltır.

Mesnede yakın uygulanan yükler kemer etkisi ile mesnede aktarılmaktadır. Kesme donatıları bu aktarmayı sağlayan beton basınç çubuğunu ve boyuna donatıyı sararak o bölgede bütünlüğü ve stabilizeyi sağlamaktadır.

Kemerlenme etkisinin geliştirilmesi için; bir yatay reaksiyon bileşeninin bulunması gerekir. Kirişlerde bu değişken boyuna donatılardaki aderans etkisi ile bulunur. a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde göçme; bu boyuna donatıların kırılmasına bağlı olarak gerçekleşir. Kirişlerde kemerlenme etkisi sadece dış çatlaklarda değil, eğik çekme çatlaklarının arasında da oluşur. Basınç kemerinin bir kısmı kaldıraç kuvvetiyle engellenir ve donatılar boyunca geniş çatlaklar oluşur. Eğik çatlakların alt kısmına yakın konumdaki etriyelerin kemerlenmeye destek oluşturduğu kanıtlanmıştır. Döşemelerde ise, kemerlenme etkisi iç kolonlar etrafında ortaya çıkar.

4.1.5 Kesme Donatısı Etkisi

Kirişlerde, kesme donatısının kafes davranışı ile incelenmesi oldukça yaygındır. Bu bakış açısı; tasarım yöntemlerini basitleştirmesine rağmen, birbirinden çok farklı olan kesme kuvveti mekanizmalarını dikkate almamaktadır. Aynı zamanda bu kabul, kesme donatısının işleyiş şeklini ve değişik mekanizmaları nasıl etkilediğinin araştırılması için yararlıdır. Etriye

tarafından taşınan kesme kuvvetine ek olarak eğik çatlak kesme donatısına çapraz bir şekilde geçiyorsa, donatı çeşitli mekanizmalar ile aktarılan kesme kuvvetini arttırarak elemanın kapasitesinin artmasını sağlar. Kesme donatısı aynı zamanda kirişteki eğik çatlakların açılmasını engeller ve çatlak yüzeyleri arası kesme kuvveti aktarımındaki düşüşün yavaşlamasını sağlar.

Shin vd. (1999) tarafından yapılan çalışmada, ACI 318/95'de belirtilen kesme donatısı oranının %50 sinden daha az kesme donatısına sahip elemanlarda boyuna donatı akmamıştır. $a/d=1.5$ ve kesme donatısı ACI 318/95'da belirtilen değerde yerleştirildiğinde, boyuna donatıda büyük şekil değiştirmeler gerçekleşmiş, bu durumda kemerlenme etkisinin baskın olduğu ifade edilmiştir. Söz konusu deneysel çalışmada; eğik çatlama oluşana kadar kesme donatısında şekil değiştirmeler oldukça küçüktür; eğik çatlak oluşumu sonrası ise, önemli miktarda artmıştır. Şekil değiştirmelerdeki bu artış; daha az kesme donatılı kirişte daha fazladır. Aynı kesme donatısı oranında, a/d arttıkça kesme donatısındaki şekil değiştirmeler artar.

4.2 Kesme Mukavemeti Bağıntılarının Çıkarılması

Bölüm 3.4'de (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına kesme donatısı katkısının ilâve edilmesiyle tek yönlü artan yük etkisindeki betonarme kirişlerin kesme dayanımı tahmin edilmektedir.

a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerde, önerilen kesme mukavemeti bağıntısı:

$$v_u = (0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \quad (\text{Normal Mukavemetli Beton, NMB}) \quad (4.7a)$$

$$v_u = (0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \quad (\text{Yüksek Mukavemetli Beton, YMB}) \quad (4.7b)$$

bağıntıları bulunur. Tek yönlü artan yükleme halinde önerilen bağıntıların deney sonuçları ile karşılaştırılması, Şekil 4.8'de verilmiştir.

ACI 318/02'de, a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde çatlama kesme mukavemeti tahmini, a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemetinin $(3.5 - 2.5M_u / (V_u d))$ katı; Zsutty (1968) tarafından önerilen bağıntıda ise, $(2.5 / (a / d))$ katı alınması önerilmiştir. Bu çalışmada; Zsutty (1968) tarafından önerilen bağıntıda olduğu gibi, a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerin kesme mukavemetine betonun katkısı a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişler için tahmin edilen değer $(2.5 / (a / d))$ katı alınmıştır. Aynı oran (3.19a) ve (3.19b) bağıntılarına uygulanmıştır.

a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde, önerilen kesme mukavemeti bağıntısı:

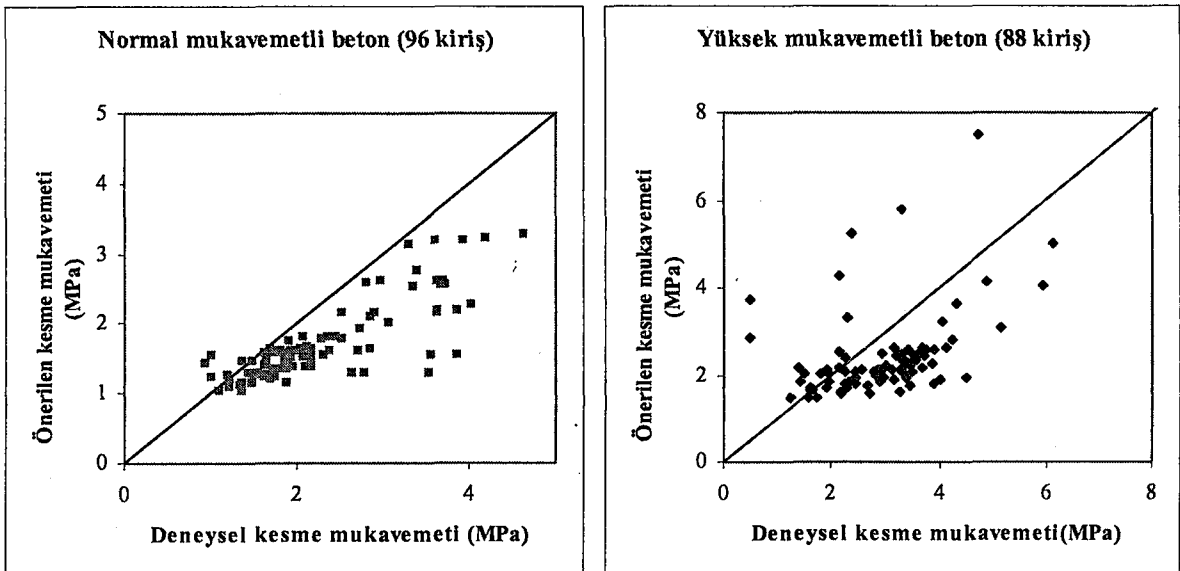
$$v_u = (0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \quad (\text{Normal Mukavemetli Beton, NMB}) \quad (4.8a)$$

$$v_u = (0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \quad (\text{Yüksek Mukavemetli Beton, YMB}) \quad (4.8b)$$

Önerilen (4.7) ve (4.8) bağıntılarının deneysel verilerle uygunluğu a/d , kesme donatısı mukavemeti ve beton basınç mukavemetine göre değişimleri aşağıda incelenmiştir.

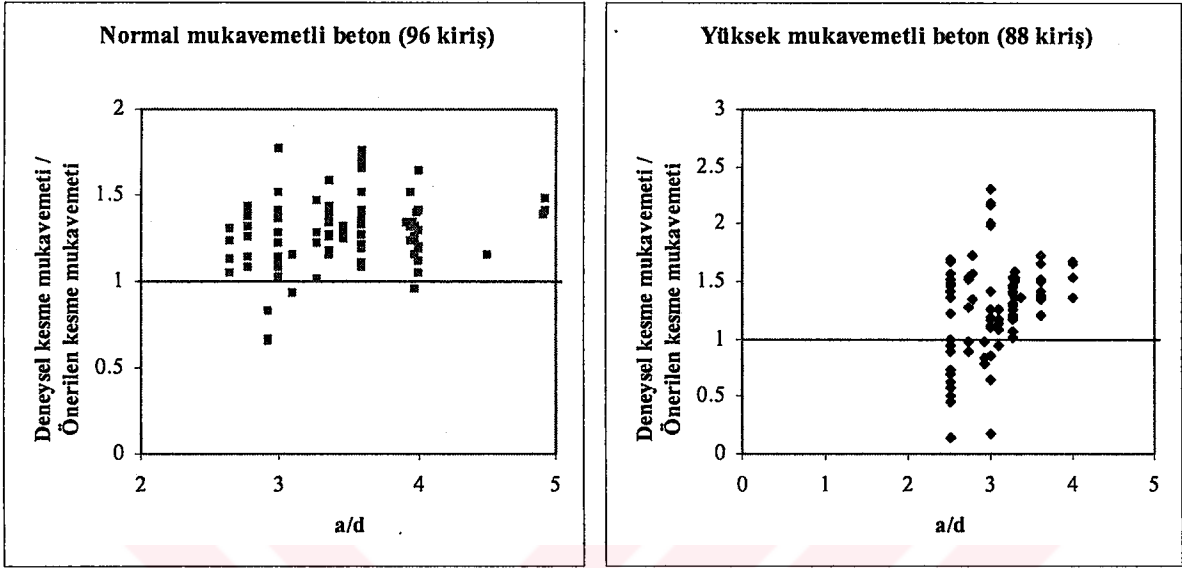
4.2.1 a/d Oranı 2.5'dan Büyük Kirişler:

Şekil 4.8'da önerilen kesme mukavemeti (4.7a) ve (4.7b) bağıntıları normal mukavemetli betonla üretilen betonarme kirişler (Bresler ve Scordelis, 1961; Leonhardt ve Walther, 1962; Bresler ve Scordelis, 1966; Bahl, 1968; Placas ve Regan, 1971; Swamy ve Andriopoulos, 1974; Mattock ve Wang, 1984; Mphonde ve Frantz, 1984; Elzanaty vd., 1986; Johnson ve Ramirez, 1989; Anderson ve Ramirez, 1989; Sarzam ve Al-Musawi, 1992; Xie vd., 1994; McGormley vd., 1996; Yoon vd., 1996; Zararis ve Papadakis, 1999; Karayiannis ve Chalioris, 1999; Angelakos vd., 2001) ile yüksek mukavemetli betonla üretilen betonarme kirişlerin (Placas ve Regan, 1971; Mphonde ve Frantz, 1984; Elzanaty vd., 1986; Johnson ve Ramirez, 1989; Roller ve Russell, 1990; Sarzam ve Al-Musawi, 1992; Xie vd., 1994; McGormley vd., 1996; Yoon vd., 1996; Kong ve Rangan, 1998; Collins ve Kuchma, 1999; Shin vd., 1999; Angelakos vd., 2001; Rahal ve Al-Shaleh, 2004) deney sonuçları karşılaştırılmıştır.

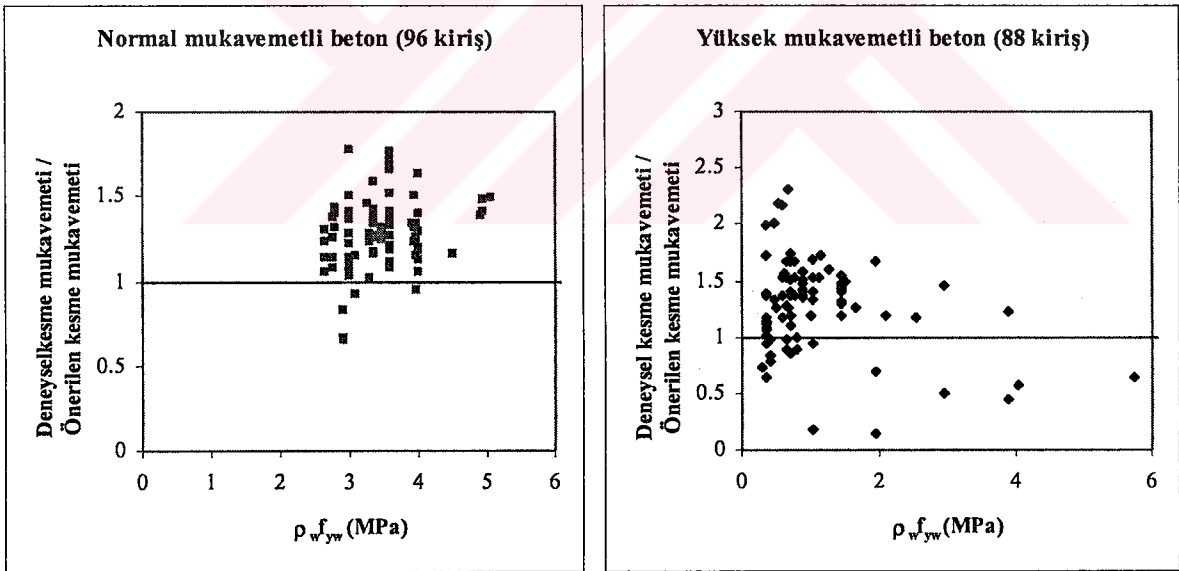


Şekil 4.8 Önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

Deneyel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemeti değerlerine oranının ortalama değeri ve standart sapması; normal mukavemetli betonlar için, sırasıyla, 1.33 ve 0.32, yüksek mukavemetli betonlar için ise, 1.29 ve 0.40 bulunmuştur.



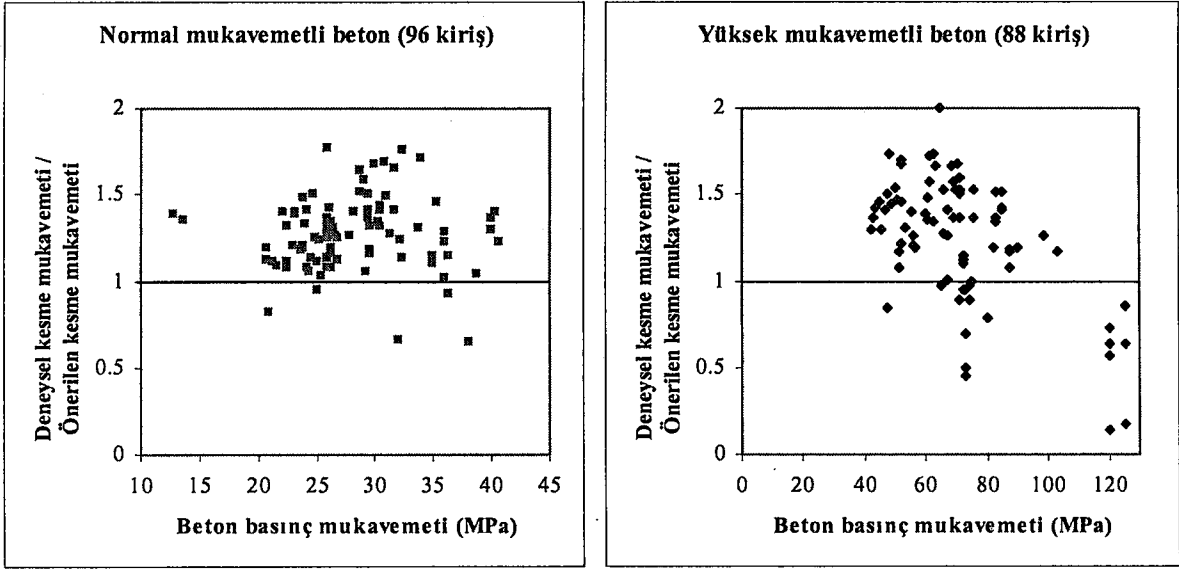
Şekil 4.9 Farklı (a/d)'ler için önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması



Şekil 4.10 Kesme donatısıyla sağlanan mukavemetlerine göre, önerilen (6.46) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

Şekil 4.9-4.11'da önerilen (4.7a) ve (4.7b) bağıntıları ile deneylerde bulunan kesme mukavemeti verilerinin; a/d , $\rho_w f_{yw}$ ve f_c 'ye göre değişimleri karşılaştırılmaktadır. Deneysel verilerin önerilen kesme mukavemeti tahminlerine oranlarının; a/d , $\rho_w f_{yw}$ ve f_c artışlarından hemen hemen etkilenmediği; bir başka ifade ile, bu değişkenlerden bağımsız dağılım

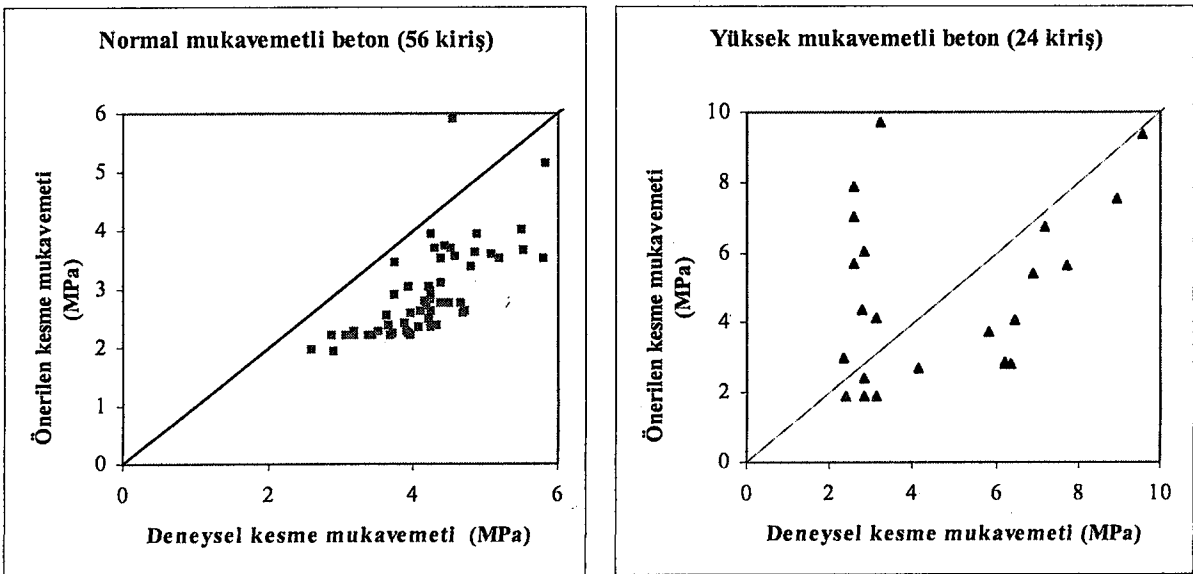
sergilediği söylenebilir. Bununla beraber, dağılım, yüksek mukavemetli beton numunelerde daha yüksektir.



Şekil 4.11 Farklı beton basınç mukavemetlerinde önerilen (4.7) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

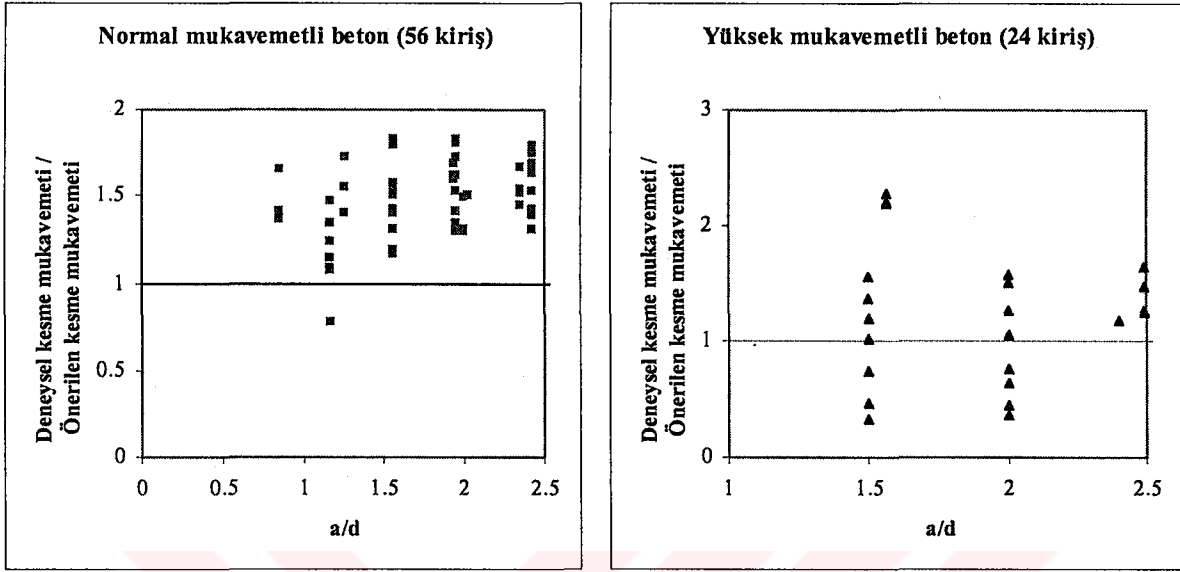
4.2.2 a/d Oranı 2.5'dan Küçük Kirişler

a/d oranı 2.5'dan küçük kirişler için önerilen kesme mukavemeti bağıntıları, (4.8a) ve (4.8b) ile elde edilen mukavemetler, normal mukavemetli betonarme kirişlerin (Clark, 1951; Mattock ve Wang, 1984; Oh ve Shin, 2001) ve yüksek mukavemetli betonarme kirişlerin (Clark, 1951; Kong ve Rangan, 1998; Shin vd., 1999) deney sonuçları karşılaştırılmıştır (Şekil 4.12).

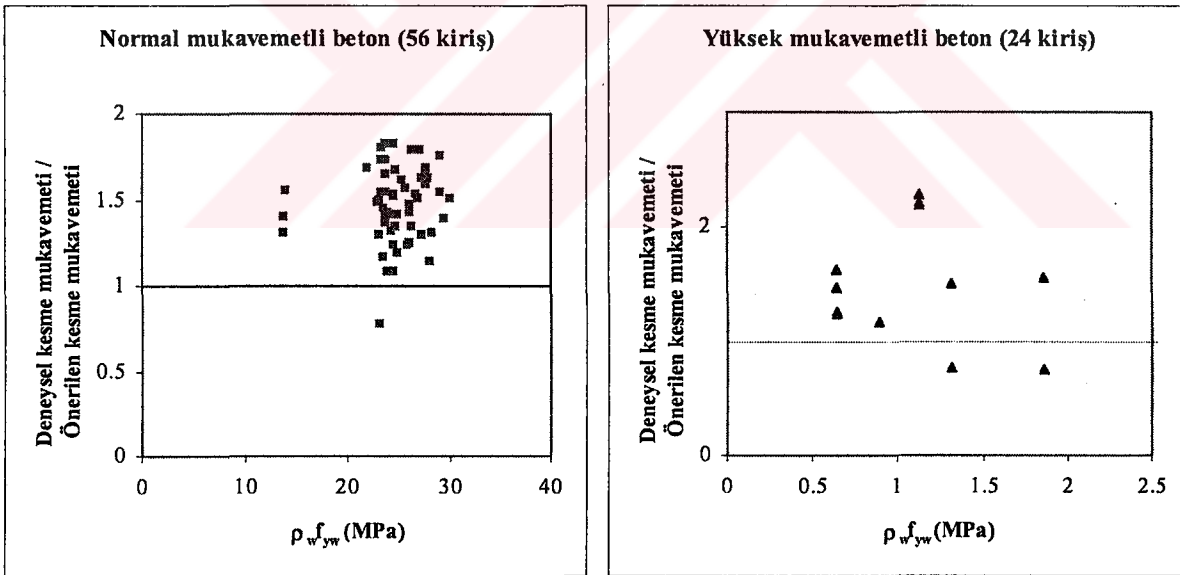


Şekil 4.12 Önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

Deneysel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemeti değerlerine oranının ortalama değeri ve standart sapması; normal mukavemetli betonlar için, sırasıyla, 1.47 ve 0.22, yüksek mukavemetli betonlar için ise, 1.17 ve 0.58 bulunmuştur.



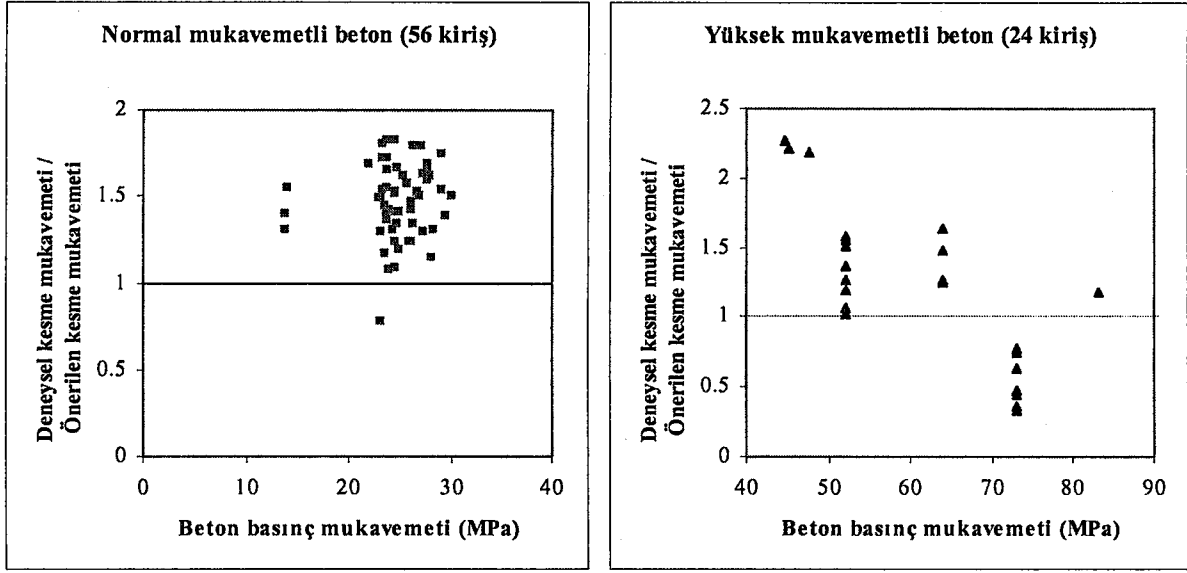
Şekil 4.13 Farklı a/d için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması



Şekil 4.14 Farklı donatı oranları için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

Şekil 4.13-4.15'da; önerilen (4.8a) ve (4.8b) bağıntıları ile deneyde bulunan kesme mukavemeti verilerinin, f_c , a/d ve $\rho_w f_{yw}$ 'ye göre değişimleri karşılaştırılmaktadır. Deneysel verilerin önerilen kesme mukavemeti tahminlerine oranları yüksek mukavemetli numuneler için, f_c , a/d ve $\rho_w f_{yw}$ artışlarından çok fazla etkilenmediği, değişkenlerden bağımsız dağılım

sergilediği görülmektedir. Önceki örnekteki dağılım farklılığı, burada daha yüksektir.



Şekil 4.15 Farklı beton basınç mukavemetleri için; önerilen (4.8) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

4.2.3 Önerilen Bağıntıların Değerlendirilmesi

Çizelge 4.1’de tek yönlü artan yük etkisinde kesme donatılı betonarme kirişlerin deneysel göçme mukavemetinin, önerilen, TS500(2000) ve ACI 318/02’e göre kesme mukavemeti tahminine oranının ortalama değer, standart sapma ve varyasyon katsayısı değerleri bakımından karşılaştırılmaları verilmiştir.

Çizelge 4.1 $(a/d) \geq 2.5$ olan betonarme kirişler

	$f_c \leq 41.4MPa$			$f_c > 41.4MPa$		
	Deneysel / Önerilen	Deneysel / TS500	Deneysel / ACI318/02	Deneysel / Önerilen	Deneysel / TS500	Deneysel / ACI318/02
Ortalama Değer	1.33	1.15	1.40	1.29	1.02	1.25
Standart Sapma	0.32	0.28	0.34	0.40	0.31	0.38
Varyasyon katsayısı	0.24	0.24	0.24	0.31	0.31	0.31

$a/d \geq 2.5$ kirişlerde; ortalama değerler karşılaştırıldığında, TS 500(2000)’e göre bulunan kesme mukavemetinin (beton ve donatı için karakteristik mukavemetler göz önüne alınarak) deneysel verilere daha yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Ancak; herhangi bir bağıntının deneysel veriler ile uygunluğunun karşılaştırılmasında temel parametre varyasyon katsayısı

olduğu düşünüldüğünde, ACI 318/02, TS 500(2000) ve önerilen bağıntuların deney sonuçları ile aynı oranda tutarlı olduğu söylenebilir. Yüksek mukavemetli betonla üretilen betonarme kirişlerin deneysel ve teorik çalışmalardan çıkarılan sonuçlar karşılaştırıldığında denilebilir ki; göçme kesme mukavemeti tahmini üzerinde daha fazla çalışılması gereği açıktır.

Çizelge 4.2 (a/d) < 2.5 olan betonarme kirişler

	$f_c \leq 41.4MPa$		$f_c > 41.4MPa$	
	Deneysel / TS500	Deneysel / Önerilen	Deneysel / TS500	Deneysel / Önerilen
Ortalama Değer	1.63	1.47	1.12	1.17
Standart Sapma	0.36	0.22	0.61	0.58
Varyasyon katsayısı	0.22	0.15	0.54	0.50

a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde, TS500(2000)'e göre tasarım kesme mukavemeti değeri deneysel kesme mukavemeti değerinden oldukça büyüktür. Mevcut deneysel veriler değerlendirildiğinde, standart sapma, ortalama değeri ve varyasyon katsayısı yönünden önerilen bağıntuların TS500(2000)'e göre kesme mukavemetini daha doğru tahmin ettiği görülmektedir (Çizelge 4.2).

5. SONLU ELEMAN UYGULAMALARI

Doğrusal olmayan sonlu eleman yöntemi, betonarmenin sayısal çözümleme alanında Ngo ve Scordelis'in (1967) öncü sayılan çalışmalarından bu yana, güçlü bir araç olarak yaygın kullanılır hâle gelmiştir. Geçen otuz sekiz yıllık zaman süresinde, betonun mekanik davranışını, bu arada kesme mukavemetini de dikkate alarak modelleyen çok sayıda çalışma yapılmıştır. Beton için önerilen genelleştirilmiş malzeme davranış bağıntıları (bünye bağıntıları) ise, genellikle tek yönlü artan (monotonic) yüklere maruz betonarme elemanların temel karakteristiklerini tanımlayacak üç boyutlu gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerini vermektedir (Doran vd., 1998). Malzemelerin bünyesel olarak modellenmesi amacıyla pek çok matematiksel bağıntı geliştirilmiştir. Bu modellerin başlıcaları; kırılma mekaniği, plastik, doğrusal ve doğrusal olmayan elastik, hasar modeli, çatlak modelleri olarak sayılabilir. Gerilme invaryantları bakımından tanımlanan kırılma kriteri, plastik akma yüzeyi gibi alınabilir. Sayısal çözümlerde kullanılan malzeme modellerinin pek çoğu (1) von Mises kriteri, (2) Drucker-Prager kriteri ve (3) Coulomb veya Geliştirilmiş Coulomb göçme kriterleridir (Chen, 1982).

Lineer teoride malzemenin akma gerilmesi aşılmadıkça, gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi doğrusal kabul edilir ve hesaplar doğrusal elastisite teorisine göre yapılır. Akma gerilmesi üzerindeki gerilmeler (pekleşme) genelde dikkate alınmamaktadır. Bu anlamda, yapıların elastik olarak incelenmesinin, gerilme dağılımının her zaman düzgün olmadığı ve yüksek gerilmeli yerel bölgelerin plastikleşebileceği ihtimalini dikkate almayan yaklaşımların gerçeği tam olarak yansıtmayacağı açıktır. Plastik hesap, süneklikten faydalanarak, beton içinde düzgün dağılmayan gerilmeleri daha gerçekçi şekilde hesaplamaya imkân verir. Betonun doğrusal olmayan davranışına ait matematiksel modellerin oluşturulabilmesi, beton ve donatı çeliği davranışları ile birlikte çelik beton arası aderansın da düşünülmesini gerektirir. Betonarme elemanların kompozit davranışını ifade etmek için, her iki malzeme için ayrı ayrı uygun gerilme-birim şekil değiştirme bağıntıları seçilmelidir. Bu çalışmada yapılan sonlu eleman uygulamalarında, beton ve çelik arasında tam aderansın olduğu varsayılmıştır.

Genellikle sonlu eleman çözümlerinde; sonlu eleman boyutu küçüldükçe elemanların yük taşıma kapasitesi ve şekil değiştirmelerinde gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilebileceği düşünülmesine karşın, sonlu eleman uygulamalarında beton elemanların sonlu eleman boyutunda bir alt sınır gerekli olmaktadır. Bu alt sınır ile, sonlu eleman boyutundan kaynaklanan problemlerden kaçınılması mümkün olabilmektedir. Optimum sonlu eleman boyutu

iki farklı yolla tanımlanabilir. İlki, beton elemanlarda ölçülen şekil değiştirmelerde şekil değiştirme ölçüsünün uzunluğu gibi alınabilir, ki bu değer; beton karışımındaki en büyük agrega boyutunun iki veya üç katıdır. Sonlu eleman boyutu küçüldükçe, genellikle betonun bünye bağıntılarının kullanımıyla uyumsuzluk olmaktadır (Bedard ve Kotsovas, 1986). Bazant ve Oh (1983) tarafından ifade edilen diğer çözümde ise; beton gibi heterojen malzeme eşit sürekli homojen malzeme olarak ifade edildiği zaman, mikro yapıda gerçek gerilme ve şekil değiştirmelerden sürekli homojen gerilme ve şekil değiştirmeler ayırt edilmelidir. Temsil edilen alan beton olduğu takdirde, optimum sonlu eleman boyutu beton karışımındaki en büyük agrega boyutunun iki veya üç katı gibi alınabilir. Sonlu eleman boyutu küçüldükçe, erken göçen daha zayıf elemanların oluşması ile sayısal çözümlerinde bulunan yük taşıma kapasitesi ve şekil değiştirme değerleri gerçeği yansıtmamaktadır. Betonarme kirişin doğrusal olmayan çözümünde optimum sonlu eleman boyutu beton karışımındaki en büyük agrega boyutunun üç katından büyük seçilerek sonlu eleman boyutu probleminin etkisi azaltılması amaçlanmıştır.

5.1 Beton Kırılma Kriterleri Yardımıyla Plastik Analiz

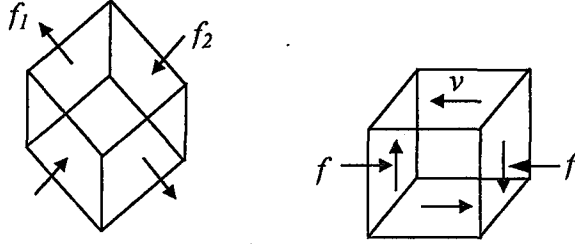
Betondaki çok çeşitli kırılma türlerinin hepsi de çatlama ya da ezilme gibi davranışlar içerir. Kesme kırılmasının tam anlaşılabilmesi için betonun kırılma biçiminin doğru anlaşılması ve modellenmesi gereklidir. Günümüze kadar yapılmış çalışmalardan, henüz her durumda yeteri kadar doğru sonuç verebilecek bir kriter bulunamamıştır. Bunun en önemli nedenleri, deneysel zorluklar ve betonun heterojen yapısıdır.

Kesme ve eksenel gerilme altındaki beton elemanın davranışı oktahedral (8 yüzlü) gerilme modeli ile tahmin edilmiştir. Oktahedral teori, eğik çatlakların belirlenmesinde iyi bir yöntemdir. Ayrıca, birçok araştırmacı üç boyutlu gerilme durumuna maruz betonun kırılma modelinin belirlenmesinde ortalama asal gerilmenin de oldukça önemli olduğunu savunmaktadır. Birçok uygulamada ise, daha basit kırılma modelleri kullanılmaktadır.

Çatlamanın en basit kriteri ise, asal çekme gerilmesi ya da asal çekme uzaması modeline dayanmaktadır. Bu yaklaşımların çekme kırılmasının tahmin edilmesinde yararlı olduğu ve kesme kuvveti+eğilme momenti etkisi altındaki bir kirişte çekme çatlakları oluştuğunda mantıklı sonuçlar verdiği görülmüştür (ASCE-ACI 426, 1973).

Sadece eğilme ya da eğilme+eksenel yük durumunda, son limit basınç şekil değiştirmesi de kırılma yükünün tahmininde mantıklı sonuçlar vermektedir. Plastik mafsal kapasitesi hesabı

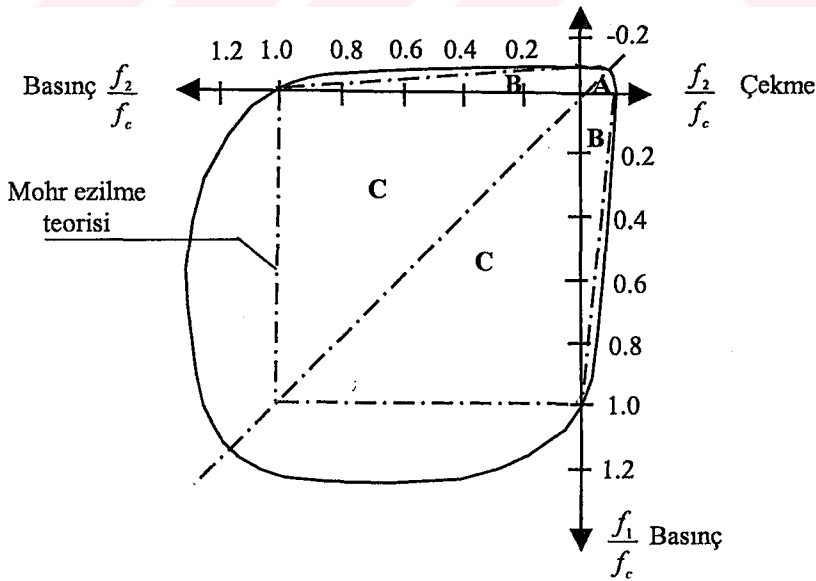
için de bazen son limit uzaması; $M/(Vd)$ oranının bir fonksiyonu olarak alınmaktadır.



a) Normal gerilmeler b) Normal ve kayma gerilmeleri

Şekil 5.1 İki eksenli gerilme durumları (ASCE-ACI 426, 1973)

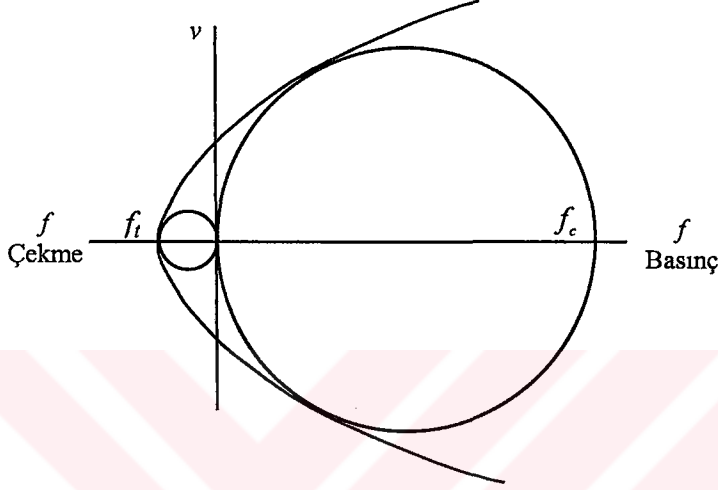
Herhangi bir elemandaki gerilmeler çoğu zaman üçüncü yöndeki gerilmenin "0" a eşit olduğu iki eksenli bir gerilme hali ile idealize edilebilir. Şekil 5.1'a da görülen bir elemandaki f_1 ve f_2 ile belirtilen gerilmeler Şekil 5.2'de sürekli çizgilerle çizilen gerilme diyagramı ile anlatılmıştır. Bu diyagram 45° 'lik eksene göre simetrik olup, şekilde görüldüğü gibi A, B, C ile belirtilen üç bölüme ayrılabilir. İki eksenli çekmenin, (çekme-çekme) çekme dayanımı üzerine çok küçük bir etkisi olup iki eksenli basınç (basınç-basınç) tek eksenli gerilme durumuna göre basınç dayanımını artırma eğilimindedir. Bununla birlikte çekme+ basınç yükleme durumları, kırılma sırasındaki çekme ve basınç dayanımlarını azaltırlar. Sözü edilen bu son durum; özellikle kesme kuvvetinin kiriş gövdesindeki asal çekme ve asal basınç gerilmelerini arttırması durumunda çok önem kazanır (ASCE-ACI 426, 1973).



Şekil 5.2 Betonun iki eksenli mukavemet eğrisi (ASCE-ACI 426, 1973)

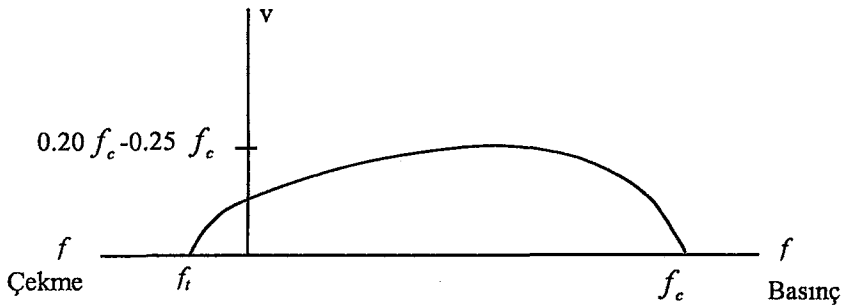
Mohr Göçme Modeli, Şekil 5.2'deki C bölgesinde oldukça güvenli sonuçlar vermektedir, bunun dışında, Şekil 5.1'de görülen her iki durum için de dayanım tahminlerinde oldukça

mantıklı sonuçlar vermektedir. Şekil 5.3'dekine benzer parabolik ve lineer zarf eğrileri ise, kırılma durumuna ilişkin Mohr çemberleri için ileri sürülmüştür. Bu zarf eğrilerine teğet bir Mohr çemberi oluşturan herhangi bir yükleme; bir kırılma durumunu ifade etmektedir. Bu modele göre; Şekil 5.1a'daki yükleme durumu için Şekil 5.2'de noktali çizgilerle gösterilmiş olana benzer bir dayanım diyagramı oluşur. Noktali ve sürekli çizgiler birbirinden farklıdır; çünkü, Mohr Modelinde ortalama asal gerilmelerin etkisi göz önüne alınmamıştır (ASCE-ACI 426, 1973).



Şekil 5.3 Mohr göçme zarf eğrileri (ASCE-ACI 426, 1973)

ASCE-ACI 426 raporunda (1973), hem Mohr Modelinde hem de diğer Kupfer, Hilsdorf ve Risch diyagramlarındaki ilişkiler Şekil 5.1b de görülen gerilme altındaki elemanın dayanımı için de çıkartılmıştır. Bu şekildeki bir ilişki Şekil 5.4'de gösterilmiştir. Bu eğri Şekil 5.1b'de görülen elemanın düşey düzlemindeki kayma+eksenel gerilmenin her kombinasyonunu içermektedir. Bu diyagram betonda kesme kuvvetinin bulunmasının basınç dayanımını düşürdüğünü gösterir. Kesme+basınç durumu, kolonlarda ya da kirişin basınç bölgesinde oluşur.



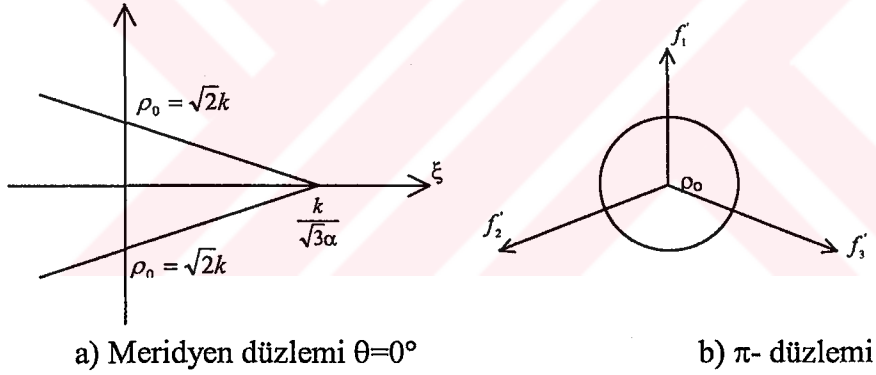
Şekil 5.4 Göçme durumuna karşılık gelen f ve v gerilme bileşenleri (ASCE-ACI 426, 1973)

5.1.1 Drucker-Prager Malzeme Modeli

Malzemelerin bünye bağıntılarının belirlenmesinde kullanılan pek çok matematiksel model; betonun mekanik davranışını, plastik ve visko plastik teoriler yardımıyla ifade edebilmektedir. Bunlardan en çok kullanılanı ise; Drucker-Prager malzeme modelidir. Söz konusu modelde akma kriteri, von Mises kriterinin genelleştirilmiş şeklidir. Drucker-Prager malzeme modelinde akma kriteri, von Mises kriterinde hidrostatik gerilme etkisini ek bir terim ile dikkate alarak;

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (5.1)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada α ve k , malzeme sabitleri, I_1 gerilme tansörünün birinci invariantı ve J_2 ise deviyatör tansörünün ikinci invariantıdır. $\alpha=0$ olması durumunda kriter, von Mises kriteri ile aynı olacaktır (Chen, 1982). (5.1) bağıntısının gösterdiği akma yüzeyi, asal gerilme uzayında bir dairesel konidir; meridyenleri ve π -düzlemindeki kesiti Şekil 5.5'de verildiği gibidir (Doran vd., 1998).



Şekil 5.5 Drucker-Prager kriteri (Chen, 1982)

Şekil 5.6'da görüldüğü gibi Drucker-Prager kriteri, Mohr-Coulomb kriterine oldukça yakındır; Drucker-Prager kriterinin dairesi, Mohr-Coulomb altıgenine dıştan çizilen bir sınır daire olarak düşünülürse, iki yüzey $\theta=60^\circ$, α ve k ile belirlenecek basınç meridyenine uygun olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (5.2)$$

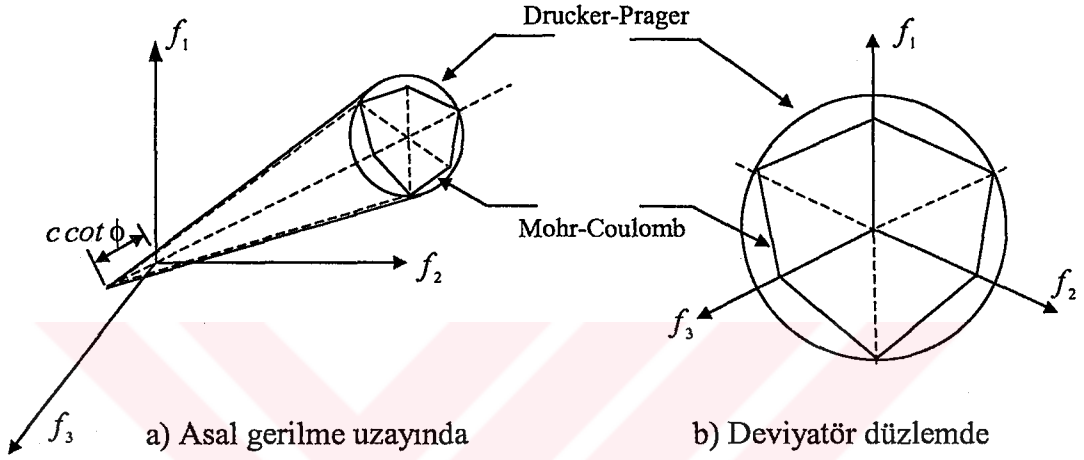
Burada ϕ ve c , sırası ile, malzemenin içsel sürtünme açısını ve kohezyonunu ifade eden parametrelerdir. LUSAS programı, plastik analiz safhasında bu değerleri dikkate almaktadır.

(5.2) bağıntısındaki sabitler ile belirlenen koni, Mohr-Coulomb akma yüzeyindeki altıgen piramidi çevreleyen bir dış zarf görünümündedir (Şekil 5.6).

Ayrıca çekme meridyeninden (ρ) geçen, $\theta=0^\circ$ ile belirlenecek iç koniyi ifade eden sabitler;

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (5.3)$$

olarak belirlidir.



Şekil 5.6 Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb kriterlerinin karşılaştırılması (Chen, 1982)

LUSAS programında Drucker-Prager akma kriterine göre, plastik analizinin yapılabilmesi için, malzeme parametreleri olan kohezyon c , ve içsel sürtünme açısı ϕ , değerlerinin veri olarak sağlanması gerekmektedir. Bu çalışmada, malzemenin kohezyonu, c , (Doran vd., 1998) için,

$$c = 0.23 \ln(E_c d_{ag}^2) - 0.60 \quad (5.4)$$

bağıntısı kullanılmıştır.

5.1.2 Çatlak Modeli

Jefferson (1995) tarafından geliştirilen modelde, gelişen çatlakla malzemenin yumuşadığı ve yük artımı sonunda mukavemetini kaybettiği farz edilir. Beton mukavemetinde azalma; betonun çekme mukavemeti ve yumuşama eğrisi sonundaki şekil değiştirme ile ifade edilen üstel fonksiyon ile tanımlanmaktadır. Betonun çekme gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrisinde; yumuşama eğrisinin sonunda şekil değiştirme, $1.5*$ (çekme mukavemeti/elasticite modülü)'den büyük ise yük artımı sonlanmaktadır.

LUSAS programında Çatlak Modeli'ne göre, plastik analizinin yapılabilmesi için gerekli olan

parametreler betonun çekme mukavemeti ile betonun gerilme şekil değiştirme eğrisinin yumuşama bölgesi sonunda maksimum şekil değiştirme değeridir.

5.2 Beton Mukavemeti Yüksek a/d Oranı 2.5'dan Küçük Betonarme Kirişler

Açıklık ortasında tekil yükü taşıyan kirişlerde yükü kısmî yayılı (gerçek durum) ve sıfır alana yayılı (teorik) kirişlerde, farklı beton mukavemeti ve betonarme kiriş boyutları için kesme ve eğilme mukavemeti doğrusal olmayan kırılma mekaniği temel alınarak deneylerle uyumlu tahmin edilebilmektedir. Eğik çatlama ve nominal kesme mukavemetini hesaplamak için açıklık ortasında tekil yükü taşıyan betonarme kirişlerin deney sonuçları (Shin vd., 1999) ile tutarlı toplam yük-yer değiştirme eğrisini veren uygun sonlu eleman boyutları ve söz konusu sonlu eleman boyutlarında yükleme durumları araştırılmıştır. Pek çok araştırmada uygulanan toplam yük-yer değiştirme eğrileri ile deney sonuçlarının uyumluluğu ilk kriter olarak göz önüne alınmaktadır. Sonlu eleman boyutları değişimine bağlı olarak toplam yük-yer değiştirme eğrileri ve kiriş açıklık ortası kesitinde düğüm noktalarındaki yer değiştirmeler karşılaştırılmıştır. Ayrıca; kiriş açıklık ortasında tekil yükü taşıyan kirişler ile açıklık ortasında düğüm noktasının her iki yanında kısmî yayılı yükü taşıyan kirişler yer değiştirmeler yönünden karşılaştırılmış ve yük dağılımının yük taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır (Arslan, 2003; Arslan ve Polat, 2004). Karşılaştırmaya tabi tutulan deney serilerinde değişkenler; beton basınç mukavemeti, kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d) ve kesme donatısı oranıdır.

Boyutları aynı bir kirişte, kiriş açıklık ortasında yükün tekil olarak yüklenmesi ile açıklık ortası düğüm noktasının her iki yanında kısmî yayılı yükü taşıyan durumlarının sonlu eleman çözümlenmeleri karşılaştırılmıştır. Her iki yükleme durumunda alınan aynı yük değerinde, görelî yer değiştirmeler yönünden büyük farklar oluşmuştur (Arslan, 2003).

Çözümde, beton için Drucker-Prager, donatı için Tresca akma ve kırılma kriterleri kullanılmıştır. Seçilen eleman tipleri beton için iki boyutlu izoparametrik eleman (QPM8), donatı için iki boyutlu izoparametrik çubuk eleman (BAR3)'dir. Kullanılan yüksek mukavemetli betonda en büyük agrega boyutu 13 mm'dir (Shin vd., 1999). Malzeme modelinde beton için içsel sürtünme açısı 37° , kohezyonu ise, (5.4) bağıntısından 3.02 alınmıştır.

Elemanların Özellikleri

Eğik çatlama mukavemeti ve nominal kesme mukavemetini hesaplamak için açıklık ortasında tekil yükü taşıyan a/d oranı 2.5'dan küçük betonarme kirişlerdeki değişkenler (Shin vd., 1999):

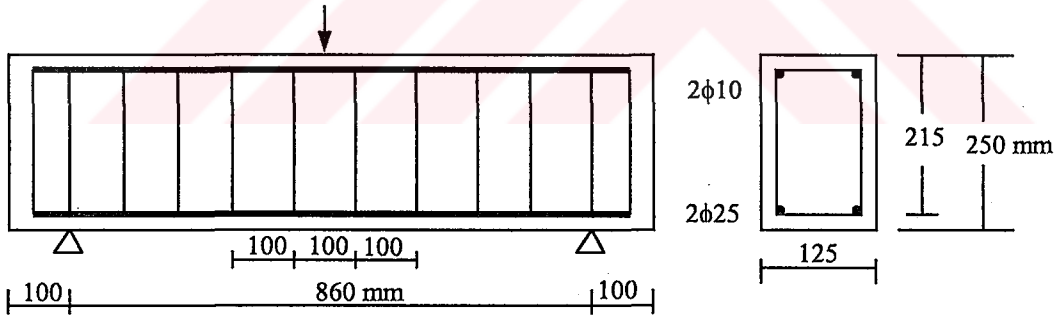
1. Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı ($a/d=1.5, 2.0$ ve 2.5),
2. Kiriş enine donatı oranı ($\rho_w/\rho_w(ACI)=0, 0.25$ ve $\rho_w(ACI)=ACI 318/95$ 'e göre gerekli kiriş kesme donatısı oranı). $\rho_w(ACI)$ 'un hesabında gerekli kesme mukavemeti, boyuna donatının akmasına karşılık gelen kesme kuvveti olarak alınmıştır. Elemanların özellikleri Çizelge 5.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.1. Elemanların özellikler

Elemanlar	b_w (mm)	d (mm)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	a/d	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$	ρ	ρ'
HB1.5*-0**	125	215	73	414	1.5	0.0000	0.0377	0.0000
HB1.5-25	125	215	73	414	1.5	0.0045	0.0377	0.0050
HB2.0-0	125	215	73	414	2.0	0.0000	0.0377	0.0000
HB2.0-25	125	215	73	414	2.0	0.0045	0.0377	0.0050
HB2.5-0	125	215	73 <td 414	2.5	0.0000	0.0377	0.0000	
HB2.5-25	125	215	73	414	2.5	0.0045	0.0377	0.0050

* Kesme açıklığının etkili derinliğe oranı (a/d), ** $\rho_w/\rho_w(ACI)$ oranı

Şekil 5.7'de $a/d = 2$ ve kesme donatısı aralığının 100 mm olması durumunda sonlu eleman çözümlemesinde kullanılacak kesit geometrisi ve donatıları verilmiştir. Tüm kirişlerde yük açıklık ortasına tekil etkimektedir.

Şekil 5.7 Eleman boyutları ($a/d=2.0, \rho_w/\rho_w(ACI)=0.25$) (Shin vd., 1999)

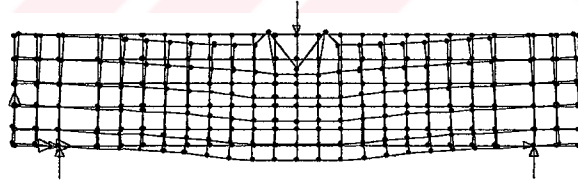
Çizelge 5.2'de kiriş uzunluğu boyunca (yatayda) ve kiriş yüksekliğince (kiriş kesitindeki-düşeyde) sonlu eleman boyutları ayrıntılı olarak özetlenmiştir. HB2.5-25 kirişinde yatayda sonlu eleman boyutunun 100 mm seçilmesi durumunda, kesme donatılı kirişte kesme donatısı aralığı ve sonlu eleman boyutlarının geometrik uyumsuzluğundan kiriş açıklık ortasında yer değiştirmeler karşılaşılamamaktadır.

Çizelge 5.2. Sonlu eleman aralıkları ve boyutları

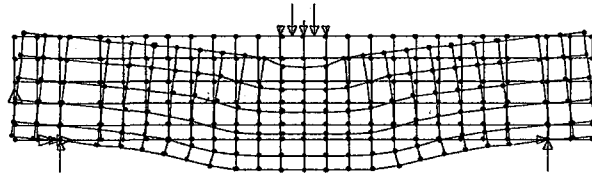
Elemanlar	a/d	Sonlu eleman boyutları		Kirişlerin isimleri	
		Yatayda (mm)	Düşeyde (mm)	Tekil yüklü	Kısmî yayılı
HB1.5-0	1.5	77	35+4x53.75	77x4	---
HB2.0-0	2.0	77	35+4x53.75	77x4	---
HB2.5-0	2.5	43	35+4x53.75	43x4	---
HB2.5-0	2.5	50	35+4x53.75	50x4	50x4d
HB2.5-0	2.5	77	35+107.5x2	77x2	---
HB2.5-0	2.5	77	35+72+71+72	77x3	---
HB2.5-0	2.5	77	35+4x53.75	77x4	77x4d
HB2.5-0	2.5	77	35+35+5x36	77x6	---
HB2.5-0	2.5	100	35+4x53.75	100x4	---
HB2.5-0	2.5	180	35+4x53.75	180x4	180x4d
HB1.5-25	1.5	50	35+4x45+35	50x4	---
HB2.0-25	2.0	50	35+4x45+35	50x4	---
HB2.5-25	2.5	50	35+4x45+35	50x4	50x4d
HB2.5-25	2.5	50	35+2x90+35	50x2	---
HB2.5-25	2.5	100	35+4x45+35	100x4	---
HB2.5-25	2.5	100	35+2x90+35	100x2	---

5.2.1 Yükün Açıklık Ortasında Tekil ve Düğüm Noktasının Her İki Yanında Kısmî Yayılı Yüklü Olması Durumlarının Karşılaştırılması

Açıklık ortasında tekil ve kısmî yayılı yüklü kirişlerde, sonlu eleman boyutları ve düğüm noktalarındaki yer değiştirmeler Şekil 5.8'de gösterilmiştir.



a) 50x4 kirişinin sonlu eleman boyutları ve kirişte yer değiştirmelerin değişimi



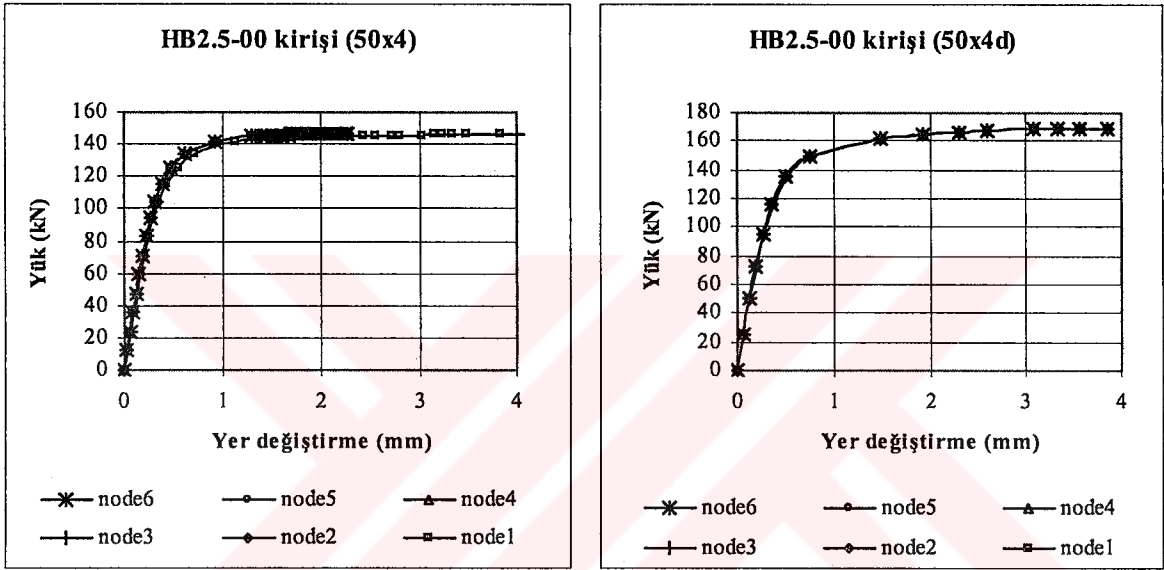
b) 50x4d kirişinin sonlu eleman boyutları ve kirişte yer değiştirmelerin değişimi

Şekil 5.8 HB2.5-00 kirişi

Açıklık ortası düğüm noktasında tekil yüklü kirişte en üst düğüm noktası (node 1) görelî yer değiştirme miktarının o kesitte aynı doğrultudaki yer değiştirme miktarlarına göre oldukça büyük olduğu görülmektedir (lokal etki); Şekil 5.8a. Şekil 5.8a'daki yer değiştirme

düzensizliğini azaltmak için açıklık ortasında yükün düğüm noktasının her iki yanında kısmî yayılı olmasının daha uygun sonuç vereceği görülmektedir.

Açıklık ortası kesitinde "1" en üst düğüm noktası, "6" en alt düğüm noktasıdır. Tekil yüklü kirişlerin doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlenmeleri sonucu, açıklık ortası kesiti düğüm noktalarındaki uygulanan toplam yük-yer değiştirme eğrileri Şekil 5.9a'da karşılaştırılmıştır. Yükün açıklık ortasında kısmî yayılı yüklü olması durumunda, açıklık kesitinin tüm düğüm noktalarındaki uygulanan toplam yük-yer değiştirme eğrileri hemen hemen örtüşmektedir; Şekil 5.9b.

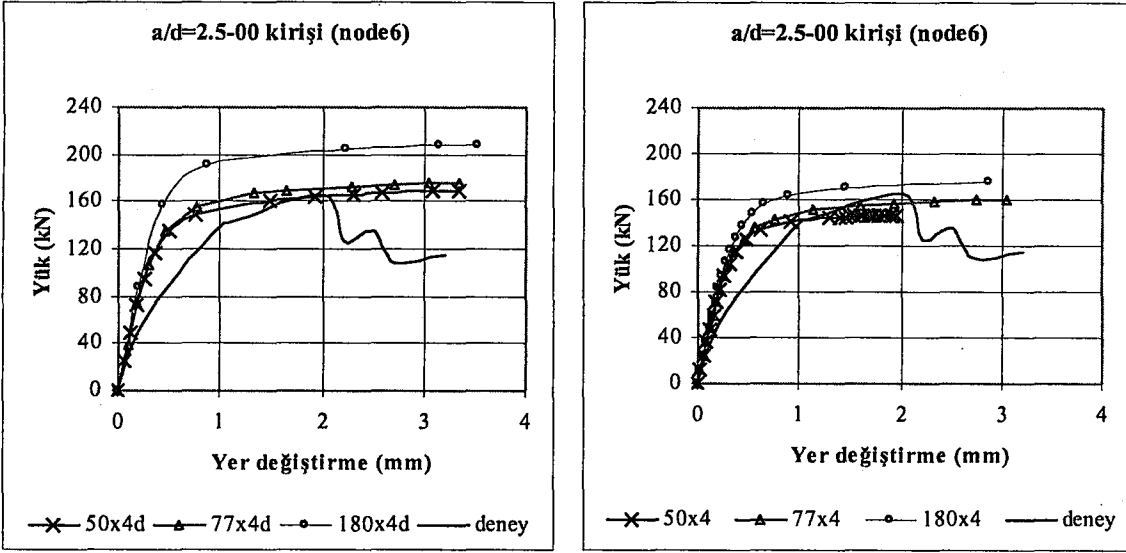


a) Açıklık ortasında tekil yüklü

b) Açıklık ortasında kısmî yayılı yüklü

Şekil 5.9 HB2.5-00 kirişi açıklık ortası kesitinde yük-yer değiştirme eğrileri

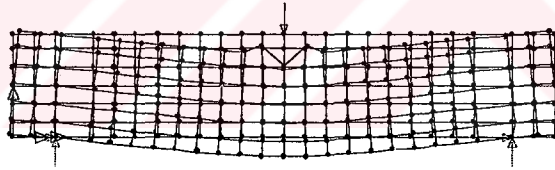
HB2.5-00 kirişinin açıklık ortasında tekil yüklü (Şekil 5.10a) ve açıklık orta noktasının her iki yanında kısmî yayılı yüklü (Şekil 5.10b) durumları için yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırılmıştır. Açıklık ortasında tekil yüklü kirişte, kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artışı kirişin yük taşıma kapasitesinin daha yüksek tahminine yol açmaktadır. 50x4 isimli kirişin toplam yük-yer değiştirme eğrisinin, deney sonuçlarına daha az yaklaştığı görülmektedir. 77x4 ve 180x4 eğrileri ise, deney sonuçları karşılaştırıldığında, yaklaşık aynı sapmayı gösterdiği görülmektedir. Açıklık ortasında yükün kısmî yayılı olması durumu söz konusu olduğunda ise, 50x4d isimli kirişin yük-yer değiştirme eğrisi deney sonuçlarına oldukça yaklaşmaktadır. Yükün açıklık ortasında tekil veya kısmî yayılı yüklü olması durumunda, kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutlarının değişimi deney sonuçları ile uyumlu yük taşıma kapasite eğrisinin elde edilmesinde, modelleme açısından önemli olduğu görülmektedir.



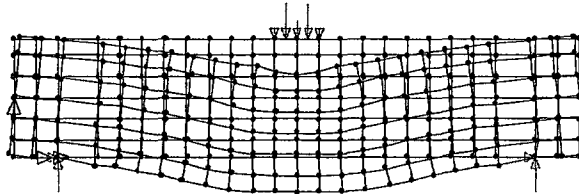
a) Açıklık ortasında tekil yüklü b) Açıklık ortasında kısmî yayılı yüklü

Şekil 5.10 HB2.5-00 kirişi uygulanan yük- yer değiştirme eğrileri

Açıklık ortasında tekil yüklü ve açıklık ortasında kısmî yayılı yüklü etriyeli HB2.5-25 kirişinde, sonlu eleman boyutları, mesnet şartları, yükleme şekli ve yer değiştirmeler Şekil 5.11'de gösterilmiştir. Kirişte açıklık ortası kesitte düğüm noktaları arasında görelî yer değiştirme miktarları arasında fark kesme donatısız ve basınç donatısız kirişe göre daha azdır.



a) Açıklık ortasında tekil yüklü kirişte yer değiştirme (HB2.5-25)

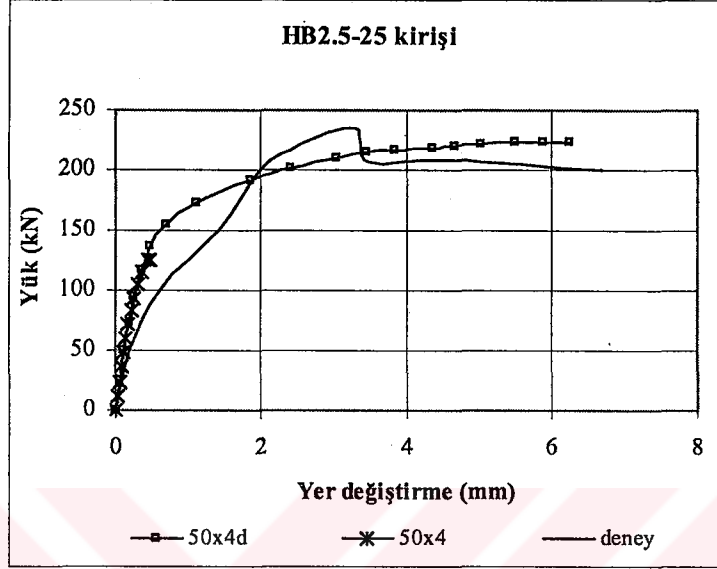


b) Açıklık ortasında kısmî yayılı yüklü kirişte yer değiştirme (HB2.5-25)

Şekil 5.11 HB2.5-25 kirişi

Açıklık ortasında yükün kısmî yayılı olması durumunda yük-yer değiştirme eğrisi deney sonuçlarına daha uyumlu olduğu görülmektedir; Şekil 5.12. Yalnız çekme donatısına sahip betonarme kiriş (HB2.5-00) açıklık ortasında tekil yükle yüklendiğinde (50x4) açıklık ortası kesitinde düğüm noktaları arasında görelî yer değiştirme miktarları fazladır. Aynı kirişte

çekme donatısı, basınç donatısı ve kesme donatısı bulunması (HB2.5-25) durumunda ise, açıklık ortası kesitte görelî yer değıştirme miktarlarının birbirine yaklaştığı görülmektedir. Fakat; her iki kirişte de açıklık ortası tekil yüküle yüklendiğinde deney sonuçları ile daha az uyumlu yük-yer değıştirme eğrisi elde edilmektedir.



Şekil 5.12 HB2.5-25 kirişî uygulanan yük-yer değıştirme eğrisi

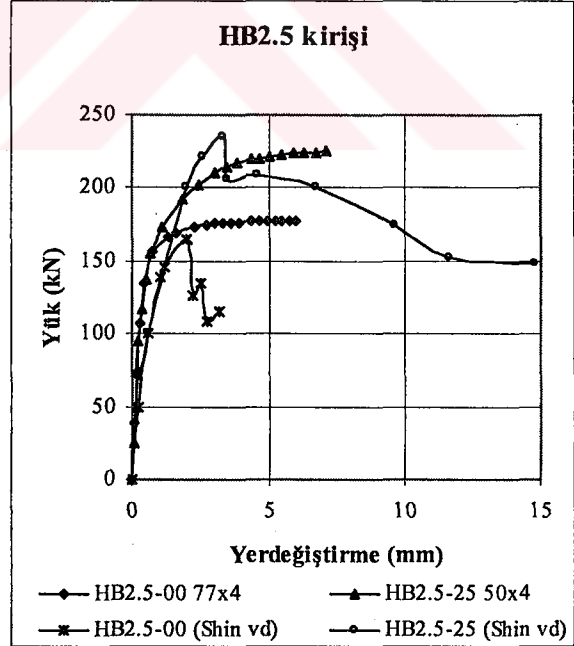
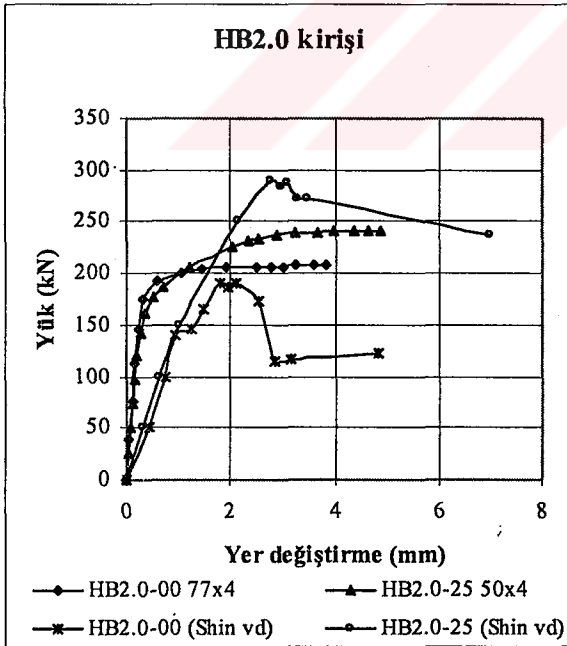
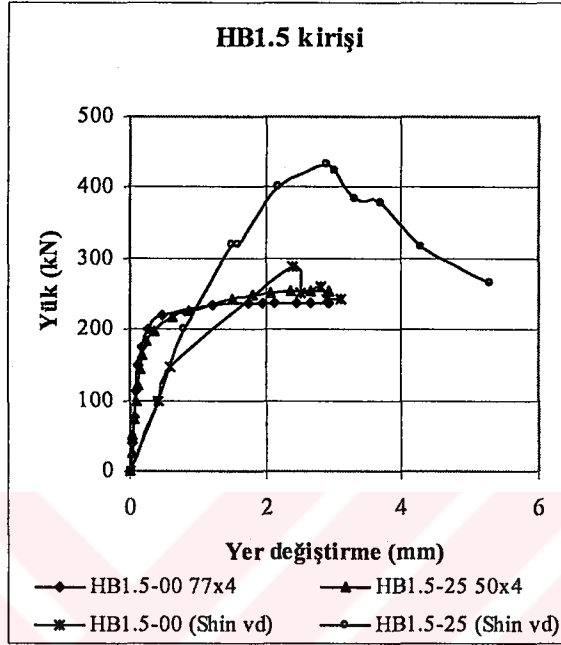
Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d) 2.5 olan beton mukavemeti yüksek betonarme kirişlerde yapılan sonlu eleman uygulamaları özetlenirse (Arslan, 2003);

- HB2.5-00, HB2.5-25 kirişlerinde, yükün kiriş açıklık ortasında tekil olarak yüklenmesi ile kısmî yayılı durumları karşılaştırıldığında, yükün açıklık ortasında kısmî yayılı olması durumunda kirişin yük taşıma kapasitesi deney sonucu ile daha uyumludur; buradan, sonlu eleman modelleri ile çalışırken yüklü düğümlerin deplasman okumalarından kaçınılması, daha iyisi; tekil yükün birbirine yakın bir kaç düğüme paylaşılmasıdır.
- Yükün açıklık ortasında tekil etkimesi durumunda kirişlerin şekil değıştirmiş durumları karşılaştırıldığında, kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artırılması açıklık ortası kesitte görelî yer değıştirme miktarlarını azaltmaktadır. Aynı kesitte yükün açıklık ortasında kısmî yayılı verilmesi durumunda kirişin yük taşıma kapasitesi artmakta ve şekil değıştirmiş açıklık kesitinde görelî yer değıştirme miktarları daha az değışmektedir.

5.2.2 a/d Oranına Bağlı Olarak Sonlu Eleman Boyut Etkisi

Rebeiz (1999) tarafından a/d , eğilme donatısı oranı ve beton basınç mukavemetleri göz önüne alınarak göçme ve çatlama kesme mukavemetinin tahmini için deneysel çalışmalar yapılmış; kiriş etkisi ve kemer etkisi arasında davranıştaki farkı işaret edilmiştir. $1 < a/d < 2.5$ olması

durumunda; ilk eğik çatlama oluşu sonrası toptan göçmeye kadarki safhada, önemli ölçüde ilâve eğik kuvvet taşınabilmektedir (kemer etkisi). $a/d \geq 2.5$ olan betonarme kirişlerde ise, ilk eğik çatlak oluşumunu toptan göçme izlemektedir; bu durumlarda çatlama kesme mukavemeti v_{cr} ve göçme kesme mukavemeti v_u yaklaşık olarak eşit değerdedir.

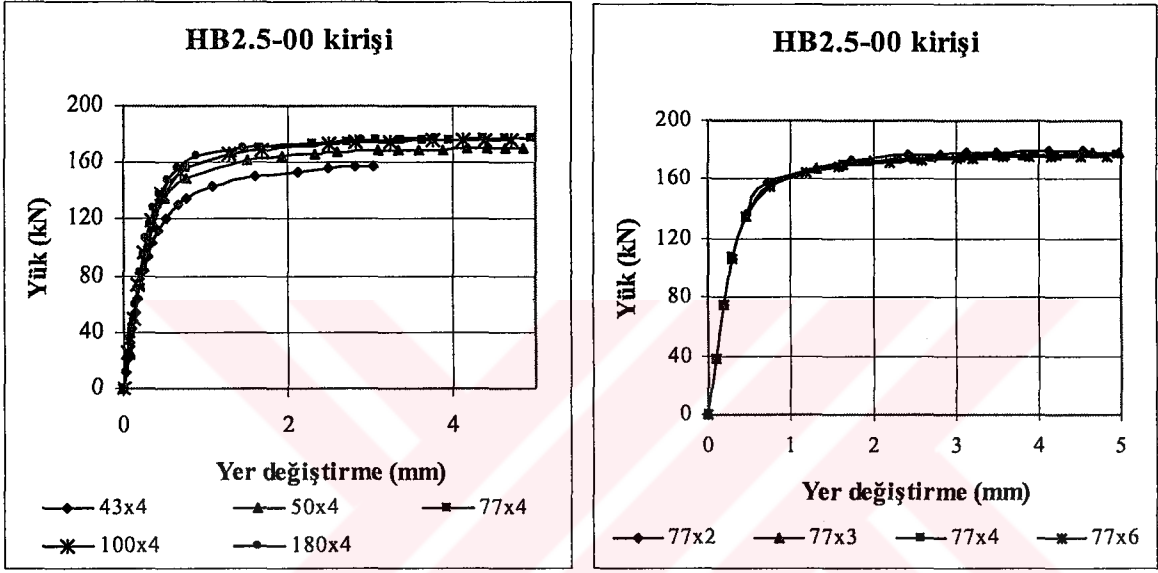


Şekil 5.13 HB1.5, HB2.0 ve HB2.5 kirişleri yük-yer değiştirme eğrileri

Şekil 5.13'de literatürde (Shin vd., 1999) yer alan altı farklı deney ve sonlu eleman çözümleme sonucunda yük- yer değiştirme eğrileri verilmiştir. Yalnız çekme donatılı ve aynı çekme donatısı oranında a/d oranı arttıkça kirişlerin toplam yük taşıma kapasitesi

azalmaktadır. Kesme donatısız elemanlarda eğik çatlak oluşumu sonrası yük-yer değiştirme eğrisinde keskin bir azalma görülmektedir. Enine donatılı elemanlar maksimum yükün ötesinde daha sünek davranış sergilemektedir.

Şekil 5.13'deki deney sonuçları ile farklı sonlu eleman uygulamalarının karşılaştırılmasında; kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı arttıkça, uygulanan toplam yük-yer değiştirme eğrisinin deney sonuçlarına yaklaştığı görülmektedir. $a/d=2.5$ olduğunda deneysel verilerle sonlu eleman çözümlmeleri hemen hemen örtüşmektedir.



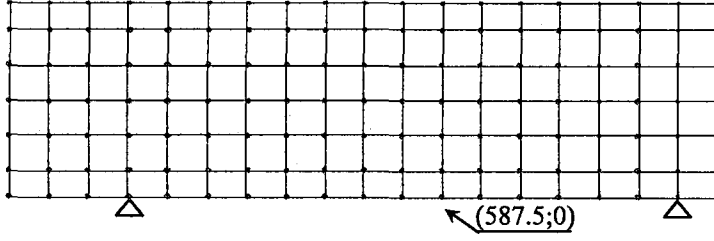
a. Yatayda farklı sonlu eleman boyutları

b. Düşeyde farklı sonlu eleman boyutları

Şekil 5.14 HB2.5-00 kirişi

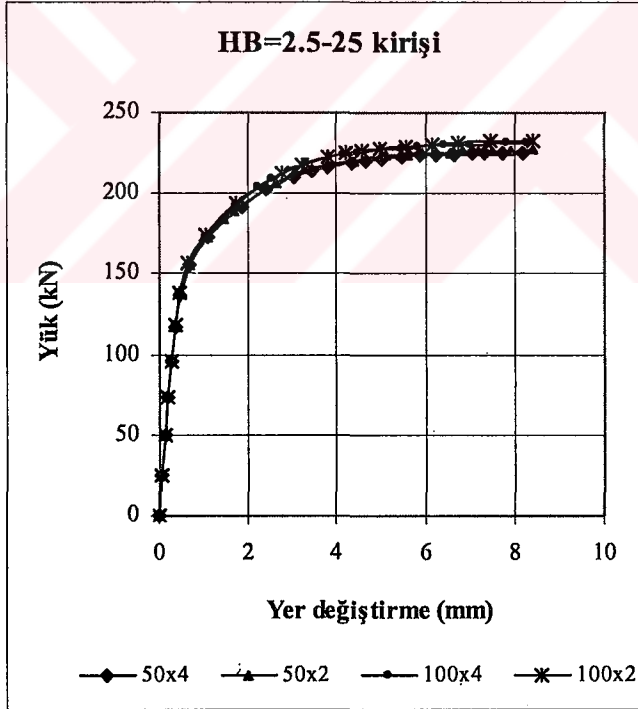
Şekil 5.14a'da HB2.5-00 ($a/d=2.5$, kesme ve basınç donatısız) kirişinin düşey kesitte sonlu eleman boyutu $35+4 \times 53.75$ sabit tutularak eleman uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu değişimine göre yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırılmıştır. Yatayda sonlu eleman boyutu artışının elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak, elastik sınır ötesinde kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun artışı yük taşıma kapasitesinde %10'un üzerinde bir artışa sebep olmaktadır. Yatayda boyutların 43(43x4), 50(50x4) mm seçilmesi durumu ile 77(77x4)-100(100x4) ve 180(180x4) mm olması durumunda eğride önemli değişiklik görülmemektedir; Şekil 5.14.a. Söz konusu kirişte, yatayda sonlu eleman boyutlarının 77 mm'den ($\sim 6d_{ag}$) büyük seçilmesi durumunda deney sonuçları ile daha çok örtüşen toplam yük-yer değiştirme eğrisi elde edilebilmektedir. Şekil 5.14b'de düşeyde sonlu eleman boyutu değişimi etkisi karşılaştırılmıştır. Kirişe uygulanan toplam yük-yer değiştirme

eğrilerinden yük doğrultusunda sonlu eleman boyutu değişiminin kapasite artışına veya azalışına belirgin bir etkisi görülmemektedir (Arslan ve Polat, 2004).



Şekil 5.15 50x4 kirişi sonlu eleman ağı ve grafikte yer değiştirmelerin karşılaştırıldığı nokta (HB2.5-25 kirişi)

Şekil 5.15’de $a/d=2.5$ ve kesme donatısı aralığı 100 mm olan kirişte (587.5;0) noktası ve sonlu eleman ağı değişimi görülmektedir. Yatayda sonlu eleman boyutunun 100 mm seçilmesi durumunda, kesme donatılı kirişlerde kesme donatısı aralığı ve sonlu eleman boyutlarının geometrik uyumsuzluğundan kiriş açıklık ortasında yer değiştirmeler karşılaştırılmamıştır.



Şekil 5.16 HB2.5-25 kirişi yük-yer değiştirme eğrisi

Şekil 5.16’da görülebileceği gibi, sonlu eleman boyutlarının yatayda 50 mm, düşeyde 35+4x45+35 mm (50x4) ve 35+2x90+35 mm (50x2); yatayda 100 mm düşeyde 35+4x45+35 mm (100x4), 35+2x90+35 mm (100x2) olmaları arasında yük-yer değiştirme değerleri açısından fark bulunmaktadır. 50x4, 50x2 kirişleri yük-yer değiştirme eğrisi 100x4 ve 100x2

eğrilerinin altındadır. Bu nedenle, kiriş açıklık ortasından tekil yüklü kirişlerde, kiriş boyunca sonlu eleman aralığının enine donatı aralığı boyutunda verilmesinin, deney sonuçları ile daha uyumlu sonuç verdiği görülmektedir. $a/d=1.5-2.5$, $a/d=2.0-2.5$ ve $a/d=2.5-2.5$ kirişlerinde açıklık ortası yer değiştirmeyi de karşılaştırabilmek için yatayda sonlu eleman boyutu 50 mm verilmiştir.

Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d) 1.5 ile 2.5 arasında olan beton mukavemeti yüksek betonarme kirişlerde uygun sonlu eleman boyutu araştırması özetlenirse (Arslan ve Polat, 2004);

- Açıklık ortasında tekil yüklerle yüklenmiş kirişte çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu değişiminin, yük-yer değiştirme kapasitesinin değerlendirilmesinde oldukça etkili olduğu görülmüştür. Yine aynı çözümlenelerde, uygulanan yük doğrultusundaki sonlu eleman boyutu değişiminin yük-yer değiştirme kapasitesine önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir.
- Yatayda sonlu eleman boyutu artışının elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak; elastik sınır ötesinde (HB2.5-00 kirişinde) kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun artışı, yük taşıma kapasitesinde %10'un üzerinde bir artışa sebep olmuştur.

5.3 Kesme Donatısız $a/d \geq 2.5$ olan Kirişte Sonlu Eleman Boyutunun Yük Taşıma Kapasitesine Etkisinin Drucker-Prager ve Çatlak Modelleri ile Karşılaştırılması

Pek çok araştırmacı, örnek sayısal çözümlenmeyi; açıklık ortasında tekil yüklerle yüklenmiş Bresler ve Scordelis (1963) deney kirişinde (OA1) sınımayı tercih etmişlerdir. Söz konusu seçilmiş kirişin deney sonuçları ile sonlu eleman çözümlenmelerinin sonuçları, betonu tanımlamak için yararlanılan bünye bağıntılarının doğruluğunu göstermek için kullanılmıştır. Yalnız çekme donatılı betonarme kirişte (OA1) sonlu eleman boyutunun yük taşıma kapasitesine etkisinin "Drucker-Prager" ve "Çatlak Modeli" ile araştırılması amaçlanmıştır. Araştırmada, beton için alınan iki farklı kırılma kriterinin yük-yer değiştirme eğrisinin şekli ve yük taşıma kapasiteleri deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Çözümde, donatı için "Tresca" akma kriteri, beton için "Drucker-Prager" ve "Çatlak Modeli" kırılma kriteri kullanılarak hesaplanan yük taşıma kapasiteleri karşılaştırılmıştır.

Hognestad tarafından önerilen, sarılmamış betonu içeren ve yaygın olarak kullanılan modelde $\sigma-\epsilon$ eğrisinin tepe noktasında kadar olan parçası ikinci derece parabol, düşüş parçası ise doğrusal varsayılmıştır. Tepe noktasındaki gerilmeye karşılık gelen birim kısalma,

$\varepsilon_{co} = 2f_c / E_c$ olarak verilmiştir. Modelde, σ - ε eğrisinin yumuşama bölgesi sonunda maksimum şekil değiştirme değeri ise 0.0038'dir. Geliştirilmiş Kent ve Park modelinde sargısız betonda σ - ε eğrisinin yumuşama bölgesi sonunda maksimum şekil değiştirme değeri ise 0.004 alınabilmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2001). Sayısal çözümlemesi yapılan örnekteki betonarme kirişte, betonun çekme mukavemeti değeri 2.25 MPa alınmıştır.

Çalışmanın bu bölümünde; beton için seçilen iki farklı kırılma kriterinde, sonlu eleman boyutlarının yük taşıma kapasitesinin tahminine etkisi araştırıldığından, farklı sonlu eleman boyutları denenerek parametrik bir araştırma yapılmıştır.

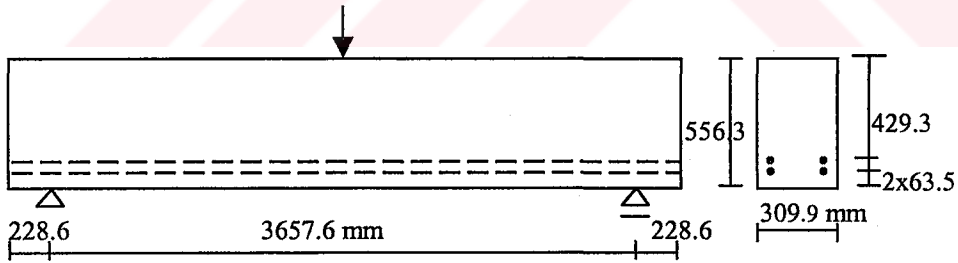
Betonarme Kirişin Özellikleri

Elemanın özellikleri Çizelge 5.3'de verilmiştir (örnek, literatürde yer alan ve deney sonuçları bilinen bir örnektir) (Bresler ve Scordelis, 1963).

Çizelge 5.3. Elemanın özellikleri

Eleman	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	f_c (MPa)	a/d	ρ	ρ'
OA1	309.9	556.3	461.05	22.5	3.97	0.0184	---

Açıklık ortasında tekil yükle yüklenmiş yalnız çekme donatılı betonarme kirişte (OA1); 4 adet 28.9 mm çaplı ve akma mukavemeti 555 MPa eğilme donatısı söz konusudur (Şekil 5.17).



Şekil 5.17 OA1 kirişi boyutları (Bresler ve Scordelis, 1963)

Sonlu Elemanların Boyutları ve Yük Taşıma Kapasiteleri

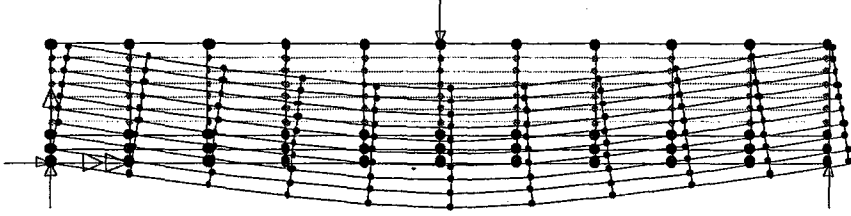
Sonlu eleman boyutları seçiminde herhangi bir yöndeki boyutun en büyük agrega boyutunun (en büyük agrega boyutu 19 mm'dir) üç katından büyük seçilmesine özen gösterilmiştir. Çizelge 5.4'de çubuk uzunluğu boyunca (yatayda) ve kiriş yüksekliğince (düşeyde) sonlu eleman boyutları ayrıntılı olarak özetlenmiştir.

Çizelge 5.4. Sonlu eleman aralıkları, boyutları ve maksimum yük taşıma kapasiteleri

Sonlu eleman boyutları		Kiriş isimleri	Beton modeli		
			Çatlak Modeli		Drucker-Prager*
Yatayda (mm)	Düşeyde (mm)		Max. yük (kN)	Ort. yük (kN)	Max. yük (kN)
365.76x10	2x63.5+2x214.65	10x2	336.70	315.17	567
	2x63.5+3x143.1	10x3	372.96		560
	2x63.5+4x107.325	10x4	316.63		556
	2x63.5+5x85.86	10x5	282.74		554
	2x63.5+6x71.55	10x6	327.49		553
	2x63.5+7x61.33	10x7	254.51		551
304.8x12	2x63.5+2x214.65	12x2	271.77	283.73	555
	2x63.5+3x143.1	12x3	283.22		547
	2x63.5+4x107.325	12x4	287.81		544
	2x63.5+5x85.86	12x5	295.52		543
	2x63.5+6x71.55	12x6	285.38		541
	2x63.5+7x61.33	12x7	278.66		541
228.6x16	2x63.5+2x214.65	16x2	290.17	276.63	543
	2x63.5+3x143.1	16x3	276.46		537
	2x63.5+4x107.325	16x4	267.79		533
	2x63.5+5x85.86	16x5	286.67		531
	2x63.5+6x71.55	16x6	258.29		530
	2x63.5+7x61.33	16x7	280.41		528
203.2 x18	2x63.5+2x214.65	18x2	248.57	243.03	484
	2x63.5+3x143.1	18x3	247.28		484
	2x63.5+4x107.325	18x4	241.81		484
	2x63.5+5x85.86	18x5	240.31		484
	2x63.5+6x71.55	18x6	241.43		484
	2x63.5+7x61.33	18x7	238.77		484
182.88x20	2x63.5+2x214.65	20x2	210.80	223.27	436
	2x63.5+3x143.1	20x3	264.82		436
	2x63.5+4x107.325	20x4	193.16		436
	2x63.5+5x85.86	20x5	196.24		436
	2x63.5+6x71.55	20x6	209.56		436
	2x63.5+7x61.33	20x7	265.03		436
152.4x24	2x63.5+2x214.65	24x2	230.27	229.67	364
	2x63.5+3x143.1	24x3	229.45		364
	2x63.5+4x107.325	24x4	229.72		364
	2x63.5+5x85.86	24x5	229.44		364
	2x63.5+6x71.55	24x6	229.49		364

*Seçilen tüm sonlu eleman boyutlarında, beton için Drucker-Prager malzeme modelinde 50. yük artımındaki maksimum yük değeri yaklaşık sabit kaldığı için işleme son verilmiş ve bu adımdaki değerler çizelgeye işlenmiştir.

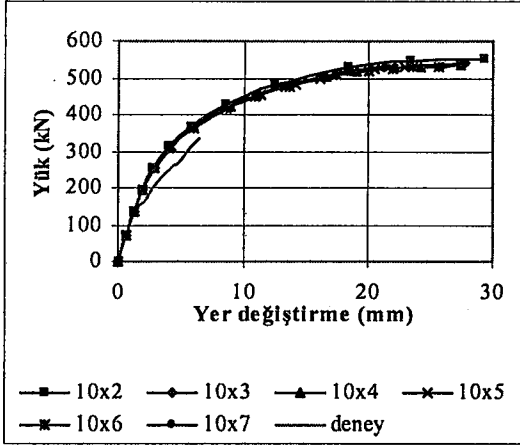
Şekil 5.18'de Çizelge 5.4'de verilen 10 serisinde 10x7 kirişinin sonlu eleman aralıklarının basit kiriş üzerinde uygulaması ve şekil değiştirmiş durumu görülmektedir. Açıklık ortası düğüm noktasında tekil yüklü kirişte, sayısal çözümde karşılaştırılan yer değiştirme miktarı kiriş açıklık ortasında alt düğüm noktasının okunan değeri olarak alınmıştır.



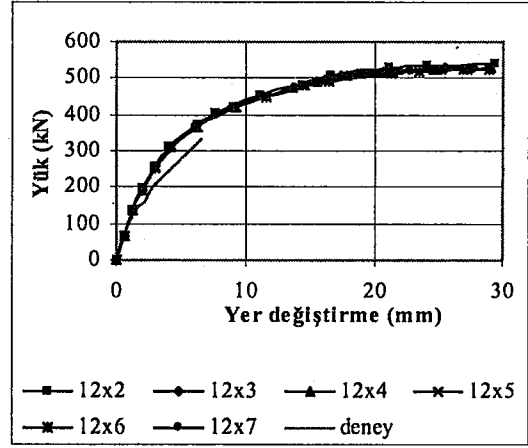
Şekil 5.18 10x7 kirişi sonlu eleman boyutları ve düğüm noktalarında yer değiştirmeler

Drucker-Prager malzeme modelinde, deney sonuçları ile yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun azalmasının yük taşıma kapasitesinin tahmininde azalma yönünde değişime sebep olduğu görülmektedir. Bir başka deyimle; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu büyük seçilen kirişin hesaplanan yük taşıma kapasitesi, sonlu eleman boyutu küçük seçilene göre daha fazladır (Arslan ve Polat, 2004).

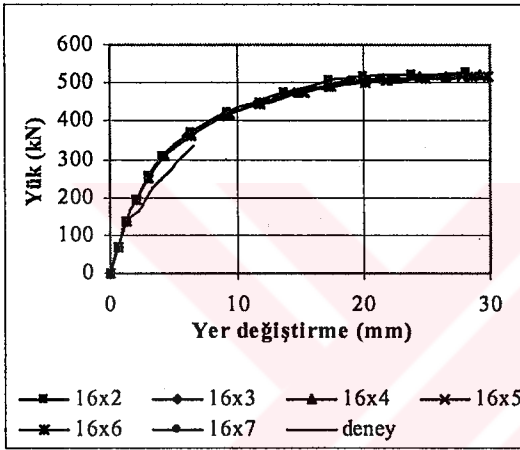
Şekil 5.19'da her seride kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişiminin yük-yer değiştirme eğrisine önemli etkisi olmadığı görülmüştür. Çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artışının ise, elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak, elastik sınır ötesinde kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun artışı, yük taşıma kapasitesinin tahmininde önemli artışlar olarak kendini göstermektedir. Çubuk uzunluğu boyunca boyutların 365.76 mm (10 serisi) seçilmesi durumu ile 152.4 mm (24 serisi) seçilmesi durumunda, kirişin yük taşıma kapasitesi ile sonlu eleman çözümlemesinden bulunan değerler arasında önemli farklar oluşmaktadır; Şekil 5.19. Söz konusu kirişte, kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun 152.4 mm ($\sim 8d_{ag}$) seçilmesi durumunda deney sonuçları ile daha iyi örtüşen toplam yük-yer değiştirme eğrisi elde edilebilmiştir.



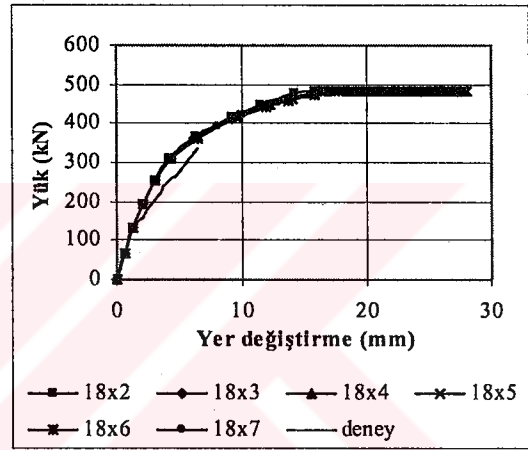
a) 10 serisi



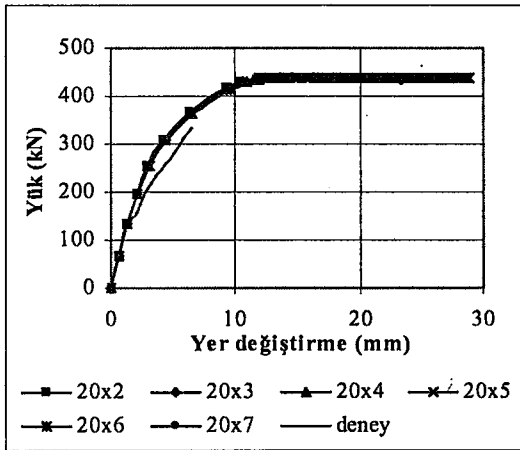
b) 12 serisi



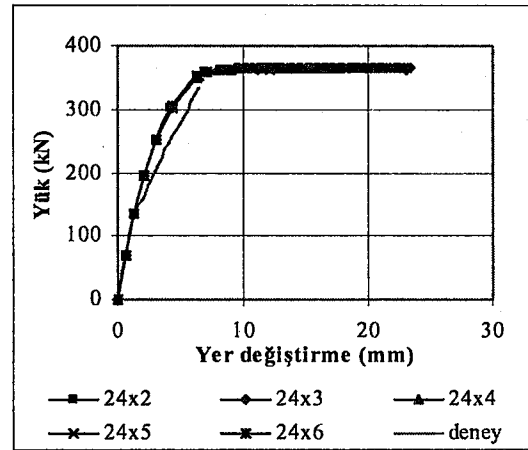
c) 16 serisi



d) 18 serisi

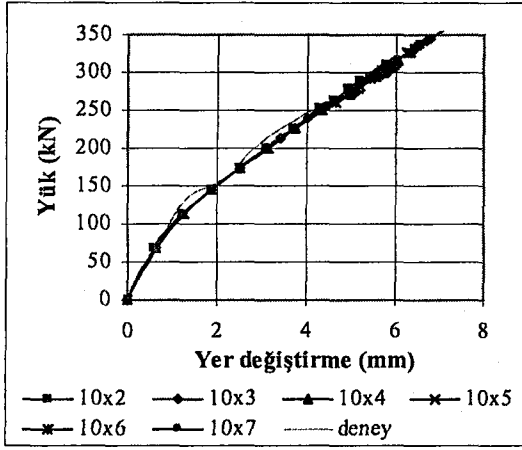


e) 20 serisi

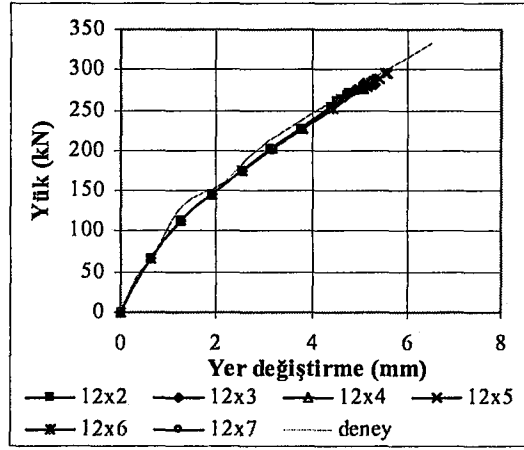


f) 24 serisi

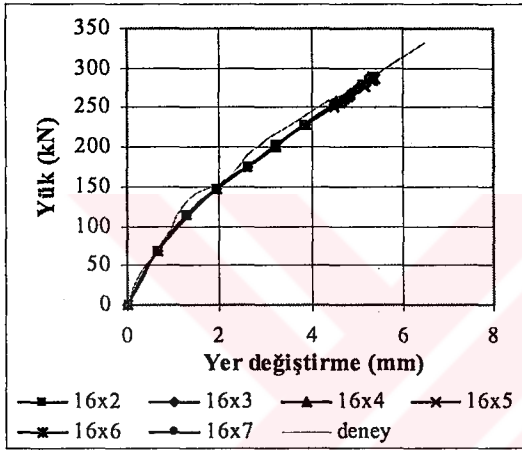
Şekil 5.19 Drucker-Prager modelinde yük-yer değiştirme eğrileri



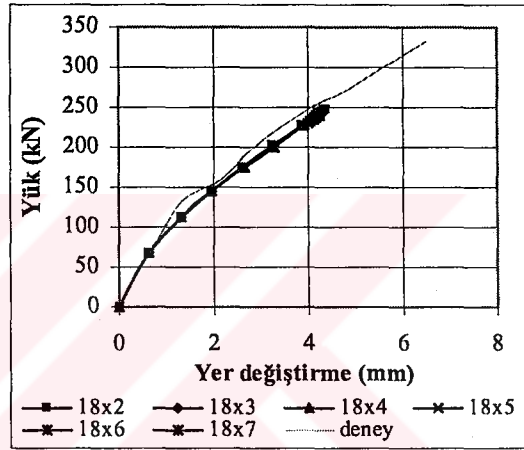
a) 10 serisi



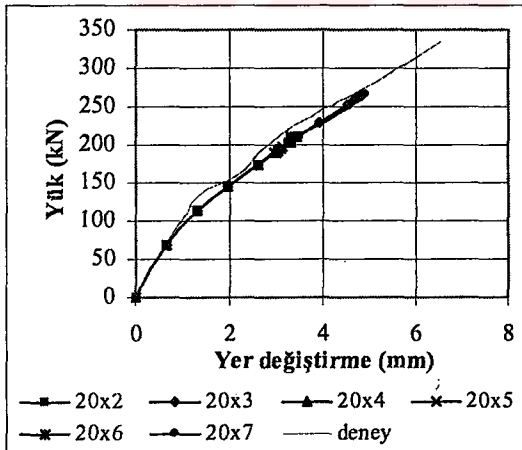
b) 12 serisi



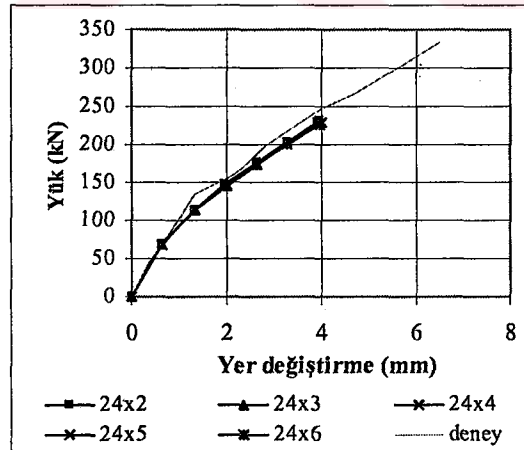
c) 16 serisi



d) 18 serisi



e) 20 serisi



f) 24 serisi

Şekil 5.20 Çatlak modelinde yük-yer değiştirme eğrileri

Çatlak modelinde; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun küçülmesi durumunda yük taşıma kapasitesinin tahmininde azalma yönünde değişim görülmektedir. Kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişiminin yük taşıma kapasitesinde farklılığa sebep

olmakla birlikte, bu farklılığın belirgin olarak artma yada azalma yönünde olduğu söylenememektedir. Söz konusu modelde; deneysel ve sayısal yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; çözümü yapılan sonlu eleman boyutlarındaki kirişler ile deneyden (Bresler ve Scordelis, 1963) elde edilmiş eğriler grafik olarak birbiriyle örtüşmektedir. Fakat; yük taşıma kapasitelerinde sonlu eleman boyutlarına göre farklar oluşmaktadır. Sözü edilen kirişin yük taşıma kapasitelerindeki fark; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu değişimi, sonlu eleman boyutu küçüldükçe yük taşıma kapasitesinde azalma olarak kendini göstermektedir. Çatlak modelinde de, yük taşıma kapasitesi tahmininde etkili ana faktör, sonlu eleman boyutunun çubuk uzunluğunca değişimi olduğu görülmektedir (Arslan, 2004a).

Sonuçlar

Drucker-Prager ve Çatlak modelinde gerçekleştirilen parametrik çalışmalar yardımıyla ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Drucker-Prager malzeme modelinde; deney sonuçları ile yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişiminin kapasite artışına veya azalışına belirgin bir etkisi görülmemektedir. Yine, çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artışının elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak, elastik sınır ötesinde kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun (7~8) d_{ag} aşan değerlerinde, (örneğin 152.4 mm'den 365.76 mm'ye artışı), yük taşıma kapasitesini daha büyük tahmine neden olmaktadır.

- Çatlak modelinde; deneysel ve sayısal yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; çözümü yapılan sonlu eleman boyutlarındaki kirişler ile deneyde (Bresler ve Scordelis, 1963) elde edilmiş eğriler birbiriyle yeterince örtüşmektedir. Fakat; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun (yatayda) 365.76 mm'den 152.4 mm'ye küçülmesi durumunda kirişin yük taşıma kapasitesinde azalma yönünde değişim daha çok görülmektedir. Söz konusu modelde; deneyde (Bresler ve Scordelis, 1963) bulunmuş maksimum yük taşıma kapasitesine en yakın ortalama yük değeri sonlu eleman boyutunun 365.76 mm (yatayda) alınması durumunda elde edilmektedir, ki bu değer; 315.17 kN ve hata %5.6'dır. Kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişimi yük taşıma kapasitesinde farklılığa sebep olmakla birlikte, bu farklılığın belirgin olarak artma yada azalma yönünde olduğunu söylemek güçtür (Arslan, 2004a).

6. TEKRARLI YÜK ETKİSİNE MARUZ BETONARME ELEMANLAR

Tersinir yükler altında betonarme elemanlarda mukavemet ve rijitlik kaybı; betonun yumuşaması ve kesitteki eğilme donatılarının akmasından dolayı çatlak açılmalarının, yük kalksa da tamamen kapanamaması nedeniyledir. Betonarme elemanların mukavemet ve rijitliğindeki bu kademeli azalma, betonarme yapıların sismik etkilere davranışında oldukça belirleyicidir..

6.1 Kesme Kapasitesini Etkileyen Temel Parametreler

Tersinir yükler altında betonarme elemanların kesme kapasitesini etkileyen temel parametreler aşağıda sıralanmıştır:

- 1) Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı (a/d) etkisi,
- 2) Beton mukavemetinin etkisi,
- 3) Çatlak yüzeyleri arası kesme kuvveti iletimi ve donatı kaldıraç etkisi,
- 4) Boyuna donatı miktar ve düzeninin etkisi,
- 5) Tersinir yüklemenin etkisi,
- 6) Eksenel yük etkisi,
- 7) Kesme donatısı miktar ve özelliklerinin etkisi.

6.1.1 Kesme Açıklığının Kiriş Etkili Derinliğe Oranı (a/d) Etkisi

Deprem yükleri altında, betonarme kiriş uçları potansiyel plastik mafsallık bölgeleridir ve çubuk sünekliği büyük oranda plastik mafsallık bölgesinin davranışı ile ilgilidir. Plastik mafsallık bölgesindeki mukavemetin azalma derecesini etkileyen en önemli parametre, kayma gerilmesi düzeyidir. Tek yönlü artan yüklemde, kesme donatısız betonarme kirişin kesme mukavemeti a/d oranı azalması ile arttığı bilinmektedir. Benzer durum, tersinir yüklemeye maruz betonarme kirişte, erken mukavemet ve rijitlik kaybı şeklinde oluşmaktadır (Fang vd., 1994).

Yüksek mukavemetli beton ile üretilmiş tersinir kesme kuvveti etkisinde kirişlerle yapılan deneylerde, göçme şekil değiştirmesi ve sehim oranları; $L/d = 3$ (açıklık/derinlik oranı) olan kirişlerde, $L/d = 4$ olanlara nispetle %15-25 daha az bulunmuştur. Ayrıca, $L/d = 3$ olan deney kirişlerinde, $L/d = 4$ olanlara göre daha düşük yer değiştirme sünekliği (displacement ductility) ve sehim çevrim eğrisinde daralma (pinching of the hysteresis loops) görülmüştür (Xiao vd., 1999).

Tersinir yükler altında elemanın enerji dağılımı (energy dissipation), yük-sehim çevrim kolları (load-deflection hysteresis loops) ile kapanan alandır. Fang vd. (1994) tarafından yapılan

çalışmada, enerji dağılım karakteristiklerindeki toplam enerji dağılımının miktarı ile yük çevrim sayısı karşılaştırılır. Her yük çevriminde dağıtılan toplam enerji miktarı, $a/d=3.5$ olduğunda, $a/d=2.5$ olan kirişten daha büyüktür. Bu şöyle açıklanır: $a/d=3.5$ olduğunda eleman daha fazla akma yer değiştirmesi yapar. Plastik mafsallık bölgesinde daha küçük kayma gerilmesi olduğundan, her çevrim daha büyük enerji dağılımına sebep olmaktadır.

6.1.2 Beton Mukavemetinin Etkisi

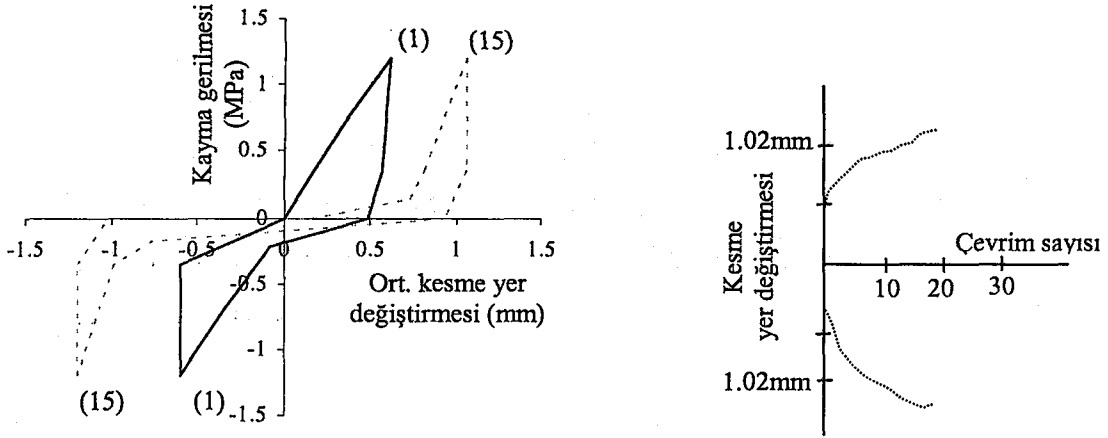
Son yıllarda özellikle sanat yapılarının tasarımı ve uygulamasında yüksek mukavemetli betonun kullanımı artmıştır. Beton basınç mukavemeti artışı ile betonarme eğilme elemanlarının davranışında etkin parametre eğrilik sünekliliği (göçme anındaki eğriliğin akma anındaki eğriliğe oranı) artmaktadır.

Deprem yüklerini temsil eden tersinir yüklemelerde, normal mukavemetli beton ile yüksek mukavemetli betondan üretilmiş kirişlerin mukavemet ve rijitliğindeki azalma; düşük çevrim sayılarında pratik olarak aynı olmaktadır. Fakat; çevrim yükü ağırlaştıkça normal mukavemetli betonda daha erken azalma oluşmaktadır (Fang vd., 1994).

6.1.3 Çatlak Yüzeyleri Arasında Kesme Kuvveti İletimi ve Donatı Kaldıraç Etkisi

Çatlak yüzeyleri arası kesme taşıma mekanizması üzerine çok sayıda deneysel araştırma yapılmıştır. Depreme maruz betonarme yapıların davranışı, çatlamış bölgelerin davranışından büyük ölçüde etkilenebilir. Çatlak yüzeyleri arası kesme-taşıma rijitliğini etkileyen ana parametreler; başlangıç çatlak genişliği, çatlak yüzeyindeki kesme donatısının sağladığı basınç gerilmelerinden gelen sürtünme rijitliğidir.

Jimenez vd. (1982) tarafından yapılan deneysel çalışmada; Şekil 6.1a'da 1. ve 15. kesme yükü çevrimi için kayma gerilmesi ± 1.24 MPa, başlangıç çatlak genişliği 0.76 mm ve donatıların rijitliğinin 600 kN/mm olduğu görülmüştür. İlk çevrim sonucunda oluşan çatlakın iki yüzündeki gerilme-şekil değiştirme eğrisi doğruya yakındır. Yüksek yerel taşıma gerilmesi, temas noktalarında oluşur ve bu noktalarda büyük miktarda ezilme gerçekleşir. Başlangıç çatlak genişliği ne kadar artarsa, temas alanı azalır ve yerel temas gerilmesi değeri de o oranda yükselir. Böylece, yüzeyde daha fazla hasar oluşur. Geri yükleme durumunda, döküntülerin oluşmasına yardım eden sürtünme kuvvetleri, kesme yer değiştirmelerinin tekrar kapanmasına da yardım eder. Diğer yönde daha düşük kesme kuvveti düzeyinde yük uygulanırsa, numuneyi sıfır şekil değiştirme durumuna getirebilir. Tersinir kesme yükünün ilk çevrimi, orijinal kesme etkisine benzer.



(a) Kayma gerilmesi-kesme yer değiştirmesi, (b) Kesme yer değiştirmesi-çevrim sayısı

Şekil 6.1 atlak yzeyi kesme iletimi deney sonuçları (Jimenez vd., 1982)

İlk evrim esnasında oluşan yzey hasarı nedeniyle, ikinci kesme yk çevrimi daha esnek (fleksible) cevap vermektedir. İki temas yzeyini bir araya getirmek için büyük kesme yer değiştirmeleri gereklidir. Tekrarlanan temasın iŐlevi, hızla betonun ezilmesine ynelir ve eğilme rijitliği keskince azalır. Sürdürülen evrim; daha fazla hasar ve düşük kayma gerilmelerinde, donatı sıyrılma deplasmanları oranının artmasına ve yk çevriminin her birinin altında kalan alanın azalmasına sebep olur. Şekil 6.1b’de artan çevrim sayısı ile kayma telemesindeki artış oranı görülmektedir (Jimenez vd., 1982).

atlakta kesme yer değiştirmeleri ile birlikte, kesme ve eğilme Şekil değiştirmelerinin sebep olduğu kaldıraç etkisi oluşur. Her donatı çubuğu için kaldıraç rijitliği; çubuk çapı, beton mukavemeti, çatlağın her iki tarafındaki donatı çubuğunu çevreleyen betondaki hasarın yoğunluğu gibi pek çok parametreye bağlıdır. Çatlağın her iki tarafındaki donatı çubuğunu çevreleyen betondaki hasarın miktarı ise, sargı yoğunluğunun bir fonksiyonudur. Bu, atlağa paralel ek donatı, beton örtü, beton çekme mukavemeti ve çatlağı geçen donatının aksenal gerilmelerince sağlanır. Buna ek olarak, tersinir yk çevrimleriyle hasar artarken donatı ubuğunca sağlanan rijitlik zayıflar ve kaldıraç rijitliğinde azalma olur. Kaldıraç etkisini içeren çok sayıda göçme biçimi oluşabilir:

- 1) Ani beton ayrılması,
- 2) Kesme, eğilme ve aksenal ykten dolayı çatlaklar arasında donatının akması,
- 3) Eğer donatının sıyrılmasını engellemek için yeterli kesme donatısı sağlanmışsa, kaldıraç etkisine neden olan donatı etrafındaki betonun ezilmesi,
- 4) Kesme donatısının akması,

- 5) Çok sayıda kesme yük çevriminden dolayı betonun zayıflaması (degradation effect) sonucunda aşırı şekil değiştirmelerin oluşması.

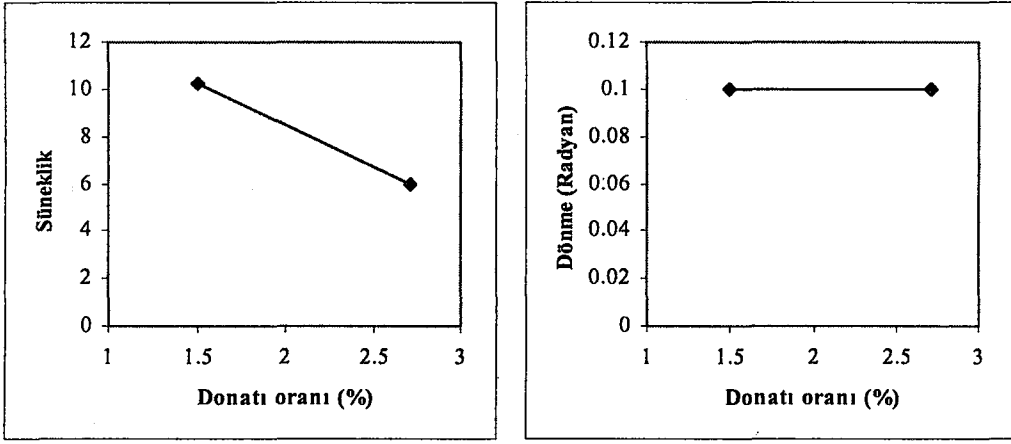
Elemenda, çatlak yüzeyleri arası kesme kuvveti aktarımı ve kaldıraç etkisi birlikte oluşur. Her biriyle taşınan kesme kuvvetinin miktarı, bu iki kesme kuvveti mukavemeti mekanizmasının birbirine göre rijitliği ile orantılıdır. Rijitlik ise, gerilme ve yük çevriminin fonksiyonudur ve kesme yükünün paylaşımı yük çevrimiyle değişir.

Sonuç olarak, tersinir yükler altında agrega kenetlenmesi ve kaldıraç etkisi şöyle özetlenebilir:

- 1) Betonarmede çatlakta, çatlak yüzeyleri kesme kuvveti aktarımında kesme yükü-kayma ötelemesi (shear slip) ilişkisi; çevrim sayısı ile oldukça doğrusal başlar ve gittikçe doğrusallıktan uzaklaşır. Rijitlik azalır, yer değiştirme artar ve çevrim kolları içerisinde kalan alan, kayma gerilmeleri düzeyi göçmeye yaklaşırken azalır (Jimenez vd., 1982).
- 2) Deneysel veriler, tersinir kesme kuvvetlerini; çatlak yüzeyleri kesme mukavemeti ve kaldıraç etkisiyle, çatlak yüzeyleri arasında etkili biçimde iletebileceğini gösterir. Bu tespit; kayma gerilmesinin 1.4 MPa'dan, başlangıç çatlak genişliğinin 0.5 mm'den, donatı aksenal çekme gerilmesinin 276 MPa'a kadar ve çevrim sayısının 25 tam çevrim sayısından küçük değerleri için yapılmıştır (Jimenez vd., 1982).
- 3) Çatlak yüzeyleri kesme taşınması, toplam kesme kuvvetinin %70 ilâ %90 mertebesinde dir. İlk çevrimlerde önemli ölçüde azalan çatlak yüzeyleri kesme taşınması, 10 çevrimden sonra hafifçe artar (Jimenez vd., 1982).
- 4) Şekil değiştirme kontrollü kaldıraç etkisi deneyleri göstermektedir ki; rijitlik azalması, özellikle tam tersinir şekil değiştirmelerde bârizdir. Çevrim eğrisi içinde kalan alan göreceli olarak çevrimle azalır (Vintzeleou ve Tassios, 1987).

6.1.4 Boyuna Donatı Miktar ve Düzeninin Etkisi

Gosain (1973) tarafından yapılan deneysel çalışma verilerinden; kiriş boyuna donatı oranının, süneklik oranı ve düğüm noktası dönme kapasitesine göre değişimleri Şekil 6.2'de çizilmiştir. Boyuna donatı oranının %1.50'den %2.71'e artırılması durumunda düğüm noktası dönmesinde herhangi bir değişim olmamış; fakat, süneklik oranında yaklaşık %40 azalma olmuştur. Ancak, bu gözlem Gosain (1973) çalışmasında ifade edildiğine göre; Brown ve Jirsa tarafından yapılan deneysel çalışma sonucu ile uyuşmamaktadır. Söz konusu çalışmada; boyuna donatı oranı artışı, kirişin akma ve göçme kesme dayanımını artırdığı; fakat, elemanın göçme çevrim sayısında azalma olduğu ifade edilmektedir.



Şekil 6.2 Donatı oranı değişiminin süneklik ve dönme kapasitesine etkisi

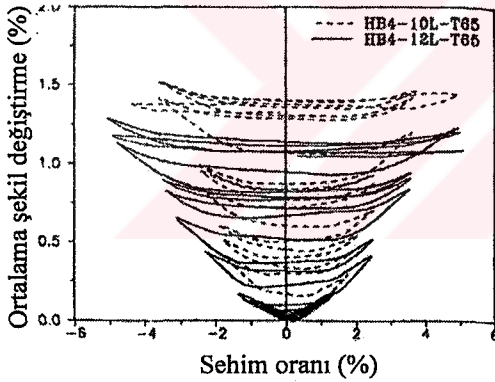
Scribner ve Wight (1980) tarafından yapılan çalışmada, elastik ötesi çevrimsel yüklemeye mâruz çift donatılı dikdörtgen kesitli kirişlerde, ara donatı yerleştirilmesi ile kesme mukavemetindeki değişim araştırılmıştır. Araştırma sonucu, çevrimsel yük altında elemanın enerji dağılım kapasitesinin, maksimum kayma gerilmesi düzeyi ile yakından ilişkili olduğu görülmüştür. Maksimum kayma gerilmesi düzeyi $0.24\sqrt{f_c}$ ile $0.48\sqrt{f_c}$ (MPa) arasındaki kirişlerde ara donatı kullanılması, enerji dağılım kapasitesini önemli ölçüde geliştirmiştir. Ara donatı kullanılan kirişlerin plastik mafsallık bölgesi boyunca oluşan hasar ara donatı kullanılmayan kirişlere göre daha düzgündür. Dolayısıyla; kirişlerde ara donatı kullanımı, plastik mafsallık bölgelerinde çatlakların daha az açılmasına, yerel göçme oluşmamasına katkı sağlar. Kesme mukavemetine katkısı bulunan basınç donatısının burkulmasında, kesme donatısı aralığı kadar kiriş rijitliği de etkilidir.

Fang vd. (1994) tarafından yapılan çalışmada, a/d ve yaklaşık aynı basınç mukavemetli (f_c), $A'_s / A_s = 0.5$ ve $A'_s / A_s = 1.0$ olan kirişler karşılaştırılmıştır. $A'_s / A_s = 0.5$ olan numunelerde, yatay kuvvetlerin dengesinin sağlanması için, büyük A_s tarafındaki çatlakların açıklıkları aksi yöndeki yükleme altında kapanmamaktadır. Alt taraf daha büyük basınca mâruz kalmakta ve küçük A_s tarafına doğru yapılan yükleme altında daha büyük mukavemet kaybı oluşmaktadır.

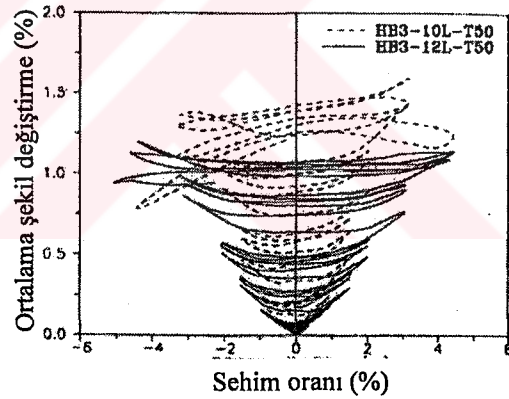
Alt ve üst donatı miktarları eşit olması durumunda, eşit olmayan eğilme donatılı kirişlere göre daha yüksek enerji dağılım yeteneği ve daha az mukavemet kaybı oluşur. Ma vd. (1976) tarafından yapılan çalışmada, kiriş alt ve üst yüzlerinde eşit boyuna donatı oranına sahip elemanların enerji dağılım yeteneği, simetrik donatılmayan kirişlere göre %27 ilâ %54 nispetinde fazla olduğu ifade edilmiştir. Ayrıca; tersinir yüklemeye maruz simetrik

donatılmayan kirişlerde, düşük donatı oranının kaldıraç etkisini ve donatı eğilme şekil değiştirmesinin katkısını azalttığından kirişin enerji dağılım kapasitesini de düşürmektedir.

Şekil 6.3a ve b'de tekrarlı yükler altında, yatay eksen enine şekil değiştirmeyi, düşey eksen ise kirişin kesme-kayma göçmesinin olduğu kesitte boyuna şekil değiştirmesini göstermektedir. Kesikli çizgiler klasik eğilme donatılı (eğilme donatısı kirişin alt yüzünde düzenlenmiş), dolu çizgiler ise eğilme donatısı kirişin iki yanığında düzenlenmiş kirişlerin davranışlarını gösterir. Şekillerden açıkça görülmektedir ki; klasik eğilme donatılı kirişlerin boyuna şekil değiştirmesi diğerlerine nispetle daha yüksektir. Bunun anlamı klasik boyuna donatılı kirişlerde kesme ve eğilme çatlaklarının genişlikleri daha yüksek ve agrega kenetlenmesi daha düşüktür. Tekrarlı yükler altında eğilme donatısının akması çekme halinde oluşur. Çekme halindeki kiriş boyuna şekil değiştirmesi basınç halinde tam olarak geri dönmez ve tersinir yük tekrarı ile kiriş boyuna şekil değiştirmeleri kalıcı şekil değiştirmelerle üst üste biner. Eğilme donatısı kirişin iki yanığında düzenlenen örneklerde gözlenen mukavemet mekanizmaları göstermektedir ki; bu tür donatı yerleştirilmesi erken sıyrılmaya tâbi kesme kırılmasını geciktirmekte ya da önlemektedir (Xiao vd.,1999).



a) Temiz açıklık/derinlik=4.0 kirişi



b) Temiz açıklık/derinlik=3.0 kirişi

Şekil 6.3 Eğilme donatısının kesit içinde farklı yerleştirilmesinin şekil değiştirmeye ilişkisi (Xiao vd., 1999)

Xiao vd. (1999) tarafından yapılan çalışmada, ACI 318/95'te belirtilen kapasite tasarımı yöntemi esas alınarak boyutlandırılan ve kirişler tersinir yüklemeye maruz bırakıldığında;

a) Eğilme donatısının akması gerçekleşmekte; fakat, kesme göçmesinin oluşması önlenememektedir.

b) Geleneksel eğilme donatılı kirişin eğilme donatısı artışı ile kirişin sünekliği azalmaktadır.

c) Eğilme donatısının kiriş yan yüzlerinde dağıtılması, agrega kenetlenme mekanizmasını artırmakta ve tersinir yüklemeye altında kesme kırılmasını geciktirmektedir.

6.1.5 Tersinir Yüklemenin Etkisi

Mukavemet ve rijitlikte düşüş, elemana uygulanan yük geçmişi ile değişir. Başlangıç adımıdaki deplasmanı nispeten yüksek tersinir yükleme halinde; eleman kesme mukavemetinde daha hızlı düşüş görülmüştür. Çevrim sayısındaki μ_Δ değerinin (yer değiştirme sünekliği μ_Δ , her çevrim kolunda maksimum yük noktasındaki yer değiştirmenin aynı kesitteki üst eğilme donatısı aktığındaki yer değiştirmeye oranı) daha hızlı artışıyla mukavemetteki düşüş de hızlanır. Benzer özelliklere sahip iki elemandan simetrik uygulanan yük çevriminde; simetrik olmayana göre daha düşük çevrim sayısında mukavemet ve rijitliğinde düşüş oluşmaktadır. Bunun; eğilme donatıları arasındaki sürekli artan şekil değiştirme uzamalarının farklılığından kaynaklandığı düşünülmektedir (Fang vd. 1994).

6.1.6 Eksenel Yük Etkisi

Tek yönlü artan yüklemeye maruz eğilme elemanlarında aşırı eksenel yük, şekilde değiştirme kapasitesini azaltır. Çünkü; eksenel gerilme, beton basınç bölgesinde ezilme öncesi, çekme donatısındaki elastik ötesi şekil değiştirme kapasitesini azaltır. Çevrimsel yüklü kirişlerde göçme öncesi çekme donatısındaki elastik ötesi şekil değiştirme miktarı, tek yönlü artan yüke göre daha azdır. Bu durum çevrimsel yüklü elemandaki hasarın yoğunluğunu yükseltmektedir. Eksenel gerilme, ayrıca örtü beton tabakasındaki betonun dökülmesini hızlandırır. Örtü beton tabakasının hasarı ve dağılması ise, eleman kesitindeki boyuna basınç donatısının burkulma olasılığını artırır. Betonarme elemanlarda eksenel yükün, süneklikte önemli azalmaya neden olduğu bilinmektedir (Aoyama, 1964).

ACI 318/02'de eksenel yük oranı $N = 0.05f_c A_c$ 'den daha az ise, yer değiştirme sünekliğine göre tasarımda kesme mukavemetine betonun katkısı ihmal edilmektedir. Yeni Zelanda (1995) yönetmeliğinde ise, bu değer $N \leq 0.10f_c A_c$ dir. ABYYHY (1998)'e göre; kolon sarılma bölgelerindeki enine donatı hesabında, $V_e \geq 0.5V_d$ ve aynı zamanda $N_d \leq 0.05A_c f_{ck}$ olması durumunda, betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilmektedir.

6.1.7 Kesme Donatısı Miktar ve Özelliklerinin Etkisi

Deprem etkisinin söz konusu olduğu durumlarda; hem üstteki hem de alttaki boyuna donatının mesnet yakınlarında akma konumuna ulaşma ihtimali yüksektir; bu bölgede oluşacak çatlakların genişliğinin daha büyük olacağı açıktır. Çatlakların iki yönde gelişmesi, genişliklerinin fazla olması nedeni ile bu bölgedeki beton ufalanacak ve çatlak yüzünde

oluşan kesme dayanımı pratik olarak kaybolacaktır. Beton ufalanması ve çatlak genişliğinin fazlalığı nedeni ile boyuna donatının kaldıraç etkisi ile taşıdığı kesme kuvveti de ihmal edilebilecek düzeye inecektir. Bu durumda betona atfedilen kesme kuvveti mukavemeti hızla azalacağından, kesme kuvvetinin hemen tamamının kesme donatısı tarafından karşılanması gerekmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2001). ABYYHY (1998)'de tersinir yüklerden oluşan momentlerin muhtemel maksimumlarının getirdiği kesme kuvvetinin, düşey yüklerden meydana gelen kesme kuvvetinin yarısından büyük olduğu durumlarda, kesme donatısı hesaplanırken betonun katkısı ihmal edilmektedir. Kiriş kesme mukavemetine betonun katkısının ihmal edilmesi ve dikkate alınması arasındaki büyük süreksizlik daha yumuşak ve/veya kademeli geçişi sağlayacak bir yaklaşımın araştırılmasını gerekli kılmaktadır. Bu amaçla; aşağıda, tersinir yükler altında betonarme elemanların kesme mukavemetindeki değişimi dikkate alan önemli çalışmalar ve yönetmelikler özetlenmiştir.

6.2 Tersinir Yükler Altında Kesme Mukavemeti Değişimi

Betonarme elemanların kesme mukavemeti ile ilgili yönetmeliklerde önerilen hesap yöntemleri, teorik çalışmalar ve deneysel veriler göz önüne alınarak geliştirilen bağıntılar arasında hâlâ geniş farklılıklar bulunmaktadır. Eğilme sünekliğinin yüksekliği ve eksenel yük etkisi ile bu farklılıklar daha da açılmaktadır (Priestly, 1996). Priestly (1996) sismik etkiler altında kesmede göçen betonarme köprü kolonlarının plastik mafsallık bölgelerindeki kesme mukavemetinin, eğilme sünekliği artışıyla azaldığını ifade etmektedir. Bu etki bazı yönetmeliklerin tasarım bağıntılarında ihmal edilmekte veya eksenel yük düzeyi ile ilgili olarak kesme mukavemetine betonun katkısını azaltan basitleştirmeler yapılmaktadır.

Geçen son yaklaşık yirmi yıllık zaman süresinde, tersinir şekil değiştirme etkisinde betonarme elemanların kesme mukavemetinin anlaşılmasında önemli gelişmeler gözlenmiştir ve kesme mukavemetindeki azalma ile ilgili çok sayıda yöntem önerilmiştir. Bu bölümde, tersinir yükler altında betonarme elemanların kesme mukavemetleri ile ilgili geliştirilen tasarım yaklaşımları sunulmaktadır.

Betonarme kolonların kesme dayanımını hesaplamak için, Aschheim ve Moehe (1992) tarafından (6.1) ~ (6.4) bağıntıları önerilmiştir. Plastik mafsallık bölgesinde, yer değiştirme sünekliği (μ_A) ve normal kuvvet etkisi düşünülerek, kesme mukavemetine betonun katkısı, V_c , (6.2) ve (6.3) bağıntılarından hesaplanmaktadır. Bağıntı (6.2)'de; A_e , etkili kesme alanıdır ve dikdörtgen kesitler için $0.8A_c$ alınır. Kesme dayanımına kesme donatısının katkısı, V_w , 30°

eğimli çubuk model temel alınarak (6.4) bağıntısı ile hesaplanmaktadır; dairesel kolonlar için d yerine $0.8D$ kullanılır.

$$V_n = V_c + V_w \quad (6.1)$$

$$V_c = 0.3 \left(k + \frac{N}{14A_c} \right) \sqrt{f_c} A_c \quad (6.2)$$

$$0 \leq k = \frac{4 - \mu_\Delta}{3} \leq 1 \quad (6.3)$$

$$V_w = \frac{\pi A_{sw} f_{yw} d}{2 s} \cot 30^\circ \quad (6.4)$$

Bağıntılarda; A_{sw} , kesme donatısı kesit alanı (mm^2); f_{yw} , kesme donatısı akma mukavemeti (MPa); A_c , brüt kesit alanı (mm^2) ve s , kesme donatısı arağı (mm)'dir.

ASCE-ACI 426 (1973)'de betonarme elemanların kesme dayanımı

$$V_n = \phi_s (V_c + V_w) \quad (6.5)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir. Bağıntıda; V_n , tasarım kesme mukavemeti; V_c ve V_w , sırasıyla, betonun ve kesme donatısının kesme mukavemetleridir. $\phi_s = 0.85$, kesme mukavemeti azaltma katsayıdır. ASCE-ACI 426 komitesinin önerdiği tasarım bağıntıları ACI 318'de tam olarak uygulanmamıştır.

Yeni Zelanda yönetmeliğinde (1995) ise, plastik mafsal bölgelerinde mukavemet azalması bazı tanımlamaları kapsamaktadır. Yeni Zelanda (1995) yönetmeliğinde, betonarme kolonların kesme mukavemeti için 45° eğimli çubuk model temel alınarak (6.6) ~ (6.10) bağıntıları önerilmiştir. Plastik mafsal bölgesinde V_c tanımında, boyuna donatı oranı ve eksenel yükün etkisi, eksenel yük oranı 0.1'den büyük olduğunda dikkate alınmıştır. Eksenel yük oranı 0.1'e eşit veya küçük olması durumunda, kesme mukavemetine betonun katkısı ihmal edilmiştir. Boyuna donatı oranı (6.9) bağıntısından hesaplanmaktadır, bağıntıda 2. terim fretli kolonlarda kullanılır. A_{st} , boyuna donatı alanı; A_c , kolon beton kesiti alanıdır. Dairesel kolonlar için beton mukavemetine kesme donatısının katkısı, V_w , (6.10) bağıntısından hesaplanmaktadır.

$$V_n = V_c + V_w \quad (6.6)$$

$$V_c = \left(4v_b \sqrt{\frac{N}{f_c A_c}} - 0.1 \right) b_w d \quad N \geq 0.1 f_c A_c \quad (6.7)$$

$$v_b = (0.07 + 10\rho) \sqrt{f_c} \quad (6.8)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{0.5 A_{st}}{A_c} \quad (6.9)$$

$$V_w = \frac{\pi A_{sp} f_{yw} D}{2 s} \quad (6.10)$$

Betonarme kolonların tasarım kesme mukavemetini hesaplamak için; Priestly vd. (1996) tarafından (6.11) ~ (6.16) bağıntıları önerilmiştir. Plastik mafsallı bölgelerinde kesme mukavemetine betonun katkısı, yer değiştirme sünekliği etkisi düşünülerek, (6.12) ve (6.13) bağıntıları yardımıyla hesaplanmaktadır. Kesme donatısının katkısı, dairesel kolonlar için 35° eğimli çubuk model temel alınarak (6.14) bağıntısından hesaplanmaktadır. Eksenel yük etkisi ise, (6.15) bağıntısıyla dikkate alınmıştır.

$$V_n = V_c + V_w + V_p \quad (6.11)$$

$$V_c = k \sqrt{f_c} A_e \quad (6.12)$$

$$\mu_\Delta \leq 2 \text{ için } k = 0.25$$

$$2 \leq \mu_\Delta \leq 4 \text{ için } k = 0.25 - 0.0835(\mu_\Delta - 2)$$

$$\mu_\Delta = 4 \text{ için } k = 0.083 \quad (6.13)$$

$$4 \leq \mu_\Delta \leq 8 \text{ için } k = 0.083 - 0.01025(\mu_\Delta - 4)$$

$$8 \leq \mu_\Delta \text{ için } k = 0.042$$

$$V_w = \frac{\pi A_{sp} f_{yw} D}{2 s} \cot 35^\circ \quad (6.14)$$

$$V_p = 0.85 N \tan \alpha \quad (6.15)$$

Bağıntıda; μ_Δ , eleman yer değiştirme sünekliği; A_e , kesit alanı; A_{sp} , kesme donatısı alanı; D , boyuna donatı merkezleri arasından geçen dairenin çapı; α , $2/(M/VD) \geq 1.0$, eleman eksenine göre (N'den dolayı) eğik basınç çubuğunun eğimidir.

ATC-MCEER (2001) tarafından NCHRP 12-49 (2001) temel alınarak AASHTO-LRFD için sismik tasarım kılavuzu önerilmiştir. Betonarme kolonların plastik mafsallarda, tasarım kesme mukavemeti hesabında (6.16) ~ (6.22) bağıntıları kullanılmıştır. (6.17) ve (6.21) bağıntılarındaki \wedge katsayısı, sınır şartlarına bağlı olarak, kolonun iki ucundan ankastre olması durumunda 2.0; bir ucu ankastre bir ucu serbest olması durumunda ise, 1.0 alınır. (6.18)'de, D boyuna donatı merkezleri arasından geçen dairenin çapıdır. Çatlak açısı θ , boyuna donatı ve kesme donatısı düşünülerek (6.21) ile tanımlanmıştır. Kesme dayanımına kesme donatısının katkısı, V_w , dairesel kolonlar için (6.20) ile hesaplanır. Eksenel yük etkisi (6.17) ile dikkate alınmıştır.

$$V_n = V_c + V_w + V_p \quad (6.16)$$

$$V_p = \frac{\wedge}{2} N \tan \alpha \quad (6.17)$$

$$\tan \alpha = \frac{D}{L} \quad (6.18)$$

$$V_c = 0.05 \sqrt{f_c} b_w d \quad (6.19)$$

$$V_w = \frac{\pi A_{sp} f_{yw} d}{2 s} \cot \theta \quad (6.20)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{1.6 \rho_v A_e}{\wedge \rho_t A_c} \right)^{0.25} \geq \tan \alpha \quad (6.21)$$

$$\rho_v = \frac{\rho_w}{2} = \frac{2 A_{sp}}{s D} \quad (6.22)$$

Bağıntılarda; V_p , kemerlenme etkisiyle kesme dayanımına eksenel yükün katkısını; ρ_v , plastik mafsallarda kesme donatısı oranını; ρ_w , kesme donatısı oranını gösterir.

CALTRANS (2001), betonarme kolonların kesme mukavemeti tanımında 45° eğik çubuk model temel alınarak aşağıdaki bağıntılar önerilmiştir. Sünek beton elemanlar için kesme kapasitesi, itibari malzeme mukavemetleri temel alınarak,

$$\phi V_n \geq V_o, \phi = 0.85 \quad (6.23)$$

ile ifade edilmiştir. V_o , ideal plastik moment kapasitesinin 1.2 katı göz önüne alınarak bulunan kesme kapasitesidir. Kesme kapasitesi, betonun ve kesme donatısının katkısı

düşünülerek (6.24) ile verilmiştir. Eğilme ve aksenal yük etkisinin betonun kesme mukavemetine katkısı, V_c , plastik mafsalsal bölgede ve bu bölge dışında olmak üzere ayrı ayrı tanımlanmıştır. Plastik bölge için V_c tanımında eleman yer değiştirme süneklik katsayısı “Çarpan 1”, (6.27) ile verilmiştir. Dairesel kolonlar için sargı donatısının dayanıma katkısı düşünülerek (6.29) bağıntısı kullanılmaktadır (boyutlar: N, mm). Bağıntıda; A_{sp} , spiral donatı alanı (mm) ve D_{sp} , dairese kolonun çekirdek çapı (mm)’dir.

$$V_n = V_c + V_w \quad (6.24)$$

$$V_c = v_c A_e \quad (6.25)$$

Plastik mafsalsal bölgesi içinde:

$$v_c = (\text{Çarpan1})(\text{Çarpan2})\sqrt{f_c} \leq 0.33\sqrt{f_c} \quad (6.26a)$$

Plastik mafsalsal bölgesi dışında:

$$v_c = 0.25(\text{Çarpan2})\sqrt{f_c} \leq 0.33\sqrt{f_c} \quad (6.26b)$$

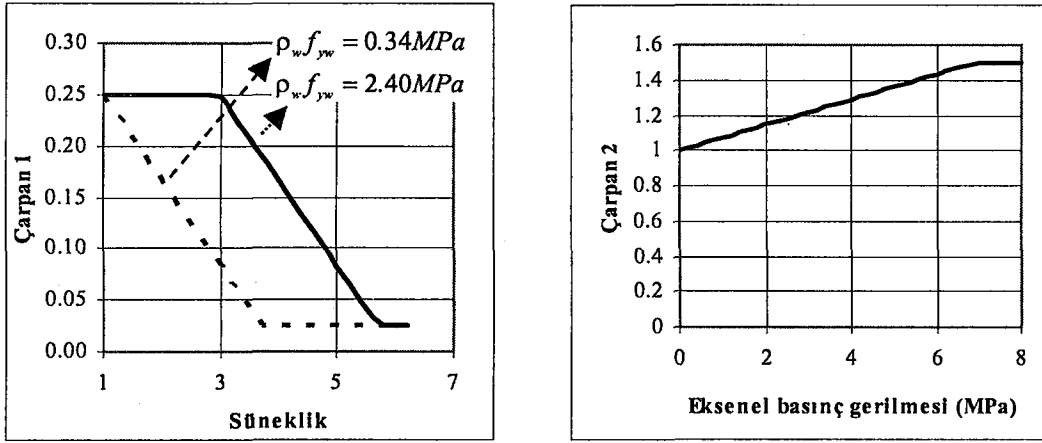
$$0.025 \leq \text{Çarpan1} = \left(\frac{\rho_w f_{yw}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_d \right) \leq 0.25 \quad (6.27)$$

$$\text{Çarpan2} = \left(1 + \frac{N}{12.8A_c} \right) \leq 1.5 \quad (6.28)$$

Çekme aksenal yüklü elemanlar için, $v_c = 0$ alınır.

$$V_w = \frac{\pi A_{sp} f_{yw} D_{sp}}{2s} \quad (6.29)$$

Şekil 6.4’de CALTRANS (2001)’e göre kesme mukavemetinde betonun katkısını belirleyen katsayıların değişimi görülmektedir.



Şekil 6.4. Kesme mukavemetinde betonun katkısını belirleyen katsayılar (CALTRANS, 2001)

Dairesel kolonlar üzerinde Kowalsky ve Priestley (2000) tarafından yapılan çalışmada, kesme mukavemeti;

$$V_n = \sqrt{f_c} k(\mu_\Delta) \min\left(1.5; \max\left(1.3 - \frac{L_s}{h}\right)\right) \min(1; 0.5 + 20\rho_{st}) (0.8A_c) + N \frac{h-c}{2L_s} + V_w \quad (6.30)$$

bağıntısıyla ifade edilmiştir. Bağıntıda; ρ_{st} , toplam boyuna donatı oranı, $A_c = \pi D^2 / 4$ (D : sargı donatıları arasındaki betonun çapı); h , kesitin yüksekliği; N , aksel yük; c , basınç bölgesi yüksekliği ve L_s , kesme açıklığı olarak tanımlanmıştır. $k(\mu_\Delta)$ katsayısı yalnızca V_c için geçerlidir ve çevrimsel yer değiştirme nedeniyle kesme mukavemetindeki azalma, yer değiştirme süneklik oranının (μ_Δ) fonksiyonudur (Biskinis vd. 2004).

$$0.05 \leq k(\mu_\Delta) = \frac{1.07 - 0.115\mu_\Delta}{3} \leq 0.28 \quad (6.31)$$

Kesme donatısının katkısı:

$$V_w = \frac{\pi A_{sp}}{2 s} f_{yw} (D - c - \text{örtübeton}) \cot \theta \quad (6.32)$$

bağıntısıyla ifade edilmiştir. Bağıntıda; A_{sp} , dairesel kolon sargı donatısı alanı; s , kesme donatısı aralığıdır. Çubuk eğimi açısı $\theta = 30^\circ$ alınmıştır (Biskinis vd. 2004). Kowalsky ve Priestley (2000) tarafından yapılan çalışmada (6.30), (6.31) ve (6.33) bağıntıları, eğilme donatısının akması sonrası kesme ile göçen 18 dairesel kolon temel alınarak geliştirilmiştir. Daha sonra, tahminler, kesme ile göçen 11 kolon ve eğilme ile göçen 9 kolonda karşılaştırılmıştır. (6.30) ve (6.31) bağıntıları dikdörtgen kesitli kolonlara uygulanmak

istenildiğinde, $\theta = 30^\circ$, $0.8A_c$ yerine $b_w d$ (b_w , kesit genişliği; d , etkili derinlik) alınarak,

$$V_w = \rho_w b_w (d - c) f_{yw} \cot \theta \quad (6.33)$$

bağıntısı bulunur. Bağıntıda; ρ_w , kesme donatısı oranıdır (Biskinis vd. 2004).

Dikdörtgen kesitli kolonlar için aksenal basıncın katkısını da dikkate alarak, Moehle vd. (2001) tarafından V_n bağıntısı önerilmiştir. Söz konusu çalışmadaki en önemli noktalardan birisi; çevrimsel şekil değiştirmelerle kesme mukavemetinde azalması için, V_w ve V_c 'nin her ikisi de düşünülmüş ve aynı katsayı $k(\mu_\Delta)$ ile çarpılmış olmasıdır.

$$V_n = k(\mu_\Delta)(V_c + V_w) \quad V_c = 0.5\sqrt{f_c} \left(\sqrt{1 + \frac{N}{0.5\sqrt{f_c} A_c}} \right) \left(A_c \frac{d}{L_s} \right) \quad (6.34)$$

$$0.7 \leq k(\mu_\Delta) = 1.15 - 0.075\mu_\Delta \leq 1.00$$

Bağıntıda (boyutlar: MN, m) kesit alanı, $A_c = b_w h$ ve kesme donatısının katkısı (6.33) bağıntısından bulunmaktadır. Fakat; $(d - c)$ yerine iç moment kolu uzunluğu $(d - d')$ ve Ritter-Mörsch çubuk analogisindeki gibi, $\theta = 45^\circ$ alınmalıdır (Biskinis vd. 2004).

(6.30) ve (6.31) bağıntılarında $k(\mu_\Delta)$ katsayısına dikkat edilirse; $\mu_\Delta \geq 8$ değerlerinde kesme dayanımına betonun katkısı 0.05 iken, $\mu_\Delta \leq 2$ değerlerinde ise 0.28 oranında azaltılması önerilmektedir. (6.34) bağıntısı dikkate alındığında, $\mu_\Delta \geq 6$ değerlerinde kesme dayanımına betonun ve kesme donatısının katkısı 0.70 oranında azaltılması ve $\mu_\Delta \leq 2$ ise, kesme dayanımında azalma olmadığı düşünülmektedir.

Kesme dayanımının yer değiştirme süneklik faktörüne (μ_Δ) bağımlı olması, yukarıda açıklanan iki modelin zayıf tarafı olarak düşünülebilir. μ_Δ değeri bazı belirsizlikleri de içine alan akma yer değiştirmesinin değerine bağlıdır. Akma yer değiştirmesini tam olarak tanımlamak zordur; bu nedenle de μ_Δ deplasman sünekliği çok belirli bir oran değildir. Biskinis vd. (2004)'de, μ_Δ 'nın, elastik ötesi çevrimsel şekil değiştirmelerde kesme dayanımı azalmasını, deneysel sonuçlarla en iyi ilişkilendiren katsayı olduğu ifade edilmektedir.

Biskinis vd. (2004)'de, elastik ötesi (plastik) yer değiştirme sünekliği, μ_Δ^{pl} , göçmede düğüm noktası dönmesi (chord rotation) plastik bileşenin (toplam düğüm noktası dönmesi ile deneyde donatı aktığı andaki dönme değeri arasındaki fark) hesaplanan akma düğüm noktası dönmesine, θ_p , oranı olarak tanımlanmıştır. Uygulamada; öncelikle θ_p 'nin değeri bilinmez

ve itibarı olarak tahmin edilmek zorundadır. θ_y 'nin hesaplanan değeri deneysel veri olmadan öte μ_{Δ}^{pl} için sadeleştirme (normalizing) katsayısı olarak kullanılır (Biskinis vd. 2004).

Biskinis vd. (2004)'de, kirişler ve dikdörtgen veya dairesel kesitli kolonlar için, akmada düğüm noktası dönmesi (chord rotation) (6.35) ile tahmin edilmektedir. Bağıtıda; ilk iki terim, eğilme ve kesme için hesaplanır, üçüncü terim boyuna donatının aderans sıyrılması etkisini içerir. θ_y , çekme donatısı aktığı andaki eğrilik; f_y ve f_c (MPa), sırasıyla, donatı akma ve beton basınç mukavemetleri; d_b , çekme donatısının çapı; a_{sl} , 0 ya da 1 olan bir çarpan (ankraj bölgesinde boyuna donatının sıyrılması mümkünse, 1; değilse, 0); ve $a_v z$, eğik çatlama nedeniyle çekme yer değiştirmesi: $z = d - d'$, iç moment kolu uzunluğu ve a_v , eğik çatlama oluşturacak tahmini kesme kuvveti değeri eğilme donatısının akmasını oluşturacak kesme kuvvetinden büyükse, 0; değilse, 1 alınan bir katsayı gösterir.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + a_{sl} \frac{0.13 \phi_y d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6.35)$$

(6.30)'daki bağıtıda V_c , deney elemanlarındaki hemen hemen tüm değişkenleri içermektedir. Bu değişkenler; a) a/d oranı ile kesme dayanımına kemerlenme etkisinin katkısını, b) $\sqrt{f_c}$ ile beton çekme mukavemetinin katkısını, c) boyuna donatı oranı ise, kaldıraç etkisiyle boyuna donatının kesme kuvveti taşıma gücüne katkısını yansıtmaktadır. Bu ifadeler istatistiksel olarak deneysel sonuçlarla bütünleştirilerek,

$$V_n = \frac{h - c}{2L_s} \min(N; 0.55 A_g f_c) + 0.16 (1 - 0.095 \min(4.5; \mu_{\Delta}^{pl})) : \max(0.5; 100 \rho_{sl}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_s}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_g + V_w \quad (6.36)$$

bağıtısı ifade edilmiştir. Bağıtıda, Moehle vd. (2001) tarafından yapılan çalışmada olduğu gibi; çevrimsel şekil değiştirmelerle kesme mukavemetindeki azalma, V_w ve V_c 'nin her ikisi için de düşünülmüş ve istatistiksel olarak değerlendirilerek (6.37) bağıtısı önerilmiştir (Biskinis vd. 2004).

$$V_r = \frac{h-c}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) : \quad (6.37)$$

$$\left[0.16 \max(0.5; 100\rho_s) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_s}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right]$$

6.3 Tersinir Yükler Altında Kesme Mukavemeti Bağlılarının Çıkarılması

Deprem bölgelerindeki çerçeve yapıların tasarımında, sistemin muhtemel nihâî göçme mekanizmalarının kontrollü ve sünek oluşabilmesi için; kayma, aderans kaybı ve stabilite kaybı ihtimâllerinin bertaraf edilmeleri gerekir. Bertaraf edilmesi gereken göçme biçimlerinden; kesme kuvveti ve eğilme momentinin bileşik etkisiyle oluşan “kesme-eğilme kırılması”, küçük şekil değiştirmelerle oluşabilen bir kırılma biçimidir; ânî ve gevrek olarak ortaya çıkar. Özellikle deprem bölgelerinde inşa edilen çerçeve yapılarda, kontrollü göçme biçimi olarak, nispeten yüksek mukavemet yanında sünek davranışı da sağladığından, plastik mafsalların betonarme kiriş uçlarında oluşmasının temin edildiği “kiriş mekanizması” biçiminde göçme tercih edilir. Kiriş plastik mafsallarının kiriş uçlarında ve eğilme-dönme mafsalları olarak gerçekleşebilmesi, bu aşamaya gelmeden önce kesme ve aderans kaybı şeklinde göçme oluşmaması ile mümkündür.

Tersinir yük etkisinde, kesme donatısı hesabında temel alınacak kesme kuvvetinin, kiriş mesnetlerindeki moment kapasitelerini temel alarak hesaplanması ve kesme kapasitesinin eğilme kapasitesinden büyük olmasına katkı sağlamaktadır. ABYYHY (1998)’de, kirişlerde enine donatı hesabına esas alınan kesme kuvveti V_e , kapasite yaklaşımı ile aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad (6.38)$$

Bu ifadede, V_{dy} işletme yükleri altında kirişin kolon yüzüne karşı gelen kesitlerdeki izostatik kesme kuvvetlerini; M_{pi} ve M_{pj} söz konusu kesitte kirişi aynı doğrultuda döndürmeye çalışan pekleşmeli taşıma gücü uç momentlerini; l_n , kirişin temiz açıklığını göstermektedir.

ABYYHY (1998)’de, kolon kesme donatısının V_e kesme kuvvetine göre hesabında, betonun ve kesme donatısının katkısı, V_c , TS 500(2000)’e göre hesaplanması öngörülmektedir. Sarılma bölgesi dışında kesme donatısı hesabının TS 500(2000)’e göre yapılması yeterli görülmüştür. Sarılma bölgesinde ise, eğer $V_e \geq 0.5V_d$ ise, kesme dayanımına betonun katkısı $V_c = 0$ alınmalıdır. Buna karşın, $V_e < 0.5V_d$ ise, TS 500(2000)’de ifade edildiği şekilde enine donatı hesabı yapılması, yani betonun katkısının tam alınması öngörülmüştür.

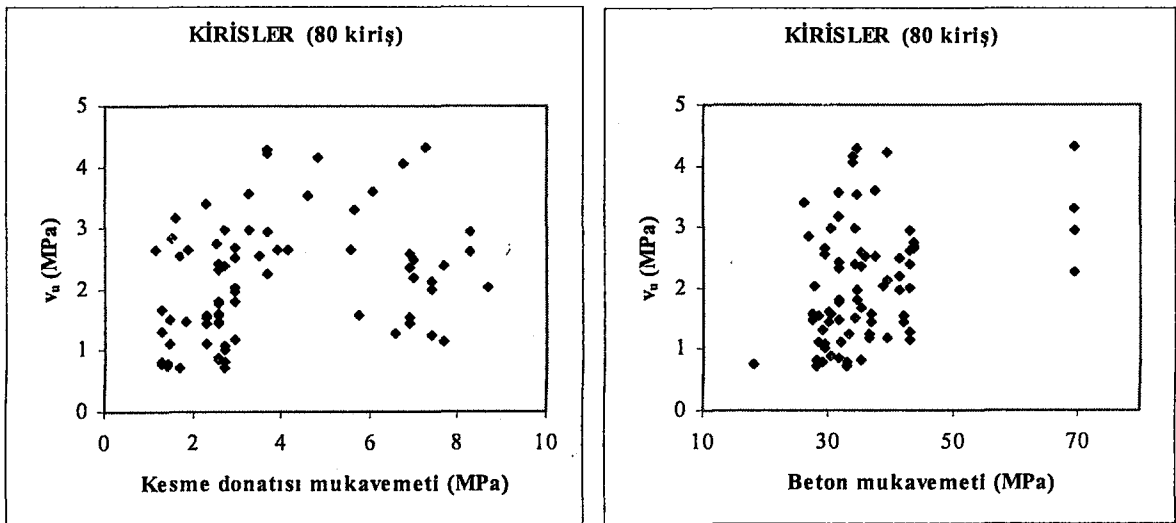
Benzer şekilde, ACI 318/02'de kesme donatısı hesabında, kesme tasarımına betonun katkısı ihmal ve kirişin kesme kapasitesi (6.39) bağıntısındaki gibi ifade edilmiştir.

$$V_n = V_w = \frac{A_{sw} f_{yw} d}{s} \geq V_u \quad (6.39)$$

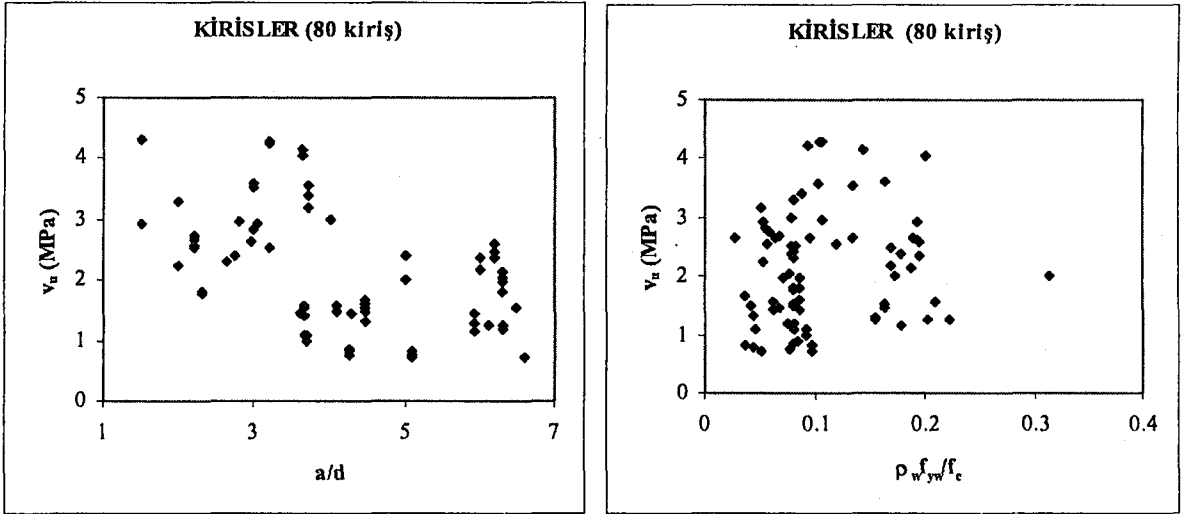
Bağıntıda, V_n , nominal kesme kuvveti; V_w , etriyeler ile taşınan kesme kuvveti; A_{sw} , s aralığında yerleştirilen bir sıra etriyenin tüm kollarının yatay kesit alanı; f_{yw} , kesme donatısı akma mukavemeti ve d , kiriş etkili yüksekliğidir.

Tersinir yüklerden oluşan momentler nedeni ile, eleman uçlarında boyuna donatının akması plastik mafsallı oluşturmaktadır. Plastik mafsallar, mesnet yüzünde yaklaşık eleman yüksekliği kadar bir bölgede oluşmaktadır. Depremde enerji dağılımı bu plastik mafsallarda olduğundan, plastik mafsal bölgesindeki kesitlerin büyük dönme kapasitesine sahip olması ve momentlerin yeniden dağılımı gerekmektedir. Plastik mafsal oluşan yöredeki sünekliği ve kesme dayanımını artırmak için, ABYYHY (1998)'de kesme donatısı çap ve aralığı sınırlandırılmıştır.

Mevcut literatür taranılarak; tersinir yük uygulanan deneysel (Brown, 1970; Gosain, 1973; Bertero ve Popov, 1975; Wight ve Sozen, 1973; Scribner ve Wight, 1980; Lee ve Watanabe, 2003; Xiao vd.,1999; Bertero vd., 1969; Celebi ve Penzien, 1973; Ma vd., 1976) kiriş kesme mukavemeti verilerinin f_c , a/d ve kesme donatısı mukavemetine ($\rho_w f_{yw}$) göre değişimleri karşılaştırılmıştır (Şekil 6.5-6.6). Deneysel verilerin kesme mukavemetlerinin f_c ve $\rho_w f_{yw}$ artışlarından önemli derecede etkilenmediği; fakat a/d oranı artışı ile kesme mukavemetinde azalma eğilimi gösterdiği söylenebilir.

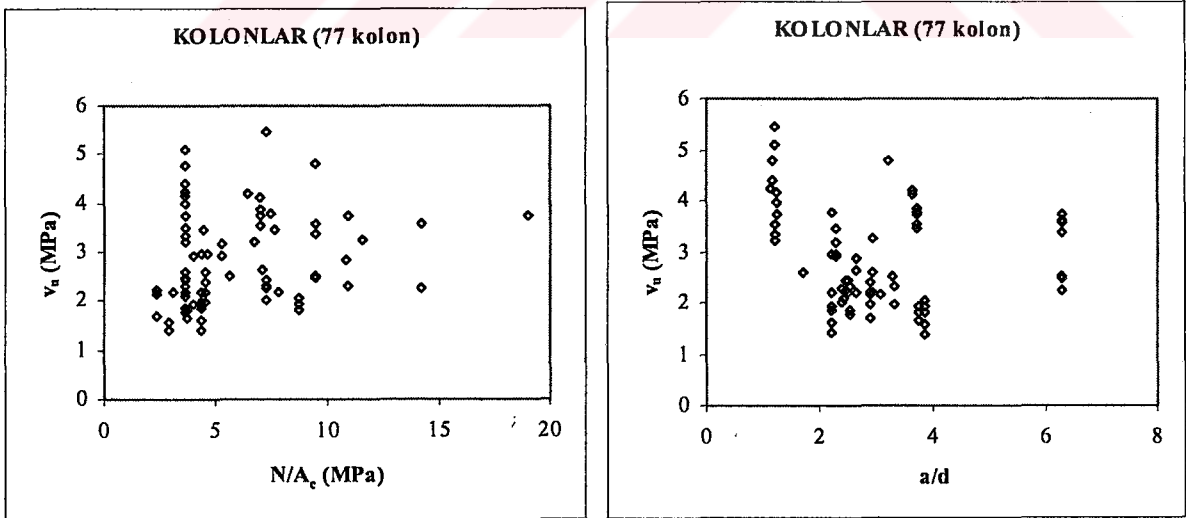


Şekil 6.5 Göçme mukavemetinin kesme donatısı ve beton mukavemetlerine göre değişimi

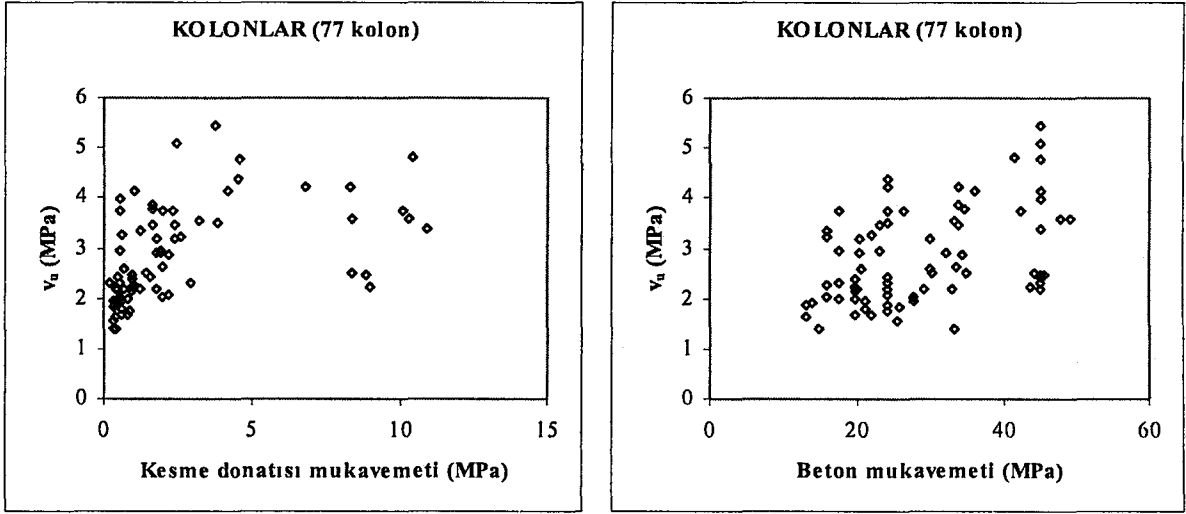


Şekil 6.6 Göçme mukavemetinin a/d ve kesme donatısı indeksine göre değişimi

Tersinir yük uygulanan kolonların deneysel (Gosain, 1973; Yamaguchi vd., 1973; Wight ve Sozen, 1973; Hirasawa vd., 1973; Lynn vd., 1996; Beett vd., 1985; Sezen, 2000; Ikeda, 1968; Umemura ve Endo, 1970; Kokusho, 1964; Kokusho ve Fukuhara, 1965; Ohue vd., 1985; Esaki, 1996; Li vd., 1991; Saatçioğlu vd. 1992; Yalçın, 1997) kesme mukavemeti verilerinin f_c , a/d , $\rho_w f_{yw}$ ve uygulanan basınç gerilmesine göre değişimleri Şekil 6.7-6.8'de verilmiştir; deneysel verilerin kesme mukavemetleri f_c , a/d , $\rho_w f_{yw}$ ve uygulanan basınç gerilmesi değişkenlerinden nerdeyse bağımsız dağılım sergilediği görülmüştür.



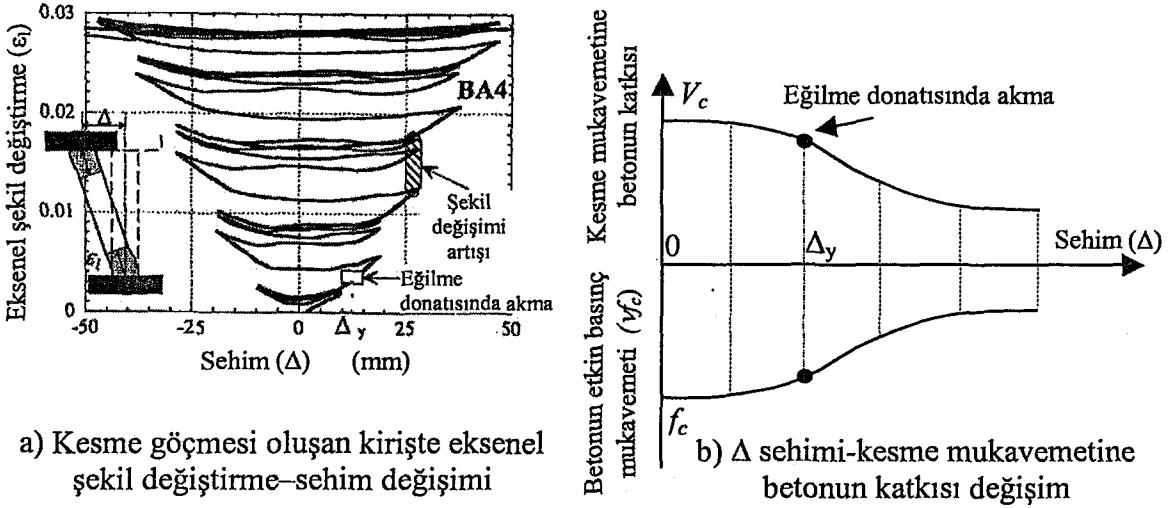
Şekil 6.7 Göçme mukavemetinin uygulanan basınç gerilmesi ve a/d oranına göre değişimi



Şekil 6.8 Göçme mukavemetinin kesme donatısı ve beton mukavemetlerine göre değişimi

Kesme donatısı ve betonun kesme kapasitesine katkısı birleştirilerek betonarme elemanların kesme kapasitesini değerlendiren (Aschheim ve Moehle, 1992; Priestly vd., 1996; CALTRANS, 2001; Kowalsky ve Priestley, 2000; Moehle vd., 2001; Biskinis vd., 2004) hesap yöntemlerinde, en önemli parametrelerden birisi yer değiştirme süneklik oranı (μ_Δ)'dır. Bu bağlamda yer değiştirme sünekliği artışıyla kesme mukavemetine betonun katkısının azalmasına izin veren ampirik bağıntılar önermişlerdir. Çatlamış betonun etkin basınç mukavemetindeki azalmanın doğruluğu, süneklik kapasitesi tahmini ile yakından ilgilidir. Yer değiştirme sünekliğini tahmin etmek için Lee ve Watanabe (2003) tarafından bir yöntem önerilmiştir. Önerilen yöntem önce ε_1 elemanın eksenel şekil değiştirmesini değerlendirmek için basit bir bağıntı tanımlamıştır. Daha sonra, betonun etkin mukavemeti vf_c , ε_1 temel alınarak hesaplanmaktadır. Böylece önerilen yöntem, tersinir yüklemeye maruz betonarme kirişlerin kesme mukavemeti azalmasını deneysel gözlemler yanında denge ve uygunluk bağıntıları kullanılarak tahmin edebilmektedir.

Şekil 6.9, kesme kuvveti doğrultusundaki sehim, Δ ile kesme mukavemetine betonun katkısı (V_c) ve betonun etkin basınç mukavemeti değişimini şematik olarak göstermektedir. Eğilme donatısında akma sonrası artan Δ ile vf_c ani olarak azalır. Plastik mafsallarda; eğilme donatısındaki akma sonrası, kesit boyuna eksenel şekil değiştirmesinde, ε_1 , ani azalma oluşmaktadır. Çünkü; tarafsız eksen, uç basınç lifine doğru hareket eder ve boyuna donatının kalıcı şekil değiştirme miktarı, elastik ötesi yüklemenin her çevrimiyle, artmayı sürdürür (Lee ve Watanabe, 2003).



a) Kesme göçmesi oluşan kirişte eksenel şekil değiştirme-sehim değişimi

b) Δ sehimi-kesme mukavemetine betonun katkısı değişim

Şekil 6.9 Δ sehimi ile eksenel şekil değiştirme ve kesme mukavemetine betonun katkısındaki değişim (Lee ve Watanabe, 2003)

Plastik mafsal bölgesinde eğilme donatısının akması ve eğik çatlakların genişlemesi ile eksenel şekil değiştirmede, ϵ_1 , artar. Bu nedenle; çatlak yönüne dik ϵ_1 asal çekme şekil değiştirmesinde bir artış olur. Panellerle ilgili yapılan çalışmalara göre (Vecchio ve Collins, 1986; Belarbi ve Hsu, 1995; Zhang ve Hsu, 1998) betonun etkin basınç mukavemeti v_f , ϵ_1 artışıyla azalmaktadır. Bu yüzden, a/d oranı küçük betonarme kirişlerde; plastik mafsal bölgesinde ϵ_1 ve ϵ_1 şekil değiştirmelerinin ani artışı nedeniyle, eğilme donatısının akması sonrası, plastik mafsal bölgesindeki etkin basınç mukavemeti v_f azalır (Lee ve Watanabe, 2003).

Tek yönlü artan yüklemdeki yük-yer değiştirme eğrisinin, tersinir tekrarlı yüklem altındaki betonarme elemanların zarf eğrisini verdiği kabul edilmektedir. Bölüm 4.2’de önerilen (4.7) ve (4.8) bağıntılarının tersinir yüklem için kullanılabilirliği, kesme dayanımının azaltılmasını gerektirir. Bu nedenle iki yaklaşım önerilmiştir.

6.3.1 Birinci Yaklaşım

Bu çalışmada; yumuşamış betonun aşırı dağılması, kesitteki eğilme donatılarının akması ve çatlak açılmalarının tamamen kapanamamasından dolayı, azalma katsayısının beton ve donatı mukavemetleri için aynı oranda olduğu varsayılmıştır. Tersinir yüklem için betonarme elemanların kesme dayanımı, basit çubuk benzeşimi yönteminde beton için kullanılan azaltılmış malzeme katsayısı oranında olduğu düşünülmüştür. Söz konusu oranda azaltılan kesme mukavemeti bağıntıları; tersinir yüklem için bulunan kesme mukavemeti bağıntıları olarak tanımlanmış ve deney sonuçları ile karşılaştırılarak sınanmıştır.

6.3.1.1 Tersinir Yük Etkisindeki Kirişlerde Kesme Mukavemeti Tahmini

Önerilen yaklaşım; basit çubuk benzeşimi yöntemi (Strut-Tie Method, STM) beton ve donatının elasto-plastik olduğunu varsayan alt sınır plastisite teorisini temel almaktadır. Fakat; beton, plastik malzeme gibi davranmaz ve yeniden gerilme dağılımı tam gerçekleşmez. Çubuğun basınç mukavemetini etkileyen ana faktörler (Su ve Chandler, 2001); i) betonun silindirik basınç mukavemeti; ii) çubuktaki çatlakların yönü; iii) çatlakların uzunluğu ve genişliği; iv) sargının yoğunluğudur. Sayılan faktörlerin etkisini hesaplamak için, etkin beton basınç mukavemeti

$$f_{cs} = \nu f_c \quad (6.40)$$

ile ifade edilebilir. Bağlantıda; f_{cs} , etkin beton basınç mukavemeti, ν , beton basınç çubuğu mukavemeti azalma ($\nu \leq 1.0$) katsayısıdır. Su ve Chandler (2001) tarafından ifade edildiğine göre, Nielsen vd. tarafından a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin plastik analizini temel alan aşağıdaki ampirik ilişki önerilmiştir.

$$\nu = 0.7 - \frac{f_c}{200}; \quad f_c \leq 60MPa \quad (6.41)$$

Bağlantıda; beton mukavemetini temel alan ν 'nün önerilen değeri, beton basınç mukavemetine bağlıdır ve f_c değerinin 20MPa ile 60MPa aralığında 0.6'dan 0.4'e değişir. Basit çubuk benzeşimi yöntemi, derin kirişlerin tasarımında yaygın şekilde uygulanmaktadır (Alshegeir ve Ramirez, 1992; Siao, 1993). Foster ve Gilbert (1996) tarafından (6.41) bağıntısı eleştirilmiş ve eğilmeye maruz olmayan (non-flexural) normal mukavemetli beton ile üretilen elemanların basınç göçmesini yeteri kadar yansıtmadığı ifade edilmiştir. Yüksek mukavemetli beton için (6.41) bağıntısı ile tahminde hatanın arttığı ve basitleştirilmiş çubuk modelinin tasarımı için yeni bir ilişki önerilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Vecchio ve Collins (1986) tarafından yapılan çalışmada; panellerin deney sonuçlarından hareketle ($12MPa < f_c < 35MPa$), maksimum beton basınç mukavemeti sınırının önemli derecede aşağı çekilmesi gerektiği gösterilmiştir. Etkinlik katsayısının, beton ve donatının her ikisinin şekil değiştirmesi ile çubuk eğiminin bir fonksiyonu olduğu düşünülmüş ve (6.42a, 6.42b) bağıntıları önerilmiştir:

$$\nu = 1 / (0.8 + 170\varepsilon_1) \leq 1 \quad (6.42a)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_y) \cot^2 \theta \quad (6.42b)$$

Bağıntıda; ε_1 ve ε_2 betonun en büyük ve en küçük asal şekil değiştirme değerleri ve θ , beton basınç çubuğunun yatayla yaptığı açıdır.

Göçme durumunda, boyuna donatının akma şekil değiştirmesi $\varepsilon_x = 0.002$, betonun maksimum gerilmedeki şekil değiştirmesi beton basınç mukavemeti 20MPa için -0.002 ve 100MPa için -0.003 alınabilir (Foster ve Gilbert, 1996). Buradan, etkinlik faktörü aşağıdaki gibi yazılmıştır:

$$v = \frac{1}{1.14 + (0.64 + f_c / 470)(a/d)^2} \leq 0.85 \quad (6.43)$$

Foster ve Gilbert (1996) yukarıdaki bağıntıyı daha da basitleştirmiştir.

$$v = \frac{1}{1.14 + 0.75(a/d)^2} \leq 0.85 \quad (6.44)$$

Su ve Chandler (2001) tarafından yapılan çalışmada ifade edildiğine göre; Warwick ve Foster tarafından yapılan bir seri doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlerinden, beton basınç mukavemetinin 100MPa'a kadarki değerleri için etkinlik katsayısı;

$$a/d < 2 \text{ ise } v = 1.25 - \left(\frac{f_c}{500}\right) - 0.72\left(\frac{a}{d}\right) + 0.18\left(\frac{a}{d}\right)^2 \leq 0.85 \quad (6.45a)$$

$$a/d \geq 2 \text{ ise } v = 0.53 - \left(\frac{f_c}{500}\right) \quad (6.45b)$$

ifade edilmiştir. Basitleştirilmiş çubuk benzeşiminden önerilmiş (6.45a ve 6.45b) bağıntıları, tek yönlü tekrarlı yükleme için çıkarılmış bağıntılara uygulanmıştır. Daha önceki çalışmalarda benzer yöntem uygulanmamasına rağmen, kesme mukavemetine betonun katkısının tersinir yük uygulanması halinde aynı oranda azalacağı düşünülmüştür. Bunun düşünülmesinde temel etken, tersinir yüke maruz elemandaki mukavemet ve rijitlik kaybıdır. Yumuşamış betonun aşırı dağılması, kesitteki eğilme donatılarının akması ve çatlak açılmalarının tamamen kapanamamasından dolayı, ile basitleştirilmiş çubuk benzeşimi modelindeki azalma katsayısının aynı oranda olduğu varsayılarak göçme kesme mukavemeti için aşağıdaki bağıntılar önerilmiştir:

a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerde;

$$v_u = v \left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{Normal Mukavemetli Beton, NMB}) \quad (6.46a)$$

$$v_u = v \left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{Yüksek Mukavemetli Beton, YMB}) \quad (6.46b)$$

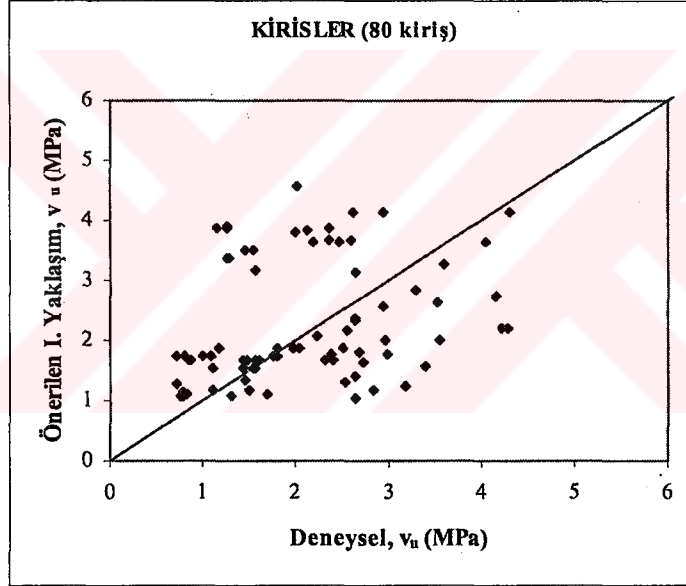
a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde;

$$v_u = v \left(\left(0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.47a)$$

$$v_u = v \left(\left(0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.47b)$$

Kirişler için önerilen I. yaklaşım bağıntılarının değerlendirilmesi

Tersinir yüklemeye maruz kirişler için önerilen (6.46) ~ (6.47) kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması Şekil 6.10'de verilmiştir. Deneysel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri 1.03 ve standart sapması 0.53 bulunmuştur. Görüldüğü gibi; ortalama değer deneysel sonucuna oldukça yakın olmasına rağmen, standart sapma değeri yeteri kadar küçük tahmin edilememiştir.



Şekil 6.10 Önerilen (6.46) ~ (6.47) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

6.3.1.2 Tersinir Yük Etkisindeki Kolonlarda Kesme Mukavemeti Tahmini

Kirişler için uygulanmış (6.46 ~ 6.47) bağıntılarında aksenal yükün katkısı ilâve edilerek tersinir yükler etkisindeki kolonlar için kesme mukavemeti tahmini bulunabilir. ACI 318/02 yönetmeliğinde; betonarme kolonların kesme mukavemetine betonun katkısı, ACI 318/02'de

basitleştirilmiş çatlama kesme mukavemetinin $\left(1 + \frac{N}{14A_c} \right)$ oranında büyütülmesi

önerilmektedir. Bu çalışmada da benzer yöntem uygulanmıştır. Bunlar:

a/d oranı 2.5'dan büyük kolonlarda;

$$v_u = v \left(\left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.48a)$$

$$v_u = v \left(\left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.48b)$$

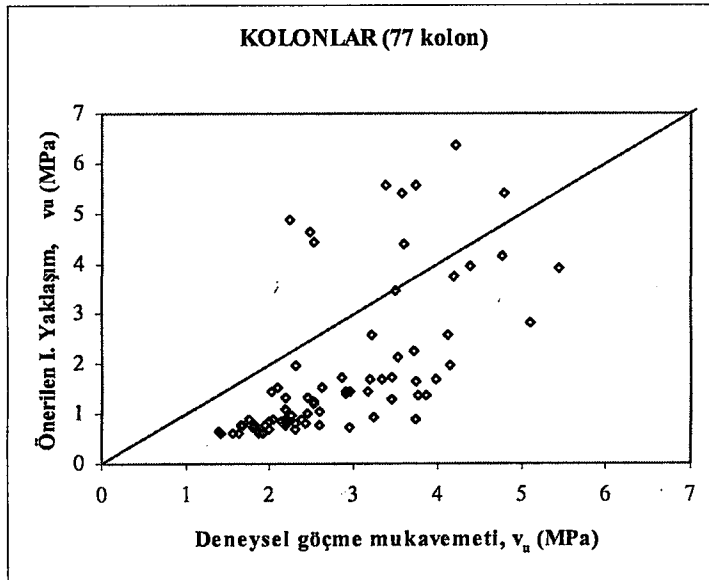
a/d oranı 2.5'dan küçük kolonlarda;

$$v_u = v \left(\left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.49a)$$

$$v_u = v \left(\left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.49b)$$

Kolonlar için önerilen I. yaklaşım bağıntılarının değerlendirilmesi

Tersinir yüklemeye maruz kolonlar için önerilen (6.48) ~ (6.49) kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel sonuçları ile karşılaştırılması Şekil 6.11'de verilmiştir. Deneysel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri 2.10 ve standart sapması 0.84 bulunmuştur. Görüldüğü gibi; önerilen bağıntılar ortalama değer ve standart sapma yönünden karşılaştırıldığında, göçme kesme mukavemetinin yeteri kadar doğru tahmin edildiğini söylemek güçtür.



Şekil 6.11 Önerilen (6.48) ~ (6.49) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

6.3.2 İkinci Yaklaşım

Basınç altındaki betonun yumuşamış gerilme-şekil değiştirme eğrisi ilk olarak Vecchio ve Collins tarafından tanımlanmıştır. Tanımda, yumuşama katsayısı asal çekme şekil değiştirmelerinin fonksiyonudur. Betonun yumuşamış gerilme şekil değiştirme eğrisini, Mohr gerilme ve şekil değiştirme daireleriyle bağdaştırarak betonarme elemanların davranışını tahmin etmektedir. Vecchio ve Collins (1986)'de, kesme deneylerinde betonun katkısının (V_c) belirlenmesi amaçlanarak basınç alanı teorisi (Modified Compression Field Theory, MCFT) geliştirilmiştir. Vecchio ve Collins teorisinde kesme mukavemetine betonun katkısını (V_c) çatlaklar arasında iletilen çekme gerilmelerinden çıkarmıştır (Hsu, 1998).

Hsu ve Mo (1985a, 1985b) çalışmalarında, betonun yumuşamış gerilme-şekil değiştirme ilişkisini, burulmaya göre tasarım ve çözümde kullanmıştır. Daha sonra, kesme ve burulma için geliştirilen çözümler yumuşamış çubuk yöntemi (Softened Truss Model, STM) temel alınarak birleştirilmiştir (Hsu, 1988). Modelde, çatlakların yönü çatlama sonrası betonun asal eksenleri ile tanımlanabildiği farz edilmektedir. Söz konusu model "Rotating Angle-Softened Truss Model, RA-STM" olarak isimlendirilmektedir. Hsu (1996) çalışmasında, basınç alanı teorisinden (CFT) bulunan çatlak açısının, elemanın kesmeye maruz olması durumunda RA-STM temel alınarak bulunanla aynı olduğunu ifade etmiştir. 1996 yılında uygulanan yükün asal gerilmelerini takip eden çatlakların yönünün uygulanan açıda eğikleştiğini kabul eden (Fixed Angle, FA) yöntemi geliştirilmiştir. Pang ve Hsu (1996) tarafından kesme dayanımına betonun (V_c) katkısındaki değişimi göz önüne alan bu teori "Fixed Angle- Softened Truss Model, FA-STM" olarak isimlendirilmiştir. Ancak, FA-STM yönteminde iki önemli zorluk bulunmaktadır. Birincisi, çatlak yönünde kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeler ile ilgili bünye bağıntılarını içine almasıdır. Diğeri ise, RA-STM e göre denge ve uygunluk denklemleri daha karmaşıktır. Daha karmaşık bağıntıları çözecek algoritmalara ihtiyaç duyulan FA-STM henüz gelişme aşamasındadır.

RA-STM, tek yönlü artan yalnız kayma gerilmesine maruz betonarme panellerin kayma gerilmesi-şekil değiştirme eğrilerini tahmin etmek için geliştirilmiştir. Kesme ve eğilmenin bileşik etkisine maruz betonarme kirişlerin davranışını tahmin etmek oldukça zordur. RA-STM temelinde, monotonik yük altında betonarme elemanların davranışını tahmin etmeyi amaçlamaktadır. Çözümde, yumuşamış beton ve beton içerisindeki donatı için idealleştirilmiş gerilme-şekil değiştirme ilişkileri göz önüne alınmıştır. Beton içerisindeki donatının, donatı akma dayanımından daha düşük değerde (gerçeğe daha yakın) akma dayanımına ulaştığı düşünülmüştür (Hsu, 1992).

Lee ve Watanabe (2003) kesme göçmesi oluşması muhtemel kirişlerin yalnızca kesme

mukavemetini değil, bunun yanında eğilme donatısının akması sonrası kirişlerin sünekliklerini de tahmin etmeyi amaçlamıştır. Çalışmada, plastik mafsallık bölgesindeki kesme mukavemetinde azalma dikkate alınmaktadır. Plastik mafsallık bölgesinde, kirişin eğilme donatısının akması sonrası betonun etkin basınç mukavemetinde azalma oluşur; böylece, kesme mukavemetine betonun katkısı azalır. Kiriş ekseninde eksenel şekil değiştirme dikkate alınarak, uygunluk koşulları yardımıyla çubuk model kullanılarak, eğilme donatısında akma tahmin edildikten sonra betonarme kirişlerde kesme mukavemeti azalması tahmin edilir. Lee ve Watanabe (2003) tarafından önerilen yöntemle karşılık gelen süneklik ve kesme mukavemetini tahkik etmek için çevrimsel yükleme altında 12 kiriş deneyi yapılmıştır.

RA-STM ve MCFT ile tahmin edilen kesme kapasitelerinin karşılaştırılması

Aynı miktar boyuna ve enine donatı oranına sahip kirişlerde, RA-STM (Rotating Angle-Softened Truss Model) ve MCFT (Modified Compression Field Theory) modelleri iki yöndeki donatının aynı anda akma gerilmesine ulaştığını kabul etmektedir. Lee ve Watanabe (2003) tarafından yapılan deneysel çalışmada ise, tersinir yükleme deneyine maruz boyuna donatı $\rho_f f_y = 5.79 MPa$ ve enine donatı $\rho_w f_{yw} = 5.53 MPa$ olan (kesme ve eğilmenin bileşik etkisine maruz) kirişte, eğilme etkisiyle kesme donatısından önce boyuna donatının aktığı görülmüştür. Bunun anlamı, MCFT ve RA-STM modellerinin her ikisinin de, temel bağıntılarında eğilme momentinin etkisini yeterince dikkate almadığıdır. Sonuç olarak, RA-STM ile hesaplanan kesme mukavemeti, deney sonucu bulunan kesme mukavemetinden (BA4 kirişi) daha büyüktür. Üstelik, BA4 kirişinin RA-STM'e göre çözümünde, kirişin sünekliği gibi maksimum şekil değiştirme de düşük tahmin edilmektedir.

RA-STM ve MCFT modellerinin her ikisinde de tek yönlü artan yüklemeye maruz donatı çubuklarının gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Bu nedenle, çevrimsel yüklemeye maruz betonarme elemanların plastik mafsallık bölgesinde eksenel şekil değiştirmeye karşılık gelen kesme mukavemeti RA-STM veya MCFT ile elde edilenden daha küçüktür. Deneyle bulunan ile teorik tahmin edilen ε_c değerleri arasındaki fark, çevrimsel yükleme nedeniyle donatı çubuklarında oluşan kalıcı şekil değiştirmeyi içermemesi ve RA-STM'de kullanılan donatı çubuklarının tek yönlü artan gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin kullanılması olabilir (Lee ve Watanabe, 2003). Lee ve Watanabe (2003) tarafından yapılan çalışmada; ε_c 'a sabit bir değer verilerek RA-STM ile tahmin edilen kesme mukavemeti, potansiyel kesme mukavemeti olarak ifade edilmektedir. ε_c artarken, betonun etkin basınç mukavemeti ($v f_c$)

azalmaktadır. Buna bağlı olarak; betonun kesme dayanımına katkısı (V_c) azaldığından, kirişin potansiyel kesme kuvveti (V_p) azalmıştır.

Hesap yöntemi

Lee ve Watanabe (2003) tarafından önerilen yöntem, akma sonrası ε_r aksenal şekil değiştirme değerinin artışıyla çevrimsel yüklemenin etkisini dikkate alır. Çözümde ilk adımda, uygulanan yük doğrultusunda sehim için bir ilk değer tahmin edilir. İkinci adım, çubuğun dönme açısı $R_m = \Delta / l$ hesaplanır (Δ , şekil değiştirme; l , kiriş uzunluğu). Üçüncü adımda ise, MCFT veya RA-STM çubuk modelleri kullanılarak çevrimsel yüklemeye maruz betonarme kirişlerin kesme mukavemetindeki azalmayı yeteri kadar doğru tahmin edebilmek için, plastik mafsallarda aksenal şekil değiştirme hesaplanır. Kesme için kritik bölge; plastik mafsallarda olmayan bölge ile plastik mafsallarda bölge arasındaki kesittir. Çünkü, plastik mafsallarda bölge kesit ekseninde ε_r şekil değiştirmesi, plastik mafsallarda bölge dışındaki değerden daha büyüktür. Zarf eğrisinde aksenal şekil değiştirmeyi değerlendirmek için şu basit bağıntı önerilmiştir:

$$\varepsilon_r = \frac{(R_{mp} + R_{mn})(d - d')}{2l_h} \quad (6.50)$$

Bağıntıda R_{mp} ve R_{mn} ; sırasıyla, betonarme kirişin pozitif ve negatif dönmeleridir. Kesme donatısındaki şekil değiştirme değeri tahmin edildiğinde, kirişteki kesme kuvveti, V , Hsu (1996) tarafından önerilen hesap yöntemi ile bulunabilir. Bu yaklaşımda, hesaplanan kesme kuvvetinin maksimum değeri ε_r 'nin verilen sabit bir değerine karşılık gelen kirişin potansiyel kesme kuvveti, V_p , olarak alınabilir. V_p değeri plastik mafsallarda oluşumuna karşılık gelen kesme kuvvetinden daha büyükse, boyuna aksenal şekil değiştirme için yeni bir değer alınır ve potansiyel kesme kuvveti eğilme donatısının akmasına karşılık gelen kesme kuvvetine, V_f , eşitlenene kadar işlem tekrarlanır. V_p değeri V_f değerine eşitlenince, adım "1" de kabul edilen Δ sehim değeri kirişin maksimum ötelenmesine karşılık gelir. Bulunan maksimum ötelenme değerinden kirişin yer değiştirme sünekliği tahmin edilir.

Çizelge 6.1 Tersinir yüklemeye maruz kirişlerin özellikleri (Lee ve Watanabe, 2003)

Kiriş	a/d	Kesme donatısı		Beton f_c (MPa)	Eğilme Donatısı	
		f_{yw} (MPa)	ρ_w (%)		f_y (MPa)	ρ (%)
BA4	2.22	691.7	0.800	29.3	399.5	1.450
BA5	2.22	731.5	0.533	29.3	399.5	1.450
BA6	2.22	875.5	0.400	29.3	399.5	1.450
BA10	2.22	691.7	0.600	43.4	399.5	1.450

Aşağıdaki çözüm yolu izlenerek, Lee ve Watanabe (2003) tarafından deney tabii tutulan BA4, BA5, BA6 ve BA10 kirişlerinde çevrimsel yüklemeyi içine alan zarf eğrileri çizilmiştir.

Cözümde izlenen yol:

1) Δ sehimi (ötelenmesi) tahmin edilir.

$$2) R_m = R_{mp} = R_{mn} = |\Delta|/l \quad l, \text{ kiriş uzunluğu.}$$

$$3) \varepsilon_l = \frac{(R_{mp} + R_{mn})(d - d')}{2l_h} \quad l_h, \text{ plastik mafsal uzunluğu.}$$

4) ε_w değeri tahmin edilir. ε_w , kesme donatısı şekil değiştirmesi.

5) Betonun asal basınç şekil değiştirme değeri ε_2 tahmin edilir.

$$6) \varepsilon_1 = \varepsilon_l + \varepsilon_w - \varepsilon_2 \quad \varepsilon_1, \text{ çatlak yönüne dik çekme şekil değiştirme.}$$

$$7) \nu = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_1}} \text{ hesaplanır.} \quad \nu, \text{ basınç etkisinde betonun yumuşama katsayısı.}$$

$$8) \varepsilon_2 \leq \nu\varepsilon_o \text{ için } f_2^c = \nu f_c [2(\varepsilon_2 / \nu\varepsilon_o) - (\varepsilon_2 / \nu\varepsilon_o)^2] \quad f_2^c, \text{ betonun asal basınç gerilmesi.}$$

$$\varepsilon_2 > \nu\varepsilon_o \text{ için } f_2^c = \nu f_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_2 / \nu\varepsilon_o - 1}{2/\nu - 1} \right)^2 \right]$$

9) Betonun asal çekme gerilmelerinin hesabı:

$$f_1^c = E_c \varepsilon_1 \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} = 0.00008 \quad f_1^c, \text{ betonun asal çekme gerilmesi.}$$

$$f_1^c = 0.31 \sqrt{f_c} \left(\frac{0.00008}{\varepsilon_1} \right)^{0.4} \quad \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} = 0.00008$$

10) Beton çubuğun eğiminin hesabı:

$$\alpha = \cos^{-1} \left(\sqrt{\frac{\varepsilon_l + \varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}} \right)$$

11) Kesme donatısındaki gerilmenin hesabı:

$$B = (1/\rho_w) \left(\frac{0.31 \sqrt{f_c}}{f_{yw}} \right)^{1.5}, \quad \rho_w \geq \%0.25 \quad \rho_w, \text{ kesme donatısı oranı; } f_{yw}, \text{ kesme}$$

donatısı akma gerilmesi.

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{yw} (0.93 - 2B) \quad \varepsilon_{yw}, \text{ kesme donatısı akma şekil değiştirmesi;}$$

$$\varepsilon_w \leq \varepsilon_n \quad f_w = E_s \varepsilon_w \quad f_w, \text{ kesme donatısı gerilmesi.}$$

$$\varepsilon_w > \varepsilon_n \quad f_w = f_{yw} [(0.91 - 2B) + (0.02 + 0.25B) \varepsilon_w / \varepsilon_{yw}]$$

12) Enine yönde kirişteki gerilmenin hesabı:

$$f_w = f_2^c \sin^2 \alpha + f_1^c \cos^2 \alpha + \rho_w f_w$$

f_w , kesme donatısı gerilmesi.

$f_w \approx 0$ iken kabul edilen ϵ_2 geçerlidir.

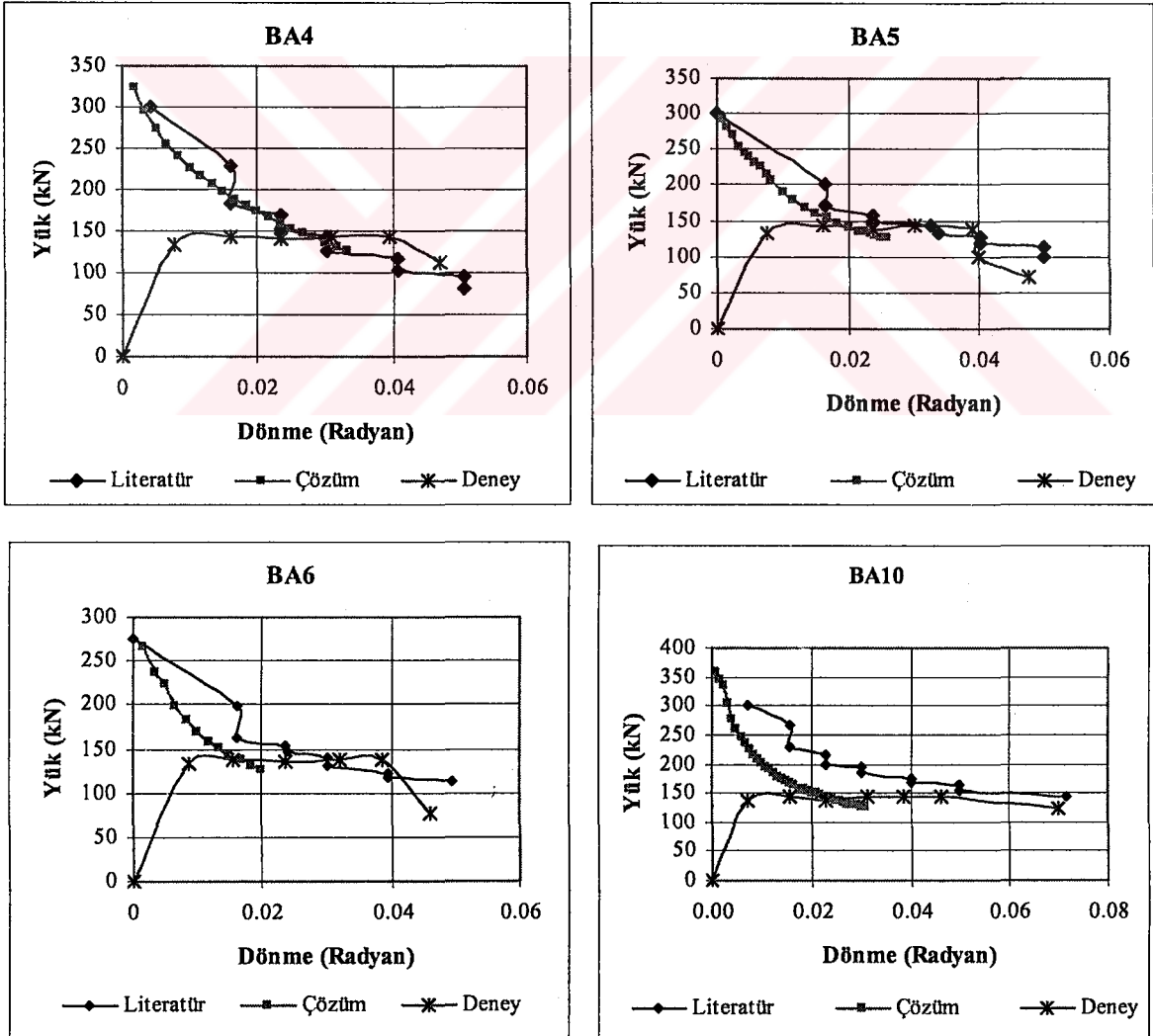
13) Kesme kuvvetinin hesabı:

$$V = v_{max} b k_z d = (\sigma_2^c - \sigma_1^c) \sin \alpha \cos \alpha b k_z d$$

14) Bulunan kesme kuvveti daha önce bulunan kesme kuvveti ile karşılaştırılır. Mevcut kesme kuvveti daha önceki bulunan kesme kuvvetine eşit veya büyükse, ($V = V_p$) bir sonraki adıma geçilir; değilse, ϵ_w artırılır.

15) $V_p > V_f = \rho b d f_y k_z d / a$ ise işlemler tekrarlanır. $V_p = V_f$ olana kadar Δ artırılır.

Deneyde, eğilme donatısındaki ilk akma oluşuncaya kadar eleman tek yönlü yüklenmiştir ve ilk akmanın olduğu dönme R_{em} ile ifade edilmiştir. Her yük çevriminde, $\pm 2R_{em}$, $\pm 3R_{em}$ olacak şekilde 3 tam çevrimsel yük uygulanmıştır (Lee ve Watanabe, 2003).



Şekil 6.12 Kesme kuvveti-dönme ilişkileri

Şekil 6.12'deki ifade edilen seriler tanımlanırsa; literatür, yukarıda 15 madde de tanımlanan çözüm yöntemi uygulanarak bulunan yük-dönme eğrisi (Lee ve Watanabe, 2003); Çözüm, aynı çözüm yöntemi ile bulunmuş yük-dönme eğrisi; deney ise, tersinir yük uygulanmış elemanın bir yöndeki yük-dönme zarf eğrisidir. "Literatür" ile "Çözüm" serilerinin çakışmaması olarak, Lee ve Watanabe (2003)'nin önerdiği eksenel şekil değiştirme için önerilen bağıntılardan basitleştirilmiş bağıntının kullanılması ile açıklanabilir.

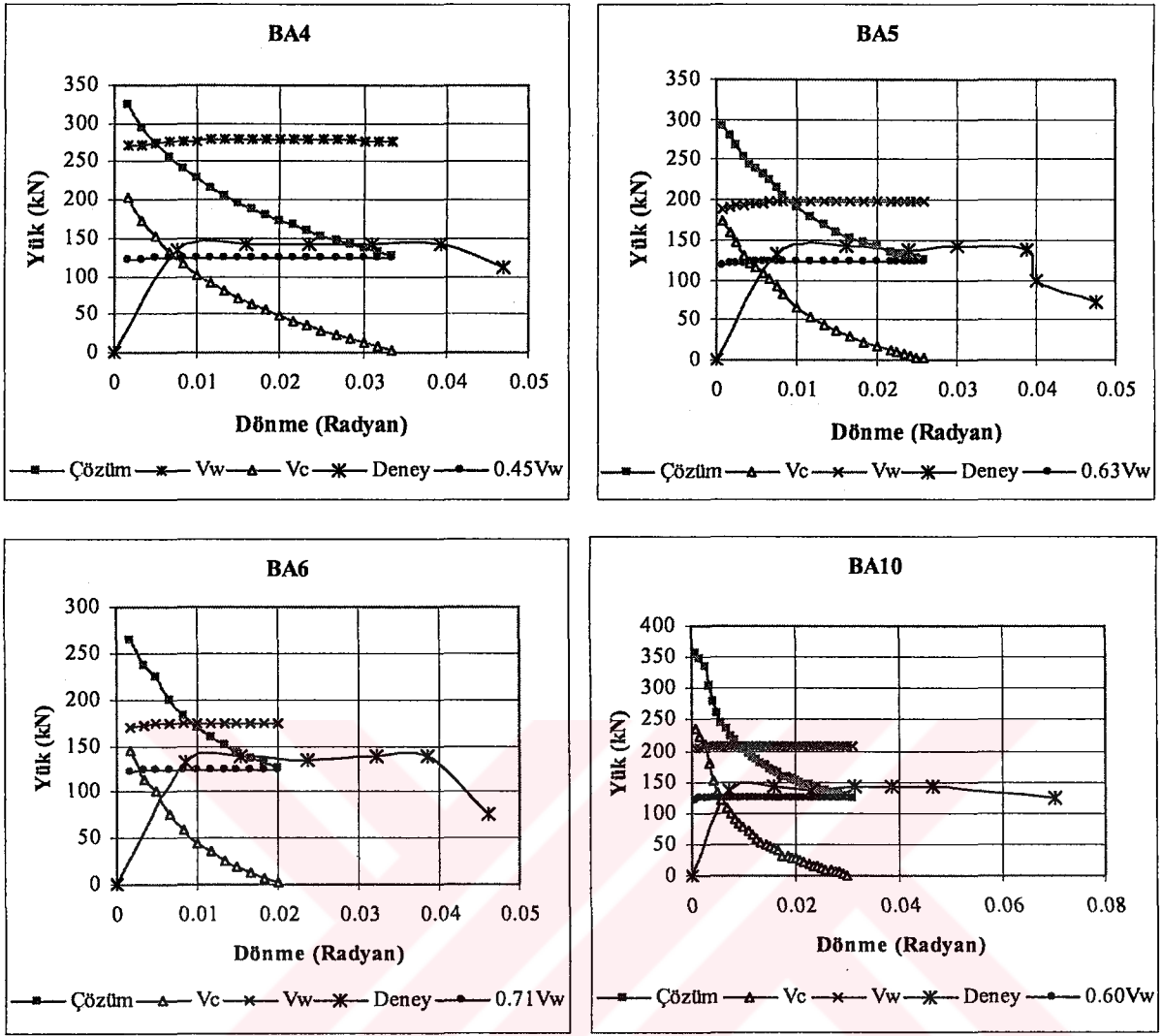
Çözümde, kiriş kesme donatısı gerilmesinde değişim olmamıştır. Bu nedenle; söz konusu çözümlene ile elde edilen yük-dönme eğrisinden, yine çözümlenmeden bulunan enine donatı gerilmesinden hareketle hesaplanan kesme donatısı kapasitesi çıkarılmak suretiyle kesme mukavemetine betonun katkısını belirlemek mümkün olmamıştır. Bunun temel nedeni sayısal çözüm yönteminde kesme donatısı gerilmesindeki değişimin deneyde oluşabilecek maksimum gerilmeden daha yüksek tahmin edilmesidir. Hatanın bünye bağıntılarından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ancak, hatalı da olsa kullanılan RA-STM (Rotating Angle-Softened Truss Model), kesme kapasitesindeki değişimi göstermektedir. Bu amaçla, aşağıdaki yöntem izlenerek, betonarme çubuklarda kullanılacak kesme mukavemeti bağıntıları çıkarılmıştır.

6.3.2.1 Tersinir Yük Etkisindeki Kirişlerde Kesme Mukavemeti Tahmini

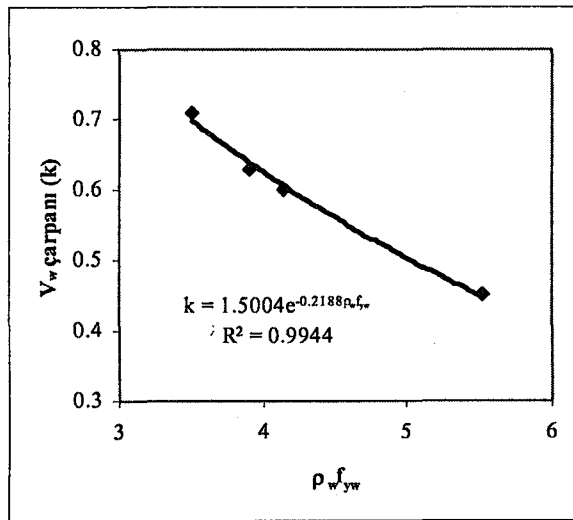
Kiriş eğilme donatısının akması ile oluşabilecek kiriş kesme kapasitesi, kesme donatısı ile taşınan kesme kuvvetine eşit kabul edilirse, bu eşitlik; çözümde, kesme donatısı ile taşınan kesme kapasitesinin bir katsayı ile azaltılmasını gerektirir.

Şekil 6.13'de ifade edilen seriler tanımlanırsa; V_w , RA-STM ile kesme donatısı gerilmesinden kesme taşıma kuvvetine kesme donatısının katkısı; kV_w , kesme donatısı ile taşınabilecek kesme kuvvetinin kiriş eğilme kapasitesine eşitleyen azaltılmış kapasite; V_c , ($V_c = \text{Çözüm} - kV_w$) kesme kapasitesine betonun katkısı; deney ise, tersinir yük uygulanmış elemanın bir yöndeki yük-dönme zarf eğrisidir.

Yer değiştirme sünekliğini hesaplamak için geliştirilmiş yöntemde, kesme donatısının kesme mukavemetine katkısı (V_w) Şekil 6.13'de görülmektedir. Aynı şekilde, kiriş eğilme kapasitesine ulaştığında, kesme kuvvetinin tamamının kesme donatısı ile taşındığı düşünülerek kesme kuvveti azaltma katsayıları belirlenmiştir. Göçme anında $V_c = 0$ alınarak kesme donatısı ile taşınan kesme kuvvetlerinin çarpanları BA4 için 0.45, BA5 için 0.63, BA6 için 0.71 ve BA10 için 0.60'dır. Kirişlerdeki V_w çarpanının sadece $\rho_w f_{yw}$ ile orantılı değiştiği görülmektedir. Şekil 6.14'de V_w çarpanı (k) ile $\rho_w f_{yw}$ arasındaki değişim görülmektedir.



Şekil 6.13 Betonun ve kesme donatısının kesme kuvvetine katkısı-dönme ilişkileri



Şekil 6.14. V_w çarpanı ile ρ_wf_{yw} arasındaki değişim

Tek yönlü artan yüklemeye maruz kesme donatılı kirişin kesme mukavemeti bağıntıları, tersinir yüklü kirişlere k çarpanı ile azaltılarak uyarlanabilir. Daha önce Moehle vd. (2001)

tarafından önerildiği gibi; bu çalışmada da, beton ve kesme donatısı ile taşınan kayma gerilmesi k katsayısı ile çarpılarak azaltılmıştır. Ancak; $0 \leq k = 1.5e^{(-0.22\rho_w f_{yw})} \leq 1.0$ aralığındadır.

a/d oranı 2.5'dan büyük kirişlerde:

$$v_u = k \left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{Normal Mukavemetli Beton, NMB}) \quad (6.51a)$$

$$v_u = k \left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{Yüksek Mukavemetli Beton, YMB}) \quad (6.51b)$$

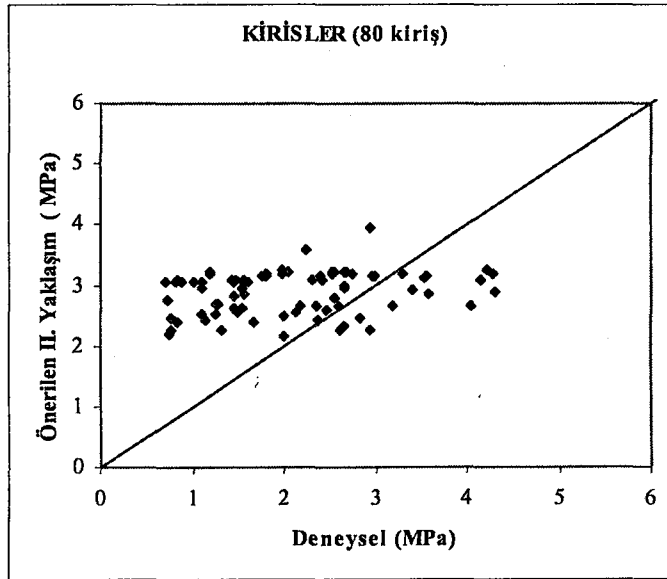
a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde:

$$v_u = k \left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.52a)$$

$$v_u = k \left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.52b)$$

Kirişler için önerilen II. yaklaşım bağıntılarının değerlendirilmesi

Tersinir yüklemeye maruz kirişler için önerilen (6.51) ~ (6.52) kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması Şekil 6.15'de verilmiştir. Deneysel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri 0.73 ve standart sapması 0.32 bulunmuştur. Görüldüğü gibi bu yaklaşım standart sapmayı yeteri kadar küçük tahmin etmektedir.



Şekil 6.15 Önerilen (6.51) ~ (6.52) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

6.3.2.2 Tersinir Yük Etkisindeki Kolonlarda Kesme Mukavemeti Tahmini

Kirişler için uygulanmış (6.51 ~ 6.52) bağıntılarında normal kuvvetin katkısı ilâve edilerek tersinir yükler etkisindeki kolonlar için kesme mukavemeti tahmini bulunabilir. ACI 318/02 yönetmeliğinde; betonarme kolonların kesme mukavemetine betonun katkısı, ACI 318/02'de

basitleştirilmiş çatlama kesme mukavemetinin $\left(1 + \frac{N}{14A_c}\right)$ oranında büyütülmesi

önerilmektedir. Bu çalışmada da benzer yöntem uygulanmıştır.

a/d oranı 2.5'dan büyük kolonlarda:

$$v_u = k \left(\left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.53a)$$

$$v_u = k \left(\left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.53b)$$

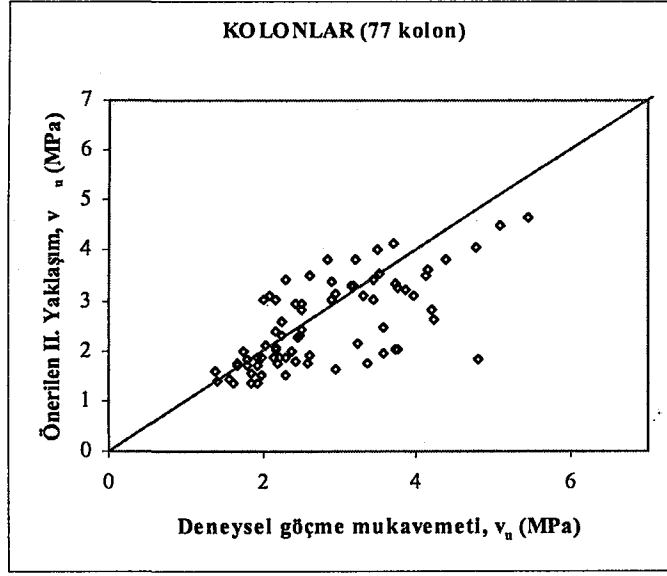
a/d oranı 2.5'dan küçük kolonlarda:

$$v_u = k \left(\left((0.15(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{NMB}) \quad (6.54a)$$

$$v_u = k \left(\left((0.12(f_c)^{0.5} + 0.02(f_c)^{0.65}) \left(1 + \frac{N}{14A_c} \right) \left(\frac{2.5}{a/d} \right) \right) + \rho_w f_{yw} \right) \quad (\text{YMB}) \quad (6.54b)$$

Kolonlar için önerilen II. yaklaşım bağıntılarının değerlendirilmesi

Tersinir yüklemeye maruz kolonlar için önerilen (6.53) ~ (6.54) kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması Şekil 6.16'de verilmiştir. Deneysel kesme mukavemetinin önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri 1.15 ve standart sapması 0.33 bulunmuştur. Görüldüğü gibi, bu yaklaşım standart sapmayı yeteri kadar küçük tahmin etmektedir.



Şekil 6.16 Önerilen (6.53) ~ (6.54) bağıntıları ile deneysel verilerin karşılaştırılması

6.4 Önerilen Bağıntıların Değerlendirilmesi

- Tersinir yüklemeye maruz kolonlar ve kirişler için önerilen kesme mukavemeti bağıntılarının deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması Çizelge 6.2’de verilmiştir. Deneysel kesme mukavemetinin II. yaklaşımda önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri ve standart sapması I. yaklaşıma göre daha uygun sonuçlar verdiği istatistiksel verilerden söylenebilir.

Çizelge 6.2 Önerilen yaklaşımların istatistiksel sonuçları

	Kolonlar için önerilen		Kirişler için önerilen		
	I. Yaklaşım	II. Yaklaşım	I. Yaklaşım	II. Yaklaşım	II. Yaklaşım*
Ortalama değer	2.10	1.15	1.03	0.73	1.01
Standart sapma	0.84	0.33	0.53	0.32	0.45
Varyasyon katsayısı	0.40	0.28	0.52	0.44	0.44

* Önerilen kesme mukavemetinin 0.72 oranında azaltılan değerleri

- Tüm yönetmeliklerde ve kesme mukavemeti tahminini veren bağıntılarda, deneysel kesme mukavemetinin tahmin edilenden büyük olması amaçlandığı düşünüldüğünde; II. yaklaşımda kirişler için önerilen bağıntıların kesme mukavemeti, deneysel kesme mukavemetinden daha büyük tahmin edilmektedir. Bu nedenle;
 - Tersinir yüklere maruz kirişlerde kesme kuvvetinin yanında eğilme etkisinin de katkısı nedeniyle, deneysel kesme mukavemeti tahmin edilenden daha küçüktür;

b) Önerilen bağıntının 0.72 kısmî güvenlik katsayısı ile çarpılarak ortalama değer 1.0'e kısmen yaklaştırılabilir ve hata azaltılabilir.

- Tersinir yüklere maruz elemanlar için Aschheim ve Moehle (1992), Priestly vd. (1996), CALTRANS (2001), Kowalsky ve Priestley (2000), Moehle vd. (2001) ve Biskinis vd. (2004) kesme mukavemeti bağıntıları yer değiştirme sünekliği oranına bağlıdır. Önerilen kesme mukavemeti bağıntısı ise, kesit geometrisi ve malzeme özelliklerini kullanmaktadır.
- I. ve II. yaklaşımdaki parametre sayısının az olması, kullanımı kolaylaştırmaktadır.
- Tersinir yükler altındaki betonarme elemanların kesme mukavemeti tahmini üzerindeki çalışmalar, yaklaşık son 13 yıllık zaman süresince yoğunluk kazanmıştır. I. ve II. yaklaşımdaki öneriler 1968 yılından zamanımıza kadar yapılmış deneylerden ulaşılabilen sonuçlar göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Yapılan çalışma sayısının sınırlılığı, tek yönlü artan ve/veya tersinir yükler altında daha önce önerilmiş kesme mukavemeti bağıntılarının istatistiksel sonuçları düşünüldüğünde, II. yaklaşımda önerilen bağıntıların deney sonuçları ile kısmen tutarlı olduğu söylenebilir.
- Kesme mukavemeti tahmininde, boyuna donatı oranının göz önüne alınmaması mukavemet tahminindeki hata miktarını artırdığı düşünülmektedir.

7. SONUÇLAR

Çatlama kesme mukavemeti tahmini

Üçüncü bölümde, ACI 318/02 ile önerilen çatlama kesme mukavemeti için alternatif bağıntı önerilmiş ve önerilen bağıntının literatürde kabul görmüş çatlama kesme mukavemetini veren deney sonuçları ile uyumluluğu karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmadan elde edilen önemli sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Deney sonuçları (Krefeld ve Thurston, 1966; Mphonde ve Frantz, 1984; Bresler ve Scordelis, 1963; Cho 2003) ile önerilen bağıntılar arasındaki istatistiksel değerler ve ρ , f_c ve a/d oranına göre grafiksel dağılımlar, kesme donatısız a/d oranı 2.5'dan büyük betonarme kirişlerin çatlama kesme mukavemeti için önerilen bağıntıların doğruluğunu gösterebilmektedir. Fakat; yüksek mukavemetli betonla üretilmiş kirişlerde benzer yorumun yapılabilmesi için verilerin yeterli olmadığı düşünülmektedir.
- Önerilen bağıntılardaki çatlama kesme mukavemeti tahminindeki hatanın ρ , f_c ve a/d değişkenlerinden bağımsız dağılım sergilediği görülmüştür.
- Varyasyon katsayısı yönünden önerilen bağıntıların ACI 318/02 ile tahmin edilen çatlama kesme mukavemeti değerlerinden daha uygun sonuçlar verdiği görülmektedir. Ayrıca, ACI 318/02 yönetmeliğine göre bulunan çatlama kesme mukavemetinin (önerilen/deneysel çatlama kesme mukavemeti oranı 0.80 iken ACI 318/02 için ise, bu oran 0.73 bulunmuştur) deneysel verilere göre oldukça düşük tahmin edildiği görülmektedir.

Kesme Donatılı Kirişlerde Göçme kesme mukavemeti tahmini

Dördüncü bölümde, Bölüm 3.4'de (3.19a) ve (3.19b) bağıntıları ile önerilen çatlama kesme mukavemeti bağıntısına kesme donatısı katkısının ilâve edilmesiyle tek yönlü artan yük etkisindeki betonarme kirişlerin kesme dayanımı tahmin edilmektedir.

- $a/d \geq 2.5$ kirişlerde; ortalama değerler karşılaştırıldığında, TS 500(2000)'e göre (beton ve donatı için karakteristik mukavemetler göz önüne alınarak) tahmin edilen göçme kesme mukavemeti deneysel verilere daha yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Ancak; herhangi bir bağıntının deneysel veriler ile uygunluğunun karşılaştırılmasında temel parametre varyasyon katsayısı olduğu düşünüldüğünde, önerilen (4.7a) ve (4.7b) bağıntılarının deney sonuçları ile daha tutarlı olduğu söylenebilir. Yüksek mukavemetli betonla üretilen betonarme kirişlerin deneysel ve teorik çalışmalardan çıkarılan sonuçlar karşılaştırıldığında denilebilir ki; göçme kesme mukavemeti tahmini üzerinde daha fazla çalışılması gereği açıktır.

- a/d oranı 2.5'dan küçük kirişlerde, TS500(2000)'e göre tasarım kesme mukavemeti değeri deneysel kesme mukavemeti değerinden oldukça büyüktür. Mevcut deneysel veriler değerlendirildiğinde, standart sapma, ortalama değer ve varyasyon katsayısı yönünden önerilen bağıntıların TS500(2000)'e göre kesme mukavemetini daha doğru tahmin ettiği görülmektedir.

Sonlu eleman uygulamalarında uygun ağ boyutları

Beşinci bölümde, kesme donatısız ve kesme donatılı betonarme çubuk elemanlarda doğrusal olmayan sonlu eleman uygulamaları yapılmıştır. İlk olarak, kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı $a/d=2.5$ olan beton mukavemeti yüksek betonarme kirişlerde yapılan sonlu eleman uygulamaları özetlenirse;

- HB2.5-00, HB2.5-25 kirişlerinde, yükün kiriş açıklık ortasında tekil olarak yüklenmesi ile kısmî yayılı durumları karşılaştırıldığında, yükün açıklık ortasında kısmî yayılı durumunda kirişin yük taşıma kapasitesi deney sonucu ile daha uyumludur; buradan, sonlu eleman modelleri ile çalışırken yüklü düğümlerin deplasman okumalarından kaçınılması, daha iyisi; tekil yükün birbirine yakın bir kaç düğüme paylaşılmasıdır (Arslan, 2003).
- Yükün açıklık ortasında tekil etkimesi durumunda kirişlerin şekil değiştirmiş durumları karşılaştırıldığında, kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artırılması açıklık ortası kesitte görelî yer değiştirme miktarlarını azaltmaktadır. Aynı kesitte yükün açıklık ortasında kısmî yayılı verilmesi durumunda kirişin yük taşıma kapasitesi artmakta ve şekil değiştirmiş açıklık kesitinde görelî yer değiştirme miktarları daha az değişmektedir (Arslan, 2003).

Kesme açıklığının kiriş etkili yüksekliğine oranı $a/d=1.5$ ile $a/d=2.5$ arasında olan beton mukavemeti yüksek betonarme kirişlerde yapılan uygun sonlu eleman boyutu araştırması özetlenirse;

- Açıklık ortasında tekil yükü yüklenmiş kirişte çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu değişiminin, yük-yer değiştirme kapasitesinin değerlendirilmesinde oldukça etkili olduğu görülmüştür. Yine aynı çözümlerlerde, uygulanan yük doğrultusundaki sonlu eleman boyutu değişiminin yük-yer değiştirme kapasitesine önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir (Arslan ve Polat, 2004).
- Yatayda sonlu eleman boyutu artışının elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak; elastik sınır ötesinde (HB2.5-00 kirişinde) kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun artışı, yük taşıma kapasitesinde %10'un üzerinde bir artışa sebep

olmuştur. Kirişlerde yatayda sonlu eleman boyutlarının 77 mm'den ($\sim 6d_{ag}$) büyük seçilmesi durumunda, deney sonuçları ile daha çok örtüşen toplam yük-yer değiştirme eğrisi elde edilebilmiştir (Arslan ve Polat, 2004).

Drucker-Prager ve Çatlak modelinde gerçekleştirilen parametrik çalışmalar yardımıyla ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Drucker-Prager malzeme modelinde; deney sonuçları ile yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişiminin kapasite artışına veya azalışına belirgin bir etkisi görülmemektedir. Yine, çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutu artışının elastik sınırlar içerisinde önemli bir etkisi olmadığı görülmektedir. Ancak, elastik sınır ötesinde kiriş uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun $7\sim 8d_{ag}$ aşan değerlerinde, (örneğin 152.4 mm'den 365.76 mm'ye artışı), yük taşıma kapasitesini daha büyük tahmine neden olmaktadır (Arslan, 2004a).

- Çatlak modelinde; deneysel ve sayısal yük-yer değiştirme eğrileri karşılaştırıldığında; çözümü yapılan sonlu eleman boyutlarındaki kirişler ile deneyde (Bresler ve Scordelis, 1963) elde edilmiş eğriler birbiriyle yeterince örtüşmektedir. Fakat; çubuk uzunluğu boyunca sonlu eleman boyutunun (yatayda) 365.76 mm'den 152.4 mm'ye küçülmesi durumunda kirişin yük taşıma kapasitesinde azalma yönünde değişim daha çok görülmektedir. Söz konusu modelde; deneyde (Bresler ve Scordelis, 1963) bulunmuş maksimum yük taşıma kapasitesine en yakın ortalama yük değeri sonlu eleman boyutunun 365.76 mm (yatayda) alınması durumunda elde edilmektedir, ki bu değer; 315.17 kN ve hata %5.6'dır. Kiriş yüksekliğince sonlu eleman boyutu değişimi yük taşıma kapasitesinde farklılığa sebep olmakla birlikte, bu farklılığın belirgin olarak artma yada azalma yönünde olduğunu söylemek güçtür (Arslan, 2004a).

Drucker-Prager modeli kullanılarak yapılan doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlerinde aşağıdaki hususların belirtilmesinin faydalı olacağı düşünülmektedir:

- Betonarme kirişlerde, aynı kohezyon katsayısı ve sonlu eleman boyutları için, çözümlerinin deney sonuçlarına uygunluğu a/d oranı ve çubuk uzunluğu boyunca alınan sonlu eleman boyutunun maksimum agrega çapı oranına bağlı olarak değiştiği söylenebilir.

- İncelemeye uygun veri oluşturduğu düşünülen farklı kesit ve malzeme özelliklere sahip betonarme elemanlarda sonlu eleman uygulamaları yapılarak yeni bir model önerilmesi gerektiği önerilebilir.

- Yük-yer değiştirme eğrisine katkısı bulunan birinci ve ikinci derece parametreler Drucker-Prager malzeme modeli parametreleri içinde dikkate alınarak yeni bağıntılar ifade edilebilir.

Tersinir yük etkisindeki elemanlar

Altıncı bölümde; tek yönlü artan yük etkisine maruz kirişler için önerilen kesme mukavemeti bağıntısı kullanılarak iki yaklaşım önerilmiştir. Birinci yaklaşımda; basit çubuk benzeşimi yönteminde beton için kullanılan malzeme katsayısı oranında azaltılmış değerleri deney sonuçları ile karşılaştırılarak sınanmıştır. İkinci yaklaşımda ise, Lee ve Watanabe (2003) tarafından önerilen eleman aksenal şekil değiştirme bağıntısı ve Hsu (1992) tarafından önerilen hesap yöntemi ile kirişlerin kesme kuvveti-şekil değiştirme zarf eğrisindeki değişim incelenmiştir. RA-STM yöntemi ile çözümde, göçme anında $V_c=0$ alınarak kesme donatısı ile taşınan kesme kuvvetleri çarpanının $\rho_w f_{yw}$ ile orantılı değiştiği söylenebilir. Buna bağlı olarak, kesme mukavemetine betonun ve kesme donatısının katkısı k katsayısı ile azaltılmış ve önerilen bağıntılar deney sonuçları ile karşılaştırılarak sınanmıştır. Önerilen I. ve II. yaklaşım bağıntıları değerlendirildiğinde:

- Deneysel kesme mukavemetinin II. yaklaşımda önerilen kesme mukavemetine oranının ortalama değeri ve standart sapması I. yaklaşıma göre daha uygun sonuçlar verdiği istatistiksel verilerden söylenebilir.
- Tüm yönetmeliklerde ve kesme mukavemeti tahminini veren bağıntılarda, deneysel kesme mukavemetinin tahmin edilenden büyük olması amaçlandığı düşünüldüğünde; II. yaklaşımda kirişler için önerilen bağıntıların kesme mukavemeti, deneysel kesme mukavemetinden daha büyük tahmin edilmektedir. Bu nedenle;
 - a) Tersinir yüklere maruz kirişlerde kesme kuvvetinin yanında eğilme etkisinin de katkısı nedeniyle, deneysel kesme mukavemeti tahmin edilenden daha küçüktür;
 - b) Önerilen bağıntının 0.72 kısmî güvenlik katsayısı ile çarpılarak ortalama değer 1.0'e kısmen yaklaştırılabilir ve hata azaltılabilir.
- Tersinir yüklere maruz elemanlar için Aschheim ve Moehle (1992), Priestly vd. (1996), CALTRANS (2001), Kowalsky ve Priestley (2000), Moehle vd. (2001) ve Biskinis vd. (2004) kesme mukavemeti bağıntıları yer değiştirme sünekliği oranına bağlıdır. Önerilen kesme mukavemeti bağıntısı ise, kesit geometrisi ve malzeme özelliklerini kullanmaktadır.
- I. ve II. yaklaşımdaki parametre sayısının az olması, kullanımı kolaylaştırmaktadır.
- Tersinir yükler altındaki betonarme elemanların kesme mukavemeti tahmini üzerindeki çalışmalar, yaklaşık son 13 yıllık zaman süresince yoğunluk kazanmıştır. I. ve II. yaklaşımdaki öneriler 1968 yılından zamanımıza kadar yapılmış deneylerden ulaşılabilen sonuçlar göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Yapılan çalışma sayısının sınırlılığı, tek

yönlü artan ve/veya tersinir yükler altında daha önce önerilmiş kesme mukavemeti bağıntılarının istatistiksel sonuçları düşünüldüğünde, II. yaklaşımda önerilen bağıntıların deney sonuçları ile kısmen tutarlı olduğu söylenebilir.

- Kesme mukavemeti tahmininde, boyuna donatı oranının göz önüne alınmaması mukavemet tahminindeki hata miktarını artırdığı düşünülmektedir.



KAYNAKLAR

ACI Committee 318 (1995), "Building Code for Structural Concrete (318-95) and Commentary (318R-95)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI Committee 318 (1999), "Building Code for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI Committee 318 (2002), "Building Code for Structural Concrete (318R-2002) and Commentary (318R-2002)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY), Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

Alshegeir A. ve Ramirez J. A. (1992), "Strut-Tie Approach in Pretensioned Deep Beams", ACI Structural Journal, 89(3): 296-304.

Anderson N. S. ve Ramirez J. A. (1989), "Detailing of Stirrup Reinforcement", ACI Structural Journal, 86(5); 507-515.

Angelakos D., Bentz E.C. ve Collins M.P. (2001), "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members", ACI Structural Journal, 98(3); 290-300.

Aoyama H. (1964), "Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Members Subjected to Axial Load and Reversal of Bending", Proceeding of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, 183-205.

Arslan, G. (2003), "Kesme Açıklığının Kiriş Etkili Derinliğine Oranı (a/d) 2.5 Olan Yüksek Mukavemetli Betonarme Kirişte Sonlu Eleman Boyutu Etkisi", Küçükçekmece ve Yakın Çevresi Teknik Kongresi, 8-10 Ekim 2003, İstanbul-Türkiye.

Arslan, G. (2004a), "Yalnız Çekme Donatılı Betonarme Kirişte Sonlu Eleman Boyutunun Yük Taşıma Kapasitesi Tahminine Etkisinin Drucker-Prager ve Çatlak Modelleri ile Karşılaştırılması", Sigma (YTU) Dergisi, 2004, Cilt 3, Sayı 4, 34-42.

Arslan, G. (2004b), "Sonlu Eleman Çözümlerinde a/d Oranı ve Ağ Boyutunun Yük Taşıma Kapasitesi Tahminine Etkileri", Altıncı Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi (ACE), 6-8 Ekim, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Arslan, G. ve Polat, Z. (2004), "Yüksek Beton Mukavemetli Betonarme Kirişlerde Uygun Sonlu Eleman Boyutları", İTÜ Dergisi, Cilt 3(1); 22-28.

ASCE-ACI 426 (1973), "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 99(ST6); 1091-1187.

ASCE-ACI 445 (1998), "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete", State-of-the-Art-Report by ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion. ASCE-Journal of Structural Engineering, 124(12); 1375-1417.

Aschheim, M. ve Moehle, J. P. (1992), "Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic displacements", UCB/EERC 92/04, University of California, Berkeley.

ATC/MCEER Joint Venture (2001), "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications", ATC 49a and MCEER-02-SP01, USA.

Bahl N. S. (1968), "Über den Einfluß der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von

einfeldrigen Stahlbeton-Balken mit und ohne Schubbewehrung“, PhD Dissertation, Universität Stuttgart, Germany, 125 s.

Bazant, Z. P. ve Oh, B. (1983), “Crack Band Theory for Fracture of Concrete”, *Materiaux et Constructions*, 16 (93); 155-177.

Bazant, Z. P. ve Oh, B. H. (1984), “Deformation of Progressively Cracking Reinforced Concrete Beams”, *ACI J., Proc.* V.81(3); pp.268-278.

Bazant, Z. P. ve Kim, J. K. (1984), “Size Effect in Shear Failure of Longitudinally reinforced Beams”, *ACI Structural Journal*, 81(5); 456-468.

Bazant, Z. P. ve Kazemi, M. T. (1991), “Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups”, *ACI Structural Journal*, 85; 268-276.

Bedard, C. ve Kotsovos, M. D. (1986), “Fracture Process of Concrete for NLFEA Methods”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 112(3); 573-586.

Belarbi A. ve Hsu T.T.C. (1998), “Constitutive Laws for Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression”, *ACI Structural Journal*, 92(5): 562-573.

Bertero V.V., Bresler B. ve Liao H. (1969), “Stiffness Degradation of Reinforced Concrete Members to Cyclic Flexural Moments”, Report No.69-102, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 115s.

Bertero V. V. ve Popov E. P., (1975), “Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components”, Report No. EERC 75-16, University of California, Berkeley, California.

Bett, B. J., Klingner, R. E. ve Jirsa, J. O. (1985), “Behavior of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Deformations”, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory (PMFSEL), PMFSEL Report No. 85-3, December, 75 p.

Biskinis D. E., Roupakias G. K. ve Fardis M. N. (2004), “Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements”, *ACI Structural Journal*, 101(6); 773-783.

Bresler B. ve Scordelis A. C. (1961), “Shear Strength of Reinforced Concrete Beams”, Series 100, Issue 13, Structures and Materials Research, Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley.

Bresler, B. ve Scordelis, A. C. (1963), “Shear Strength of Reinforced Concrete Beams”, *ACI Journal Proceedings* 60(2); 51-72.

Bresler B. ve Scordelis A. C. (1966), “Shear Strength of Reinforced Concrete Beams – Series III”, Report No. 65-10, Structures and Materials Research, Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley.

Brown R. H. (1970), “Reinforced Concrete Cantilever Beams under Slow Cyclic Loadings”, Thesis Submitted to Rice University, at Houston, Tex., in April., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

CALTRANS (2001), “Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.2”, California Department of Transportation, Sacramento.

Carreira, D.J. ve Chu, K. (1986), “Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension”, *ACI Journal*, 83(3); 21-28.

CEB-FIP Model Code for Concrete Structures (1990), Comite Euro-International du Beton, Paris.

Cedolin, I. ve Dei Poli, S. (1977), "Finite Element Studies of Shear-Critical R/C Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE., 103(EM3); 395-410.

Celebi M. ve Penzien J. (1973), "Experimental Investigation into the Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment and Shear", Report No. 73-4, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1966.

Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2005), Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.

Chana, P. S. (1987), "Investigation of the Mechanism of Shear Failure of Reinforced Concrete Beams", Magazine of Concrete Research, 39; 196-204.

Channakeshava, C. ve Iyengar, K.T.S. (1988), "Elasto-Plastic Cracking Analysis of Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering ASCE, 114(11); 2421-2438.

Chen, W. F., (1982), Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Company.

Cho, S-H. (2003), "Shear Strength Prediction by Modified Plasticity Theory for Short Beams", ACI Structural Journal, 100(1); 105-112.

Chung, W. ve Ahmad, S.H. (1994), "Model for Shear Critical High-Strength Concrete Beams", ACI Structural J., 91(1); 31-41.

Clark, A. (1951), "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceeding 48(2); 145-156.

Clark, L.A. ve Speirs, D.M. (1978), "Tension Stiffening in Reinforced Concrete Beams and Slabs under Short-Term Load", Technical Report No.42.521, Cement and Concrete Association, London.

Clark, L.A. ve Cranston, W.B. (1979), "The Influence of Bar Spacing on Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs", Proceeding, International Conference on Concrete Slabs, Dundee, 118-128.

Collins M.P. ve Kuchma D. (1999), "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?", ACI Structural Journal, 96(4); 482-490.

D'Ambrisi, A., ve Filippou, F.C. (1999), "Modelling of Cyclic Shear Behavior in R.C. Members", Journal of Structural Engineering ASCE, 125 (10); 1143-1150.

Doran, B., Köksal, H.O., Polat, Z. ve Karakoç, C., (1998), "Betonarme Elemanlarda Sonlu Eleman Uygulamalarında Drucker-Prager Akma Kriteri Kullanılması", İMO Teknik Dergi, 9(2), 1617-1625.

Elzanaty, A.H., Nilson A.H. ve Slate F.O. (1986), "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete", ACI Journal, 65(1); 290-296.

Ersoy, U. ve Özcebe, G. (2001), Betonarme, Geliştirilmiş Yeni Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul.

Esaki, F. (1996), "Reinforcing Effect of Steel Plate Hoops on Ductility of R/C square Columns", Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd., Oxford, England, Disc 3, Paper No. 196s.

Fang, L., Wang, C., ve Hong, K. (1994), "Cyclic Behavior of High-Strength Concrete Short Beams with Lower Amount of Flexural Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 91; 10-18.

Fenwick, R. C. (1983), "Shear Deformation in Seismic Frame Structures", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 109(4); 965-976.

Foster S. J. ve Gilbert R. I. (1996), "The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes", *ACI Structural Journal*, 93(1): 3-10.

Gambarova P. G. (1981), "On Aggregate Interlock Mechanism in reinforced Concrete Plate with Extensive Cracking", *IABSE Colloquium, Zurich*, 105-134.

Gastebled, O. J. ve May, I. M. (2001), "Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams without Stirrups", *ACI Structural Journal*, 98; 184-190.

Gosain N. K. (1973), "Effect of Cyclic Loads on Beams with High-Strength Reinforcement", Thesis Submitted to Rice University, at Houston, Tex., in April., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

Gosain N. K., Brown R. H. ve Jirsa J. O. (1977) "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", *Journal of Structural Division, ASCE*, 103(ST7); 1461-1476.

Gustafsson, P., J., ve Hillerborg, A. (1982), "Sensitivity in Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete", *ACI Structural Journal*, 85, 286-294.

İnan M. (1996), *Cisimlerin Mukavemeti*, 7. baskı, İTÜ Vakfi, İstanbul.

Ikeda, A. (1968), "Report of the Training Institute for Engineering Teachers", Yokohama National University, Japan, March.

Jimenez, R., White, R. N. ve Gergely, P. (1982), "Cyclic Shear and Dowels Action Models in R/C", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 108(ST5); 1106-1123.

Jefferson, A. D. (1989), "Finite element analysis of concrete structures", PhD Thesis, University of Wales Cardiff, U.K.

Johnson M. K. ve Ramirez J. A. (1989), "Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete", *ACI Structural Journal*, 86(4); 376-382.

Hillerborg, A., Modeer, M. ve Petersson, P. E. (1976), "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements", *Cement and Concrete Research*, 6, 773-782.

Hirosawa, M., Ozaki M. ve Wakabayashi, M. (1973), "Experimental Study on Large Models of Reinforced Concrete Columns", 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.

Hsu T.T.C. ve Mo Y.L. (1985a), "Softening of Concrete in Torsional Members-Theory and Tests", *Journal of ACI*, 82(3): 290-303.

Hsu T.T.C. ve Mo Y.L. (1985b), "Softening of Concrete in Torsional Members-Design Recommendations", *Journal of ACI*, 82(4): 443-452.

Hsu T.T.C. (1992), "Unified Theory of Reinforced Concrete", CRC Press, 336s.

Hsu T.T.C. (1996), "Toward a Unified Nomenclature for Reinforced Concrete Theory",

Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(3); 275-283.

Hsu T.T.C. (1998), "Softening of Truss Model Theory for Shear and Torsion", Journal of ACI, 85(6): 624-635.

Karakoc, C. (1993), "Prediction of The Test Results for Plain Concrete Specimens of Constant Crack Width", Bulletin of The Technical University of İstanbul, 46(4); 477-487.

Karayiannis C. G. ve Chalioris C. E. (1999), "Experimental Investigation of the Influence of Stirrups on the Shear Failure Mechanism of Reinforced Concrete Beams ", Proceeding of the 13th Hellenic Conference on Concrete, Rethymnon, Greece, V. 1, 133-141.

Khuntia, M. ve Stojadinovic, B. (2001), "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement", ACI Structural Journal, 98; 648-656.

Kim, J. K. ve Park, Y. D. (1994), "Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement", Magazine of Concrete Research, 46(166); 7-16.

Kim, D., Kim, W. ve White, N.R. (1999), "Arch Action in Reinforced Concrete Beams-A Rational Prediction of Shear Strength", ACI Structural Journal, 96(S65); 586-593.

Kishek, M.A. (1983), Tension Stiffening and Crack Widths in Reinforced Concrete Beam and Slab Elements, Ph thesis, Cambridge University.

Kokusho, S. (1964), "Report by Building Research Institute", Building Research Institute, Tsukuba, Japan, March.

Kokusho, S. ve Fukuhara, M. (1965), "Report by Kokusho Lab.", Tokyo Industrial University, March, 1965.

Kong P. Y. L. ve Rangan B. V. (1998), "Shear Strength of High-Performance Concrete Beams", ACI Structural Journal, 95(6); 677-688.

Kowalsky M. J. ve Priestley M. J. N. (2000), "Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions", ACI Structural Journal, 97(3); 388-396.

Köksal, H.O. (1998), Modeling of Concrete Fracture, Doktora Tezi, BÜ, İstanbul.

Krefeld, W. J. ve Thurston, C. W. (1966), "Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, 63(4); 451-476.

Krefeld, W.J. ve Thurston, C.W. (1966), "Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, 63(4); 451-476.

Lam, W.K.F. (1986), Constitutive Relations for Finite Element Analysis of Tension Stiffening in Reinforced Concrete, Ph thesis, Cambridge University.

Lee J-Y. ve Watanabe F. (2003), "Shear Deterioration of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading ", ACI Structural Journal, 100(4); 480-489.

Leonhardt F. ve Walter R. (1962), "Schubversuche an Einfeldrigen Stahlbeton-Balken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der Oberen Schubspannungsgrenze", Heft 151, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, W. Ernst u. Sohn, Berlin, 68 p., (Almanca).

Li, X., Park, R., ve Tanaka, H. (1991), "Effects of variations in axial load level on the strength and ductility of reinforced concrete columns", Proceedings of Pacific Conference on

Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 1, 147-158.

LUSAS (2001)., Finite Element System Examples Manual, Version 13.3, Issue 2, FEA Ltd., United Kingdom.

Lynn, A. C., Moehle, J. P., Mahin, S. A. ve Holmes, W. T. (1996), "Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Columns", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 12, No. 4, November 1996, 715-739.

Ma S.-Y., Bertero V.V. ve Popov E.P. (1975), "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams", Report No.76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 241s.

Massicotte, B., Elwi, A.E. ve MacGregor, J. M. (1990), "Tension-stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members", Journal of Structural Engineering, 116(11); 3039-3058.

Mattock A. H. ve Wang Z. (1984), "Shear Strength of Reinforced Concrete Members Subject to High Axial Compressive Stress", ACI Structural Journal, 11(3); 287-298.

McGormley J. C., Creary D. B. ve Ramirez J. A. (1996), "The Performance of Epoxy-Coated Shear Reinforcement ", ACI Structural Journal, 93(5); 531-537.

Millard, S.G. ve Johnson, R.P. (1984), "Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete Due to Aggregate Interlock and to Dowel Action", Magazine of Concrete Research, 126(36); 9-21.

Moehle, J.; Lynn, A.; Elwood, K. ve Sezen H. (2001), "Gravity Load Collapse of Building Frames During Earthquakes", PEER Report:2nd U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Richmond, Calif.

Morgan, A., Niwz, J. ve Tanabe, T. (1997), "Detecting The Size Effect in Concrete Beams Using Nonlinear Fracture Mechanics", Engineering Structures, 19(8); 605-616.

Mphonde, A. G. ve Frantz, G. C. (1984), "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups. ACI Journal, 1984, 81(4), 350-357.

NCHRP 12-49 (2001), "Comprehensive Specifications for the Seismic Design of Bridges", Revised LRFD Design Specifications (Seismic Provisions), 3rd Draft, USA

Ngo, D. ve Scordelis, A.C., (1967), "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, 64(3); 152-163.

Nilson, A. H. ve Winter, G. (1991), Design of Concrete Structures. Mc-Graw-Hill International Editions.

Oh, J-K. ve Shin S.-W. (2001), "Shear Strength of Reinforced High-Strength Copncrete Deep Beams", ACI Structural Journal, 98(2): 164-173.

Ohue, M., Morimoto, H., Fujii, S. ve Morita S. (1985), "The Behavior of R.C. Short Columns Failing in Splitting Bond-Shear Under Dynamic Lateral Loading", Transactions of the Japan Concrete Institute. Vol. 7, 293-300.

Ozcebe, G. ve Saatcioglu, M. (1989), "Hysteretic Shear Model for Reinforce Concrete Members", Journal of Structural Engineering ASCE, 115(1); 132-148.

Pang X-B.D. ve Hsu T.T.C. (1996), "Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced

Concrete”, *ACI Structural Journal*, 93(2): 197-207.

Park, R. ve Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Paulay, T. ve Priestley, M. J. N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry*, Wiley, New York.

Placas A. ve Regan P. E. (1971), “Shear Failure of Reinforced Concrete Beams”, *ACI Journal*, 68(10); 763-773.

Polat, Z., Doran, B. ve Köksal, H. O. (2000), “Drucker-Prager Akma Kriteri Kullanılarak Betonda Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi”, *Y.T.Ü. Dergisi*, 1.

Prakhya, G. K. V. ve Morley, C. T. (1990), “Tension-Stiffening and Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Members”, *ACI Structural Journal*, 87(5).

Priestley M. J. N., Verma R. ve Xiao Y. (1994) “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 120(8); 2310-2329.

Priestly M.J.N., Seible F. ve Calvi G.M. (1996) “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, John Wiley & Sons, Inc. New York, 686 s.

Rahal, K. N. (2000), “Shear Strength of Reinforced Concrete: Part II-Beams Subject to Shear, Bending Moment, and Axial Load”, *ACI Structural Journal*, 97; 219-224.

Rahal K. N. ve Al-Shaleh K. S. (2004), “Minimum Transverse Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, 101(6); 872-878.

Rebeiz, K.S., (1999), “Shear Strength Prediction for Concrete Members”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 125(3), 301-308.

Reinhardt, H. W. ve Walraven, J. C. (1982), “Cracks in Concrete Subject to Shear”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 108(ST1); 207-224.

Roller J. J. ve Russell H. G. (1990), “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, 87(2); 191-198.

Roufaiel, M. S. L. ve Meyer, C. (1987), “Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 113(3); 429-444.

Russo, G. ve Puleri, G. (1997), “Stirrups Effectiveness in Reinforced Concrete Beams under Flexure and Shear”, *ACI Structural Journal*, 94; 227-238.

Saatcioglu, M., Alsiwat, J.M., ve Ozcebe, G. (1992), “Hysteretic Behavior of Anchorage Slip in R/C Members”, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 118(9); 2439-2458.

Sarzam K. F. ve Al-Musawi J. M. S. (1992), “Shear Design of High-and Normal-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, 89(6); 658-664.

Scribner C. F. ve Wight J. K. (1980), “Strength Decay in R/C Beams under Load Reversals”, *Journal of Structural Division, ASCE*, 106(ST4); 861-876.

Sezen, H. (2000), “Evaluation and Testing of Existing Reinforced Concrete Columns”, CE 299 Report, Dept. of Civil and Environmental Engineering, UC Berkeley.

Shin, S-W., Lee, K-S., Moon, J. ve Ghosh., S. K. (1999), “Shear Strength of Reinforced High-

Strength Concrete Beams with Shear Span-to-Depth Ratios between 1.5 and 2.5", *ACI Structural Journal*, 96; 549-556.

Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H. ve Okada, T. (1989), "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams, Fracture Mechanics: Application to Concrete", SP-118, ACI, Detroit, 259-279.

Siao W. B. (1993), "Strut-and-Tie Model for Shear Behavior in Deep Beams and Pile Caps Falling in Diagonal Splitting", *ACI Structural Journal*, 90(4): 356-363.

Standard New Zealand (1995), "Design of Concrete Structures", NZS 3101, Wellington, New Zealand.

Su R. K. L. ve Chandler A. M. (2001), "Design Criteria for Unified Strut and Tie Models", *Prog. Struct. Engng. Mater.*, 3; 288-298.

Swamy R. N. ve Andriopoulos A. D. (1974), "Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Forces to the Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement", *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, ACI, Farmington Hills, Mich., 129-166.

Scribner C.F. ve Wight J.K. (1980), "Strength Decay in R/C Beams under Load Reversals", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 106(4); 861-876.

So, K. O. ve Karihaloo, B. L. (1993), "Shear Capacity of Longitudinally Reinforced Beams-A Fracture Mechanics Approach", *ACI Journal*, 90(6); 591-600.

Taylor, R. (1960), "Some Shear Tests on Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement", *Magazine of Concrete Research*, 12(36); 145-154.

Türk Standardları Enstitüsü (TS500) (2000), *Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları*, Ankara.

Umemura, H. ve Endo, T. (1970), "Report by Umemura Lab.", Tokyo University, December.

Vecchio F. J. ve Collins M. P. (1986), "Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *Journal of ACI*, 83(22): 219-231.

Vintzeleou, E. N. ve Tassios, T. P. (1986), "Mathematical models for dowel action under monotonic conditions", *Magazine of Concrete Research*, 38; 13-22.

Vintzeleou, E. N. ve Tassios, T. P. (1987), "Behavior of Dowels under Cyclic Deformations", *ACI Structural Journal*, 84; 18-30.

Walraven, J. C. (1981), "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108; 2245-2270.

Wight J. K. ve Sozen M. A. (1973), "Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Columns Subjected to Large Deflection Reversals", *Structural Research Series No:403*, Civil engineering Studies, University of Illinois, Urbana.

Williams, A. (1986), "Tests on Large Reinforced Concrete Elements Subjected to Direct Tension", *Tech. Report No.42.562*, Cement and Concrete Association, London.

Woo, K ve White, R. N. (1991), "Initiation of shear cracking in reinforced concrete beams with no web reinforcement", *ACI Structural Journal*, 88(3); 301-308.

Xiao, Y., Esmaily-Ghasemabadi, A., ve Wu, H. (1999), "High-Strength Concrete Short

Beams Subject to Cyclic Shear”, ACI Structural Journal, 96; 392-399.

Xie Y., Ahmad S. H., Yu T., Hino S. ve Chung W. (1994), “Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete”, ACI Structural Journal, 91(2); 140-149.

Yalcin, C. (1997), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Reinforced Concrete Bridge Columns”, Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Ottawa.

Yamagushi I. vd. (1973), “An Experimental Study on Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Short Columns”, U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering, Berkeley, California.

Yoon Y., Cook W. D. ve Mitchell D. (1996), “Minimum Shear Reinforcement in Normal-, Medium-, and High-Strength Concrete Beams”, ACI Structural Journal, 93(5); 576-584.

Zararis P. H. ve Papadakis G. (1999), “Influence of the Arrangement of Reinforcement on the Shear Strength of RC Beams”, Proceeding of the 13th Hellenic Conference on Concrete, Rethymnon, Greece, V. 1, 110-119.

Zhang L.-X. ve Hsu T.T.C. (1998), “Behavior and Analysis of 100MPa Concrete Membrane Elements”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(1); 24-34.

Zsutty, T. C. (1968), “Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data”, ACI Journal, 65(11); 943-951.

Zsutty, T. C. (1971), “Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests”, ACI Journal, 68(2); 138-143.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 20.03.1972

Doğum yeri İstanbul

Lise 1986-1989 Güngören İzzet Ünver Lisesi

Lisans 1990-1994 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 1994-1996 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı

Doktora 1996- Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı

Çalıştığı kurum(lar)

Görevlisi 1995-Devam ediyor YTÜ İnşaat Fak. İnşaat Müh. Bölümü Araştırma

