

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Betonarme Eğilme Elem. Mom. Yen. Dağılımı Inc.

Yüksek Lisans Tezi

HAKAN OLGUNER

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

1019

BETONARME EĞİLME ELEMANLARINDA MOMENT YENİDEN DAĞILIMININ İNCELENMESİ

İnşaat Müh. Hakan OLGUNER

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Doç. Dr. H.Orhun KÖKSAL

İSTANBUL, 2006

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE VE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

Yer No (DDC): R150
581

Kayıt No : 3228

Geldiği Yer : Fen Bilim Enst.

Tarih : 9.11.06

Fiyat : 8,56

Fatura No :

Ayniyat No : 1-14

Ek :

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ

KISALTIMA LİSTESİ

ŞEKİL LİSTESİ

ÇİZELGE LİSTESİ

ÖNSÖZ

ÖZET

ABSTRACT

BETONARME EĞİLME ELEMANLARINDA MOMENT YENİDEN DAĞILIMININ İNCELENMESİ

İnşaat Müh. Hakan OLGUNER

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Doç. Dr. H.Orhun KÖKSAL

Yrd.Doç.Dr. Sema Nergiz ALACALI

Doç. Dr. Filiz PİROĞLU

İSTANBUL, 2006

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ

D.B. No: 76953

11 - 106

581

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	ii
KISALTMA LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	v
ÇİZELGE LİSTESİ	viii
ÖNSÖZ	ix
ÖZET	x
ABSTRACT	xi
1. GİRİŞ	1
1.1 Süneklik	1
1.2 Tezin Amacı	2
2. Süneklik	3
2.1 Malzeme Sünekliği	3
2.1.1 Betonun Basınç Dayanımı ve Basınç Altındaki Deformasyonu	3
2.1.2 Çeliğin Sünekliği	6
2.2 Kesit Sünekliği	7
2.3 Betonarme Yapı Elemanlarının Davranışı	14
2.3.1 Kirişler	14
2.3.2 Kolonlar	16
2.3.3 Kiriş Kolon Birleşim Bölgeleri ve Plastik Mafsal Kavramı	17
3. Moment Yeniden Dağılımı	21
3.1 Değişik Betonarme Yapı Sistemleri Analizleri	31
3.1.1 7 Katlı Uzaysal Perde-Çerçevesel Betonarme Yapı Sistemi Analizi	31
3.1.2 3 Açıklıklı Sürekli Betonarme Kiriş Analizi	58
3.1.3 3 Katlı Betonarme Düzlemsel Çerçeve Örneği	74
4. SONUÇLAR	100
KAYNAKLAR	103
EKLER	105
Ek 1 Betonarme Kirişlerde Donatı Yüzdesi ρ 'ya göre hazırlanan Hesap Çizelgeleri	106
ÖZGEÇMİŞ	107

SİMGE LİSTESİ

δ	Betonarme elemanda şekil değıştirme
δ_y	Betonarme elemanda akma şekil değıştirmesi
δ_u	Betonarme elemanda kopma şekil değıştirmesi
σ	Normal gerilme
σ_c	Beton gerilmesi
σ_s	Çelik gerilmesi
ε	Birim boy değışimi
ε_c	Betonda birim kısalma
ε_{co}	Betonda en büyük gerilmeye karşılık gelen birim kısalma
ε_{01}	Kuşatılmamış betonda en büyük gerilmeye karşılık gelen birim kısalma
ε_{085}	Kuşatılmamış betonda gerilmenin en büyük gerilmenin %85'ine düştüşü zaman oluşın birim kısalma
ε_1	Kuşatılmış betonda en büyük gerilmeye karşılık gelen birim kısalma
ε_{85}	Kuşatılmış betonda gerilmenin en büyük gerilmenin %85'ine düştüşü zaman oluşın birim kısalma
ε_{cu}	Betonda en büyük birim kısalma
E_c	Betonun elastisite modülü
E_s	Çeliğın elastisite modülü
ε_s	Donatıda birim uzama
ε_{sy}	Donatıda akma birim uzama ve kısalması
ε_{su}	Donatıda en büyük birim uzama ve kısalma; kopma birim uzaması ve kısalması
f_{ck}	Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f'_c	Kuşatılmamış betonun silindir basınç dayanımı
f'_{cc}	Kuşatılmış betonun silindir basınç dayanımı
f_{ctd}	Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{ctk}	Betonun karakteristik çekme dayanımı
f_y	Donatı akma gerilmesi
f_{yd}	Donatı tasarım akma gerilmesi
f_{yk}	Donatı karakteristik akma gerilmesi
f_{su}	Donatıda kopma gerilmesi
κ	Eğrilik
κ_y	Çekme donatısı aktığı andaki eğrilik
κ_u	Çekme donatısı koptuğu andaki eğrilik

μ_c	Eğrilik süneklik katsayısı
M_y	Çekme donatısının aktığı andaki moment, akma momenti
M_p	Plastik mafsal momenti
M_u	Taşıma gücü, kopma momenti
l_p	Plastik şekil değiştirmelerin yoğunlaştığı bölge boyu
θ_p	Plastik mafsal dönmesi (dönme kapasitesi)
A_s	Çekme donatısı alanı
A_{s1}	Kiriş açıklık kesitindeki çekme donatısı alanı
A_{s2}	Kiriş mesnet kesitindeki çekme donatısı alanı
M_{r1}	Kirişin açıklık kesiti taşıma gücü momenti
M_{r2}	Kirişin mesnet kesiti taşıma gücü momenti
d	Kirişin faydalı yüksekliği
d'	Beton örtüsü, pas payı
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
ρ_b	Dengeli donatı oranı
M_n	Nominal eğilme momenti
c	Dikdörtgen kesit için tarafsız eksen konumu
a	Kesitte eşdeğer dikdörtgene dönüştürülmüş basınç gerilmeleri bloğu derinliği
b	Tablalı kesitte etkili tabla genişliği
ϕ	ACI 318–02 yönetmeliğinde kullanılan moment azaltma katsayısı

KISALTMA LİSTESİ

TSE	Türk Standardları Enstitüsü	1
ACI	American Concrete Institute	1
CEB	Comite Euro-International du Beton	1
PCA	Portland Cement Association	4
ASCE	American Society of Civil Engineers	2

Ek-1	Çelik yapılar için tasarım kuralları (Çelik Z., Kumbasar N., 2000)	1
Sekil 2.1	Kayma ve çekme etkileri altında çelik - beton birleşim bölgesi (Yılmaz C., 2000)	2
Sekil 2.4	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Yılmaz C., 2000)	5
Sekil 2.5	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Hoch Y., Mao S.T., 1998)	8
Sekil 2.6	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Hoch Y., Mao S.T., 1998)	9
Sekil 2.7	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	10
Sekil 2.8	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	11
Sekil 2.9	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	13
Sekil 2.10	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Çelik Z., Kumbasar N., 2000)	15
Sekil 2.11	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Çelik Z., Kumbasar N., 2000)	17
Sekil 2.12	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Çelik Z., Kumbasar N., 2000)	19
Sekil 2.13	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	20
Sekil 2.14	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	21
Sekil 2.15	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	24
Sekil 2.16	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	25
Sekil 2.17	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	26
Sekil 2.18	Çelik yapılar için tasarım kuralları - çekme etkileri (Ersoy U., Öztürk G., 2001)	28

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 Betonarme elemanda yük-yerdeğiştirme/şekildeğiştirme eğrisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)	1
Şekil 2.1 Farklı dayanımlara sahip betonların gerilme-birim deformasyon ($\sigma_c - \epsilon_c$) eğrileri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001).....	4
Şekil 2.2 Yanal şekil değiştirme değişik şekillerde sınırlandırılmış betonun gerilme – şekil değiştirme ($\sigma - \epsilon$) eğrisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000).....	5
Şekil 2.3 Kuşatılmış ve kuşatılmamış beton için gerilme - şekil değiştirme eğrileri, (Yalçın C., Saatçioğlu M., 2000).....	5
Şekil 2.4 Çekme altındaki donatı çeliğinin gerilme – şekil değiştirme eğrisi, (Yalçın C., Saatçioğlu M., 2000).....	6
Şekil 2.5 Eğriliğin denklemini belirlemek amacıyla kullanılan elastik eğri, (Hsieh Y., Mau S.T., 1995)	8
Şekil 2.6 Eğilme momenti etkisindeki kiriş parçası, (Hsieh Y., Mau S.T., 1995)	9
Şekil 2.7 Eğrilik ve malzeme modelleri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)	10
Şekil 2.8 Moment - eğrilik ilişkileri, Betonarme; (Ersoy U., Özcebe G., 2001).....	11
Şekil 2.9 Bir betonarme eğilme elemanı kesitinin kırılma biçimleri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)	13
Şekil 2.10 Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme altında moment-eğrilik, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)	15
Şekil 2.11 Kolon kesitinde eğilme momenti ve eğrilik değişimi normal kuvvet ilişkisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)	17
Şekil 2.12 Güç tükenmesi türleri: a) kolon uçlarında mafsallaşma, b) kolon alt ucunda mafsallaşma, c) kolon üst ucunda mafsallaşma, d) kiriş uçlarında mafsallaşma, (Celep Z., Kumbasar N., 2000).....	19
Şekil 2.13 Çerçeve de plastik mafsal oluşumu, (Ersoy U., Özcebe G., 2001).....	20
Şekil 3.1 Sürekli kirişte uyum nedeni ile moment dağılımının değişmesi, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)	22
Şekil 3.2 Donatıya göre kırılma anındaki moment dağılımları, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)	24
Şekil 3.3 TS 500-2000'e göre moment uyumu, (Ersoy U., Özcebe G., 2001).....	25
Şekil 3.4 S420 donatısı için dayanım azaltma katsayısı – çekme donatısı birim deformasyonu ($\phi - \epsilon_t$) diyagramı, (AASHTO Bridge Committee, 2005)	26
Şekil 3.5 ACI 318-02'ye göre izin verilebilir moment yeniden dağılım yüzdesi - ϵ_t ilişkisi, (Nilson A.H., Darwin D., Dolan C.W., 2003)	28

Şekil 3.6 Birim deformasyonlar ve gerilmeler, (ACI Committee, ACI 318–02, 2002).....	29
Şekil 3.7 İzin verilebilir moment yeniden dağılım diyagramı, (ACI Committee, ACI 318–02, 2002).....	30
Şekil 3.8 Tasarım spektrum fonksiyonu değerleri.....	31
Şekil 3.9 7 katlı uzaysal perde-çerçeve betonarme yapı	32
Şekil 3.10 Uzaysal perde çerçeve betonarme yapının kat planı.....	33
Şekil 3.11 Ele alınan kirişin kesit geometrisi (TS 500-2000'e göre)	33
Şekil 3.12 Yapısal çözümlemede 1.2D+1.0Q+1.0E(x) yüklemesi için (ACI 318–02) bulunan eğilme momentleri (YTXKA04 kirişi)	35
Şekil 3.13 Basit donatılı dikdörtgen kesitli kirişte birim deformasyon ve eşdeğer gerilmeler, (ACI Committee, ACI 318–02, 2002)	36
Şekil 3.14 ACI 318 -02'ye göre sistemde çekme kırılması oluşması için çelikteki birim kısalmanın $\epsilon_t \geq 0,005$ olması için gerekli tasarım parametreleri (birimler psi cinsinden verilmiştir), (PCA, 2002).....	38
Şekil 3.15 Çift donatılı dikdörtgen kiriş kesiti ($\epsilon_u=0,003, \epsilon_s=0,005$), (PCA, 2002).....	38
Şekil 3.16 Tek donatılı tablalı kesit, birim deformasyonlar, eşdeğer basınç gerilme diyagramları, (PCA, 2002)	44
Şekil 3.17 ACI 318–02 tablo 7.1 w katsayıları, (PCA, 2002).....	45
Şekil 3.18 1.2D+1L+1E(x) yüklemesine göre bulunan momentlerin ACI 318-02'ye göre yeniden dağılımı ve donatılar	50
Şekil 3.19 Yapısal çözümlemede G+Q+E(x) yüklemesi için (TS 500–2000) bulunan eğilme momentleri (YTXKA04 kirişi).....	51
Şekil 3.20 Yapıda G +Q+E(x) yüklemesinden bulunan momentlerin TS 500–2000 'e göre yeniden dağılımı ve donatılar	56
Şekil 3.21 Üç açıklıklı betonarme kiriş ve kiriş enkesiti.....	58
Şekil 3.22 ACI 318–02 C1 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı	59
Şekil 3.23 Sistemde C1 kombinasyonu için ACI 318-02'ye göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası moment diyagramları ve donatılar	66
Şekil 3.24 TS 500–2000 C1 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı.....	67
Şekil 3.25 Sistemde C1 kombinasyonu için TS 500-2000'e göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası moment diyagramları ve donatılar	72
Şekil 3.26 3 katlı düzlemsel çerçeve	75
Şekil 3.27 Düzlemsel çerçevede 2.katta üç açıklıklı sürekli kiriş ve kiriş enkesiti.....	75
Şekil 3.28 ACI 318–02 C1 kombinasyonu için 2.kat eğilme momenti diyagramı	78

Şekil 3.29 C1 kombinasyonu için TS 500 - 2000'e göre 2.kat eğilme momenti diyagramı	85
Şekil 3.30 Çift donatılı dikdörtgen kesit, (A.H. Nilson, D. Darwin, C.W. Dolan, 2003)	88
Şekil 3.31 TS 500-2000'e göre kesitte birim deformasyon diyagramı	89

Çizelge 3.1 Kesit verileri	91
Çizelge 3.2 ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre enlilide kullanılan yüklenme kombinasyonları	92
Çizelge 3.3 7 katlı yapıda yeniden dağılım momenti ve sırtları ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre en elverişsiz momentler ve donatılar	93
Çizelge 3.4 Yapıda ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sırasında oluşan yüzlerdeki değerler	97
Çizelge 3.5 ACI 318-02 ve TS 500-2000 yüklenme kombinasyonları	98
Çizelge 3.6 C1,C2,C3 yüklenme kombinasyonları için ACI 318-02'ye göre moment yeniden dağılım momenti ve sırtları momentler ve donatılar (moment birimleri kNm) ..	72
Çizelge 3.7 C1,C2,C3 yüklenme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım momenti ve sırtları momentler ve donatılar (moment birimleri kNm) ..	73
Çizelge 3.8 Yapıda ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sırasında oluşan yüzlerdeki değerler	74
Çizelge 3.9 TS 500-2000'e göre enlilide kullanılan taşıyıcı yük kombinasyonları	76
Çizelge 3.10 ACI 318-02'ye göre enlilide kullanılan taşıyıcı yük kombinasyonları	77
Çizelge 3.11 Sırtlarda en elverişsiz yüklenme dağılımları için ACI 318-02'ye göre yeniden dağılım momenti ve sırtları momentler ve donatılar (moment birimleri kNm) ..	97
Çizelge 3.12 Yüklenme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım momenti ve sırtları momentler ve donatılar (moment birimleri kNm) ..	98
Çizelge 3.13 Yapıda ACI 318-02' ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre en elverişsiz moment değerleri kullanılarak yapılar yeniden dağılım sırasında oluşan yüzlerdeki değerler	99

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Doğrusal elemanlarda sünekliği ve moment yeniden dağılımını etkileyen faktörler, (Rebentrost M., 2003)	21
Çizelge 3.1 Kesit verileri.....	34
Çizelge 3.2 ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre analizde kullanılan yükleme kombinasyonları	35
Çizelge 3.3 7 katlı yapıda yeniden dağılım öncesi ve sonrası ACI 318-02'ye göre ve TS500-2000'e göre en elverişsiz momentler ve donatılar	57
Çizelge 3.4 Yapıda ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler	57
Çizelge 3.5 ACI 318-02 ve TS 500-2000 yükleme kombinasyonları.....	58
Çizelge 3.6 C1,C2,C3 yükleme kombinasyonları için ACI 318-02'ye göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)...	72
Çizelge 3.7 C1,C2,C3 yükleme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)...	73
Çizelge 3.8 Yapıda ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler	74
Çizelge 3.9 TS 500-2000'e göre düzlemsel betonarme çerçeve yük kombinasyonları	76
Çizelge 3.10 ACI 318-02'ye göre düzlemsel betonarme çerçeve yük kombinasyonları	77
Çizelge 3.11 Sistemde en elverişsiz yükleme durumları için ACI 318-02'ye göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)...	97
Çizelge 3.12 Yükleme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm).....	98
Çizelge 3.13 Yapıda ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartlarına göre en elverişsiz moment değerleri kullanılarak yapılan yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler	99

ÖNSÖZ

Homojen bir malzeme olmayan betonarmenin doğrusal-elastik olmayan davranışı, ortam koşullarına, zaman ve yük geçmişine göre değişir. Betonarmenin “uyum” olarak adlandırdığımız özelliği nedeni ile fazla zorlanan life diğer lifler, fazla zorlanan bir kesite komşu kesitler ve fazla zorlanan bir elemana da çevredeki diğer elemanlar yardım ederek bu zorlamaları paylaşırlar. Zorlamaların diğer komşu lif, kesit veya elemanlarca paylaşılması ve deformasyonların zamana ve yükleme geçmişine bağlı olması nedeniyle, betonarmedeki gerilmelerin gerçekçi olarak hesaplanması ancak, kesit hesaplarında gerilme hesabını temel alan “emniyet gerilmeleri yöntemi” terk edilip gerçekçi sonuçlar verdiği yapılan deneyler tarafından kanıtlanmış taşıma gücü yönteminin kullanılmasıyla mümkün olabilmektedir.

Beton homojen ve izotropik değildir. Betonarme elemanların doğrusal-elastik olmayan davranışı, zaman ve yük geçmişine bağlı olarak değiştiğinden eleman hesapları yapılırken iyi bir davranış bilgisine sahip olunması gerekmektedir. Betonarme hesabı yapan bir mühendis birçok basitleştirici varsayım yapmak zorundadır. Betonarme gibi elastik ve doğrusal olmayan bir malzemenin davranışını hesaplara yansıtmak kolay değildir. Tüm değişkenleri hesaba katmak işlemleri son derece karmaşık duruma getirerek pratik olmaktan çıkacaktır. Bu nedenle betonarme hesabında daha az önemli olan değişkenler ihmal edilir, diğerleri için de basitleştirici birçok varsayım yapılarak hesapların kolaylaştırılmasına çalışılır.

Herhangi bir yapının oluşturulmasında önemli aşamalardan biri yapısal çözümlemedir. Yapısal çözümleme yapı ve yapıyı oluşturan malzemelerin davranışları basitleştirilip idealize edilerek gerçekleştirilir. Amaç yapıya etkiye olasılığı olan çeşitli yükler altında oluşacak en olumsuz kesit etkilerinin (Eksenel kuvvet, eğilme momenti, kesme kuvveti gibi) bulunmasıdır.

Betonarme yapılar için doğrusal, plastik veya limit analizi ile doğrusal olmayan çözümleme yöntemleri kullanılabilir. Bu tezde betonarme yapı doğrusal çözümleme ile analiz edilmiştir. Bilindiği gibi doğrusal çözümlemede betonarmenin zaman ve yük geçmişinden bağımsız olarak doğrusal elastik davranış gösterdiği varsayılır. Yapılan analitik ve deneysel çalışmalar eğer yapıyı oluşturan elemanlar doğrusal çözümlemeden elde edilen momentlere göre donatılmışsa, bu yapının, gerek servis yükleri altındaki gerekse taşıma gücü aşamasındaki moment dağılımının doğrusal çözümlemeden elde edilenle aynı olduğunu göstermiştir. Bunun nedenleri ancak “moment uyumu” ya da “moment yeniden dağılımı” ile açıklanabilir.

Bu tezin hazırlanmasında büyük yardımları dokunan Sayın Doç.Dr. H. Orhun Köksal’a ve Sayın Yrd. Doç. Dr. Sema Noyan Alacalı’ya teşekkürü bir borç bilirim.

ÖZET

Süneklik betonarme yapıların tasarımında özellikle aranan niteliklerden biridir. Sünek yapılar farklı oturmalara, sıcaklık değişimlerine ya da yük değişimlerine bağlı olarak oluşan zoraki deformasyonlara sünek olmayan yani gevrek yapılara göre daha iyi uyum sağlarlar. Sürekli bir kirişte taşıma gücü limit durumunda göçme evresine kadar plastik şekil değiştirme yapılmasını sağlayabilmek için yeterli sünekliğin olması gerekir. Sürekli bir elemanın fazla zorlanan kesitleri yeterli süneklikteyse tasarımcı yapının uyum özelliğini kullanarak kuvvet ve momentleri daha az zorlanan kesitlere dağıtabilir. Bu sayede fazla zorlanan kesitlerdeki donatı yoğunluğu azaltılmış ve daha ekonomik bir tasarım yapılmış olur. Bu tezde lineer elastik analiz yöntemi kullanılarak tüm yükle yüklü ve elverişsiz hesap yükleri ile yüklenmiş üç farklı betonarme yapı analiz edilmiş ve moment yeniden dağılım yüzdelere göre TS500–2000 ve ACI318–02 standartları arasında karşılaştırmalı bir çalışma yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: süneklik, sürekli betonarme kiriş, moment yeniden dağılımı

ABSTRACT

Ductility is a highly desirable attribute of reinforced concrete structures which must be taken into account in their design. A ductile structure can adapt unexpected and unpredictable actions better than a non-ductile structure, such as imposed deformations due to differential settlement or temperature variations and changes in loads. In an indeterminate member, such as a continuous beam, sufficient ductility must first exist to achieve the design load and avoid a fragile collapse of the structure by ensuring adequate deformation at the ultimate limit state. If sufficient ductility exist in highly stressed regions of an indeterminate member, then a structural designer can take advantage of the ability of the system to redistribute internal actions to less highly stressed regions. This way the amount of reinforcement in critical regions can be reduced which can result in a more economical design. A linear analysis of a ductile reinforced structure, with factored loads acting on, is made in this paper and a comparative study is carried out on TS500–2000 Turkish code and ACI318–02 related to the moment redistribution permitted.

Key words: ductility, continuous reinforced concrete beams, moment redistribution

1. GİRİŞ

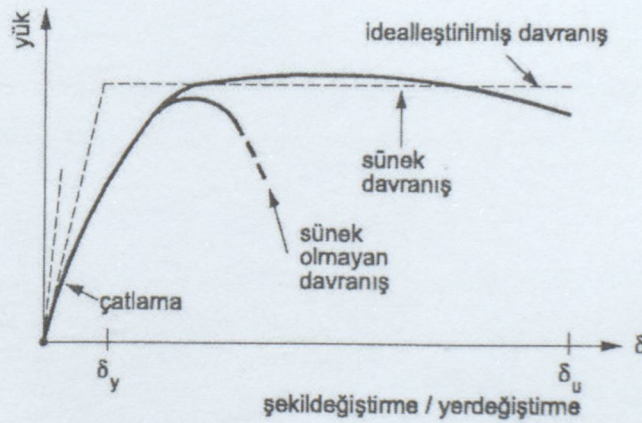
1.1 Süneklik

Süneklik betonarme yapıların tasarımında özellikle dikkate alınması gereken niteliklerden biridir. Süneklik genel olarak betonarme bir yapıda bir kesitin taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın deformasyon yapabilme özelliğidir.

Betonarme kesitlerde süneklik düzeyi “eğrilik süneklik katsayısı” olarak tanımlanır. Eğrilik, birim uzunlukta dönme açısındaki değişimdir. Eğrilik süneklik katsayısı ise kırılma anındaki eğriliğin çekme donatısının aktığı andaki eğriliğe oranı olarak tanımlanır.

Moment – eğrilik eğrisinin altında kalan alan betonarme kesitin enerji tüketebilme kapasitesini gösterir. Eğri altında kalan alan arttıkça tüketilen enerji de artar. Şiddetli depremlerde elastik sınırlar ötesinde zorlanan betonarme yapının ayakta kalabilmesi ancak yeterli enerji tüketebilmesi ile mümkündür. Eğrilik süneklik katsayısının artması deprem sırasında yapıya iletilen, kesitin tüketebileceği enerji miktarının artması anlamına gelmektedir. Bu nedenle kesitin sünek davranması yani yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmadan büyük şekil değiştirmelere erişebilmesi, yapının deprem güvenliği açısından önemlidir.

Betonarme bir yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını büyük elastik ötesi yerdeğiştirmelerde de devam ettirebilmesi ile mümkündür.



Şekil 1.1 Betonarme elemanda yük-yerdeğiştirme/şekildeğiştirme eğrisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)

Şekil 1.1’de verilen, sünek ve gevrek davranışlara ait yük-yerdeğiştirme eğrilerinde de görüldüğü gibi, sünek davranış eğrisinin yataya yakın olarak devam etmesi, yani aşırı şekil değiştirmelerin devam etmesi durumunda, önlem alınması ya da yapının boşaltılması için gereken zaman bulunana kadar, göçme olmadan yapı yük taşımaya devam eder.

Betonarme bir yapıda sünek davranış olumlu bir olayın, “uyum” ya da “yeniden dağılım”ın oluşmasını sağlayarak kuvvetlerin ve momentlerin taşıma gücü kapasitesinde bir azalma olmadan fazla zorlanan bir kesit veya elemandan diğerine aktarılmasına olanak tanır. Bu sayede tasarımcılar kritik kesitlerdeki donatı adedini ve yoğunluğunu, yapı güvenliğini tehlikeye atmadan azaltabilir ve böylece daha ekonomik bir tasarım oluşturulmasını sağlar.

1.2 Tezin Amacı

Bu tezde; doğrusal elastik analiz yöntemi kullanılarak, hesap yükleriyle yüklenmiş yedi katlı uzaysal perde-çerçeve süneklik düzeyi yüksek betonarme yapı ile üç açıklıklı sürekli betonarme kiriş ve üç katlı betonarme düzlemsel çerçeve SAP 2000 yapısal analiz programı kullanılarak analiz edilmiştir. Analiz sonucunda fazla zorlanan kesitlerdeki momentler TS500–2000 yapı standardı ve ACI 318–02 yapı standardında belirtilen kabul edilebilir moment yeniden dağılım yüzdeleri kullanılarak diğer kesitlere aktarılmıştır. Bu sayede fazla zorlanan kesitlerdeki donatı yoğunluğunun belli ölçülerde azaltılması ile donatı miktarında ekonomi sağlamak ve yapının sünekliğinin korunması hedeflenmiştir.

2. Süneklik

Süneklik; bir kesitin, bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin dayanımında önemli bir azalma olmaksızın elastik sınırın ötesinde plastik şekil değiştirme, dolayısıyla yer değiştirme yapabilme yeteneği ve kararlı çevrimsel davranışla deprem enerjisini yok edebilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Sünek bir yapı, sıcaklık değişimleri ve yük değişiklikleri veya farklı oturmalara bağlı olarak oluşan öngörülemeyen ve beklenmedik zoraki deformasyonlara gevrek bir yapıya göre daha iyi uyum sağlayabilir. Betonarme bir yapı sisteminde süneklik üç ayrı düzeyde ele alınabilir:

- a. Malzeme sünekliği
- b. Kesit sünekliği
- c. Eleman sünekliği

2.1 Malzeme Sünekliği

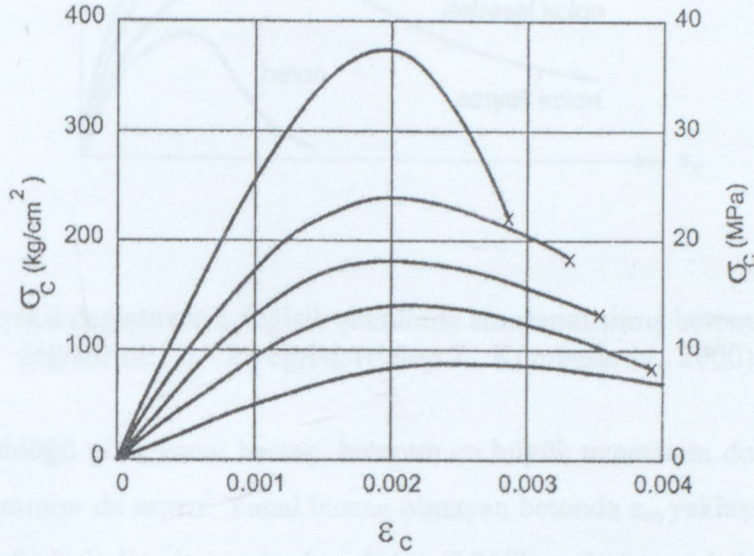
Bilindiği gibi betonarme, çelik ve betondan oluşan kompozit bir yapı malzemesidir. Betonarme bir elemanda yeterli sünekliğin sağlanabilmesi için elemanı oluşturan beton ve çeliğin de kabul edilebilir süneklik düzeyine sahip olması gerekir.

2.1.1 Betonun Basınç Dayanımı ve Basınç Altındaki Deformasyonu

Beton diğer gevrek yapı malzemeleri gibi basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı düşük bir malzemedir. Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan, hesaplarda betonun basınç dayanımı kullanılır. Çekme dayanımı, betonun basınç dayanımının yaklaşık olarak %10'u kadardır. Betonun basınç dayanımı, standart olarak; 28 gün suda saklanan, çapı 150 mm boyu 300 mm olan silindir numunelerin, eksenel basınç altındaki dayanımı olarak tanımlanır. Gerilme cinsinden ifade edilen dayanım kırılma yükünün silindir alanına bölünmesiyle ifade edilir.

Beton genellikle basınç dayanımına bağlı olarak sınıflandırılır. Bu nedenle, önemli olan betonun basınç altındaki davranışdır. Betonun çekme dayanımı ve başlangıç elastisite modülü de betonun basınç dayanımına bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Betonun basınç altındaki davranışı gerilme – birim deformasyon ($\sigma - \epsilon$) ilişkileri ile açıklanmaktadır. $\sigma - \epsilon$ eğrileri 150 x 300 mm'lik standart silindirlerin eksenel basınç altında denenmesinden elde edilir. Bu deneylerde uygulanan yük, silindirin kesit alanına bölünerek gerilme hesaplanır.

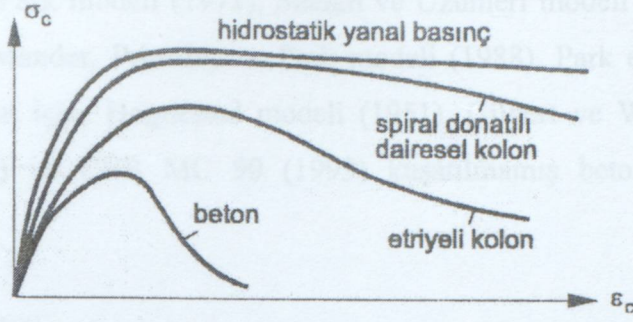
Birim deformasyon ise silindir yüzeyinde üç ayrı noktadan ölçülen deformasyonlardan hesaplanır. Farklı dayanımlara sahip betonların gerilme - birim deformasyon ($\sigma - \epsilon$) eğrileri Şekil 2.1’de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Farklı dayanımlara sahip betonların gerilme-birim deformasyon ($\sigma_c - \epsilon_c$) eğrileri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)

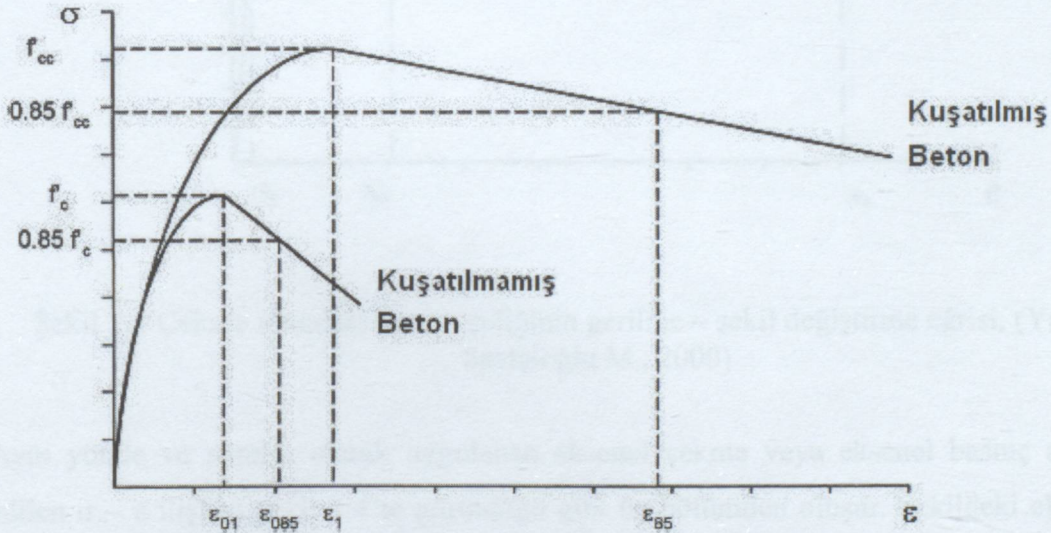
Şekil 2.1’de görüldüğü gibi maksimum gerilmeye karşılık olan birim deformasyon, ϵ_{co} , normal dayanımlı betonlarda beton dayanımına bağlı olmaksızın, yaklaşık 0.002 dolaylarındadır. Dayanım arttıkça kırılma durumundaki birim deformasyon, ϵ_{cu} , azalır. Böylelikle daha küçük birim deformasyonlarda güç tükenmesi durumu oluşur. Sonuç olarak, dayanımı yüksek olan beton, dayanımı düşük olan betona göre daha az sünek davranır.

Donatı betona göre daha sünek bir davranış sergiler. Bu yüzden betonarme elemanların güç tükenmesi aşamasında donatının etkili olması ve sünek bir davranışın elde edilmesi önemlidir. Betonun ϵ_{co} aşıldıktan sonraki deformasyon davranışı yanal basınç uygulaması ile yani fret, etriye kullanılmasıyla veya çelik lifler ilavesi ile geliştirilebilir (Richart, 1928). Şekil 2.2’de yanal basıncın beton davranışına etkisi gösterilmiştir.



Şekil 2.2 Yanal şekil değiştirmesi değişik şekillerde sınırlandırılmış betonun gerilme – şekil değiştirme ($\sigma - \epsilon$) eğrisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)

Şekil 2.2’de görüldüğü gibi, yanal basınç, betonun en büyük uzamasını dolayısıyla sünekliği büyütürken, dayanımını da artırır. Yanal basınç olmayan betonda ϵ_{co} yaklaşık 0.003 iken sargı donatısı (etrijeye, fret) kullanılmasıyla bu değer 0.010’un üstüne çıkabilmektedir. Etrijeye aralıklarının azaltılmasıyla betondaki sargı etkisinin dolayısıyla sünekliğin arttığı da bilinmektedir.



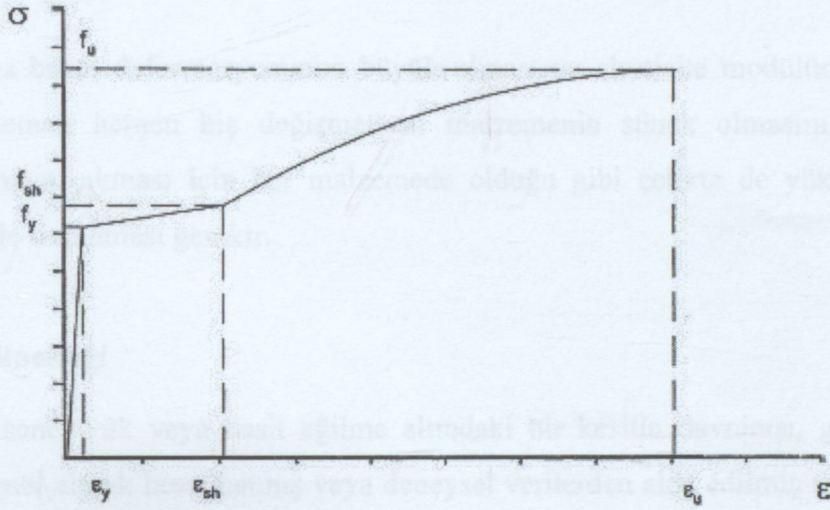
Şekil 2.3 Kuşatılmış ve kuşatılmamış beton için gerilme - şekil değiştirme eğrileri, (Yalçın C., Saatçioğlu M., 2000)

Betonun gerilme – birim deformasyon özelliklerinin birçok değişken tarafından etkilendiği bilinmektedir. Bu değişkenlerin etkileri dolayısıyla beton için tek ve kesin bir $\sigma - \epsilon$ eğrisi tanımlamak pek mümkün değildir. Betonun davranışının anlaşılabilmesi için gerilme – birim

deformasyon ($\sigma - \varepsilon$) ilişkisini belirleyen modellere ihtiyaç duyulmuştur. Bu modellerden Geliştirilmiş Kent ve Park modeli (1971), Sheikh ve Uzumeri modeli (1982), Thompson ve Park modeli (1980), Mander, Priestley ve Park modeli (1988), Park et al. modeli (1982 ve 1992) kuşatılmış beton için; Hognestad modeli (1951), Gilbert ve Warner modeli (1969), Sargın modeli (1971) ve CEB MC 90 (1993) kuşatılmamış beton için yaygın olarak kullanılmıştır.

2.1.2 Çeliğin Sünekliği

Donatı çeliğinin basınç ve çekme altındaki gerilme – şekil değiştirme eğrileri arasında önemli bir fark yoktur. Bu nedenle çeliğin çekme ve basınç altındaki $\sigma - \varepsilon$ eğrilerinin özdeş olduğu kabul edilir.



Şekil 2.4 Çekme altındaki donatı çeliğinin gerilme – şekil değiştirme eğrisi, (Yalçın C., Saatçioğlu M., 2000)

Aynı yönde ve sürekli olarak uygulanan eksenel çekme veya eksenel basınç altında elde edilen $\sigma - \varepsilon$ ilişkisi şekil 2.4'te görüldüğü gibi üç bölümden oluşur. Şekildeki elasto plastik eğrinin ilk iki bölümünde, elastik bölge ve akma sahanlığı, çelik doğrusal bir davranış gösterir ve bu iki bölge arasında bilineer bir ilişki bulunur. Akma sahanlığını takip eden pekleşme bölgesinde ise çeliğin davranışı parabolik bir eğri ile gösterilmiştir. Aşağıda çekme altındaki çeliğin gerilme – şekil değiştirme davranışı denklemlerle açıklanmaktadır:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \Rightarrow \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (2.1)$$

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \left(\frac{f_{sh} - f_y}{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_y} \right) \Rightarrow \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad (2.2)$$

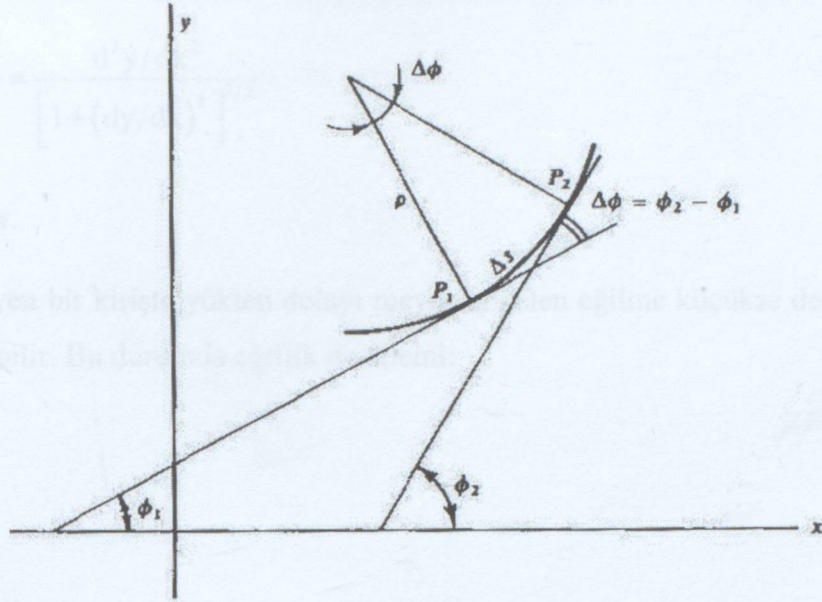
$$f_s = f_y + (f_u - f_y) \left[2 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \Rightarrow \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \quad (2.3)$$

Burada f_s çeliğin herhangi bir birim deformasyon için gerilmesini, f_y , f_{sh} , f_u sırasıyla çeliğin akma gerilmesi, pekleşme gerilmesi ve son limit tasarım gerilmesini, ε_y , ε_{sh} , ε_u da sırasıyla çeliğin akma birim deformasyonu, pekleşme başlangıç birim deformasyonu ve son limit birim deformasyonunu göstermektedir. Gerilme – şekil değiştirme eğrisi altında kalan alan, donatının kopmaya ulaşıncaya kadar alınan birim hacim şekil değiştirme enerjisidir. Bu nedenle, ε_u , kopma birim deformasyonunun dolayısıyla bu alanın büyümesi, donatının sünek olduğu anlamına gelir.

Çeliğin kopma birim deformasyonunun büyük olması ve elastisite modülünün yükleme ve boşaltmada hemen hemen hiç değişmemesi malzemenin sünek olmasını sağlamaktadır. Sünekliğin ortaya çıkması için her malzemede olduğu gibi çelikte de yüklemenin elastik sınırın üzerinde bulunması gerekir.

2.2 Kesit Sünekliği

Eğilme ve eksenel yük veya basit eğilme altındaki bir kesitin davranışı, gerçek malzeme davranışını temel alarak hesaplanmış veya deneysel verilerden elde edilmiş moment – eğrilik ilişkileriyle açıklanabilir. Sünek bir kesit davranışı, göçme öncesi büyük eğriliklerle tanımlanabilir. Eğrilik için matematiksel tanım bir eğrinin yön değiştirme oranı'dır. Eğrilik için gerekli denklemi bulabilmek amacıyla şekil 2.5'te görüldüğü gibi bir elastik eğri incelenmiştir.



Şekil 2.5 Eğriliğin denklemini belirlemek amacıyla kullanılan elastik eğri, (Hsieh Y., Mau S.T., 1995)

Şekildeki P_1 ve P_2 noktaları arasında eğrinin ortalama yön değiştirme oranı $\Delta\phi / \Delta s$ 'tir. $\Delta s \rightarrow 0$ 'a yaklaşırken $\Delta\phi / \Delta s$ oranı limit değeri eğrilik olarak adlandırılır. Eğriliğin tersi ise eğrilik yarıçapı olarak adlandırılır. Buna göre eğrilik için κ ve eğrilik yarıçapı için ρ kullanılırsa eğrilik denklemi:

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta\phi}{\Delta s} = \frac{d\phi}{ds}$$

$\tan\phi = dy/dx$ olduğundan,

$$\frac{d}{dx} \tan\phi = \frac{d^2y}{dx^2} \text{ veya}$$

$$(1 + \tan^2\phi) \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \frac{d\phi}{dx}$$

$$\frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2y/dx^2}{1 + (dy/dx)^2}$$

$$\frac{dx}{ds} = \frac{1}{ds/dx} = \frac{1}{\left[(dx^2 + dy^2)/dx^2 \right]^{1/2}} = \frac{1}{\left[1 + (dy/dx)^2 \right]^{1/2}}$$

Bu denklemlerden yararlanılarak eğrilik denklemi.

$$\kappa = \frac{d\phi}{ds} = \frac{d\phi}{dx} \frac{dx}{ds} = \frac{d^2y/dx^2}{\left[1 + (dy/dx)^2\right]^{3/2}} \quad (2.4)$$

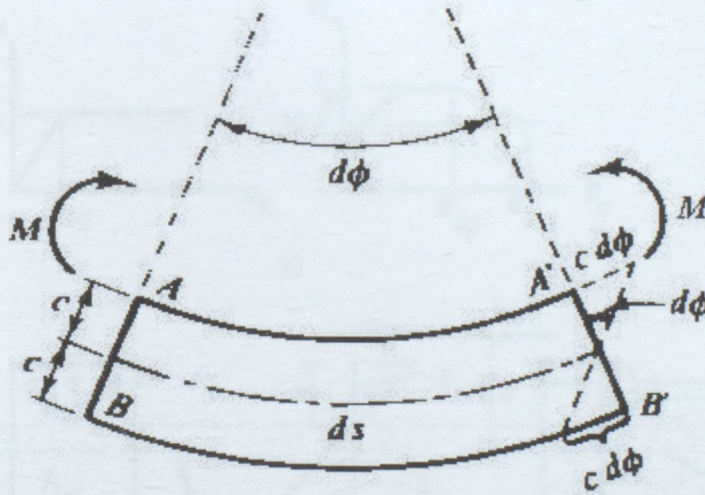
olarak elde edilir.

Düşey yük etkiyen bir kirişte yükten dolayı meydana gelen eğilme küçükse denklem 2.4'teki $dy/dx = 0$ alınabilir. Bu durumda eğrilik denklemi:

$$\kappa = \frac{d\phi}{ds} \approx \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.5)$$

olur.

Genel olarak kirişlerde, kısa açıklıklı derin kirişler hariç, eğilme momentinden kaynaklanan bükülme dikkate alınır. Eğilme nedeniyle kirişlerde oluşacak eğriliği tanımlamak amacıyla bir denklem elde etmek için şekil 2.6'da herhangi bir kirişin küçük bir parçası incelenmiştir. Eğilme momenti M nedeniyle ilk durumda birbirine paralel olan AB ve $A'B'$ yön değiştirmiştir. Açıdaki bu değişim $d\phi$ ile gösterilmiştir. Eleman boyu ds ile, elemanda en dış liflerde oluşan ve en büyük gerilmeler f ile ve betonun elastisite modülü E ile gösterilmiştir.



Şekil 2.6 Eğilme momenti etkisindeki kiriş parçası, (Hsieh Y., Mau S.T., 1995)

Buna göre kiriş parçasında üst ya da alt lifte oluşan toplam uzama yada kısalma miktarı

$cd\phi = \frac{fds}{E}$ veya $\frac{d\phi}{ds} = \frac{f}{Ec}$ olarak tanımlanır. Burada f yerine Mc/I , I kiriş kesiti atalet momentidir, konulursa toplam uzama yada kısalma:

$$\frac{d\phi}{ds} = \frac{M}{EI} \quad (2.6)$$

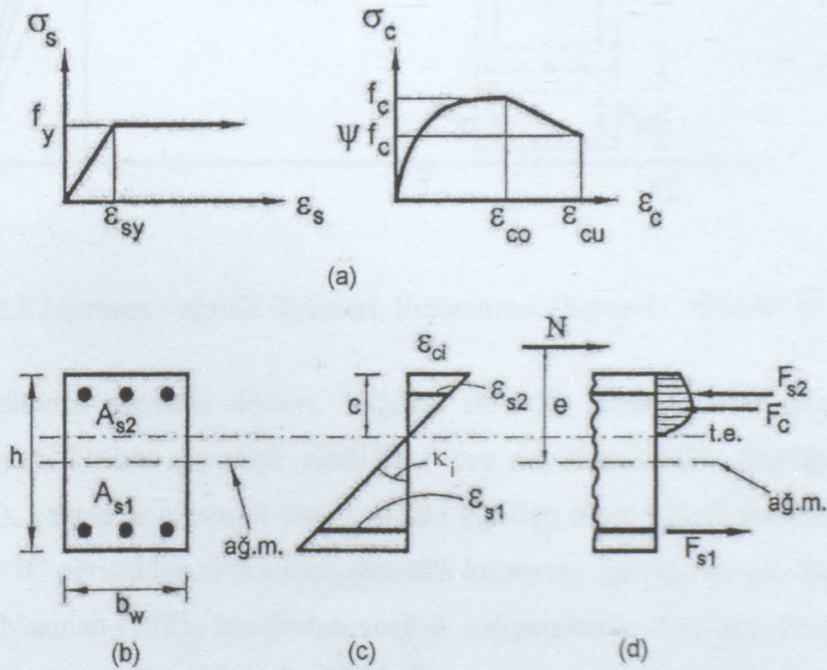
olarak bulunur. Bu denklem ile eğrilik eğilme momenti ilişkisi açıklanabilir. Denklem 2.5 ve denklem 2.6'dan düşey yükü yüklü bir kirişin ortalama eğrilik değeri:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (2.7)$$

olarak elde edilir. Yüklü bir kirişin ortalama eğrilik denklemi elde edilirken bazı varsayımlar yapılmıştır. Bunlar:

1. Kirişte az bükülme
2. Elastik malzeme (beton ve çelik)
3. Sadece eğilme momentinin dikkate alınması
4. Düzlem kesitin eğilmeden sonra da düzlemsel olarak kalması'dır.

Eğrilik, Şekil 2.7 (c)'de gösterildiği gibi doğrudan kesitteki birim deformasyondan yararlanarak hesaplanabilir.

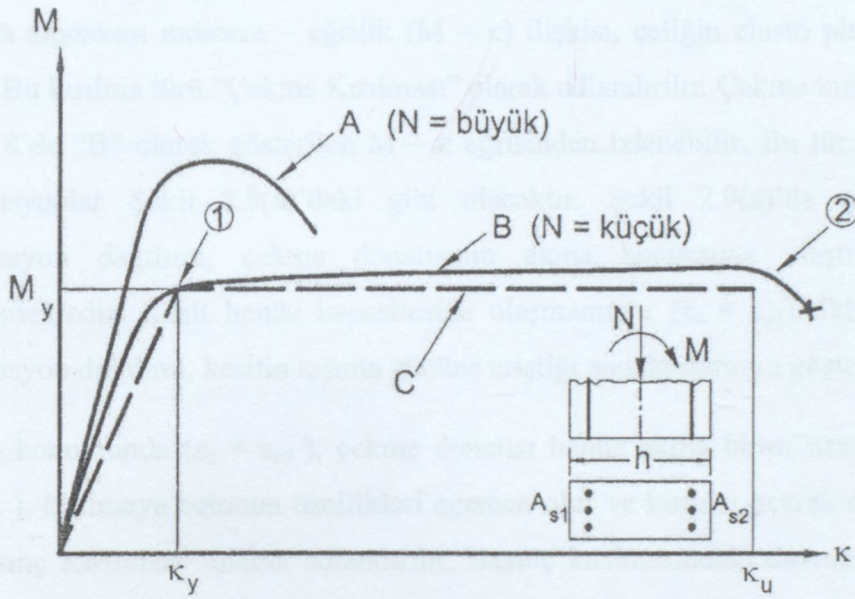


Şekil 2.7 Eğrilik ve malzeme modelleri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)

$$\text{Eğrilik} = \kappa_i = \frac{\varepsilon_{ci}}{c} \quad (2.8)$$

Denklem 2.8'deki ilişki düzlem kesitlerin eğilmeden sonra da düzlem kalacağı varsayımından elde edilmiştir. Betonarmede eğriliğin hesabında genellikle denklem 2.8'den yararlanılır.

Eğilme ve eksenel basınç altındaki bir betonarme kesit için iki ayrı eksenel yük altında elde edilen moment – eğrilik ilişkileri, Şekil 2.8'de "A" ve "B" olarak gösterilmiştir. Şekildeki "A" eğrisi, yüksek düzeyde eksenel yük altında, "B" eğrisi ise çok düşük düzeyde eksenel yük altında elde edilmiştir. "B" eğrisi ile sergilenen davranış sünek, "A" eğrisi ile sergilenen davranış ise gevrektrir. Burada, özellikle betonarme kesitler için sünekliğin bir defa daha tanımlanmasında yarar vardır. Süneklik, bir kesitin taşıma kapasitesinde önemli bir düşme olmadan deformasyon yapabilme özelliğidir. Genelde kapasitede kabul edilebilecek düşme %15'i geçmemelidir.



Şekil 2.8 Moment - eğrilik ilişkileri, Betonarme; (Ersoy U., Özcebe G., 2001)

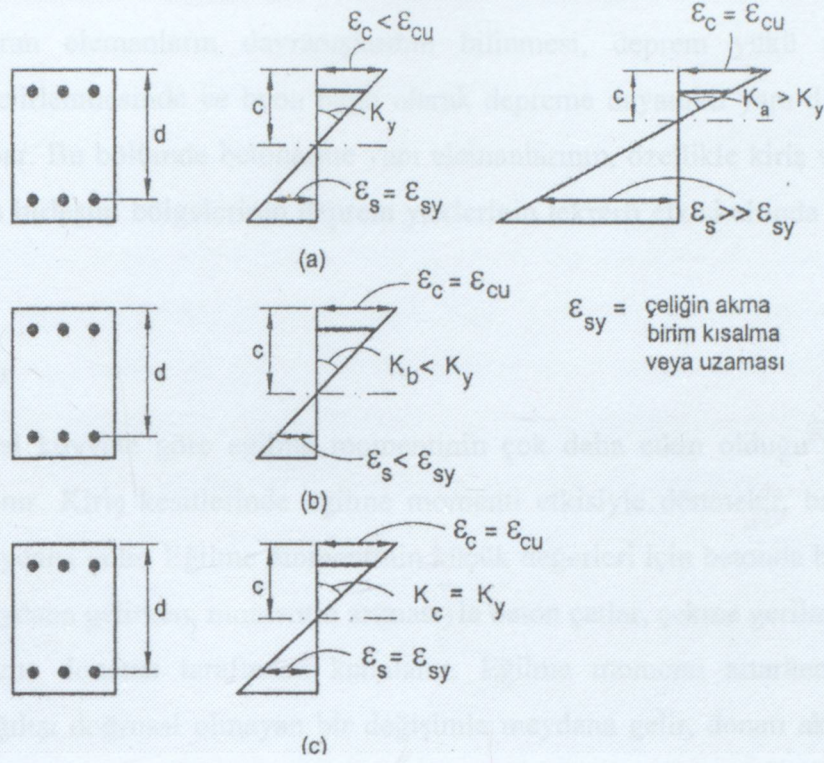
Betonarme kesitlerin süneklik düzeyi, "Eğrilik süneklik katsayısı" ile tanımlanır. Eğrilik süneklik katsayısı, kırılma anındaki eğriliğin (veya dayanımın %15 düştüğü noktaya karşı gelen eğriliğin), çekme donatısının aktığı andaki eğriliğe oranı olarak tanımlanır. Buna göre Şekil 2.8'deki "B" eğrisinden elde edilen süneklik katsayısı, $\mu_c = \kappa_u / \kappa_y$ dir. Bu katsayı Scholz (1991a, b) ve Naaman (1985) tarafından analitik çalışmalarda; Priestley, Park ve Lu (1971) tarafından da deneysel çalışmalarda kullanılmıştır. "A" eğrisi gevrek kırılmayı simgelediğinden süneklik katsayısı tanımı yapılması olası değildir.

Moment – eğrilik eğrisi altında kalan alan, kesitin enerji tüketebilme kapasitesini gösterir. Alan arttıkça tüketilen enerji de artar. Şiddetli depremlerde elastik sınırlar ötesinde zorlanan yapının ayakta kalabilmesi ancak yeterli enerji tüketilmesi ile mümkündür. Şekil 2.8’den kolayca görülebileceği gibi, μ_c ‘nin büyümesi, başka bir deyişle κ_u ‘nın büyümesi, kesitin daha fazla enerji tüketebilmesi ile sonuçlanacaktır. Bu nedenle kesitin, kapasitede önemli bir düşme olmadan büyük deformasyonlara erişebilmesi, yani sünek davranabilmesi, yapının deprem güvenliği açısından çok önemlidir.

Yapılan deneysel çalışmalar, basit eğilme veya eğilme ile birlikte eksenel basınç taşıyan betonarme kesitlerin kırılma konumuna, başka bir deyişle moment taşıma kapasitelerine, en dış lifteki betonun ezilmesi ile ulaştıklarını göstermiştir. Ezilme anında en dış basınç lifindeki beton ϵ_{cu} birim kısalmasına ulaşır. Bu konumdayken çekme donatısının akıp akmadığı kesitin davranışı açısından son derece önemlidir. Eğer çekme donatısı kırılma konumuna ulaşılmadan akmışsa ($\epsilon_s \geq \epsilon_{sy}$ ve $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), kırılmaya çeliğin özelliği hakim olur ve kırılma sünek olur. Bu durumda elemanın moment – eğrilik ($M - \kappa$) ilişkisi, çeliğin elasto plastik $\sigma - \epsilon$ eğrisine benzer. Bu kırılma türü “Çekme Kırılması” olarak adlandırılır. Çekme kırılmasındaki davranış Şekil 2.8’de “B” olarak gösterilen $M - \kappa$ eğrisinden izlenebilir. Bu tür bir davranışta birim deformasyonlar Şekil 2.9(a)’daki gibi olacaktır. Şekil 2.9(a)’da gösterilen ilk birim deformasyon dağılımı, çekme donatısının akma konumuna ulaştığı andaki durumu simgelemektedir. Kesit henüz kapasitesine ulaşmamıştır ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$). İkinci gösterilen birim deformasyon dağılımı, kesitin taşıma gücüne eriştiği andaki durumu göstermektedir.

Kırılma konumunda ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), çekme donatısı henüz akma birim uzamasına ulaşmamışsa ($\epsilon_s < \epsilon_{sy}$), kırılmaya betonun özellikleri egemen olur ve kırılma gevrek olur. Bu kırılma türü de “Basınç Kırılması” olarak adlandırılır. Basınç kırılmasındaki davranış, Şekil 2.8’de “A” olarak gösterilen $M - \kappa$ eğrisinden izlenebilir. Bu tür bir kırılmaya ulaşıldığında, birim deformasyon dağılımının nasıl olacağı Şekil 2.9(b)’de gösterilmiştir. Şekilden görüleceği gibi, kırılma konumuna ulaşıldığında ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$), çekme donatısındaki birim uzama, akma birim uzamasından küçüktür, ($\epsilon_s < \epsilon_{sy}$).

Çekme ve basınç kırılmaları arasında bir sınır durum vardır. “Dengeli Kırılma” olarak adlandırılan bu sınır durumda, en dış lifteki betonun ezilmesi ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) ile çekme donatısı akması ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) aynı anda olmaktadır. Dengeli durumda kırılma konumuna ulaşıldığında, birim deformasyon dağılımının nasıl olacağı da Şekil 2.9(c)’de gösterilmiştir. Dengeli kırılma, donatı akmaya henüz başladığı anda olduğundan, gevrek bir kırılmadır.



Şekil 2.9 Bir betonarme eğilme elemanı kesitinin kırılma biçimleri, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)

Şekil 2.8'deki eğrilerden anlaşılacağı gibi mühendislikte sünek kırılma, tercih edilen bir davranış biçimidir. Sünek davranışa sahip elemanlardan oluşan bir sistemin göçmesi ani olmaz. Göçme oluşmadan görülecek aşırı deformasyonlar bir süre devam eder, önlem alınması ve yapının boşaltılması için gereken zaman bulunabilir. Sünek davranış, uyumun – yeniden dağılımın- oluşmasını sağlayarak, kuvvetlerin ve momentlerin fazla zorlanan bir kesit veya elemandan diğerine aktarılmasına olanak tanır. Sünek davranış olan bir yapı elemanının, deprem veya dalga etkisi gibi dinamik yükler altında enerji tüketme kapasitesi çok daha yüksektir.

Gevrek davranışa sahip (basınç kırılması veya dengeli kırılma) bir yapı elemanı, herhangi bir uyarıcı deformasyon göstermeden ani olarak kırılacağından, yıkılmadan önce önlem alma veya yapıyı boşaltma olanağı olmaz. Gevrek davranan elemanların enerji tüketebilme yeteneği de son derece sınırlıdır. Daha önce belirtildiği gibi enerji tüketebilme yeteneği, deprem davranışı açısından son derece önemlidir.

2.3 Betonarme Yapı Elemanlarının Davranışı

Yapıyı oluşturan elemanların davranışlarının bilinmesi, deprem yükü altında yapının davranışının belirlenmesinde ve buna bağlı olarak depreme dayanıklı yapı düzenlenmesinde önemli rol oynar. Bu bölümde betonarme yapı elemanlarının, özellikle kiriş ve kolonların ve bu elemanların birleşim bölgelerinin deprem yüklerinin tekrarlı etkisi altında davranışları ele alınacaktır.

2.3.1 Kirişler

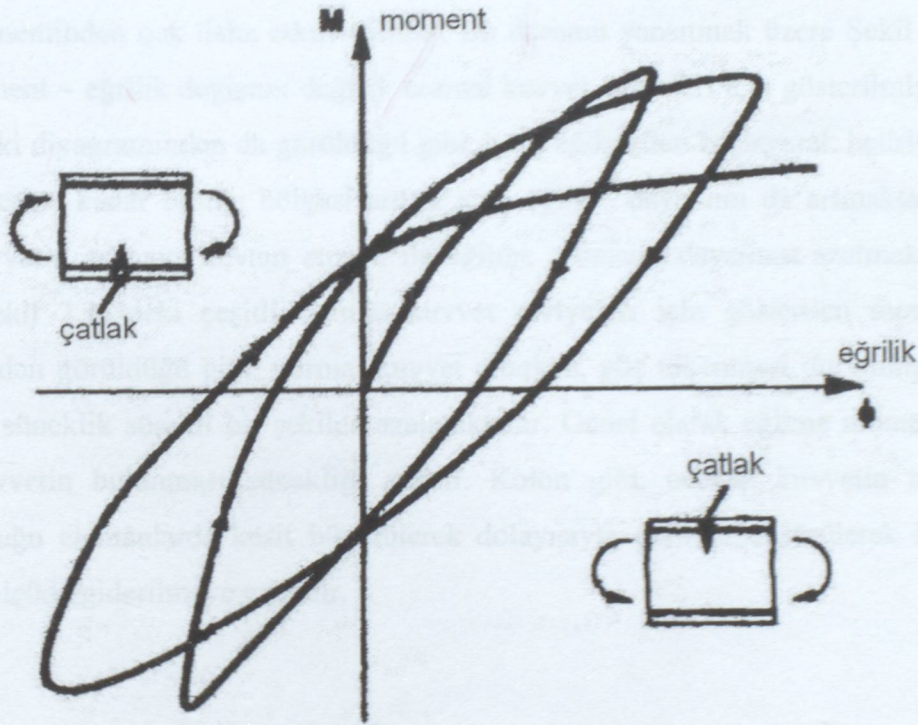
Kirişler, normal kuvvete göre eğilme momentinin çok daha etkin olduğu yapı elemanları olarak tanımlanır. Kiriş kesitlerinde eğilme momenti etkisiyle dönmeler, basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelir. Eğilme momentinin küçük değerleri için betonda basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelirken, momentin artmasıyla beton çatlar, çekme gerilmelerinin önemli bir kısmı çekme donatısı tarafından karşılanır. Eğilme momenti artarken, beton basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal olmayan bir değişimle meydana gelir, donatı akma gerilmesine ulaşarak plastik şekil değiştirmeler yapar ve kesit taşıma gücüne erişir. Donatının dengeli donatının altında veya üstünde olmasına bağlı olarak iki farklı $M - \kappa$ eğrisi ortaya çıkar. Her iki eğri başlangıçta doğrusal değişim gösterirler ve ara bağıntı elastik davranış

$$EI = M/\kappa \quad (2.9)$$

bağıntısı ile verilir. Burada; EI , kesitin eğilme rijitliğine karşı gelir. Momentin artması ile çekme bölgesindeki beton çatladığı için eğilme rijitliğinde azalma görülür. Eğrinin bundan sonraki bölümünde donatı çok etkili olur. Hafif donatılı kesitlerde donatının akmasından sonra daha yatık bir eğim izlenir ve donatının kopma gerilmesine erişilmesiyle kesit güç tükenmesi durumuna gelir. Buna karşılık dengeli donatının üzerinde donatılı kesitlerde beton basınç gerilmelerinin elastik olmayan değişimine bağlı olarak moment-eğrilik değişimi doğrusal olmayan bir değişim gösterir. Kesitin üst kenarındaki beton ezilirken, eğri maksimumdan sonra ani bir düşüşe geçerek küçük eğrilik değerlerinde kesit güç tükenmesine erişir. Sünek olmayan bu davranış kesitlerde, denge altı donatı kullanılarak önlenabilir. Sünek davranış gösteren denge altı donatılı kesitlerdeki tipik $M - \kappa$ değişimi Şekil 2.8'de "B" olarak gösterilmişti.

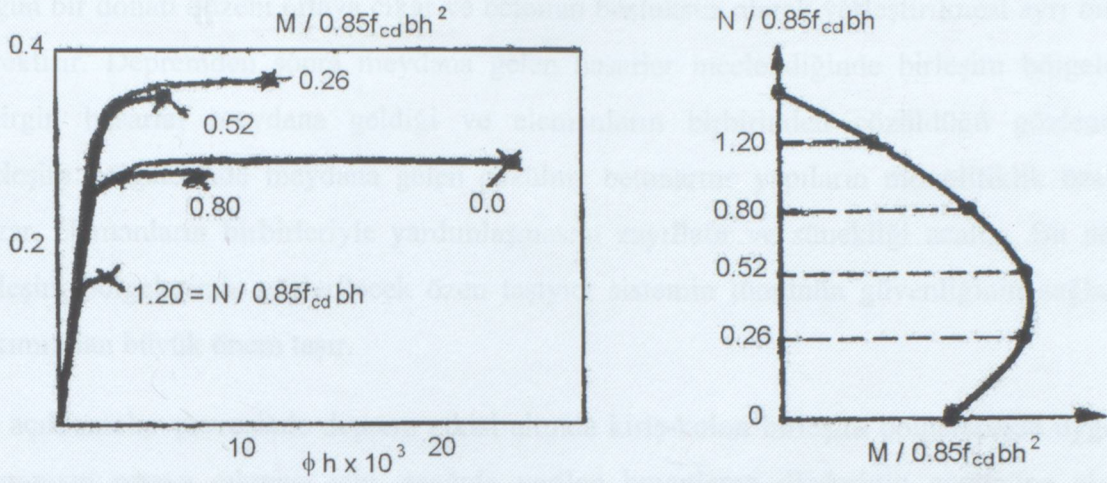
Kirişlerde çekme ve basınç donatısı oranları değiştikçe $M - \kappa$ bağıntıları ve eğriler de değişecektir. Çekme donatısının artması taşıma gücü momentini arttırmaktadır. Ancak, çekme donatısının artmasıyla büyüyen çekme kuvvetinin dengelenmesi için beton basınç kuvvetinin

dolayısıyla tarafsız eksen derinliğinin büyümesi gerekmektedir. Bu ise, güç tükenmesi eğriliğini ve dönme sünekliğini azaltmaktadır. Çekme donatısının denge donatısı üzerinde bulunması durumunda, çekme donatısı akmaya erişmeden beton basınç gerilmeleri altında ezilmekte ve sünek olmayan ani bir güç tükenmesi ortaya çıkmaktadır. Basınç donatısının artması, dolayısıyla donatı basınç kuvvetinin büyümesi ile çekme kuvvetinin dengelenmesi için daha az beton basınç kuvvetine ihtiyaç duyulur. Bu durumda tarafsız eksen derinliği azalırken, güç tükenmesi eğriliği ve süneklik artar. Kirişlerde beton dayanımının artması, daha küçük basınç bölgesinde aynı beton basınç kuvvetinin oluşmasına, dolayısıyla tarafsız eksen derinliğinin azalmasına ve güç tükenmesi eğriliğinin artmasına neden olmaktadır. Bu durumun tersi kirişlerde çekme donatısı kalitesi için geçerli olmaktadır. Donatının akma gerilmesinin artması, çekme kuvvetinin ve onu dengeleyecek beton basınç kuvvetinin ve tarafsız eksen derinliğinin artmasına sebep olmaktadır. Bu durum kirişte güç tükenmesi eğriliğinin ve sünekliğin azalmasına sebep olmaktadır.



Şekil 2.10 Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme altında moment-eğrilik, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)

Şekil 2.10'da çift donatılı bir kesitte yön değiştiren ve tekrarlanan eğilme momentine bağlı olarak eğrilik değişimini gösterilmektedir. Çevrimsel davranışta bir yöndeki yüklemde meydana gelen çatlaklar, yüklemenin yön değiştirmesiyle kapanmaktadır. Çevrim sayısı



Şekil 2.11 Kolon kesitinde eğilme momenti ve eğrilik değişimi normal kuvvet ilişkisi, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)

Çerçeve yapılarında depremden meydana gelen eğilme momenti, kolonda doğrusal bir değişim göstererek, kolon alt ve üst uçlarını daha fazla zorlar. Kolonlarda betonda basınç gerilmeleri etkin olduğu için, betonun yanal şekil değiştirmesinin sınırlandırılması ile hem beton basınç dayanımında ve hem de süneklikte önemli artış sağlanmak mümkündür. Bu amaçla bu bölgelerde etriye sıklaştırması önerilir. Etriye sıklaştırılması ile özellikle plastik mafsallın meydana gelebileceği bu ve benzeri bölgelerde belirli bir normal kuvvet altında kesitte dönme meydana gelirken erişilen eğilme momenti değerinde önemli bir değişiklik meydana gelmemesi amaçlanır. Kolonlarda güç tükenmesine genellikle betonun davranışı etkili olduğu için, kolonun eğrisi Şekil 2.3'de beton için verilenle benzer olarak ortaya çıkar. Yanal şekil değiştirmenin sınırlandırılması kolonun hem dayanımını ve hem de sünekliğini artırır. Yanal şekil değiştirmenin sınırlandırıldığı bölgenin büyütülmesi için, etriyelerin sık olması ve geniş kolonlarda çiroz kullanılarak köşelerin oluşturulması önemlidir. Ancak, betonun kolay yerleştirilmesini önleyerek içinde boşluk kalmasına sebep olacak sıklıktaki etriye düzeninden kaçınılmalıdır.

2.3.3 Kiriş Kolon Birleşim Bölgeleri ve Plastik Mafsal Kavramı

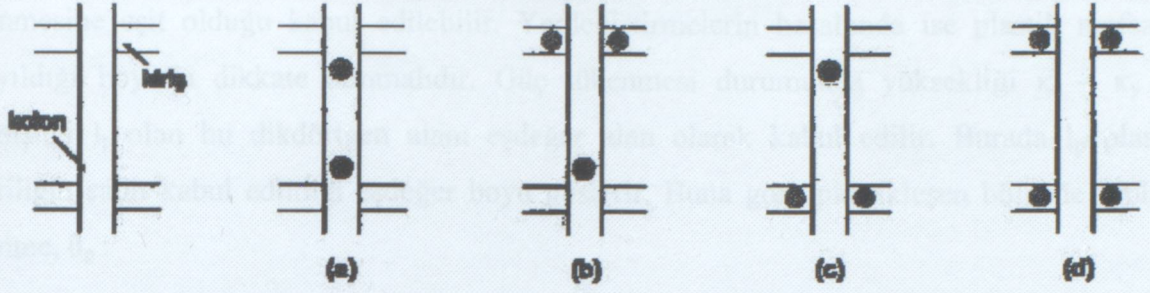
Bir yapıda bütün taşıyıcı elemanların depremden meydana gelen etkileri karşılayacak şekilde düzenlenmesi ve boyutlandırılması önemlidir. Ancak, elemanlar arası etkilerin geçişini sağlayan birleşim bölgelerinin sağlıklı düzenlenmesi gerekir. Bu bölgelerde meydana gelen etkilerin hesaplanarak karşılanması yanında konstrüktif kurallara uyulması da önemlidir. Birleşen elemanlardan gelen donatılar kısmen üst üste bindiği için birleşim bölgelerinde

yoğun bir donatı düzeni ortaya çıkar ve betonun boşluksuz olarak yerleştirilmesi ayrı bir özen gerektirir. Depremden sonra meydana gelen hasarlar incelendiğinde birleşim bölgelerinde belirgin hasarlar meydana geldiği ve elemanların birbirinden çözüldüğü gözlenmiştir. Birleşim bölgelerinde meydana gelen çözülme betonarme yapıların monolitiklik özelliğini bozar, elemanların birbirleriyle yardımlaşmasını zayıflatır ve sünekliği azaltır. Bu nedenle birleşim bölgelerinde gösterilecek özen taşıyıcı sistemin tümünün güvenliğinin sağlanması bakımından büyük önem taşır.

Bu açıklamalar çevresinde deprem etkisi altında kiriş-kolon birleşim bölgelerinde uygun bir davranışın ortaya çıkması için, aşağıda verilen boyutlama ilkelerinin gözönüne alınması tavsiye edilir;

- Birleşim bölgelerinin dayanımı birleşen elemanlarının dayanımından daha zayıf olmamalıdır. Böylece küçük hasarlarda birleşim bölgesinin onarılması gereğinin önüne geçilmiş olur. Ayrıca, taşıyıcı sistemin rijitliğini ve dayanımını önemli şekilde azaltan birleşim bölgesinin güç tükenmesi ile oluşacak mekanizma durumu önlenmiş olur.
- Birleşim bölgesinin zayıflaması ile kolonların dayanımının azalmasına izin verilmemelidir. Kiriş-kolon birleşim bölgeleri kolonların devamı şeklinde gözönüne alınmalı ve kolon etriyesi bu bölgede de devam ettirilmelidir
- Deprem etkisinin büyük olmadığı durumlarda, birleşim bölgesi elastik kalmalı ve bu bölgenin şekil değiştirmeleri kat ötelemelerini önemli şekilde etkilememelidir.
- Birleşim bölgesinde öngörülen donatı düzeninin oluşturulması ve beton dökülmesi inşaat sırasında güçlük çıkarmamalıdır.

Bir birleşim bölgesinde birleşen kiriş ve kolonların davranışlarından, yatay yük altındaki çerçevenin güç tükenmesi biçimi elde edilebilir. Çerçeve sistemde yatay yük altında en çok zorlanan kesitler birleşim bölgesindeki kiriş ve kolon kesitleridir. Yatay yüklerin artmasıyla bu kesitlerde büyük şekil değiştirmeler meydana gelir. Kesit etkilerinde önemli bir artış olmadan şekil değiştirmelerin büyüdüğü bu bölgelerde plastik mafsalların meydana geldiği kabul edilebilir. Mafsalların çoğalması ile taşıyıcı sistem güç tükenmesi mekanizmasına geçer. Sistemin güç tükenmesine erişme biçimi mafsalların sistemde meydana gelme şekline bağlıdır. Şekil 2.12’de bir katta meydana gelebilecek çeşitli mafsallaşma türleri verilmiştir.



Şekil 2.12 Güç tükenmesi türleri: a) kolon uçlarında mafsallaşma, b) kolon alt ucunda mafsallaşma, c) kolon üst ucunda mafsallaşma, d) kiriş uçlarında mafsallaşma, (Celep Z., Kumbasar N., 2000)

Büyük bir deprem durumunda mafsallaşmaların kirişlerde ortaya çıkması ve deprem enerjisinin bu suretle yutulması arzu edilir. Güç tükenmesinin bir kattaki kolonların alt ve üst uçlarında oluşmasıyla ortaya çıkması, yalnız bir katta oluşan az sayıda plastik mafsal sonucu, birbirini takip edecek güç tükenmelerine ve büyük can kaybına neden olacağı için önlenmelidir. Bu düşünce, güçlü kolon-zayıf kiriş ilkesi olarak ifade edilir. Bu durumda sistem, kirişlerde çok sayıda plastik mafsal oluşmasından sonra ve bu nedenle çok daha sünek bir davranış sonucu, güç tükenmesi durumuna gelecek ve büyük miktarda enerji yutarak depreme karşı koyacaktır. Genellikle deprem ve düşey yükler altında alt katlar zorlandığı için, bu ilke üst katlara göre alt katlarda daha kolay sağlanabilir. Ancak, kiriş açıklıklarının büyümesi, kolonların sık yerleştirilmesi veya mimari nedenle kiriş kesitlerinin kolonlara göre büyüdüğü bazı durumlarda sözkonusu ilkenin gerçekleştirilmesi zorlaşabilir.

Bir kesitin sabit moment altında serbestçe dönmesi, o kesitte “plastik mafsal” oluşması olarak adlandırılmaktadır. Plastik mafsalin klasik mafsaldan tek farkı, mafsaldaki momentin sıfır olması yerine, akma momenti M_y olmasıdır. Literatürde, plastik sözcüğünden esinlenerek bu moment M_p olarak ta gösterilmektedir. Betonarmede, kolaylık sağlamak amacıyla plastik mafsaldaki momentin, kesitin taşıma gücüne eşit olduğu varsayılır. ($M_y = M_p = M_u$)

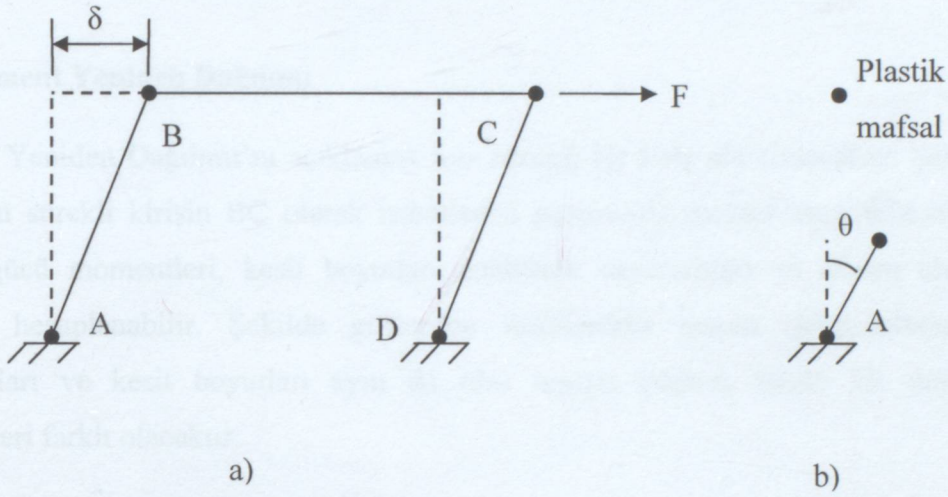
Plastik mafsal, bir kapının veya pencerenin paslanmış menteşesi olarak da görülebilir. Menteşesi paslanmış bir kapı veya pencereyi açmak için nasıl sabit bir moment uygulamak gerekirse, plastik mafsala da taşıma gücüne eşit olan ve “plastik moment” olarak adlandırılan bir moment uygulamak gerekir.

Yapısal çözümlemede, donatının akması ile oluşan plastik mafsalin Şekil 2.13’te gösterildiği gibi noktasal olduğu varsayılabilir. Plastik şekil değiştirmelerin oluşturduğu kesit

dönmelerinin, boyu l_p olan bir bölgede yoğunlaştığı ve dönmelerin κ_u en büyük kesit dönmesine eşit olduğu kabul edilebilir. Yerdeğiştirmelerin hesabında ise plastik mafsallın yayıldığı boy da dikkate alınmalıdır. Güç tükenmesi durumunda yüksekliği $\kappa_u - \kappa_y$ ve genişliği l_p olan bu dikdörtgen alanı eşdeğer alan olarak kabul edilir. Burada l_p plastik eğriliğin sabit kabul edildiği eşdeğer boyu gösterir. Buna göre plastikleşen bölgede toplam dönme, θ_p :

$$\theta_p = (\kappa_u - \kappa_y) l_p \quad (2.4)$$

olarak bulunur ve plastik mafsall dönmesi (dönme kapasitesi) olarak adlandırılır.



Şekil 2.13 Çerçeve plastik mafsall oluşumu, (Ersoy U., Özcebe G., 2001)

Plastik mafsall oluşan bir kesitte momentin sabit kalacağı, Şekil 2.8'deki "C" eğrisinden kolayca görülebilir. Bu durumda söz konusu kesit daha fazla moment alamayacağından, kesit zorları diğer kesitlere aktarılacaktır. Bu olay "moment yeniden dağılımı (uyumu)" olarak adlandırılmaktadır.

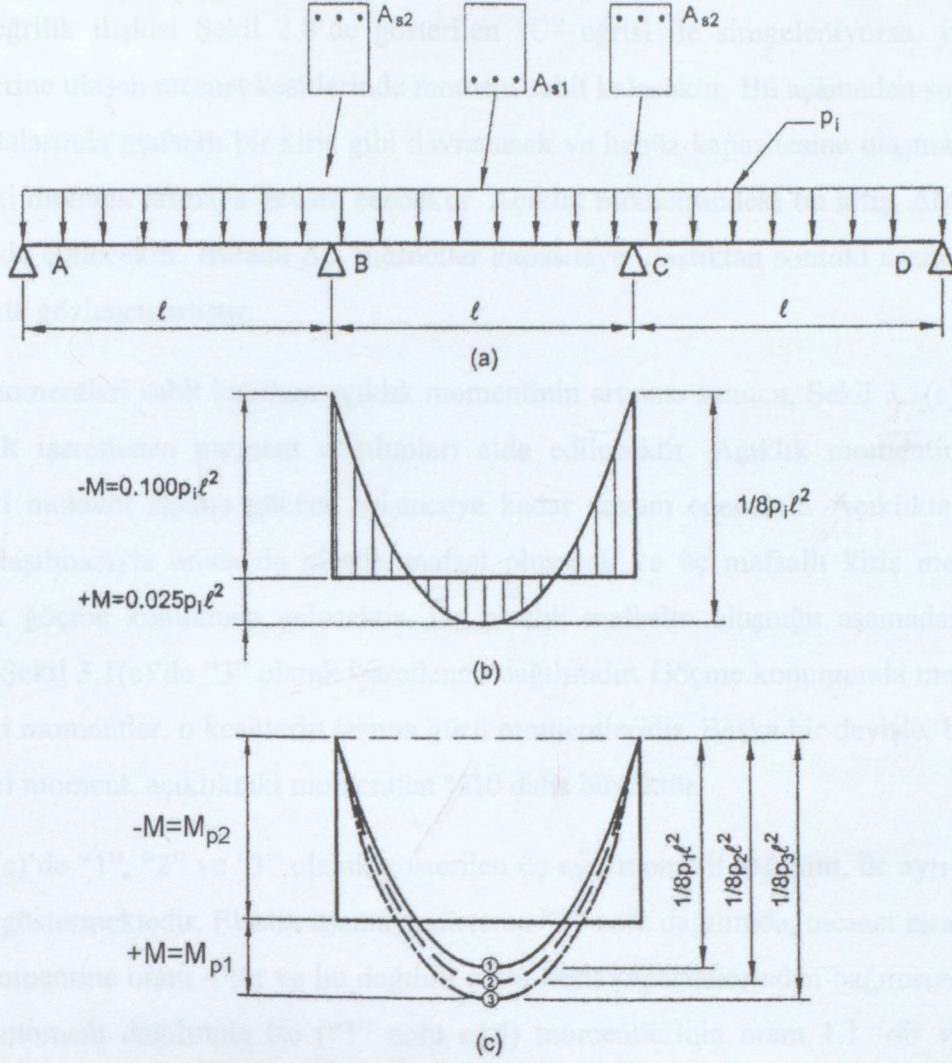
Betonarme kirişlerde moment yeniden dağılım seviyesini etkileyen parametreler Cohn (1979) tarafından yapılan çalışma ile listelenmiştir. Bu parametreler içinde en önemlisi plastik mafsalların dönebilme kapasitesidir. Plastik dönme kapasitesini ve dolayısıyla Moment Yeniden Dağılımı'nı etkileyen faktörler Çizelge 2.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.1 – Doğrusal elemanlarda sünekliği ve moment yeniden dağılımını etkileyen faktörler, (Rebentrost M., 2003)

Malzemeye bağlı Parametreler	Eleman Geometrisine bağlı Parametreler	Statik Sisteme ve Yüklemeye bağlı Parametreler
Betonun Özellikleri	Kesit Şekli	Statik Sistem
Çeliğin Sünekliği/Dayanımı	Geometrik/Mekanik Donatı Oranı	Kesme Etkisi
Beton – Çelik arası bağ özellikleri	Sargı Donatısı	Yükleme Tipi ve Uygulaması
	Donatı Detayı	Tekrarlı/Tersinir/Devamlı Yükleme
	Eleman Boyutu ve Narinlik Oranı	

3. Moment Yeniden Dağılımı

Moment Yeniden Dağılımı'nı açıklamak için sürekli bir kiriş ele alınacaktır. Şekil 3.1(a)'da gösterilen sürekli kirişin BC olarak işaretlenen parçasında mesnet ve açıklıktaki kesitlerin taşıma gücü momentleri, kesit boyutları, malzeme dayanımları ve donatı alanları temel alınarak hesaplanabilir. Şekilde gösterilen kesitlerdeki donatı farklı olursa, malzeme dayanımları ve kesit boyutları aynı da olsa taşıma güçleri, başka bir deyişle plastik momentleri farklı olacaktır.



Şekil 3.1 Sürekli kirişte uyum nedeni ile moment dağılımının değişmesi, (Ersoy U, Özcebe G., 2001)

Burada, $A_{s2}=1.1A_{s1}$ varsayılacak ve böylece mesnet kesitinin taşıma gücü momenti, açıklıktaki kesitten yaklaşık %10 daha büyük olacaktır.

$$M_{r2} = 1.1M_{r1}$$

veya

$$M_{p2} = 1.1M_{p1}$$

BC açıklığı için doğrusal-elastik çözümlemeden elde edilen moment diyagramı, Şekil 3.1(b)'de gösterilmiştir. Sürekli kirişe etkiyen düzgün yayılı yük arttıkça momentler büyüyecek ve belirli bir yük düzeyinde mesnetteki momentler o kesitlerin taşıma gücüne erişecektir. Bu aşamadaki moment diyagramı Şekil 3.1(c)'de "1" olarak işaretlenen

dağılımdır. Bu dağılım, Şekil 3.1(b)'de gösterilen elastik dağılımla özdeşdir. Kesitlerin moment-eğrilik ilişkisi Şekil 2.8'de gösterilen "C" eğrisi ile simgeleniyorsa, yük arttıkça kapasitelerine ulaşan mesnet kesitlerinde moment sabit kalacaktır. Bu aşamadan sonra kiriş, B ve C noktalarında mafsallı bir kiriş gibi davranacak ve henüz kapasitesine ulaşmayan açıklık kesitindeki moment artmaya devam edecektir. Açıklık momentindeki bu artış, $\Delta M = 1/8(\Delta p)l^2$ olarak ifade edilecektir. Burada Δp , mesnetler kapasiteye ulaştıktan sonraki aşamada düzgün yayılı yükte gözlenen artıştır.

Mesnet momentleri sabit kalırken açıklık momentinin artması sonucu, Şekil 3.1(c)'de "2" ve "3" olarak işaretlenen moment dağılımları elde edilecektir. Açıklık momentindeki artış, açıklıktaki moment taşıma gücüne erişinceye kadar devam edecektir. Açıklıkta da taşıma gücüne ulaşılmasıyla orada da plastik mafsal oluşacak ve üç mafsallı kiriş mekanizmaya dönüşerek göçme konumuna gelecektir. Üç plastik mafsalın olduğu aşamadaki moment dağılımı, Şekil 3.1(c)'de "3" olarak işaretlenen dağılımdır. Göçme konumunda mesnetteki ve açıklıktaki momentler, o kesitlerin taşıma gücü momentleridir. Başka bir deyişle, bu aşamada mesnetteki moment, açıklıktaki momentten %10 daha büyüktür.

Şekil 3.1(c)'de "1", "2" ve "3" olarak gösterilen üç ayrı moment dağılımı, üç ayrı aşamadaki davranışı göstermektedir. Elastik aşamayı gösteren "1" nolu dağılımda, mesnet momentlerinin açıklık momentine oranı 4'tür ve bu dağılım oranı kesit kapasitelerinden bağımsızdır. Göçme anındaki moment dağılımı ise ("3" nolu eğri) momentlerinin oranı 1.1 'dir ve bu oran, kesitlerin taşıma gücü oranına eşittir. Mesnet ve açıklıktaki kesit boyutları aynı ise taşıma gücü, kesitlerdeki donatı alanı ile orantılıdır. Sonuç olarak, kesitlerdeki donatı değiştirilerek göçme konumu için istenilen moment dağılımı elde edilebilir. Bu sonuca göre mühendisler elastik moment dağılımı ile kısıtlı kalmamakta, kesitlerdeki donatı miktarını değiştirerek arzu edilen dağılımı elde edebilmektedirler.

Moment uyumunda dikkat edilmesi gereken iki nokta vardır. Birincisi, Şekil 3.1(c)'de gösterildiği gibi her dağılım, statik koşulu, yani denge koşulunu sağlamak zorundadır. Düzgün yayılı yük durumunda bu koşul, iki momentin toplamının $1/8 p_l^2$ olmasıdır.

İkinci önemli nokta, göçme konumu için moment dağılımı seçilirken aşırıya gitmekten kaçınılmasıdır. Aşırıya giden moment dağılımları, "kullanılabilirlik sınır durumunda" sorun yaratabilirler. Bu nedenle moment dağılımı seçilirken elastik dağılımdan fazla uzaklaşmamakta yarar vardır.

Kiriş kesitlerinin moment kapasiteleri, basınç donatısından bağımsız, yaklaşık olarak

aşağıdaki gibi yazılabilir.

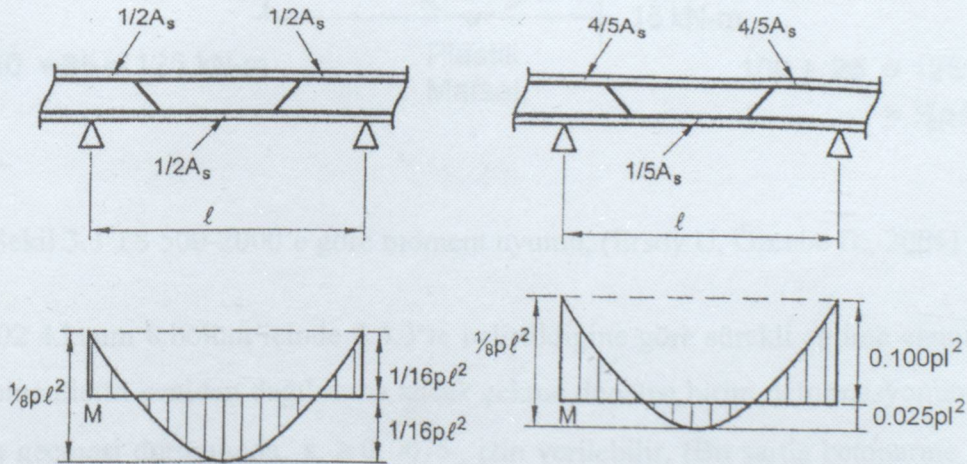
$$M_r \approx M_p \approx A_s f_y (d - d') \quad (3.1)$$

Görüldüğü gibi, aynı malzeme ve aynı kesit boyutları için taşıma gücü momenti, yaklaşık olarak çekme donatısı alanı ile orantılıdır. Bu nedenle donatıyı iki katına çıkarmak, taşıma gücünü de iki kat artırmak anlamına gelir.

Şekil 3.2’de, Şekil 3.1’de gösterilen sürekli kirişin orta açıklığı ele alınmıştır. Bu açıklık için doğrusal – elastik çözümlemeden elde edilen moment dağılımı Şekil 3.1(b)’de gösterilmiştir. Göçme anında oluşacak moment dağılımları da Şekil 3.2’de, iki ayrı donatı düzenlemesine göre, (a) ve (b) olarak verilmiştir. Kesitlerin taşıma gücü momentleri, basınç donatısı ihmal edilerek Denklem (3.1)’den hesaplanmıştır. Göçme anındaki moment dağılımı, kesitlerin taşıma gücü momentleri oranına göre değişmektedir. Mesnet momentinin açıklık momentine oranı, yaklaşık çekme donatılarının oranına eşittir.

Şekil 3.2’de göçme anını simgeleyen moment dağılımı, doğrusal – elastik çözümlemeden elde edilenle özdeşdir. Bu durumda kesitlerdeki donatı, elastik çözüm temel olarak alınarak düzenlenmiştir. Sonuç olarak, donatı elastik çözüm olarak düzenlendiğinde, elastik ve göçme aşamalarındaki moment dağılımları özdeş olur.

TS 500–2000’de uyum göz önünde bulundurularak doğrusal – elastik çözümlemeden elde edilen moment dağılımlarının değiştirilmesine izin verilmektedir. Ancak bu değiştirmenin bilinçsiz yapılması sonucu ortaya çıkacak sakıncaları önlemek için bazı kısıtlamalar yapılmıştır.



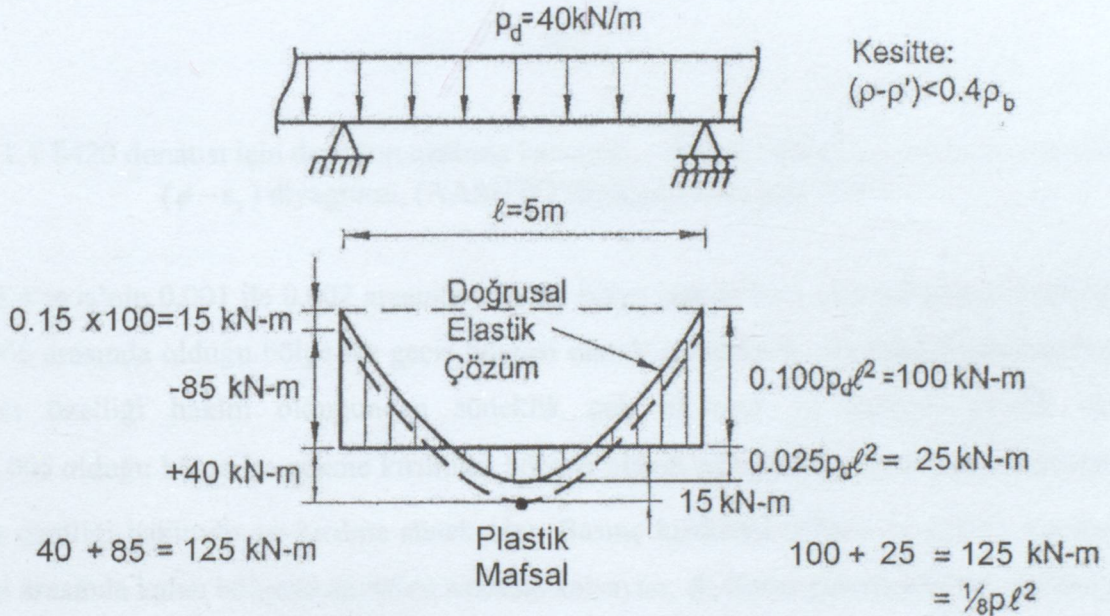
Şekil 3.2 Donatıya göre kırılma anındaki moment dağılımları, (Ersoy U, Özcebe G., 2001)

TS 500-2000'de moment uyumuna ancak sürekli kiriş ve döşemelerde izin verilmektedir. Doğrusal – elastik çözümlemede elde edilen mesnet momentlerinin donatıya bağlı olarak belirli oranlarda değiştirilebileceği belirtildikten sonra, “Ancak bu durumda açıklık momentleri de denge koşulunu sağlayacak biçimde yeniden hesaplanır” denmektedir. Sözü edilen oranlar aşağıda verilmiştir.

$$(\rho - \rho') \leq 0.4 \rho_b \text{ ise, en fazla \%15} \quad (3.2)$$

$$(\rho - \rho') \leq 0.6 \rho_b \text{ ise, en fazla \%10}$$

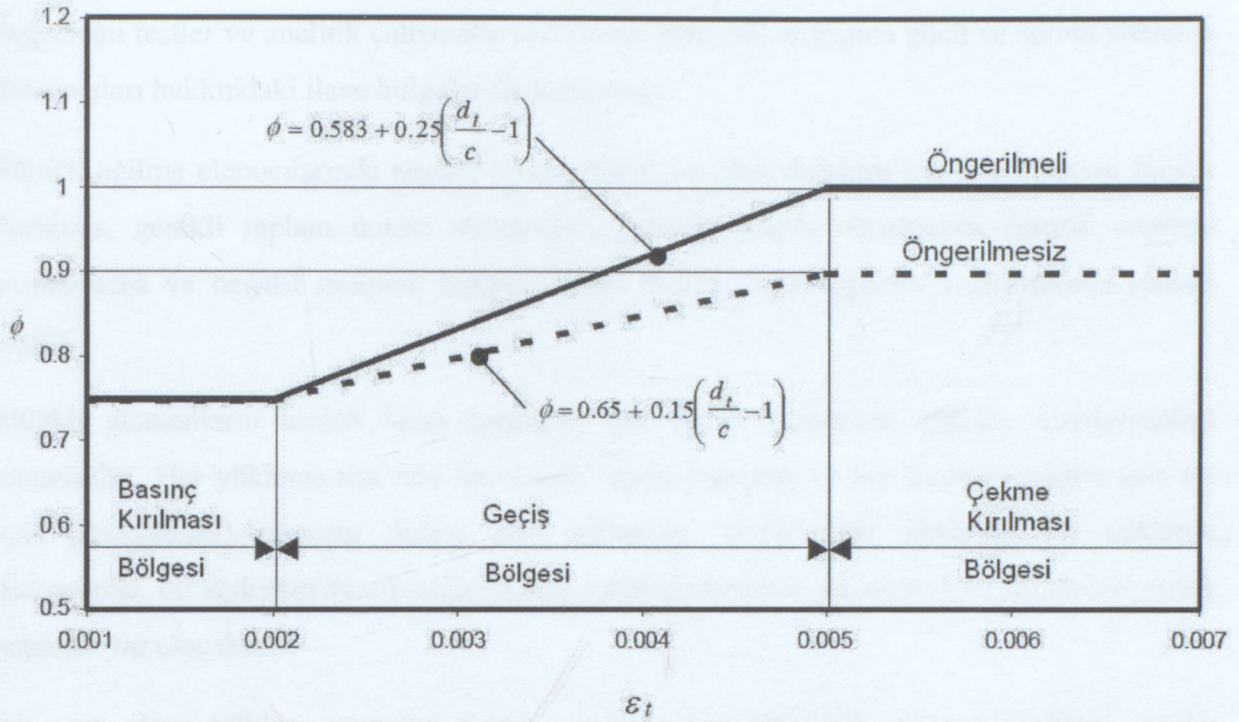
Burada ρ_b kesit için dengeli donatı oranıdır. $(\rho - \rho') > 0.6 \rho_b$ durumunda moment uyumuna izin verilmemektedir. TS 500-2000'e göre yapılan moment uyumu, Şekil 3.3'de gösterilmiştir. Şekilden görüleceği gibi uyumdan sonra elde edilen $+M_d = 40$ kN-m ve $-M = 85$ kN-m, donatı düzenlemesi açısından elastik çözüme oranla daha dengelidir. Şekil 3.3'te sürekli çizgi ile gösterilen doğrusal-elastik çözümlemeden elde edilen dağılımdır.



Şekil 3.3 TS 500-2000'e göre moment uyumu, (Ersoy U, Özcebe G., 2001)

ACI 318-02 4.kısım 8.bölüm içinde 8.4.3'te belirtildiğine göre sürekli eğilme elemanlarında negatif momentlerin yeniden dağılımına ancak çekme donatısı birim deformasyonunun belirli bir miktarı geçmesi durumunda, $\epsilon_t \geq 0,0075$, izin verilebilir. (Bu şartla betonarme yapıların elastik olmayan davranışları onaylanmış ve “limit tasarım”a doğru bir yönelme başlamış olur.)

ACI yapı standardında dayanım azaltma katsayısı, ϕ , çekme donatısı birim deformasyonuna, ϵ_t , bağlı olarak tanımlanır. Şekil 3.4'te bu ilişki açıkça görülmektedir.



Şekil 3.4 S420 donatısı için dayanım azaltma katsayısı – çekme donatısı birim deformasyonu ($\phi - \epsilon_t$) diyagramı, (AASHTO Bridge Committee, 2005)

Şekil 3.4'te ϵ_t 'nin 0,001 ile 0,002 arasında olduğu bölge basınç kırılması bölgesi, ϵ_t 'nin 0,002 ile 0,005 arasında olduğu bölge ise geçiş bölgesi olarak adlandırılır. Bu bölgelerde kırılmaya betonun özelliği hakim olduğundan süneklik çok az olur ve kırılma gevrek olur. $\epsilon_t \geq 0,005$ olduğu bölge ise çekme kırılması bölgesi olarak adlandırılır. Bu bölgede kırılmaya çeliğin özelliği hakimdir ve kırılma sünek olur. Basınç kırılması bölgesi ve çekme kırılması bölgesi arasında kalan bölgede dayanım azaltma katsayısı, ϕ , lineer enterpolasyon yardımıyla belirlenebilir, burada $d_t=d$ ve c tarafsız eksen derinliğidir.

Birçok kesitte 0,005 çekme donatısı birim deformasyon sınırı, sünekliğin çok fazla olması gerekmedikçe, yeterli süneklikte davranış sağlar. Daha fazla sünek davranışı gerektiren durum, sürekli elemanlarda veya çerçevelerde momentlerin yeniden dağılımına göre tasarım yapılması durumudur. Moment yeniden dağılımının yapılması mafsallarda yeterli sünekliğin olmasına, yani uygun dönme kapasitesini sağlamaya bağlı olduğundan dolayı, çekme donatısı birim deformasyonu, ϵ_t 'nin en az 0,0075 olduğu kesitlerde moment yeniden dağılımına izin verilmektedir.

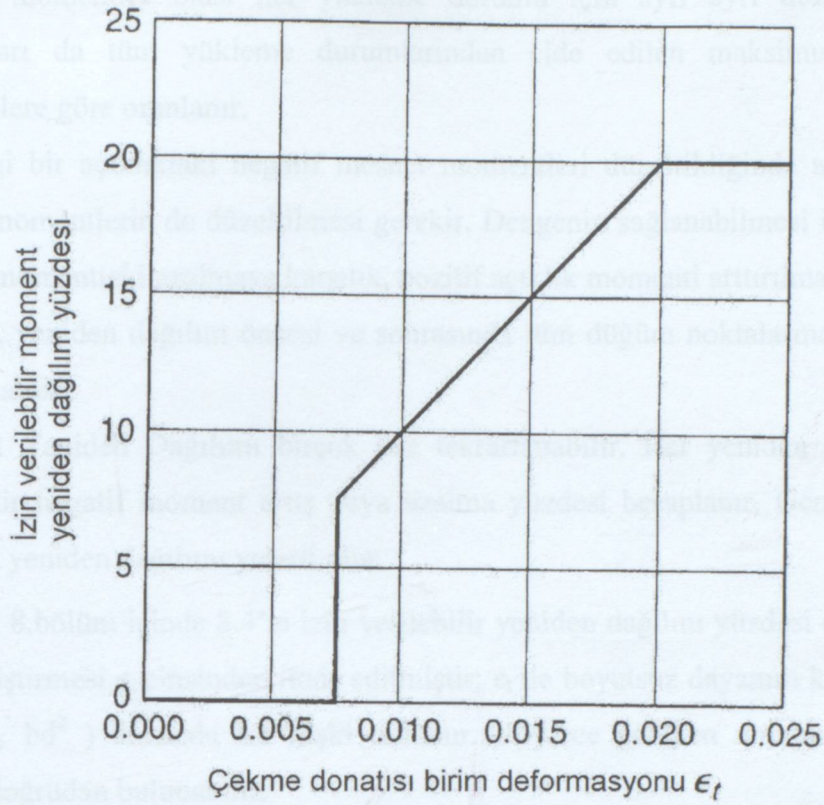
Negatif momentlerin maksimum % 10 oranında dağılmasına ilk olarak 1963 ACI Standardı ile izin verilmiştir. Ancak bu koşulun kullanılması ile elde edilen sonuçlar, başarılı olmasına rağmen yeterli olmamıştır. 1971 Standardı ile maksimum dağılım oranı arttırıldı. Bu artışın doğruluğu testler ve analitik çalışmalar sonucunda elde edilen taşıma gücü ve servis yükleme davranışları hakkındaki ilave bulgular ile kanıtlandı.

Sürekli eğilme elemanlarında negatif momentlerin yeniden dağılımı'nın uygulanması birçok durumda, gerekli toplam donatı miktarında, güvenlik kaybı olmaksızın, önemli azaltma yapılmasına ve negatif moment bölgelerindeki donatı yoğunluğunun azaltılmasına olanak sağlar.

Sürekli elemanların birden fazla hareketli yük tipine dayanacak şekilde tasarlanmaları zorunludur. Her yükleme tipi için bir elastik analiz yapılmış ve her kesitin tasarımı için bir zarf (maksimum) moment değeri elde edilmiştir. Buna göre, herhangi bir yükleme durumunda, bir açıklıkta bazı kesitler taşıma gücü momentine ulaşırken bazı kesitlerde yedek kapasite var olacaktır.

Bir yapı ilave yükleri taşımaya ancak, moment kapasitelerine ulaşmış kesitleri plastik mafsallar gibi dönmeye devam ettikçe ve göçme mekanizması oluşuncaya kadar diğer kesitlere momentlerin yeniden dağılımı gerçekleştikçe devam edebilir.

Planlanan orijinal tasarımın ötesindeki bu ilave yük kapasitesinin varlığı malzemeden tasarruf sağlayacak şekilde bir yeniden tasarım yapma olanağı sağlar. PCA'nın ACI 318-02 üzerine notlarında 8.bölüm içinde 8.4'te her yükleme durumu için elastik negatif momentlerin arttırılması veya azaltılmasıyla (statik hesaplarda bulunan pozitif momentlerde de buna uygun değişimler yapılmasıyla) yeniden tasarım yapılmasına izin verilmektedir. Bu moment değişiklikleri taşıma gücü moment diyagramında maksimum pozitif ve negatif momentleri azaltmak şeklinde olabilir. Uygun dönme kapasitesini sağlamak için mesnet kesitlerindeki çekme donatısı birim deformasyonunun $\epsilon_t \geq 0,0075$ olması gerekmektedir.



Şekil 3.5 ACI 318-02'ye göre izin verilebilir moment yeniden dağılım yüzdesi - ϵ_t ilişkisi, (Nilson A.H., Darwin D., Dolan C.W., 2003)

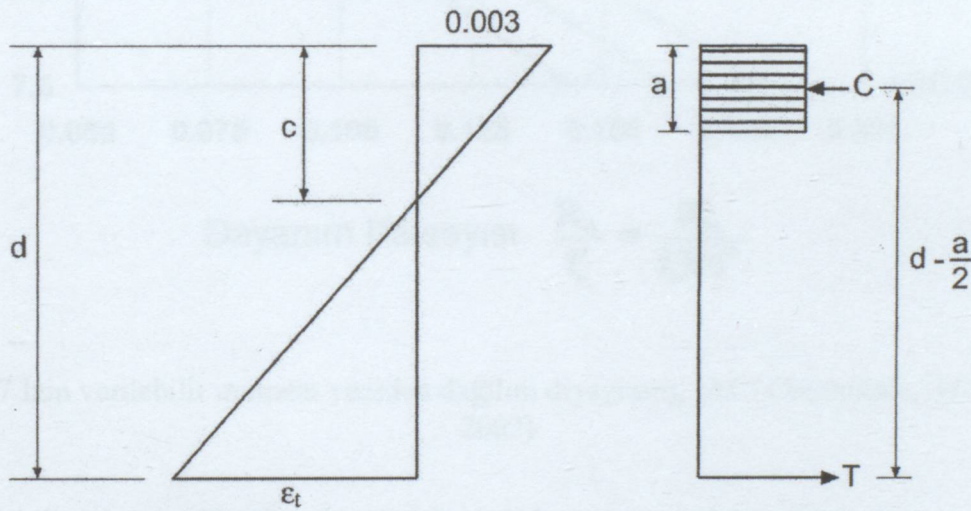
Bazı durumlarda, sürekli eğilme elemanlarında negatif momentlerin yeniden dağılımından elde edilecek esas kazanç sadece mesnetlerdeki negatif momentleri azaltarak donatı yoğunluğunu önlemek veya betonarme eleman boyutlarını azaltmak olacaktır.

Sürekli eğilme elemanlarında negatif Momentlerin Yeniden Dağılımı'nın uygulanabilirlik sınırları aşağıda belirtilmiştir:

1. Koşullar sürekli öngerilmeli ve öngerilmemiş eğilme elemanlarına uygulanabilir.
2. Koşullar ACI 318-02 Bölüm 8.3.3'te belirtilen yaklaşık momentlere göre tasarlanmış elemanlara veya Bölüm 13.6.1.7'de belirtilen Doğrudan Tasarım Metodu ile tasarlanmış döşeme sistemlerine uygulanamaz.
3. Eğilme Momentlerinin analitik metotlar ile belirlenmesi gerekir. Yeniden Dağılım yaklaşım metotları ile belirlenen momentlere uygulanamaz.
4. Yeniden Dağılım'a ancak çekme donatısı birim uzaması/kısalması ϵ_t 0,0075'ten az olmaması durumunda izin verilebilir.
5. İzin verilebilen maksimum negatif moment artış veya azalma yüzdesi $1000\epsilon_t$ 'ye eşittir ancak %20'den fazla olamaz.

6. Negatif momentler olası her yükleme durumu için ayrı ayrı düzeltilir. Eğilme elemanları da tüm yükleme durumlarından elde edilen maksimum düzeltilmiş momentlere göre oranlanır.
7. Herhangi bir açıklıktaki negatif mesnet momentleri düzeltildiğinde aynı açıklıktaki pozitif momentlerin de düzeltilmesi gerekir. Dengenin sağlanabilmesi için mesnetteki negatif momentteki azalmaya karşılık, pozitif açıklık momenti arttırılmalıdır.
8. Moment yeniden dağılım öncesi ve sonrasında tüm düğüm noktalarında statik denge sağlanmalıdır.
9. Moment Yeniden Dağılımı birçok kez tekrarlanabilir. Her yeniden dağılımda izin verilebilir negatif moment artış veya azalma yüzdesi hesaplanır. Genellikle bir kez moment yeniden dağılımı yeterli olur.

ACI 318-02'de 8.bölüm içinde 8.4'te izin verilebilir yeniden dağılım yüzdesi çekme donatısı birim şekil değiştirmesi ϵ_t cinsinden ifade edilmiştir; ϵ_t ile boyutsuz dayanım katsayısı R_n / f_c' veya $M_n / (f_c' b d^2)$ arasında bir ilişki bulunur. Böylece gereken nominal moment M_n bilindiğinde ϵ_t doğrudan bulunabilir.



Şekil 3.6 Birim deformasyonlar ve gerilmeler, (ACI Committee, ACI 318-02, 2002)

$$r = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_t} \text{ olsun}$$

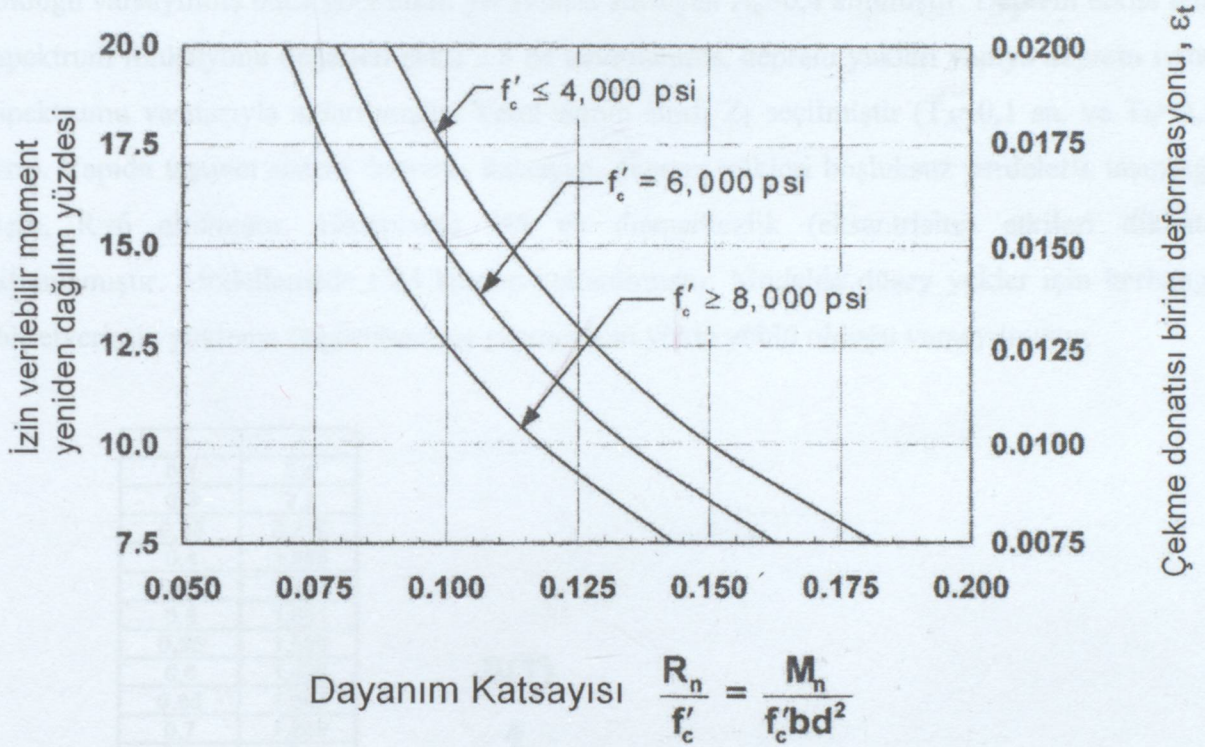
Benzer üçgenlerden : $c = r d$ ve $a = \beta_1 c = \beta_1 r d$

$$C = 0.85 f_c' b a$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 f_c' b \beta_1 r d \left(d - \frac{\beta_1 r d}{2} \right) = f_c' b d^2 \times 0.85 \beta_1 r \left(1 - \frac{\beta_1 r}{2} \right)$$

$$\frac{M_n}{f_c' b d^2} = 0.85 \beta_1 r \left(1 - \frac{\beta_1 r}{2} \right) \quad (3.3)$$

Şekil 3.7’de izin verilebilir yeniden dağılım, ε_t ve dayanım katsayısı R_n / f_c' arasındaki ilişki gösterilmektedir.



Şekil 3.7 İzin verilebilir moment yeniden dağılım diyagramı, (ACI Committee, ACI 318-02, 2002)

İzin verilebilir Moment Yeniden Dağılımı'nı belirlemede aşağıdaki yol izlenir:

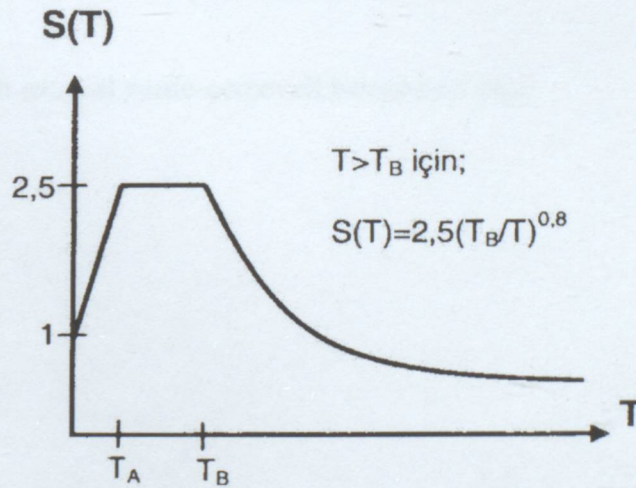
1. Analitik metotlarla mesnetlerdeki eğilme momentleri belirlenir. Mesnetlerdeki Dayanım Katsayısı $M_n / f_c' b d^2$ veya $M_u / (\phi f_c' b d^2)$ hesaplanır.
2. Şekil 3.7’de, hesaplanan $M_n / f_c' b d^2$ değeri yardımıyla uygun eğri kullanılarak izin verilebilir yeniden dağılım yüzdesi belirlenir.
3. Negatif mesnet momentleri düzeltilir ve buna uygun olarak, dengeyi sağlamak için pozitif momentler de düzeltilir.

3.1 Değişik Betonarme Yapı Sistemleri Analizleri

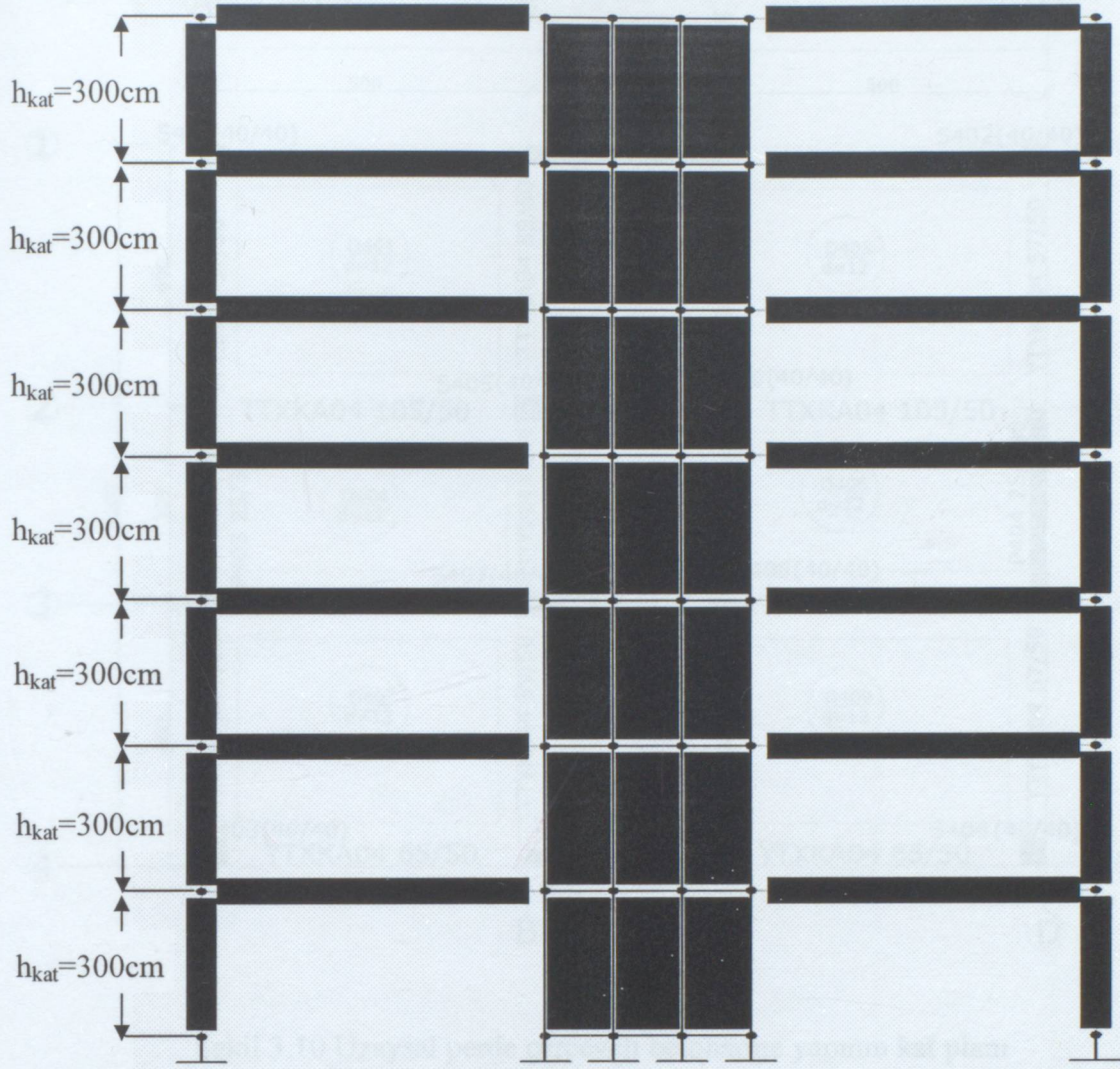
3.1.1 7 Katlı Uzaysal Perde-Çerçeve Betonarme Yapı Sistemi Analizi

Bu örnekte 7 katlı uzaysal perde – çerçeve bir yapı moment yeniden dağılımları incelenmek üzere ACI 318-02 ve TS 500-2000 yapı standartları yardımıyla SAP2000 yapısal analiz programı yardımı ile tasarlanmış ve analiz edilmiştir. Yapıda kiriş açıklıkları x yönünde 500cm, 300cm ve 500cm, y yönünde 400cm,300cm ve 400cm'dir. Yapıya $g = 5 \text{ kN/m}^2$ sabit yük ve $q = 3 \text{ kN/m}^2$ hareketli yükler etmektedir. Yapının 1.derece deprem bölgesinde olduğu varsayılmış buna göre etkin yer ivmesi katsayısı $A_0=0,4$ alınmıştır. Deprem etkisi için spektrum fonksiyonu değerleri şekil 3.8'de tanımlanmış, deprem yükleri yapıya deprem ivme spektrumu vasıtasıyla aktarılmıştır. Yerel zemin sınıfı Z_1 seçilmiştir ($T_A=0,1$ sn. ve $T_B=0,3$ sn.). Yapıda taşıyıcı sistem davranış katsayısı, deprem yükleri boşluksuz perdelerle taşındığı için, $R=6$ alınmıştır. Hesaplarda %5 ek dışmerkezlilik (eksantrisite) etkileri dikkate alınmamıştır. Modellemede C25 betonu kullanılmıştır. Modelde düşey yükler için herhangi bir elverişsiz yükleme öngörülmemiş yapının tüm yüklerle yüklü olduğu varsayılmıştır.

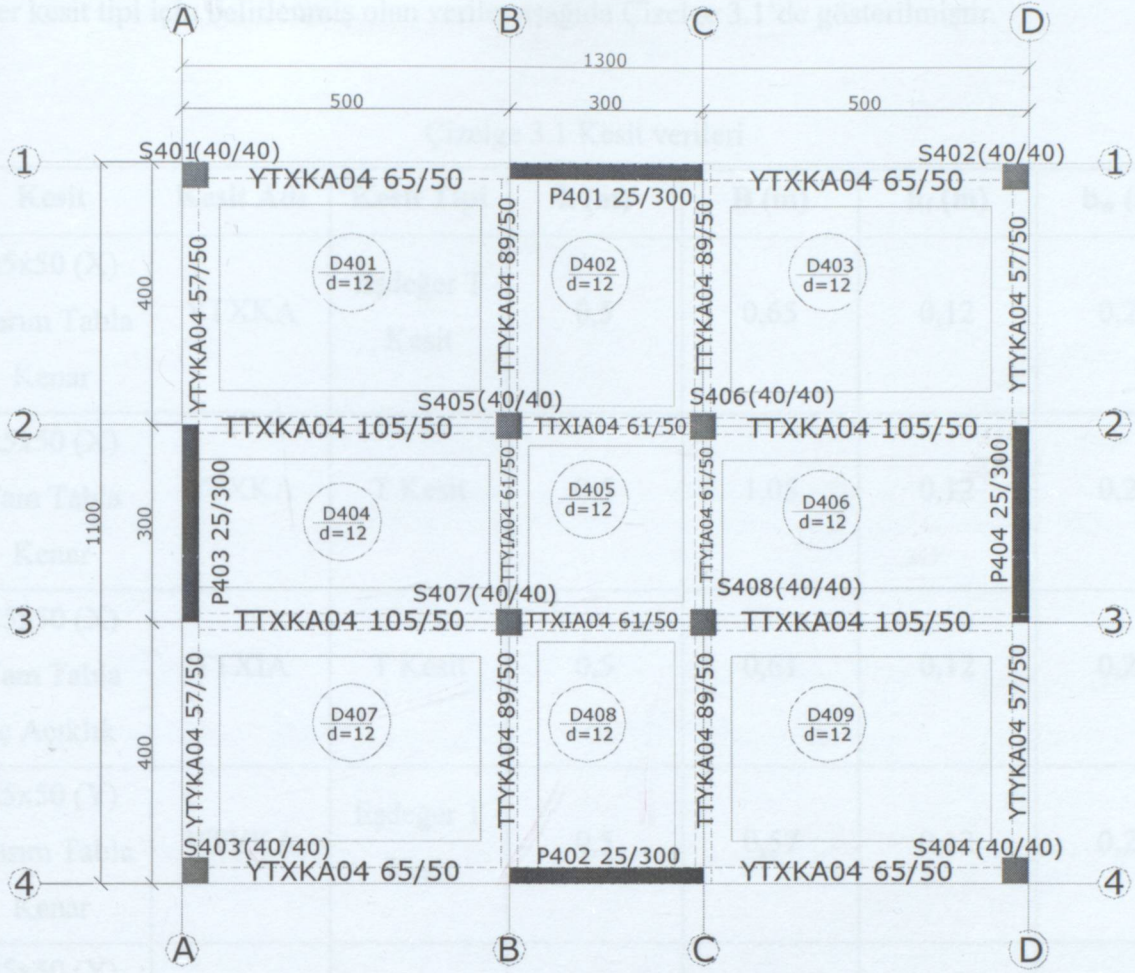
0	1
0,1	2,5
0,3	2,5
0,35	2,210
0,4	1,986
0,45	1,807
0,5	1,661
0,55	1,539
0,6	1,436
0,65	1,347
0,7	1,269
0,75	1,201
0,8	1,141
0,85	1,087
0,9	1,038
0,95	0,994
1	0,954
1,2	0,825
1,3	0,774
1,48	0,697
2	0,548
3	0,396
10	0,151
15	0,109
20	0,087
30	0,063
75	0,030
100	0,024



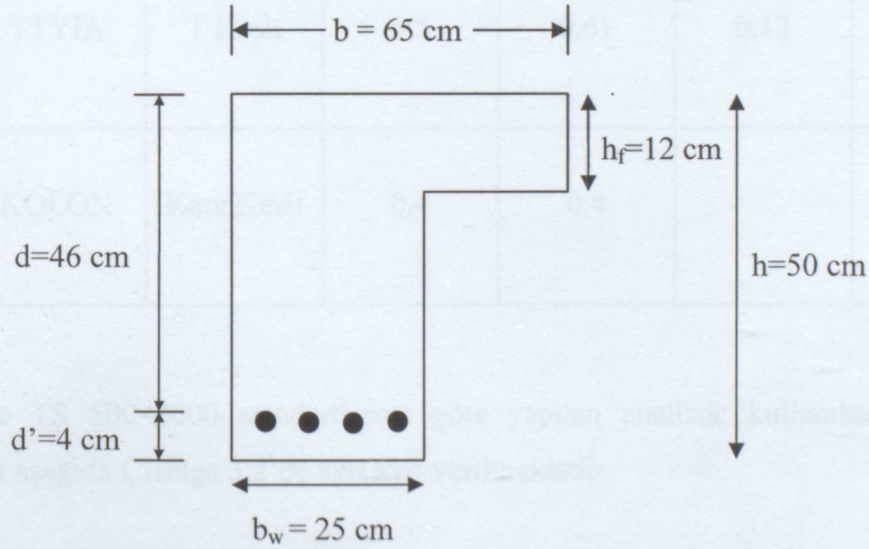
Şekil 3.8 Tasarım spektrum fonksiyonu değerleri



Şekil 3.9 7 katlı uzaysal perde-çerçeve betonarme yapı



Şekil 3.10 Uzaysal perde çerçevesi betonarme yapının kat planı



Şekil 3.11 Ele alınan kirişin kesit geometrisi (TS 500-2000'e göre)

Her kesit tipi için belirlenmiş olan veriler aşağıda Çizelge 3.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.1 Kesit verileri

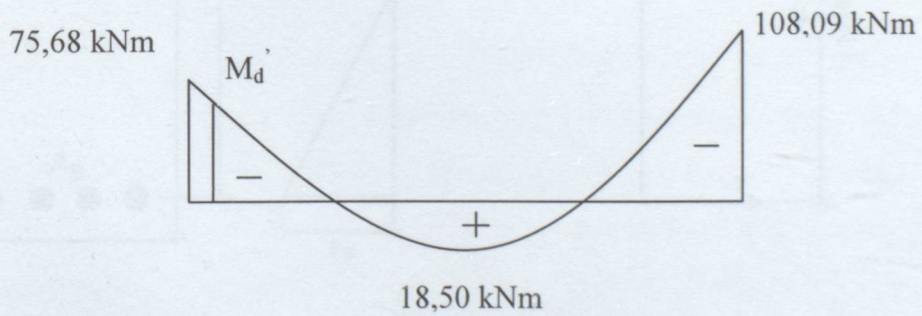
Kesit	Kesit Adı	Kesit Tipi	h (m)	B (m)	h _f (m)	b _w (m)
25x50 (X) Yarım Tabla Kenar	YTXKA	Eşdeğer T Kesit	0,5	0,65	0,12	0,25
25x50 (X) Tam Tabla Kenar	TTXKA	T Kesit	0,5	1,05	0,12	0,25
25x50 (X) Tam Tabla İç Açıklık	TTXIA	T Kesit	0,5	0,61	0,12	0,25
25x50 (Y) Yarım Tabla Kenar	YTYKA	Eşdeğer T Kesit	0,5	0,57	0,12	0,25
25x50 (Y) Tam Tabla Kenar	TTYKA	T Kesit	0,5	0,89	0,12	0,25
25x50 (Y) Tam Tabla İç Açıklık	TTYIA	T Kesit	0,5	0,61	0,12	0,25
40x40 Kolon	KOLON	Kare Kesit	0,4	0,4		

ACI 318–02 ve TS 500–2000 standartlarına göre yapılan analizde kullanılan yükleme kombinasyonları aşağıda Çizelge 3.2’de ayrı ayrı verilmektedir.

Çizelge 3.2 ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre analizde kullanılan yükleme kombinasyonları

ACI 318-02		TS 500-2000	
Kombinasyon	Yükleme Durumu	Kombinasyon	Yükleme Durumu
C1	$1.2D+1.6L$	C1	$1.4G+1.6Q$
C2	$1.2D+1L+1E(x)$	C2	$G+Q+E(x)$
C3	$1.2D+1L-1E(x)$	C3	$G+Q-E(x)$
C4	$1.2D+1L+1E(y)$	C4	$G+Q+E(y)$
C5	$1.2D+1L-1E(y)$	C5	$G+Q-E(y)$
C6	Zarf Eğrisi (Maksimum Momentler)	C6	Zarf Eğrisi (Maksimum Momentler)

Her bir yükleme durumu için TS 500-2000 ve ACI 318-02 yönetmeliklerinde belirtildiği üzere ayrı ayrı analiz yapılmıştır. En elverişsiz momentlerin, her iki standart için yapılan analizlerde deprem kuvvetlerinin yer aldığı yüklemelerinden geldiği tespit edilmiştir. Yapıda örnek olarak seçilen YTXKA04 nolu kiriş her iki yapı standardına göre bu yükleme altında ayrıntılı olarak çözülmüş ve moment yeniden dağılımları incelenmiştir.



Şekil 3.12 Yapısal çözümlemeye $1.2D+1.0Q+1.0E(x)$ yüklemesi için (ACI 318-02) bulunan eğilme momentleri (YTXKA04 kirişi)

ACI 318-02'ye göre tablalı kesit hesabı:

Önce efektif başlık uzunluğu, b_e , ACI 318-02 4.kısım 8.bölüm içinde 8.10.3'te belirtildiği üzere seçilir,

$$1) b_e = b_w + \frac{L}{12}, L = 500 \Rightarrow b_e = 66.67 \text{ cm}$$

$$2) b_e = b_w + 6 \times t, t = 12 \Rightarrow b_e = 97 \text{ cm}$$

$$3) b_e = b_w + \frac{l}{2}, l = 400 \text{ cm} \Rightarrow b_e = 25 + \frac{400}{2} = 225 \text{ cm}$$

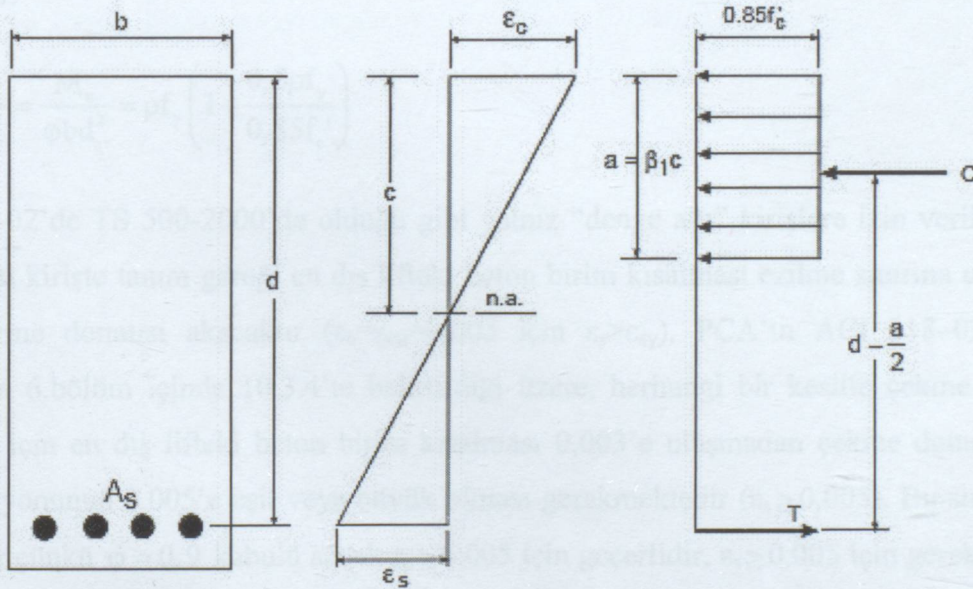
ACI 318-02'ye göre b_e bu üç değer içinden en küçüğü olarak alınmalıdır. Bu nedenle;

$b_e = 66.67 \text{ cm}$ alınmıştır.

Sürekli kirişlerde mesnet dolaylarında negatif moment nedeni ile tabla çekme bölgesinde kalacak ve etkili olmayacaktır. Bu nedenle mesnetteki kesit tabla dikkate alınmadan dikdörtgen bir kesit gibi hesaplanacaktır.

ACI 318-02 4.kısım 9.bölüm içinde 9.3.2.1'de belirtildiği üzere azaltma katsayısı;

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.



Şekil 3.13 Basit donatılı dikdörtgen kesitli kirişte birim deformasyon ve eşdeğer gerilmeler, (ACI Committee, ACI 318-02, 2002)

PCA'nın ACI 318-02 üzerine notlarında 7.bölümde belirtildiği üzere;

Kuvvet denge denklemi:

$$C = T$$

$$0,85f_c'ba = A_s f_y = \rho b d f_y \quad (3.3)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85f_c' b} = \frac{\rho d f_y}{0,85f_c'}$$

Moment denge denklemi:

$$M_n = (C y_a d a T) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.4)$$

$$M_n = \rho b d f_y \left[d - \frac{0,5 \rho d f_y}{0,85 f_c'} \right]$$

Eğilme etkisindeki elemanlarda kesit hesabı yapılırken nominal moment değeri M_n ϕ azaltma katsayısı ile çarpılarak azaltılır ve kesit tasarım momenti ϕM_n elde edilir; kesit tasarım momenti ϕM_n 'in kesitte var olan moment M_u 'ya eşit veya M_u 'dan büyük olması gerekmektedir. $\phi M_n \geq M_u$

Denklem 3.4'te eşitliğin her iki tarafı da bd^2 ile bölündüğünde R_n nominal dayanım katsayısı elde edilir:

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{0,5 \rho f_y}{0,85 f_c'} \right) \quad (3.5)$$

ACI 318-02'de TS 500-2000'de olduğu gibi yalnız “denge altı” kırılganlığa izin verilmektedir. Denge altı kırılganlık tanım gereği en dış lifteki beton birim kısılması ezilme sınırına ulaşmadan önce çekme donatısı akacaktır ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,003$ için $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$). PCA'nın ACI 318-02 üzerine notlarında 6.bölüm içinde 10.3.4'te belirtildiği üzere, herhangi bir kesitte çekme kırılması oluşması için en dış lifteki beton birim kısılması $0,003$ 'e ulaşmadan çekme donatısı birim deformasyonunun $0,005$ 'e eşit veya büyük olması gerekmektedir ($\epsilon_s \geq 0,005$). Bu sınır durum önemlidir çünkü $\phi = 0,9$ kabulü ancak $\epsilon_s \geq 0,005$ için geçerlidir. $\epsilon_s \geq 0,005$ için gerekli tasarım parametreleri şekil 3.14'te verilmiştir.

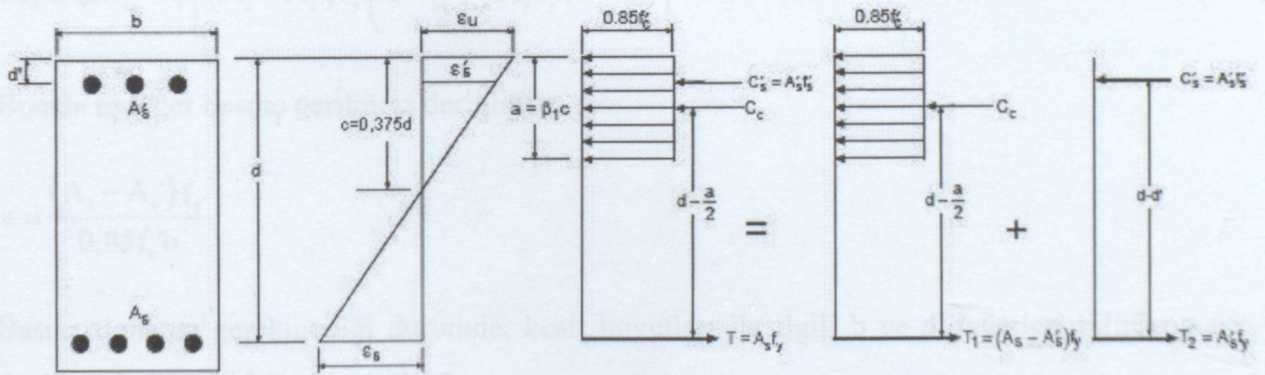
		$f'_c = 3000$ $\beta_1 = 0.85$	$f'_c = 4000$ $\beta_1 = 0.85$	$f'_c = 5000$ $\beta_1 = 0.80$	$f'_c = 6000$ $\beta_1 = 0.75$	$f'_c = 8000$ $\beta_1 = 0.65$	$f'_c = 10,000$ $\beta_1 = 0.65$
R_{nt}		683	911	1084	1233	1455	1819
ϕR_{nt}		615	820	975	1109	1310	1637
ω_t		0.2709	0.2709	0.2550	0.2391	0.2072	0.2072
P_t	Çelik Cinsi	40	0.02032	0.02709	0.03187	0.03586	0.04144
		60	0.01355	0.01806	0.02125	0.02391	0.02762
		75	0.01084	0.01445	0.01700	0.01912	0.02210

Şekil 3.14 ACI 318 -02'ye göre sistemde çekme kırılması oluşması için çelikteki birim kısalmanın $\epsilon_t \geq 0,005$ olması için gerekli tasarım parametreleri (birimler psi cinsinden verilmiştir), (PCA, 2002)

Bu tablodan alınacak R_{nt} değeri kesitlerde çekme donatısının yanında basınç donatısı gerekip gerekmediğini belirlemek için kullanılır. Beton basınç dayanımı f'_c ve nominal dayanım katsayısı R_{nt} birimleri psi (pound/inch²) cinsinden olup modellemelerde kullanılan C25 betonu için $f_{ck}=25 \text{ MPa} \cong f'_c=4000 \text{ psi}$ ve $R_{nt}=911 \text{ psi} \cong 6.286 \text{ MPa}$ alınacaktır. Tabloda çelik cinsi 60 olan donatı ülkemizde kullanılan S420 donatısı ile aynıdır. Buna göre denklem 3.5'ten hesaplanan R_n değeri R_{nt} değerinden küçükse kesitte yalnızca çekme donatısı bulunacak, büyükse çift donatılı kesit hesabı yapılacaktır.

$R_n < R_{nt} \Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez.

$R_n > R_{nt} \Rightarrow$ Basınç donatısı gerekir.



Şekil 3.15 Çift donatılı dikdörtgen kiriş kesiti ($\epsilon_u=0,003, \epsilon_s=0,005$), (PCA, 2002)

Basınç donatısı gerektiği durumda, $\phi = 0,9$ kabulü yapılarak R_{nt} değeri kullanılarak sadece çekme donatısının karşıladığı nominal moment değeri M_{nt} bulunur:

$$M_{nt} = R_{nt} b d^2$$

Bundan sonra basınç donatısının karşılayacağı nominal moment değeri bulunur:

$$M_n' = M_n - M_{nt}$$

Tarafsız eksen derinliği c hesaplanır:

$$c = 0,375d$$

Basınç donatısı için akma kontrolü yapılır. Eğer $\frac{d'}{c} < 0,31$ ise basınç donatısı akıyor kabulü doğrudur.

A_s' ve A_s hesaplanır:

$$A_s' = \frac{M_n'}{(d - d')f_s'}$$

$$A_s = \frac{M_n'}{(d - d')f_y} + \rho b d$$

Burada ρ değeri çekme donatı yüzdesi limit değeri olup şekil 3.14'ten alınarak, $\rho = 0,01806$ 'dır. Minimum donatı koşulları kontrol edilir, seçilen donatılar uygunsa moment kapasitesi kontrolü ($M_u \leq \phi M_n$) yapılır:

$$M_u \leq \phi M_n = \phi \left[(A_s - A_s')f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s'f_y (d - d') \right]$$

Burada eşdeğer basınç gerilmesi derinliği a :

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0,85f_c'b}$$

Basınç donatısı gerekmediği durumda, kesit boyutları ile ilgili b ve d değerleri biliniyorsa denklem 3.5'ten ρ değeri hesaplanır:

$$\rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f_c'}} \right) \quad (3.6)$$

Minimum donatı alanı değerleri ACI 318–02 4.kısım 10.bölüm içinde 10.3.5'te belirtilmiştir. Buna göre minimum donatı yüzdesi değeri;

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ değerlerinden büyük olanı olarak seçilir.}$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y}$$

Denklem 3.6'ya göre bulunan ρ değerinin minimum donatı yüzdesi'nden büyük olup olmadığına bakılır. $\rho \geq \rho_{\min}$ için donatı alanı hesaplanır.

$$A_s = \rho b d$$

Bulunan donatı alanı değeri minimum donatı alanı değerinden büyük olmalıdır, $A_s > A_{s\min}$. Bu koşul sağlanıyorsa donatı seçilir. Seçilen donatı yüzdesi için kuvvet denge denkleminden eşdeğer basınç gerilmesi derinliği a hesaplanır:

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c}$$

ACI 318-02 4.kısım 10.bölüm içinde 10.2.7'de belirtildiği üzere $a = \beta_1 c$ ve $f'_c \leq 4000 \text{ psi}$ ($4000 \text{ psi} \approx 25 \text{ Mpa}$) için $\beta_1 = 0,85$ alınır. Buna göre tarafsız eksen derinliği c hesaplanır:

$$c = \frac{a}{\beta}$$

Buradan bulunan tarafsız eksen derinliği, c , $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,003$ ve şekil 3.13'teki birim deformasyon diyagramında benzer üçgenlerden çekme donatısı birim deformasyonu ϵ_t bulunur:

$$\epsilon_t = \epsilon_u \cdot \frac{d - c}{c}$$

Bulunan ϵ_t değeri için $\epsilon_t \geq 0,005$ kontrolü yapılarak $\phi = 0,9$ kabulü doğrulanır.

Seçilen donatı için moment kapasitesi kontrolü ($M_u \leq \phi M_n$) yapılır.

$$M_u \leq \phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ olmalıdır.}$$

Buna göre Sol mesnette kolon yüzü momenti:

$$M_u' = M_u - \frac{V \cdot a}{3} = -75,68 - \left(\frac{-48,92 \cdot 0,4}{3} \right) = -69,157 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{69,157 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,453 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,453}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00359$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00359 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00359 \cdot 250 \cdot 460 = 413 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 413 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250 \cdot 460} = 0,00402$$

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85 f_c' b_w a = A_s f_y$$

$$0,85 f_c' b_w a = \rho b_w d f_y$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00402 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 36,525 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36,525}{0,85} = 42,971 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 42,971}{42,971} = 0,0291$$

$$\varepsilon_t = 0,0291 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{36,525}{2} \right) = 77,143 \text{ kNm}$$

$$M_u = 69,157 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,143 \text{ kNm}$$

$$M_n = 85,72 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_n}{f_c' b d^2} = 0,065 \Rightarrow \text{Şekil 3.7'ye göre moment yeniden dağılım yüzdesi } \%20 \text{ olur.}$$

$$\Delta M = -69,157 \cdot 0,20 = -13,83 \text{ kNm}$$

$$M' = -69,157 - (-13,83) = -55,33 \text{ kNm}$$

Perde yüzünde:

$$M_u = -108,09 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{108,09 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,27}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00573$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00573 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00573 \cdot 250 \cdot 460 = 656 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 656 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 16 + 2\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 710 \text{ mm}^2 (2\phi 16 + 2\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{710}{250 \cdot 460} = 0,00617$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00617 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 56,132 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{56,132}{0,85} = 66,037 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460-66,037}{66,037} = 0,0179$$

$$\varepsilon_t = 0,0179 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 710 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{56,132}{2} \right) = 115,92 \text{ kNm}$$

$$M_u = 108,09 \text{ kNm} < \phi M_n = 115,92 \text{ kNm}$$

$$M_n = 128,80 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_n}{f_c \cdot b d^2} = 0,0974 \Rightarrow \text{Şekil 3.7'ye göre moment yeniden dağılım yüzdesi } \%18,1 \text{ olur.}$$

$$\Delta M = -108,09 \cdot 0,181 = -19,56 \text{ kNm}$$

$$M' = -108,09 - (-19,56) = -88,53 \text{ kNm}$$

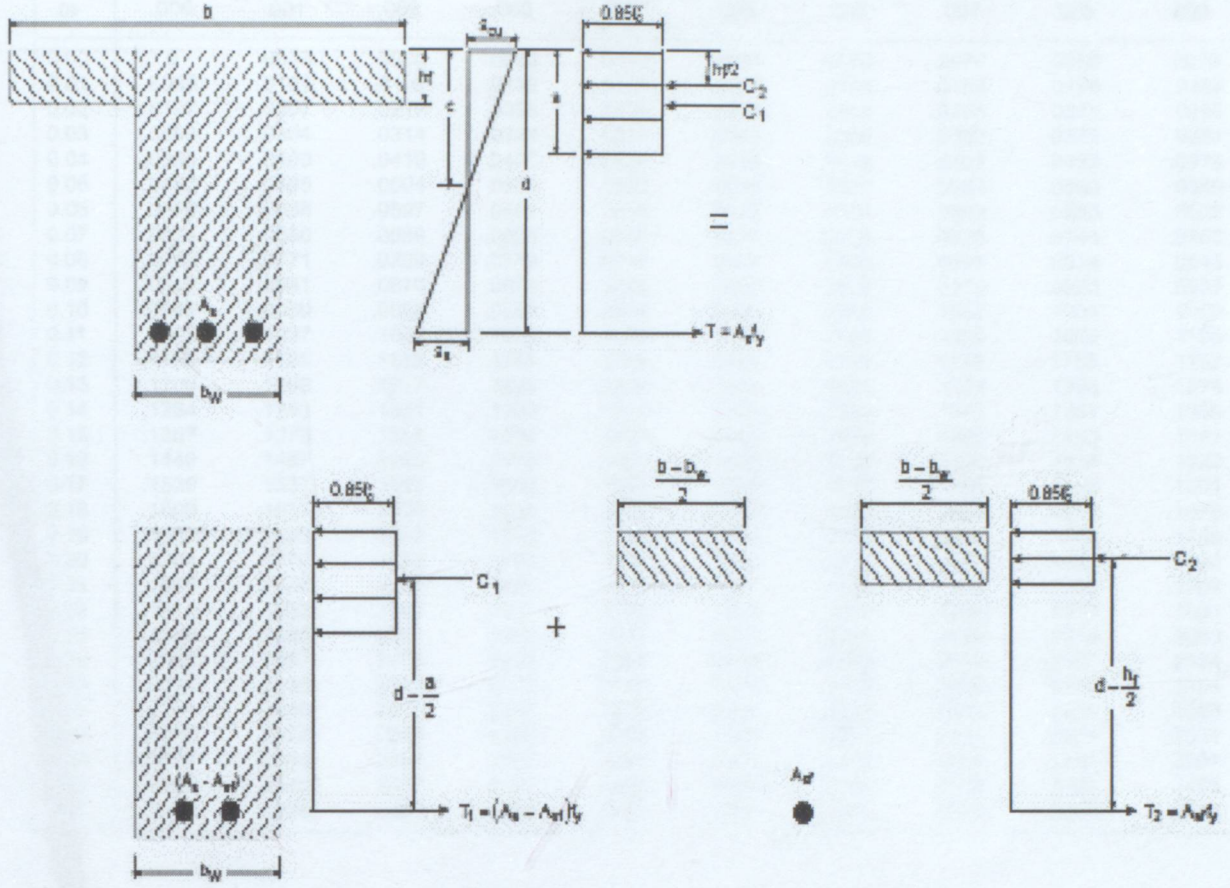
Düşey yük altındaki kirişlerde genellikle pozitif momentler oluşur. Bu nedenle açıklıkta tabla basınç bölgesinde kalacağından kesit tablalı bir kesit gibi çalışacaktır. Bu durumda kesit hesabı yapılırken:

$a \leq h_f$ kabulü ve $\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$\phi M_n = 0,9 \left(0,85 f_c' b_e h_f \left(d - 0,5 h_f \right) \right)$ hesaplanır, açıklıktaki moment ile karşılaştırılır. Eğer:

$\phi M_n > M_u \Rightarrow a \leq h_f$ ise Soyut Dikdörtgen Kesit Hesabı (SDKH) yapılır ve hesaplar sadece çekme donatılı dikdörtgen kesit için yapılır.

$\phi M_n < M_u \Rightarrow a > h_f$ ise tablalı kesit hesabı yapılır.



Şekil 3.16 Tek donatılı tablalı kesit, birim deformasyonlar, eşdeğer basınç gerilme diyagramları, (PCA, 2002)

Basınç altında kalan tabla kesitinde A_{sf} ve ϕM_{nf} hesaplanır:

$$A_{sf} = \frac{C_f}{f_y} = \frac{0,85f'_c(b - b_w)h_f}{f_y}$$

$$\phi M_{nf} = \phi \left[A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

M_{uw} hesaplanır:

$$M_{uw} = M_u - \phi M_{nf}$$

$M_{uw} / \phi f'_c b_w d^2$ değeri hesaplanıp şekil 3.17'deki ACI 318-02 tablo 7.1'den w_w değeri elde edilir.

w	.000	.001	.002	.003	.004	.005	.006	.007	.008	.009
0.00	0	.0010	.0020	.0030	.0040	.0050	.0060	.0070	.0080	.0090
0.01	.0099	.0109	.0119	.0129	.0139	.0149	.0159	.0168	.0178	.0188
0.02	.0197	.0207	.0217	.0226	.0236	.0246	.0256	.0266	.0275	.0285
0.03	.0295	.0304	.0314	.0324	.0333	.0343	.0352	.0362	.0372	.0381
0.04	.0391	.0400	.0410	.0420	.0429	.0438	.0448	.0457	.0467	.0476
0.05	.0485	.0495	.0504	.0513	.0523	.0532	.0541	.0551	.0560	.0569
0.06	.0579	.0588	.0597	.0607	.0616	.0626	.0634	.0643	.0653	.0662
0.07	.0671	.0680	.0689	.0699	.0708	.0717	.0726	.0735	.0744	.0753
0.08	.0762	.0771	.0780	.0789	.0798	.0807	.0816	.0825	.0834	.0843
0.09	.0852	.0861	.0870	.0879	.0888	.0897	.0906	.0915	.0923	.0932
0.10	.0941	.0950	.0959	.0967	.0976	.0985	.0994	.1002	.1001	.1020
0.11	.1029	.1037	.1046	.1055	.1063	.1072	.1081	.1089	.1098	.1106
0.12	.1115	.1124	.1133	.1141	.1149	.1158	.1166	.1175	.1183	.1192
0.13	.1200	.1209	.1217	.1226	.1234	.1243	.1251	.1259	.1268	.1276
0.14	.1284	.1293	.1301	.1309	.1318	.1326	.1334	.1342	.1351	.1359
0.15	.1367	.1375	.1384	.1392	.1400	.1408	.1416	.1425	.1433	.1441
0.16	.1449	.1457	.1465	.1473	.1481	.1489	.1497	.1506	.1514	.1522
0.17	.1529	.1537	.1545	.1553	.1561	.1569	.1577	.1585	.1593	.1601
0.18	.1609	.1617	.1624	.1632	.1640	.1648	.1656	.1664	.1671	.1679
0.19	.1687	.1695	.1703	.1710	.1718	.1726	.1733	.1741	.1749	.1756
0.20	.1764	.1772	.1779	.1787	.1794	.1802	.1810	.1817	.1825	.1832
0.21	.1840	.1847	.1855	.1862	.1870	.1877	.1885	.1892	.1900	.1907
0.22	.1914	.1922	.1929	.1937	.1944	.1951	.1959	.1966	.1973	.1981
0.23	.1988	.1995	.2002	.2010	.2017	.2024	.2031	.2039	.2046	.2053
0.24	.2060	.2067	.2075	.2082	.2089	.2096	.2103	.2110	.2117	.2124
0.25	.2131	.2138	.2145	.2152	.2159	.2166	.2173	.2180	.2187	.2194
0.26	.2201	.2208	.2215	.2222	.2229	.2236	.2243	.2249	.2256	.2263
0.27	.2270	.2277	.2284	.2290	.2297	.2304	.2311	.2317	.2324	.2331
0.28	.2337	.2344	.2351	.2357	.2364	.2371	.2377	.2384	.2391	.2397
0.29	.2404	.2410	.2417	.2423	.2430	.2437	.2443	.2450	.2456	.2463
0.30	.2469	.2475	.2482	.2488	.2495	.2501	.2508	.2514	.2520	.2527

Şekil 3.17 ACI 318–02 tablo 7.1 w katsayıları, (PCA, 2002)

$$A_{sw} = \frac{w_w f_c' b_w d}{f_y} \text{ hesaplanır.}$$

Toplam donatı alanı belirlenir:

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

Çekme donatısı akması kontrol edilir; $\phi = 0,9$ için

$$c = \frac{a_w}{\beta_1}$$

Eğer $c/d_t \leq 0,375 \Rightarrow$ çekme donatısı akıyor kabulü doğru, $c/d_t > 0,375 \Rightarrow$ basınç donatısı eklemek gerekiyor.

Kesitin seçilen donatılara göre moment kapasitesi hesaplanır:

$$\phi M_n = \phi \left[(A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a_w}{2} \right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \geq M_u$$

$$A_{sf} = \frac{0,85 f_c' (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$a_w = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0,85 f_c' b_w}$$

Buna göre açıklıkta:

$$M_u = 18,50 \text{ kNm}$$

$a \leq h_f$ kabulü ve $\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$\phi M_n = 0,9 (0,85 f_c' b_e h_f (d - 0,5 h_f))$$

$$\phi M_n = 0,9 (0,85 \cdot 25 \cdot 667 \cdot 120 (460 - 60)) \cdot 10^{-6} = 612,31 \text{ kNm} > M_u = 18,50 \text{ kNm}$$

$\phi M_n > M_u \Rightarrow a \leq h_f$ kabulü doğru, Soyut Dikdörtgen Kesit Hesabı (SDKH) yapılır.

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85 f_c' b_e a = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot 420}{0,85 \cdot 25 \cdot 667} = 0,0296 A_s$$

Moment denge denkleminde:

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s f_y (d - 0,5 a)$$

$$18,50 \cdot 10^6 = 0,9 \cdot A_s \cdot 420 (460 - 0,5 \cdot 0,0296 A_s)$$

$$A_s = 107 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 107 \text{ mm}^2 < A_{smin} = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 379,5 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$A_{sseçilen} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250 \cdot 460} = 0,00402$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00402 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 36,525 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36,525}{0,85} = 42,971 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 42,971}{42,971} = 0,0291$$

$$\varepsilon_t = 0,0291 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{36,525}{2} \right) = 77,143 \text{ kNm}$$

$$M_u = 18,50 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,143 \text{ kNm}$$

Düzeltilmiş Momentlere göre hesap:

Kolon yüzünde:

$$M_u' = -55,33 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{55,33 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,162 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,162}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00285$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00285 < \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = A_{\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 250 \cdot 460 = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sgerekli}} = 379,5 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462\text{mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250 \cdot 460} = 0,00402$$

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85f'_c b_w a = A_s f_y$$

$$0,85f'_c b_w a = \rho b_w d f_y$$

$$a = \frac{\rho d f_y}{0,85 f'_c} = \frac{0,00402 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 36,525\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36,525}{0,85} = 42,971\text{mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460-42,971}{42,971} = 0,0291$$

$$\varepsilon_t = 0,0291 > 0,005 \Rightarrow \varphi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\varphi M_n = \varphi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{36,525}{2} \right) = 77,143\text{kNm}$$

$$M_u = 69,157\text{kNm} < \varphi M_n = 77,143\text{kNm}$$

Perde yüzünde:

$$M_u = -88,53\text{kNm}$$

$\varphi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{88,53 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,859\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,859}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00464$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00464 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00464 \cdot 250 \cdot 460 = 534 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 534 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 16 + 1\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 556 \text{ mm}^2 (2\phi 16 + 1\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{556}{250 \cdot 460} = 0,00483$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00483 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 43,957 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{43,957}{0,85} = 51,714 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460-51,714}{51,714} = 0,0237$$

$$\varepsilon_t = 0,0237 > 0,005 \Rightarrow \varphi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\varphi M_n = \varphi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 556 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{43,957}{2} \right) = 92,06 \text{ kNm}$$

$$M_u = 88,53 \text{ kNm} < \varphi M_n = 92,06 \text{ kNm}$$

Açıklık momenti:

$$M_u' = 18,50 + \left(\frac{13,83 + 19,56}{2} \right) = 35,20 \text{ kNm}$$

$a \leq h_f$ kabulü ve $\varphi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$\varphi M_n = 0,9 (0,85 f_c' b_e h_f (d - 0,5 h_f))$$

$$\varphi M_n = 0,9 (0,85 \cdot 25 \cdot 667 \cdot 120 (460 - 60)) \cdot 10^{-6} = 612,31 \text{ kNm} > M_u = 35,20 \text{ kNm}$$

$\varphi M_n > M_u \Rightarrow a \leq h_f$ kabulü doğru, Soyut Dikdörtgen Kesit Hesabı (SDKH) yapılır.

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85 f_c' b_e a = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot 420}{0,85 \cdot 25 \cdot 667} = 0,0296 A_s$$

Moment denge denkleminden:

$$M_u = \phi M_n = \phi A_s f_y (d - 0,5a)$$

$$35,20 \cdot 10^6 = 0,9 \cdot A_s \cdot 420 (460 - 0,5 \cdot 0,0296 A_s)$$

$$A_s = 204 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 204 \text{ mm}^2 < A_{s\min} = 379,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 379,5 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250 \cdot 460} = 0,00402$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00402 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 36,525 \text{ mm}$$

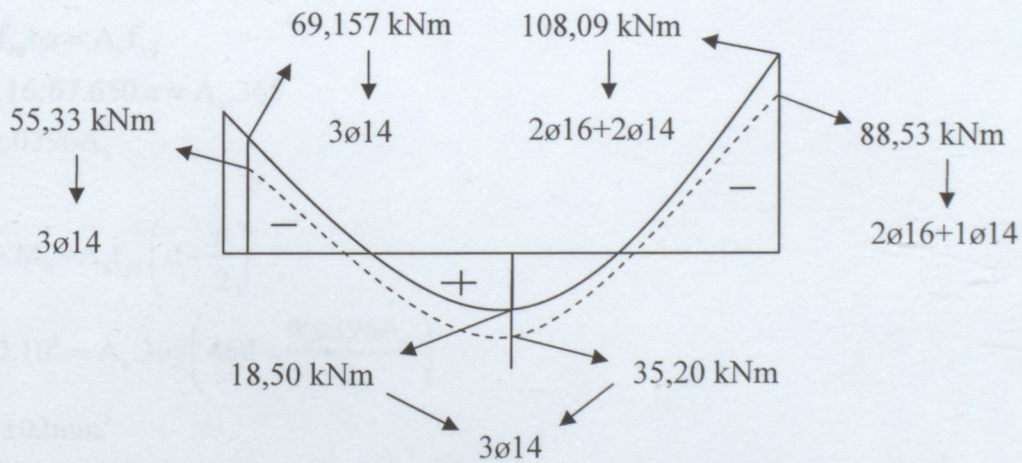
$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36,525}{0,85} = 42,971 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 42,971}{42,971} = 0,0291$$

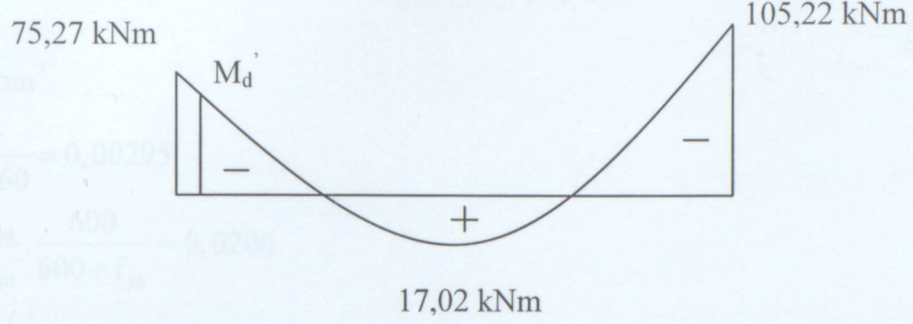
$$\varepsilon_t = 0,0291 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{36,525}{2} \right) = 77,143 \text{ kNm}$$

$$M_u = 35,20 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,143 \text{ kNm}$$



Şekil 3.18 1.2D+1L+1E(x) yüklemesine göre bulunan momentlerin ACI 318-02'ye göre yeniden dağılımı ve donatılar



Şekil 3.19 Yapısal çözümlemede G+Q+E(x) yüklemesi için (TS 500–2000) bulunan eğilme momentleri (YTXKA04 kirişi)

TS 500-2000'e göre:

Açıklık ortasında:

$$M_d = 17,02 \text{ kNm}$$

$a \leq h_f$ kabulü yapılır. Buna göre;

$$M_y = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot 16,67 \cdot 650 \cdot 120 (460 - 60)$$

$$M_y = 442,1 \text{ kNm} > M_d$$

Soyut Dikdörtgen Kesit Hesabı (SDKH) yapılır $\Rightarrow a \leq h_f$

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85 f_{cd} b a = A_s f_{yd}$$

$$0,85 \cdot 16,67 \cdot 650 \cdot a = A_s \cdot 365$$

$$a = 0,0396 A_s$$

$$M_d = M_u = A_s f_{yd} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$17,02 \cdot 10^6 = A_s \cdot 365 \left(460 - \frac{0,0396 A_s}{2} \right)$$

$$A_s = 102 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,00263$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} b_w d = 303 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s\min}$$

$$A_{sgerekli} = A_{smin} = 303\text{mm}^2 \Rightarrow 3\phi 12 \text{ (2 } \phi 12 \text{ düz + 1 } \phi 12 \text{ pliye)}$$

$$A_{sseçilen} = 339\text{mm}^2$$

$$\rho_{seçilen} = \frac{339}{250.460} = 0,00295$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0,0206$$

$$\rho = 0,00295 < 0,85\rho_b = 0,0175 \Rightarrow \text{Donatı yüzdesi uygun}$$

Kolon yüzünde:

$$M_d' = -75,27 - \left(\frac{-46,91 \cdot 0,4}{3} \right) = -69,02\text{kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{6902} = 7,664$$

Boyutlandırmada donatının sınırlandırılması için sehim denetimi gerektirmeyen donatı yüzdesi, $\rho_1 = 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ değeri kullanılmıştır (Park ve Paulay, 1975). Bu değere göre K_1 sınır değeri, $K_1 = 2,91$ kullanılmıştır.

$$K = 7,664 > K_1 = 2,91 \Rightarrow \text{Basınç donatısı gerekmez.}$$

$$k_s = 0,0288 \Rightarrow$$

Ek1-Çizelge 5.10

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0288 \frac{6902}{46} = 432\text{mm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 432\text{mm}^2 > A_{smin} = 303\text{mm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 432\text{mm}^2$$

$$A_{smevcut} = 1\phi 12\text{plye} = 113\text{mm}^2$$

$$A_{sek} = 319\text{mm}^2 \Rightarrow 3\phi 12$$

$$A_{sseçilen} = 4\phi 12 \Rightarrow 452\text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{452}{250.460} = 0,00393 > \rho_{min} = 0,00263$$

$$\rho = 0,00393 < 0,85\rho_b = 0,0175 \Rightarrow$$

Donatı yüzdesi uygundur.

$$\rho_b = 0,0206; 0,4\rho_b = 0,00824$$

$\rho = 0,00393 < 0,4\rho_b = 0,00824 \Rightarrow$ Denklem 3.2'ye göre **%15** moment yeniden dağılımı'na izin verilebilir.

$$\Delta M = -69,02 - 0,15 = -10,35 \text{ kNm}$$

$$M' = -69,02 - (-10,35) = -58,67 \text{ kNm}$$

Perde yüzünde:

$$M_d = -105,22 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{10522} = 5,028$$

$$K = 5,028 > K_1 = 2,91 \Rightarrow \text{Basınç donatısı gerekmez.}$$

$$k_s = 0,0296 \Rightarrow$$

Ek 1-Çizelge 5.10

$$A_s = 0,0296 \frac{10522}{46} = 677 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 677 \text{ mm}^2 > A_{s\text{min}} = 303 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 677 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{mevcut}} = 1\phi 12 \text{ pilye} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{sek}} = 564 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 4\phi 14 + 1\phi 12 \Rightarrow 729 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{729}{250 \cdot 460} = 0,00634 > \rho_{\text{min}} = 0,00263$$

$$\rho = 0,00634 < 0,85\rho_b = 0,0175 \Rightarrow$$

Donatı yüzdesi uygun.

$$\rho_b = 0,0206; 0,4\rho_b = 0,00824$$

$\rho = 0,00634 < 0,4\rho_b = 0,00824 \Rightarrow$ Denklem 3.2'ye göre **%15** moment yeniden dağılımına izin verilebilir.

$$\Delta M = -105,22 - 0,15 = -15,78 \text{ kNm}$$

$$M' = -105,22 - (-15,78) = -89,44 \text{ kNm}$$

Düzeltilmiş momentlere göre hesap:

Açıklıkta:

$$M_d = 17,02 + \frac{(10,35 + 15,78)}{2} = 30,09 \text{ kNm}$$

$a \leq h_f$ kabulü yapılır. Buna göre;

$$M_y = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot 16,67 \cdot 650 \cdot 120 (460 - 60)$$

$$M_y = 442,1 \text{ kNm} > M_d$$

Soyut Dikdörtgen Kesit Hesabı (SDKH) yapılır $\Rightarrow a \leq h_f$

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85 f_{cd} b a = A_s f_{yd}$$

$$0,85 \cdot 16,67 \cdot 650 \cdot a = A_s \cdot 365$$

$$a = 0,0396 A_s$$

$$M_d = A_s f_{yd} \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$30,09 \cdot 10^6 = A_s \cdot 365 \left(460 - \frac{0,0396 A_s}{2} \right)$$

$$A_s = 181 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,00263$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} b_w d = 303 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s\min}$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 303 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 12 \text{ (2}\phi 12 \text{ düz + 1}\phi 12 \text{ pilye)}$$

$$A_{\text{seçilen}} = 339 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{339}{250.460} = 0,00295$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho = 0,00295 < 0,85\rho_b = 0,0175 \Rightarrow$$

Donatı yüzdesi uygun

Kolon yüzünde:

$$M_d = -58,67 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25.46^2}{5867} = 9,017$$

$$K = 9,017 > K_1 = 2,91 \Rightarrow \text{Basınç donatısı gerekmez.}$$

$$k_s = 0,0286 \Rightarrow$$

Ek 1 – Çizelge 5.10

$$A_s = 0,0286 \frac{5867}{46} = 365 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 365 \text{ mm}^2 > A_{\text{smin}} = 303 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sgerekli}} = 365 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{smevcut}} = 1\phi 12 \text{ pilye} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sek}} = 252 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14$$

$$A_{\text{seçilen}} = 2\phi 14 + 1\phi 12 \Rightarrow 421 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{421}{250.460} = 0,00366$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho = 0,00366 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

Perde yüzünde:

$$M_d = -89,44 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25.46^2}{8944} = 5,915$$

$$K = 5,915 > K_l = 2,91 \Rightarrow$$

Basınç donatısı gerekmez.

$$k_s = 0,0292 \Rightarrow$$

Ek 1 – Çizelge 5.10

$$A_s = 0,0292 \frac{8944}{46} = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 568 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 303 \text{ mm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 568 \text{ mm}^2$$

$$A_{smevcut} = 1\phi 12 \text{ pilye} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{sek} = 455 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

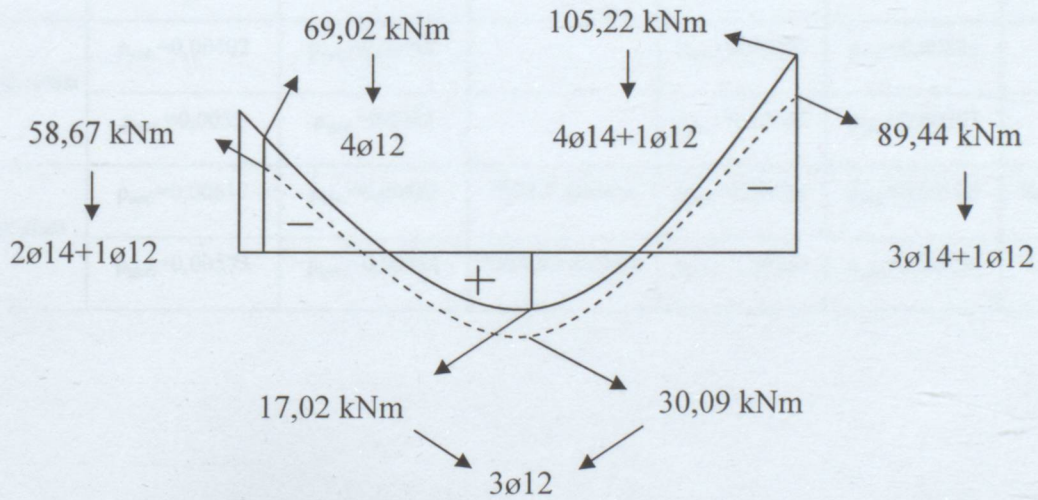
$$A_{sseçilen} = 3\phi 14 + 1\phi 12 \Rightarrow 575 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{575}{250.460} = 0,00500$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho = 0,00500 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun



Şekil 3.20 Yapıda G +Q+E(x) yüklemesinden bulunan momentlerin TS 500–2000 ‘e göre yeniden dağılımı ve donatılar

Çizelge 3.3 7 katlı yapıda yeniden dağılım öncesi ve sonrası ACI 318–02’ye göre ve TS500–2000’e göre en elverişsiz momentler ve donatılar

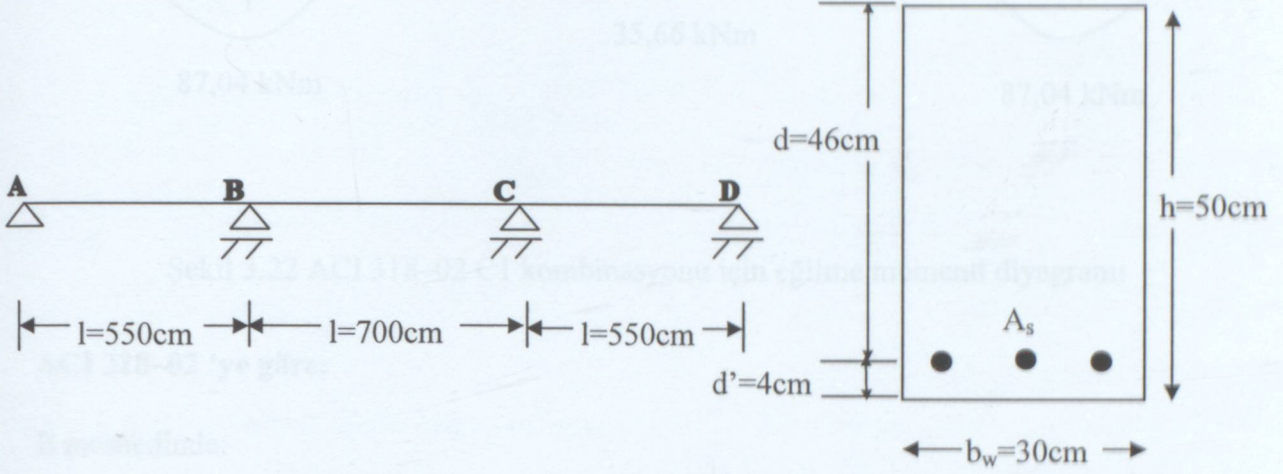
ACI 318–02						TS 500–2000					
Yeniden Dağılım öncesi moment ve donatılar (Moment Birim kNm)			Yeniden Dağılım sonrası moment ve donatılar (Moment Birim kNm)			Yeniden Dağılım öncesi moment ve donatılar (Moment Birim kNm)			Yeniden Dağılım sonrası moment ve donatılar (Moment Birim kNm)		
Kolon Yüzü	Açıklık Ortası	Perde	Kolon Yüzü	Açıklık Ortası	Perde	Kolon Yüzü	Açıklık Ortası	Perde	Kolon Yüzü	Açıklık Ortası	Perde
-69,157 3ø14	18,50 3ø14	-108,09 2ø16+2ø14	-55,33 3ø14	35,20 3ø14	-88,53 2ø16+1ø14	-69,02 4ø12	17,02 3ø12	-105,22 4ø14+1ø12	-58,67 2ø14+1ø12	30,09 3ø12	-89,44 3ø14+1ø12

Çizelge 3.4 Yapıda ACI 318–02 ve TS 500–2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler

	ACI 318–02			TS 500–2000		
	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim
Kolon yüzü	$\rho_{seç.}=0,00402$	$\rho_{seç.}=0,00402$	-	$\rho_{seç.}=0,00393$	$\rho_{seç.}=0,00366$	%6,87 azalma
	$\rho_{ger.}=0,00359$	$\rho_{ger.}=0,0033$	%8,08 azalma	$\rho_{ger.}=0,00376$	$\rho_{ger.}=0,00317$	%15,69 azalma
Açıklık ortası	$\rho_{seç.}=0,00402$	$\rho_{seç.}=0,00402$	-	$\rho_{seç.}=0,00295$	$\rho_{seç.}=0,00295$	-
	$\rho_{ger.}=0,0033$	$\rho_{ger.}=0,0033$	-	$\rho_{ger.}=0,00263$	$\rho_{ger.}=0,00263$	-
Perde yüzü	$\rho_{seç.}=0,00617$	$\rho_{seç.}=0,00483$	%21,7 azalma	$\rho_{seç.}=0,00634$	$\rho_{seç.}=0,00500$	%21,14 azalma
	$\rho_{ger.}=0,00573$	$\rho_{ger.}=0,00464$	%19,02 azalma	$\rho_{ger.}=0,00589$	$\rho_{ger.}=0,00494$	%16,13 azalma

3.1.2 3 Açıklıklı Sürekli Betonarme Kiriş Analizi

Moment yeniden dağılımını incelemek üzere bu örnekte üç açıklıklı betonarme sürekli bir kiriş SAP 2000 yapısal analiz programı ile analiz edilmiştir. Kiriş boyutları ve enkesiti şekil 3.21’de gösterilmiştir.



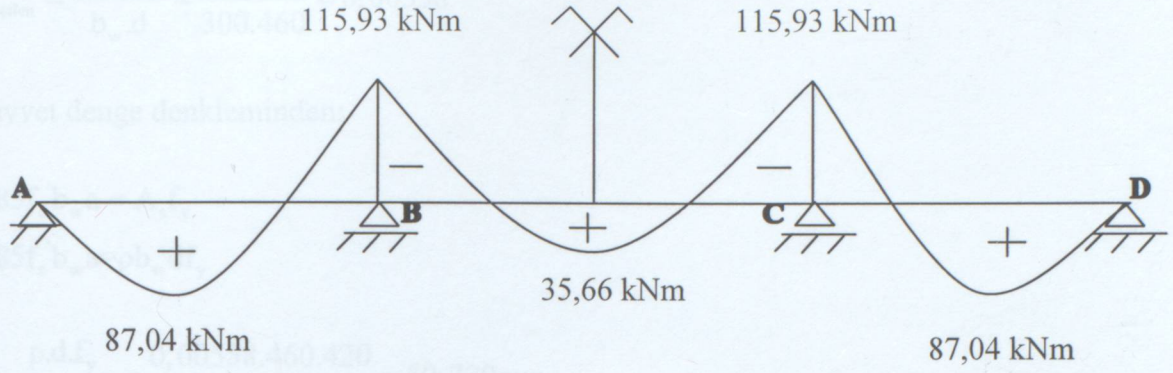
Şekil 3.21 Üç açıklıklı betonarme kiriş ve kiriş enkesiti

Kirişe etkiyen sabit yük $g = 12 \text{ kN/m}$ ve hareketli yük $q = 7 \text{ kN/m}$ 'dir. Kullanılan malzemeler C25/S420'dir. Düşey yükler için elverişsiz yüklemeler öngörülmüş böylece en kritik kesit zorlamalarının bulunması amaçlanmıştır. Elverişsiz yüklemeler için kullanılan yük kombinasyonları aşağıda Çizelge 3.5'te verilmektedir.

Çizelge 3.5 ACI 318–02 ve TS 500–2000 yükleme kombinasyonları

Kombinasyon	ACI 318–02			TS 500–2000		
	1.Açıklık	2.Açıklık	3.Açıklık	1.Açıklık	2.Açıklık	3.Açıklık
C1	1.2D+1.6L	D	1.2D+1.6L	1.4G+1.6Q	G	1.4G+1.6Q
C2	D	1.2D+1.6L	D	G	1.4G+1.6Q	G
C3	1.2D+1.6L	1.2D+1.6L	D	1.4G+1.6Q	1.4G+1.6Q	G

Sözkonusu kombinasyonlar için ayrı ayrı ACI 318–02 ve TS 500–2000 standartlarına göre moment yeniden dağılımları ve donatılar belirlenecektir.



Şekil 3.22 ACI 318-02 C1 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı

ACI 318-02 'ye göre:

B mesnedinde:

$$M_u = -115,93 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{115,93 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 2,029 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,029}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00509$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00509 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00509 \cdot 300 \cdot 460 = 702 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 702 \text{ mm}^2 \Rightarrow 5\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 770 \text{ mm}^2 (5\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{770}{300 \cdot 460} = 0,00558$$

Kuvvet denge denkleminde:

$$0,85f_c' b_w a = A_s f_y$$

$$0,85f_c' b_w a = \rho b_w d f_y$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00558 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 50,729 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{50,729}{0,85} = 59,682 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 59,682}{59,682} = 0,0201$$

$$\varepsilon_t = 0,0201 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

Moment denge denkleminde:

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 770 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{50,729}{2} \right) = 126,50 \text{ kNm}$$

$$M_u = 115,93 \text{ kNm} < \phi M_n = 126,50 \text{ kNm}$$

$$M_n = 140,56 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_n}{f_c' b d^2} = 0,0886 \Rightarrow \text{Şekil 3.7'ye göre moment yeniden dağılım yüzdesi \%20 olur.}$$

$$\Delta M = -115,93 \cdot 0,20 = -23,19 \text{ kNm}$$

$$M' = -115,93 - (-23,19) = -92,74 \text{ kNm}$$

A - B arası açıklıkta:

$$M_u = 87,04 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ kabulü yapılır.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{87,04 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 1,523 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,523}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00377$$

$$\rho = 0,00377 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00377 \cdot 300 \cdot 460 = 520 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 520 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 2\phi 12$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 534 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 2\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{534}{300 \cdot 460} = 0,00387$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00387 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 35,181 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{35,181}{0,85} = 41,39 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 41,39}{41,39} = 0,0303$$

$$\varepsilon_t = 0,0303 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 534 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{35,181}{2} \right) = 89,30 \text{ kNm}$$

$$M_u = 87,04 \text{ kNm} < \phi M_n = 89,30 \text{ kNm}$$

B – C arası açıklıkta:

$$M_u = 35,66 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{35,66 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 0,624 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,624}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00151$$

$$\rho = 0,00151 < \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho_{\text{gerekli}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 300 \cdot 460 = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 455,4 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{300 \cdot 460} = 0,00335$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00335 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 30,438 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{30,438}{0,85} = 35,809 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 35,809}{35,809} = 0,0355$$

$$\varepsilon_t = 0,0355 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{30,438}{2} \right) = 77,68 \text{ kNm}$$

$$M_u = 35,66 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,68 \text{ kNm}$$

Sistem, yükleme ve yüklemeye bağlı eğilme momenti diyagramı simetrik olduğundan C mesnedindeki moment yeniden dağılımı B mesnedindeki oranda, C-D arası açıklıkta moment yeniden dağılımı ise A-B arası açıklığındaki oranda olacaktır.

Düzeltilmiş Momentler için Hesap:

B mesnedinde:

$$M_u = -92,74 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ kabulü yapılır.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{92,74 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 1,623 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,623}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00403$$

$$\rho = 0,00403 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00403 \cdot 300 \cdot 460 = 555,5 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 555,5 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 616 \text{ mm}^2 (4\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{616}{300 \cdot 460} = 0,00446$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,00446 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 40,584 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{40,584}{0,85} = 47,745 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \epsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 47,745}{47,745} = 0,0259$$

$$\epsilon_t = 0,0259 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 616 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{40,584}{2} \right) = 102,39 \text{ kNm}$$

$$M_u = 92,74 \text{ kNm} < \phi M_n = 102,39 \text{ kNm}$$

A – B arası açıklıkta düzeltilmiş moment:

$$M_u' = 87,04 + \left(\frac{0 + 23,19}{2} \right) = 98,64 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u'}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{98,64 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 1,727 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,727}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00429$$

$$\rho = 0,00429 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00429 \cdot 300 \cdot 460 = 592,4 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 592,4 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 14$$

$$A_{s\text{ seçilen}} = 616 \text{ mm}^2 (4\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{ seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{616}{300 \cdot 460} = 0,00446$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00446 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 40,584 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{40,584}{0,85} = 47,745 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 47,745}{47,745} = 0,0259$$

$$\varepsilon_t = 0,0259 > 0,005 \Rightarrow \varphi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\varphi M_n = \varphi \cdot A_{s\text{ seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 616 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{40,584}{2} \right) = 102,39 \text{ kNm}$$

$$M_u = 98,64 \text{ kNm} < \varphi M_n = 102,39 \text{ kNm}$$

B – C arası açıklıkta düzeltilmiş moment:

$$M_u' = 35,66 + \left(\frac{23,19 + 23,19}{2} \right) = 58,85 \text{ kNm}$$

$\varphi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi \cdot b \cdot d^2} = \frac{58,85 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 300 \cdot 460^2} = 1,030 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,030}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00252$$

$$\rho = 0,00252 < \rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho_{\text{gerekli}} = \rho_{\min} = 0,0033$$

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \cdot 300 \cdot 460 = 455,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{ gerekli}} = 455,4 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{300 \cdot 460} = 0,00335$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{0,00335 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 30,438 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{30,438}{0,85} = 35,809 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 35,809}{35,809} = 0,0355$$

$$\varepsilon_t = 0,0355 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{30,438}{2} \right) = 77,68 \text{ kNm}$$

$$M_u = 58,85 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,68 \text{ kNm}$$

Simetriden C mesnedeinde:

$$M_u = -92,74 \text{ kNm}$$

$$A_{\text{sgerçekli}} = 555,5 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 14$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 616 \text{ mm}^2 (4\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{616}{300 \cdot 460} = 0,00446$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 616 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{40,584}{2} \right) = 102,39 \text{ kNm}$$

$$M_u = 92,74 \text{ kNm} < \phi M_n = 102,39 \text{ kNm}$$

C - D arası açıklıkta:

$$M_u = 87,04 + \left(\frac{0 + 23,19}{2} \right) = 98,64 \text{ kNm}$$

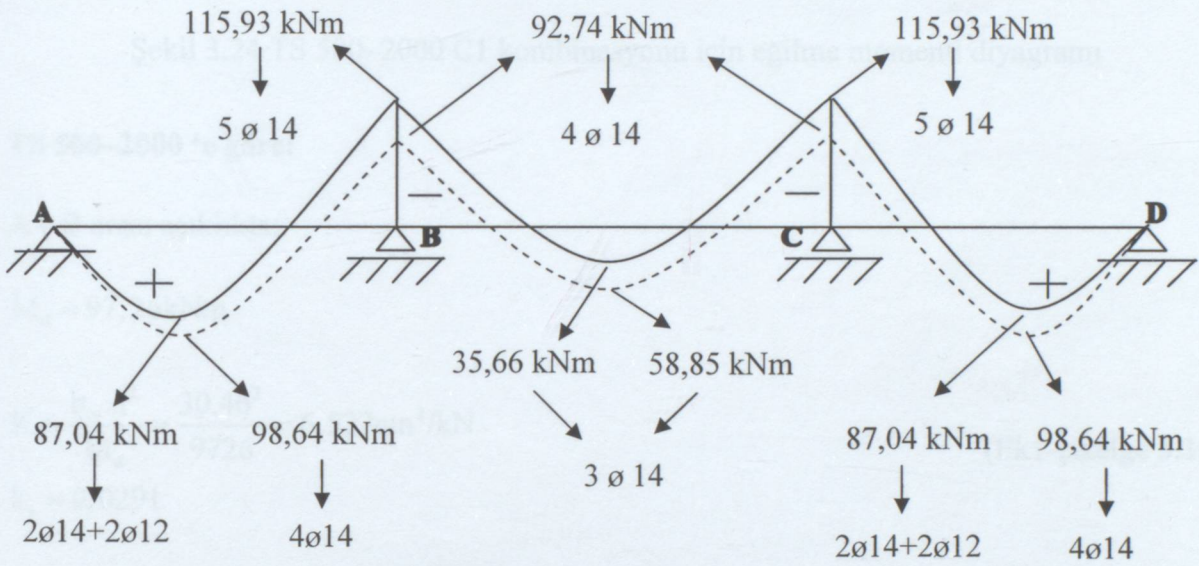
$$A_{\text{sgerekli}} = 592,4 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\phi 14$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 616 \text{ mm}^2 (4\phi 14)$$

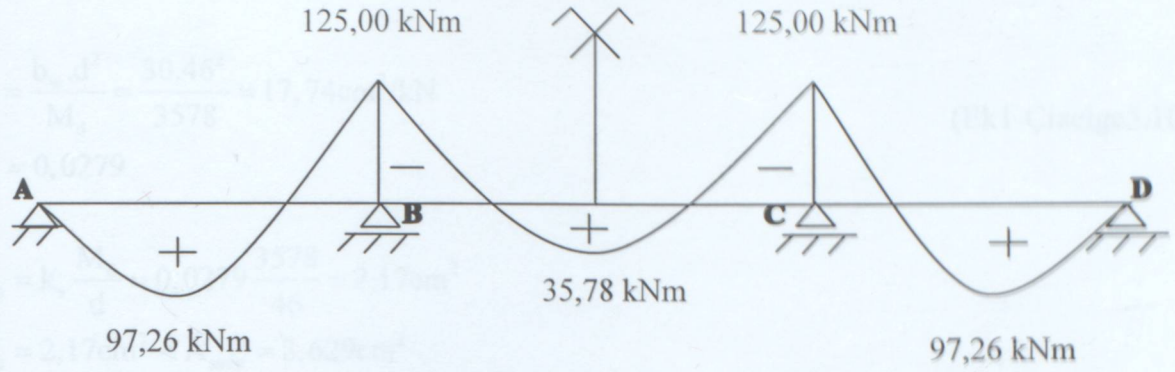
$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{616}{300 \cdot 460} = 0,00446$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 616 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{40,584}{2} \right) = 102,39 \text{ kNm}$$

$$M_u = 98,64 \text{ kNm} < \phi M_n = 102,39 \text{ kNm}$$



Şekil 3.23 Sistemde C1 kombinasyonu için ACI 318-02'ye göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası moment diyagramları ve donatılar



Şekil 3.24 TS 500–2000 C1 kombinasyonu için eğilme momenti diyagramı

TS 500–2000 ‘e göre:

A – B arası açıklıkta:

$$M_d = 97,26 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30,46^2}{9726} = 6,527 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0291$$

$$K = 6,527 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0291 \frac{9726}{46} = 6,153 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,153 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,00263 \cdot 30,46 = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 615,3 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14 \text{ düz} + 1\phi 14 \text{ pilye}$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 616 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{616}{300,460} = 0,00446 > \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_y} = 0,8 \frac{1,2}{365} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{600}{600 + f_{yd}} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{16,7}{365} \cdot \frac{600}{600 + 365} = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00446 < 0,85 \rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B – C arası açıklıkta:

$$M_d = 35,78 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30.46^2}{3578} = 17,74 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0279$$

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0279 \frac{3578}{46} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,17 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{sgerekli} = A_{smin} = 362,9 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 12 \text{ düz} + 1\phi 12 \text{ pilye}$$

$$A_{sseçilen} = 452 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{seçilen} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{452}{300.460} = 0,00328 > \rho_{min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_y} = 0,8 \frac{1,2}{365} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{seçilen} = 0,00328 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

 $\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B mesnedinde:

$$M_d = -125,00 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30.46^2}{12500} = 5,078 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0296$$

$$K = 5,078 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

 $\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0296 \frac{12500}{46} = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 804 \text{ mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$1\phi 12 \text{ pilye} = 113 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$575 \text{ mm}^2$$

804 mm² > 575 mm² olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek donatı

$$2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı

$$883 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{seçilen}} = 883 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{883}{300 \cdot 460} = 0,00640 > \rho_{\text{min}} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,0206; 0,4\rho_b = 0,00823$$

$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00640 < 0,4\rho_b = 0,00823 \Rightarrow$ Denklem 3.2'ye göre **%15** moment yeniden dağılımına izin verilebilir.

$$\Delta M = -125,0 - 0,15 = -18,75 \text{ kNm}$$

$$M' = -125,0 - (-18,75) = -106,25 \text{ kNm}$$

Sistem, yükleme ve yüklemeye bağlı eğilme momenti diyagramı simetrik olduğundan C mesnedindeki moment yeniden dağılımı B mesnedindeki oranda, C-D arası açıklığındaki moment yeniden dağılımı ise A-B arası açıklığındaki oranda olacaktır.

Düzeltilmiş Momentler için hesap:

A - B arası açıklıkta:

$$M_d' = 97,26 + \left(\frac{0 + 18,75}{2} \right) = 106,64 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30 \cdot 46^2}{10664} = 5,953 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0292$$

$$K = 5,953 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0292 \frac{10664}{46} = 6,769 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,769 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 676,9 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 16 \text{ düz} + 1\phi 14 \text{ pilye}$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 757 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{757}{300 \cdot 460} = 0,00549 > \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_y} = 0,8 \frac{1,2}{365} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00549 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B – C arası açıklıkta:

$$M_d' = 35,78 + \left(\frac{18,75 + 18,75}{2} \right) = 54,53 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30 \cdot 46^2}{5453} = 11,641 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$$k_s = 0,0282$$

(Ek1-Çizelge5.10)

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0282 \frac{5453}{46} = 3,343 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,343 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = A_{s\min} = 362,9 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 12 \text{ düz} + 1\phi 12 \text{ pilye}$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 452 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{452}{300 \cdot 460} = 0,00328 > \rho_{\min} = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_y} = 0,8 \frac{1,2}{365} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00328 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B ve C mesnetlerinde (simetriden):

$$M_d = -106,25 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{30.46^2}{10625} = 5,975 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0292$$

$$K = 5,975 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

 $\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0292 \frac{10625}{46} = 6,745 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,745 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 3,629 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 674,5 \text{ mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$1\phi 12 \text{ pilye} = 113 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$575 \text{ mm}^2$$

$674,5 \text{ mm}^2 > 575 \text{ mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek Donatı

$$1\phi 12 = 113 \text{ mm}^2$$

Toplam Donatı alanı

$$688 \text{ mm}^2$$

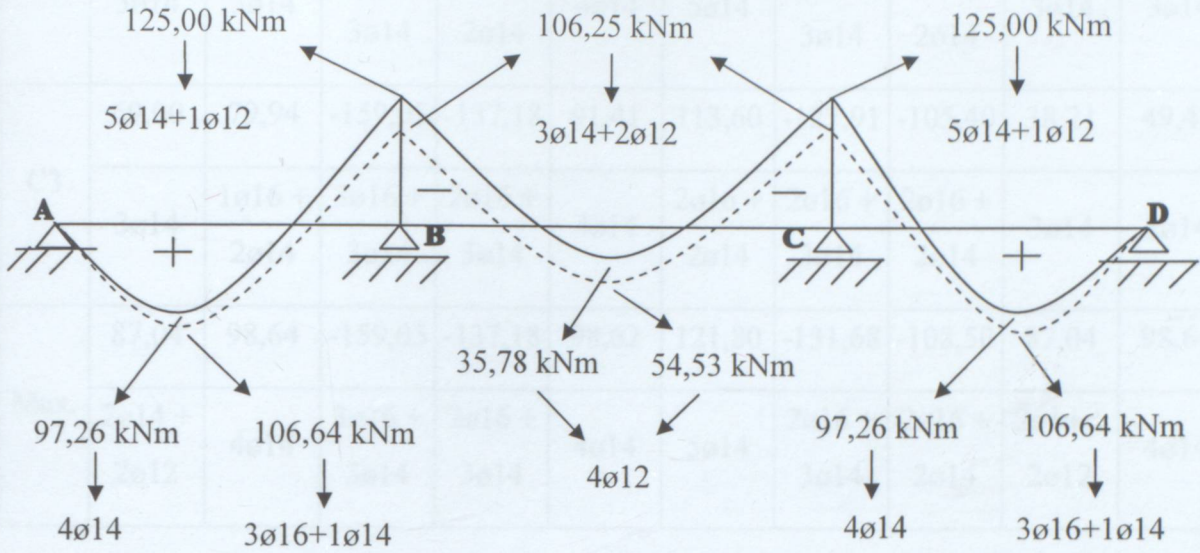
$$A_{s\text{seçilen}} = 688 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{688}{300.460} = 0,00499 > \rho_{\min} = 0,00263$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00499 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

 $\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun



Şekil 3.25 Sistemde C1 kombinasyonu için TS 500-2000'e göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası moment diyagramları ve donatılar

Çizelge 3.5'te gösterilen diğer yükleme kombinasyonları için de benzer işlemler tekrarlanmış, C1, C2 ve C3 kombinasyonlarının her iki yapı standardına göre, moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası yapıda en elverişsiz momentleri oluşturduğu saptanmıştır. Bu kombinasyonlar için ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar çizelge 3.6'da ve çizelge 3.7'de ayrı ayrı gösterilmiş, donatı yüzdesi değişimleri çizelge 3.8'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.6 C1, C2, C3 yükleme kombinasyonları için ACI 318-02'ye göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)

	A-B arası		B		B-C arası		C		C-D arası	
	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'
C1	87,04	98,64	-115,93	-92,74	35,66	58,85	-115,93	-92,74	87,04	98,64
	2ø14 + 2ø12	4ø14	5ø14	4ø14	3ø14	3ø14	5ø14	4ø14	2ø14 + 2ø12	4ø14
C2	35,14	46,73	-131,68	-108,50	98,62	121,80	-131,68	-108,50	35,14	46,73

	3ø14	3ø14	2ø16 + 3ø14	2ø16 + 2ø14	4ø14	5ø14	2ø16 + 3ø14	2ø16 + 2ø14	3ø14	3ø14
C3	69,00	79,94	-159,05	-137,18	91,41	113,60	-127,91	-105,40	38,21	49,47
	3ø14	1ø16 + 2ø14	3ø16 + 3ø14	2ø16 + 3ø14	4ø14	2ø16 + 2ø14	2ø16 + 3ø14	2ø16 + 2ø14	3ø14	3ø14
Max.	87,04	98,64	-159,05	-137,18	98,62	121,80	-131,68	-108,50	87,04	98,64
	2ø14 + 2ø12	4ø14	3ø16 + 3ø14	2ø16 + 3ø14	4ø14	5ø14	2ø16 + 3ø14	2ø16 + 2ø14	2ø14 + 2ø12	4ø14

Çizelge 3.7 C1,C2,C3 yükleme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)

	A-B arası		B		B-C arası		C		C-D arası	
	M _d	M _d '	M _d	M _d '	M _d	M _d '	M _d	M _d '	M _d	M _d '
C1	97,26	106,64	-125,00	-106,25	35,78	54,53	-125,00	-106,25	97,26	106,64
	4ø14	3ø16+ 1ø14	5ø14 + 1ø12	3ø14 + 2ø12	4ø12	4ø12	5ø14 + 1ø12	3ø14 + 2ø12	4ø14	3ø16+ 1ø14
C2	34,92	45,50	-141,08	-119,92	108,51	129,67	-141,08	-119,92	34,92	45,50
	4ø12	4ø12	2ø16+ 3ø14+1ø12	3ø14+ 3ø12	3ø16+ 1ø14	2ø16+ 3ø14	2ø16+ 3ø14+1ø12	3ø14+ 3ø12	4ø12	4ø12
C3	75,89	84,68	-175,73	-158,16	101,37	120,59	-139,10	-118,23	39,67	50,11
	2ø16+ 1ø14	2ø16+ 1ø14	4ø16 + 3ø14	3ø16 + 3ø14	2ø16+ 2ø14	2ø16+ 2ø14+1ø12	2ø16 + 3ø14+1ø12	2ø16 + 1ø14+2ø12	4ø12	4ø12
Max.	97,26	106,64	-175,73	-158,16	108,51	129,67	-141,08	-119,92	97,26	106,64
	4ø14	3ø16+ 1ø14	4ø16 + 3ø14	3ø16 + 3ø14	3ø16+ 1ø14	2ø16+ 3ø14	2ø16+ 3ø14+1ø12	3ø14+ 3ø12	4ø14	3ø16+ 1ø14

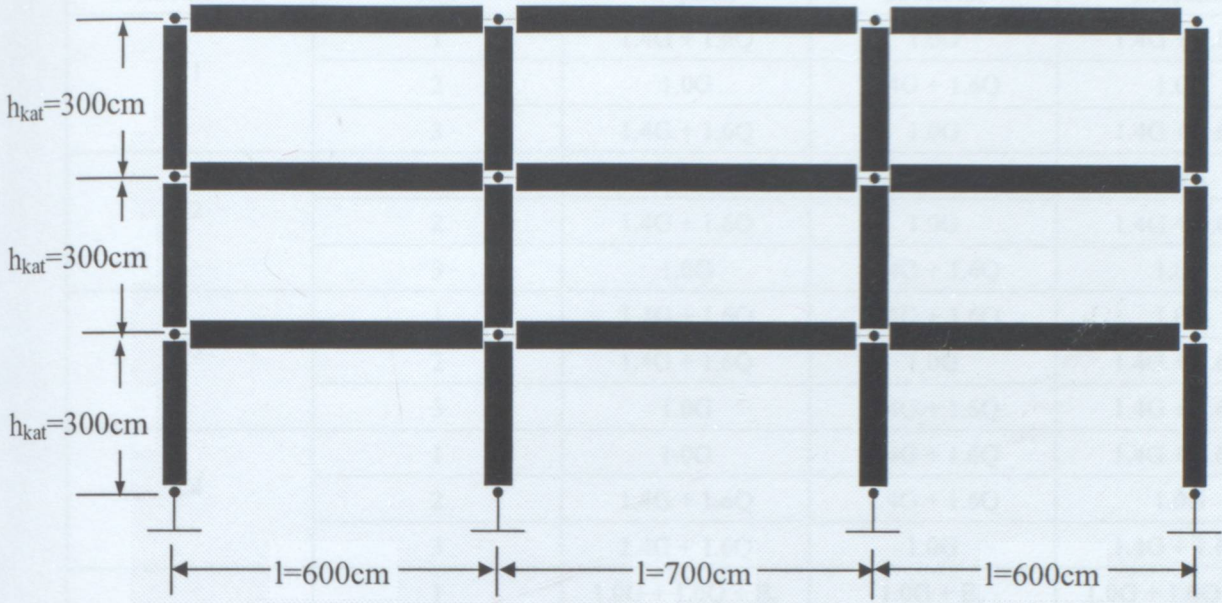
Çizelge 3.8 Yapıda ACI 318–02 ve TS 500–2000 yapı standartlarına göre yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler

	ACI 318–02			TS 500–2000		
	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim
A-B arası açıklıkta	$\rho_{\text{seç.}}=0,00387$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00446$	%15.25 artış	$\rho_{\text{seç.}}=0,00446$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00549$	%23.09 artış
	$\rho_{\text{ger.}}=0,00377$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00429$	%13.79 artış	$\rho_{\text{ger.}}=0,00446$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00491$	%10.09 artış
B mesnedinde	$\rho_{\text{seç.}}=0,00772$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00626$	%18.91 azalma	$\rho_{\text{seç.}}=0,00917$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00772$	%15.81 azalma
	$\rho_{\text{ger.}}=0,00713$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00608$	%14.73 azalma	$\rho_{\text{ger.}}=0,00850$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00755$	%11.18 azalma
B-C arası açıklıkta	$\rho_{\text{seç.}}=0,00446$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00558$	%25.11 artış	$\rho_{\text{seç.}}=0,00549$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00626$	%14.03 artış
	$\rho_{\text{ger.}}=0,00429$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00536$	%24.94 artış	$\rho_{\text{ger.}}=0,00499$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00606$	%21.44 artış
C mesnedinde	$\rho_{\text{seç.}}=0,00626$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00514$	%17.89 azalma	$\rho_{\text{seç.}}=0,00708$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00580$	%18.08 azalma
	$\rho_{\text{ger.}}=0,00582$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00474$	%18.56 azalma	$\rho_{\text{ger.}}=0,00664$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00555$	%16.42 azalma
C-D arası açıklıkta	$\rho_{\text{seç.}}=0,00387$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00446$	%15.25 artış	$\rho_{\text{seç.}}=0,00446$	$\rho_{\text{seç.}}=0,00549$	%23.09 artış
	$\rho_{\text{ger.}}=0,00377$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00429$	%13.79 artış	$\rho_{\text{ger.}}=0,00446$	$\rho_{\text{ger.}}=0,00491$	%10.09 artış

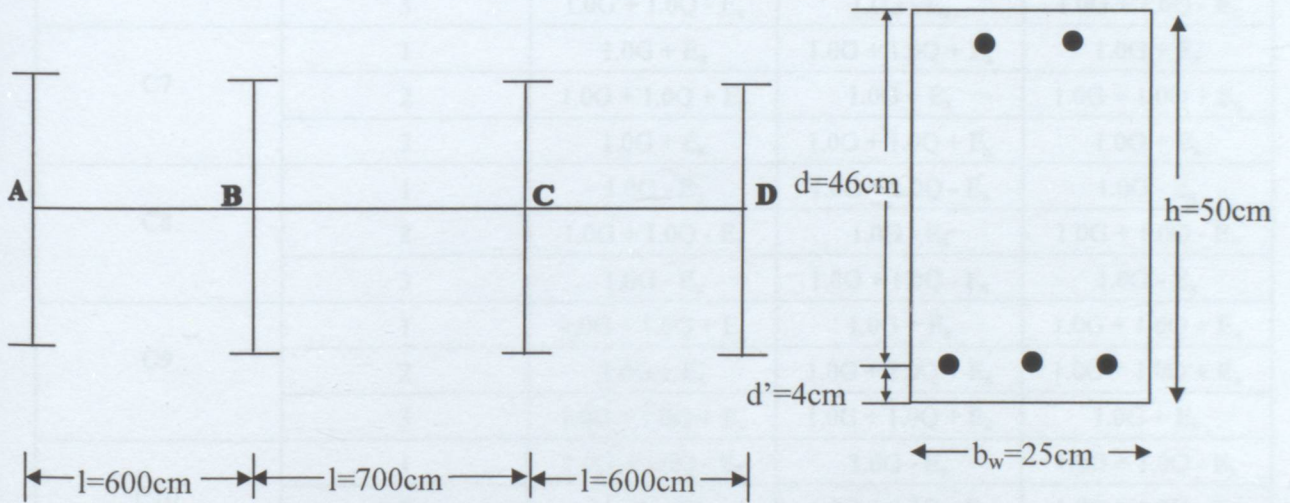
3.1.3 3 Katlı Betonarme Düzlemsel Çerçeve Örneği

Bu örnekte 3 katlı betonarme düzlemsel bir çerçeve, moment yeniden dağılımları incelenmek üzere, SAP 2000 yapısal analiz programı yardımıyla analiz edilmiştir (Şekil 3.26). Çerçevenin kiriş açıklıkları sırasıyla 600 cm, 700 cm ve 600 cm'dir. Kirişlerin kesitlerinde $b_w = 25$ cm ve $h = 50$ cm'dir. Kolon boyutları ise; dış kolonlar 40x40(cm) ve iç kolonlar 50x50(cm)'dir. Çerçeveye $g = 15$ kN/m sabit yük ve $q = 9$ kN/m hareketli yükler etkimektedir. Yapının 1.derece deprem bölgesinde olduğu varsayılmış ve buna göre etkin yer ivmesi katsayısı, $A_o=0,4$ kabul edilmiştir. Deprem yükleri eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanmış ve yatay olarak yapıya etkimektedir. Yerel zemin sınıfı Z1 seçilmiş ve $T_A=0,1$ sn ve $T_B=0,3$ sn alınmıştır. Yapıda taşıyıcı sistem davranış katsayısı; $R=8$ alınmıştır. Modellemede C25 betonu ve S420 çeliği kullanılmıştır.

Çizelge 3.9 TS 500-2000'e göre düzlemsel betonarme çerçeve yük kombinasyonları



Şekil 3.26 3 katlı düzlemsel çerçeve



Şekil 3.27 Düzlemsel çerçevede 2.katta üç açıklıklı sürekli kiriş ve kiriş enkesiti

Düşey yükler için elverişsiz yüklemeler öngörülmüş böylece en kritik kesit zorlamalarının bulunması amaçlanmıştır. TS 500-2000 ve ACI 318-02 standartlarına uygun olarak elverişsiz yüklemeler için kullanılan yükleme kombinasyonları aşağıda Çizelge 3.9'da ve Çizelge 3.10'da verilmektedir.

Çizelge 3.9 TS 500-2000'e göre düzlemsel betonarme çerçeve yük kombinasyonları

Kombinasyon	Kat	1.Açıklık	2.Açıklık	3.Açıklık
C1	1	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$
	2	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$
	3	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$
C2	1	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$
	2	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$
	3	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$
C3	1	$1.4G + 1.6Q$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$
	2	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$
	3	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$	$1.4G + 1.6Q$
C4	1	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$	$1.4G + 1.6Q$
	2	$1.4G + 1.6Q$	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$
	3	$1.4G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.4G + 1.6Q$
C5	1	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
	2	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	3	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
C6	1	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
	2	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	3	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
C7	1	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	2	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
C8	1	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	2	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
C9	1	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
	2	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
C10	1	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
	2	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
C11	1	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	2	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.0G + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + 1.0Q + E_x$
C12	1	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	2	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.0G - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$	$1.0G + 1.0Q - E_x$
C13	1	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$
	2	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$
	3	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$	$0.9G + E_x$

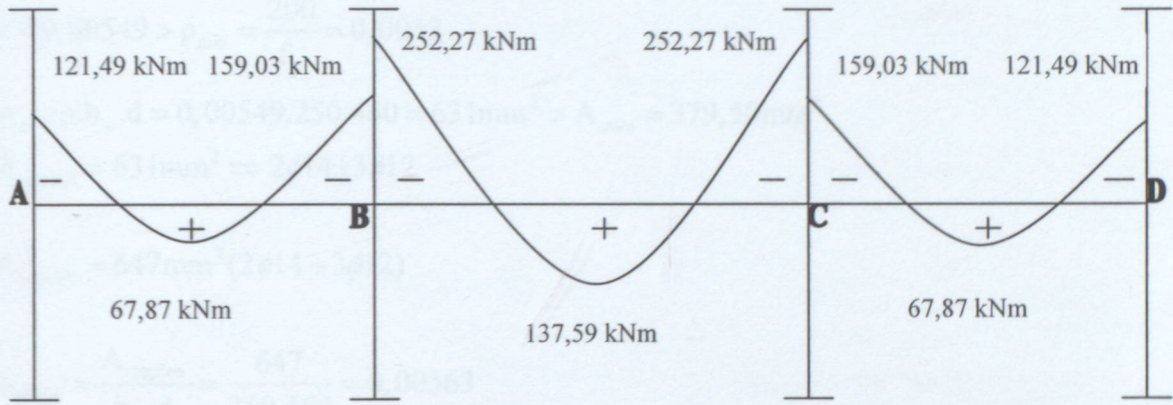
C14	1	$0.9G - E_x$	$0.9G - E_x$	$0.9G - E_x$
	2	$0.9G + E_x$	$0.9G - E_x$	$0.9G - E_x$
	3	$0.9G - E_x$	$0.9G - E_x$	$0.9G - E_x$

Çizelge 3.10 ACI 318-02'ye göre düzlemsel betonarme çerçeve yük kombinasyonları

Kombinasyon	Kat	1.Açıklık	2.Açıklık	3.Açıklık
C1	1	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$
	2	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$
	3	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$
C2	1	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$
	2	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$
	3	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$
C3	1	$1.2G + 1.6Q$	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$
	2	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$
	3	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$	$1.2G + 1.6Q$
C4	1	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$	$1.2G + 1.6Q$
	2	$1.2G + 1.6Q$	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$
	3	$1.2G + 1.6Q$	$1.0G$	$1.2G + 1.6Q$
C5	1	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
	2	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	3	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
C6	1	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
	2	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	3	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
C7	1	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	2	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
C8	1	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	2	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
C9	1	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
	2	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
C10	1	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
	2	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
C11	1	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$
	2	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$
	3	$1.0G + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$	$1.2G + 1.0Q + E_x$

C12	1	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$
	2	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$
	3	$1.0G - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$	$1.2G + 1.0Q - E_x$

Yapısal analiz sonucunda yükleme kombinasyonlarından elde edilen moment diyagramları kullanılarak 3 katlı çerçevenin 2.kat kirişlerinde ACI 318-02 ve TS 500-2000 standartları kullanılarak moment yeniden dağılım oranları ve donatılar belirlenmiştir.



Şekil 3.28 ACI 318-02 C1 kombinasyonu için 2.kat eğilme momenti diyagramı

ACI 318-02'ye göre:

A mesnedinde:

$$M_u = -121,49 - \left(\frac{-132,49 \cdot 0,4}{3} \right) = -103,82 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{103,82 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 2,181 \text{ MPa}$$

ACI 318-02 yapı standardında $\epsilon_t' > \epsilon_t = 0,005$ kabulü yapılmış ve kesitte sünek kırılma oluşması amacıyla $\epsilon_t = 0,005$ için $\phi = 0,9$ kabulü yapılmış, C25 betonu için $\rho = 0,0181$ ve

$R_{nt} = 6.286 \text{ MPa}$ sınır değerleri verilmiş ve hesaplar bu değerlere göre yapılmıştır. Buna göre:

$$R_n = 2.181 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

⇒ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,181}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00549$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00549 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00549 \cdot 250 \cdot 460 = 631 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 631 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 3\phi 12$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 647 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 3\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{647}{250 \cdot 460} = 0,00563$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,00563 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 51,151 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51,151}{0,85} = 60,178 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 60,178}{60,178} = 0,0199$$

$$\varepsilon_t = 0,0199 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 647 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{51,151}{2} \right) = 106,25 \text{ kNm}$$

$$M_u = 103,82 \text{ kNm} < \phi M_n = 106,25 \text{ kNm}$$

$$M_n = 118,05 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_n}{f'_c b d^2} = 0,0893 \Rightarrow \text{Şekil 3.7'ye göre moment yeniden dağılım yüzdesi \%20 olur.}$$

$$\Delta M = -103,82 \cdot 0,20 = -20,76 \text{ kNm}$$

$$M' = -103,82 - (-20,76) = -83,06 \text{ kNm}$$

B mesnedinde:

$$M_u = -252,27 - \left(\frac{-222,78 \cdot 0,5}{3} \right) = -215,14 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{215,14 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 4,519 \text{ MPa}$$

$$R_n = 4,519 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4,519}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,01224$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,01224 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,01224 \cdot 250 \cdot 460 = 1408 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 1408 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 20 + 2\phi 18$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 1450 \text{ mm}^2 (3\phi 20 + 2\phi 18)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{1450}{250 \cdot 460} = 0,01261$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,01261 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 114,635 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{114,635}{0,85} = 134,865 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 134,865}{134,865} = 0,0072$$

$$\varepsilon_t = 0,0072 > \varepsilon_t = 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$\varepsilon_t = 0,0072 < 0,0075 \Rightarrow$ ACI 318-02'de 4.kısım 8.bölüm içinde 8.4.3.'te belirtildiği üzere moment yeniden dağılımı yapılamaz.

A – B arası açıklıkta:

$$M_u = 67,87 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{67,87 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,426 \text{ MPa}$$

$$R_n = 1,426 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,426}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00352$$

$$\rho = 0,00352 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00352 \cdot 250 \cdot 460 = 404 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 404 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462 \text{ mm}^2 (3\phi 14)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250 \cdot 460} = 0,00402$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00402 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 36,525 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{36,525}{0,85} = 42,971 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 42,971}{42,971} = 0,0291$$

$$\varepsilon_t = 0,0291 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 462 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{36,525}{2} \right) = 77,14 \text{ kNm}$$

$$M_u = 67,87 \text{ kNm} < \phi M_n = 77,14 \text{ kNm}$$

B – C arası açıklıkta:

$$M_u = 137,59 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{137,59 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$R_n = 2,89 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,89}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00743$$

$$\rho = 0,00743 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00743 \cdot 250 \cdot 460 = 854 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 854 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 14 + 2\phi 16$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 864 \text{ mm}^2 (3\phi 14 + 2\phi 16)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{864}{250 \cdot 460} = 0,00751$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,00751 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 68,307 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{68,307}{0,85} = 80,361 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 80,361}{80,361} = 0,0142$$

$$\varepsilon_t = 0,0142 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{s\text{seçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 864 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{68,307}{2} \right) = 139,08 \text{ kNm}$$

$$M_u = 137,59 \text{ kNm} < \phi M_n = 139,08 \text{ kNm}$$

Sistem, yükleme ve yüklemeye bağlı eğilme momenti diyagramı simetrik olduğundan C mesnedinde B mesnedinde olduğu gibi moment yeniden dağılımı yapılamayacaktır, buna karşın D mesnedinde moment yeniden dağılımı A mesnedindeki moment yeniden dağılım oranında, C-D arası açıklıktaki moment yeniden dağılımı A-B arası açıklıktaki moment yeniden dağılım oranında olacaktır.

Düzeltilmiş Momentler için hesap:

A mesnedinde:

$$M_u = -83,06 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{83,06 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,745 \text{ MPa}$$

$$R_n = 1,745 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,745}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00434$$

$$\rho_{\min} \geq \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0030$$

büyük olanı seçilir.

$$\rho_{\min} \geq \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00434 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00434 \cdot 250 \cdot 460 = 499 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 499 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 2\phi 12$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 534 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 2\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{534}{250 \cdot 460} = 0,00464$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{0,00464 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 42,217 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{42,217}{0,85} = 49,668 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 49,668}{49,668} = 0,0248$$

$$\varepsilon_t = 0,0248 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 534 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{42,217}{2} \right) = 88,59 \text{ kNm}$$

$$M_u = 83,06 \text{ kNm} < \phi M_n = 88,59 \text{ kNm}$$

A – B arası açıklıkta:

$$M_u = 67,87 + \left(\frac{20,76 + 0}{2} \right) = 78,25 \text{ kNm}$$

$\phi = 0,9$ kabulü yapılır.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{78,25 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 250 \cdot 460^2} = 1,644 \text{ MPa}$$

$$R_n = 1,644 \text{ MPa} < R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Basınç donatısı gerekmez

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,644}{0,85 \cdot 25}} \right) = 0,00408$$

$$\rho = 0,00408 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00408 \cdot 250 \cdot 460 = 469 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 379,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 469 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 2\phi 12$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 534 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 2\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{534}{250 \cdot 460} = 0,00464$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{0,00464 \cdot 460 \cdot 420}{0,85 \cdot 25} = 42,217 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{42,217}{0,85} = 49,668 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_u \cdot \frac{d-c}{c} = 0,003 \cdot \frac{460 - 49,668}{49,668} = 0,0248$$

$$\varepsilon_t = 0,0248 > 0,005 \Rightarrow \phi = 0,90 \text{ kabulü doğru}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_{\text{sseçilen}} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 534 \cdot 420 \cdot \left(460 - \frac{42,217}{2} \right) = 88,59 \text{ kNm}$$

$$M_u = 78,25 \text{ kNm} < \phi M_n = 88,59 \text{ kNm}$$

Simetriden C-D arası açıklıkta:

$$M_u = 67,87 + \left(\frac{20,76 + 0}{2} \right) = 78,25 \text{ kNm}$$

$$A_{\text{sgerekli}} = 469 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 2\phi 12$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 534 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 2\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{534}{250 \cdot 460} = 0,00464$$

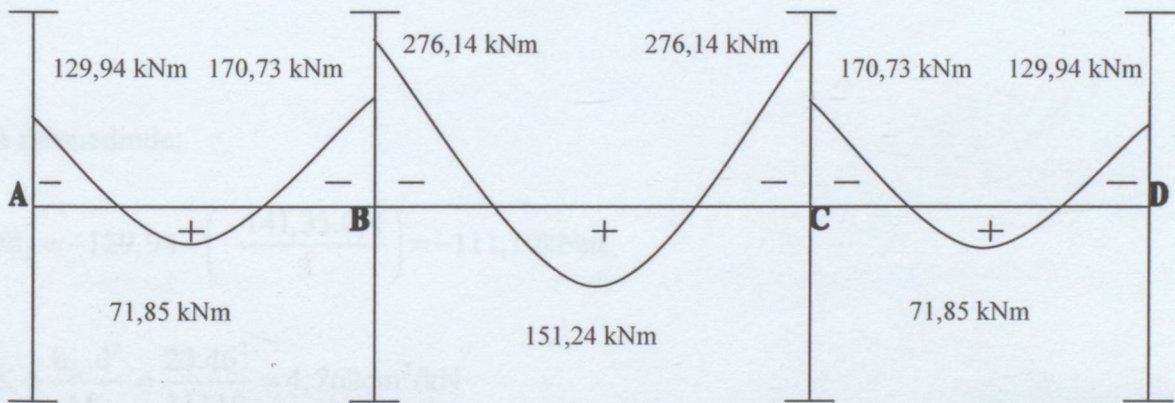
D mesnedinde:

$$M_u = -83,06 \text{ kNm}$$

$$A_{\text{sgerekli}} = 499 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 + 2\phi 12$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 534 \text{ mm}^2 (2\phi 14 + 2\phi 12)$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{534}{250 \cdot 460} = 0,00464$$



Şekil 3.29 C1 kombinasyonu için TS 500 - 2000'e göre 2.kat eğilme momenti diyagramı

TS 500-2000'e göre hesap:

A – B arası açıklıkta:

$$M_d = 71,85 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25.46^2}{7185} = 7,363 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0289$$

Hesaplarda sehîm denetimi gerektirmeyen donatı yüzdesi, $\rho_l = 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ değeri kullanılmıştır

(Park ve Paulay, 1975). Bu değere göre K_l sınır değeri, $K_l = 2,91$ olarak kullanılmıştır.

$$K = 7,363 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_l = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0289 \frac{7185}{46} = 4,514 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,514 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 3,795 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 451,4 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 14 \text{ düz} + 1\phi 14 \text{ pilye}$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 462 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{462}{250.460} = 0,00402 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00402 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

A mesnedinde:

$$M_d = -129,94 - \left(\frac{-141,33.0,4}{3} \right) = -111,10 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25.46^2}{11110} = 4,762 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0298$$

$$K = 4,762 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_l = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0298 \frac{11110}{46} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 1,0 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 1,0 \cdot \frac{1,2}{365} = 0,0033$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d = 3,795 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,20 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 3,795 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 720 \text{ mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$556 \text{ mm}^2$$

$720 \text{ mm}^2 > 556 \text{ mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek Donatı;

$$1\phi 16 = 201 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı Alanı;

$$757 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 757 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{s\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{757}{250 \cdot 460} = 0,00658 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho = 0,00658 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B – C arası açıklıkta:

$$M_d = 151,24 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{15124} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-çizelge 5.10)

$$k_s = 0,0308$$

$$K = 3,50 \text{ cm}^2/\text{kN} > K_l = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekmez.

$$A_s = k_s \frac{M_d}{d} = 0,0308 \frac{15124}{46} = 10,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,13 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 3,795 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{gerekli}} = 1013 \text{ mm}^2 \Rightarrow 2\phi 20 \text{ düz} + 2\phi 16 \text{ pilye}$$

$$A_{s\text{seçilen}} = 1030 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1030}{250 \cdot 460} = 0,00896 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho_b = 0,0206$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,00896 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

B mesnedinde:

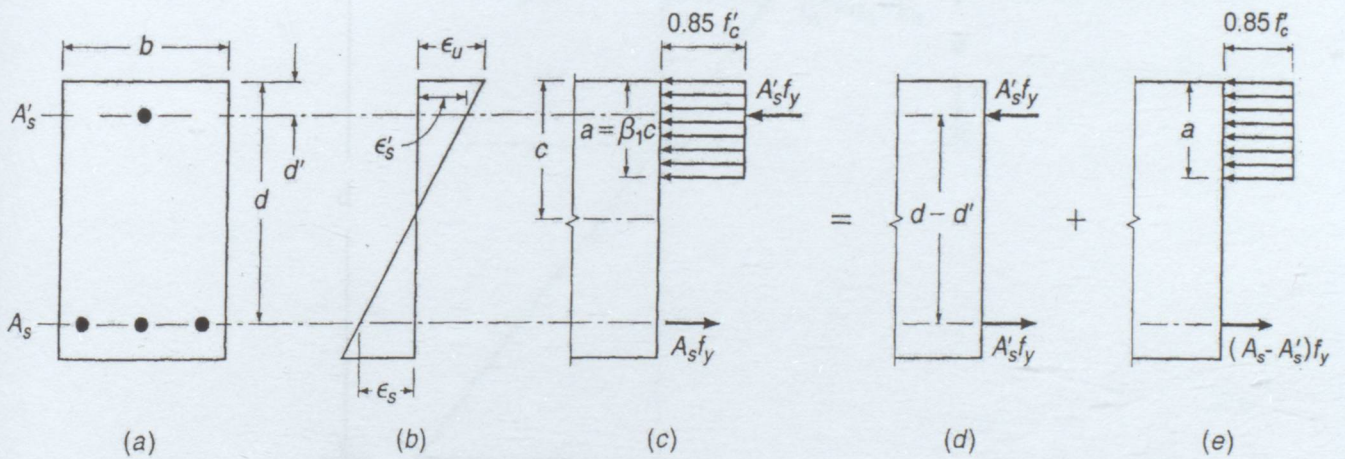
$$M_d = -276,14 - \left(\frac{-244,21 \cdot 0,5}{3} \right) = -235,44 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{23544} = 2,247 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$K = 2,247 \text{ cm}^2/\text{kN} < K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekir



Şekil 3.30 Çift donatılı dikdörtgen kesit, (A.H. Nilson, D. Darwin, C.W. Dolan, 2003)

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{0,25 \cdot 0,46^2}{0,000291} = 181,79 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_1}{d} = 0,0318 \cdot \frac{18179}{46} = 12,567 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1257}{250 \cdot 460} = 0,0109$$

ρ_1 'i bulmak için bir diğer yol Ek1 – Çizelge 5.10'dan $K_1=2.91$ için $\rho=0,0109$ okunur.

$$\rho_1 = 0,0109 > \rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = \frac{1,2}{365} = 0,0033$$

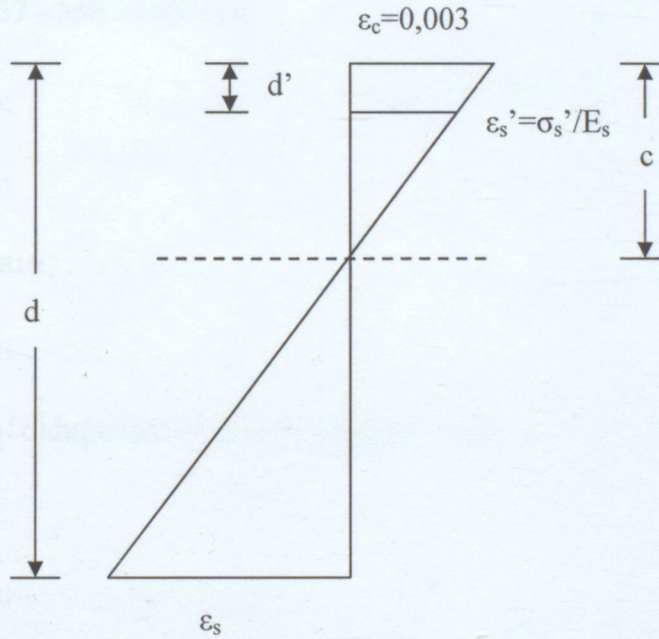
Kuvvet Denge Denkleminden:

$$0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$a = \frac{1256,7 \cdot 365}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 250} = 129,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{k_1} = \frac{129,5}{0,85} = 152,35 \text{ mm}$$

Çekme ve basınç donatılarının aktığı ($\sigma_s \geq f_{yd}$ ve $\sigma_s' \geq f_{yd}$) kabul edilir.



Şekil 3.31 TS 500-2000'e göre kesitte birim deformasyon diyagramı

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d - c}$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{460 - 152,35}{152,35} = 0,00606 \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2.10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s = 0,00606 \geq \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Çekme donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s = f_{yd} = 365 \text{MPa})$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_c} = \frac{c - d'}{c}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{152,35 - 40}{152,35} = 0,0022; \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2.10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s' = 0,00221 > \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Basınç donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s' = f_{yd} = 365 \text{MPa})$$

$$M_2 = M_d - M_l = 235,44 - 181,79 = 53,65 \text{kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d - d') f_{yd}} = \frac{53,65 \cdot 10^6}{420 \cdot 365} = 350 \text{mm}^2$$

$$A_s' \cdot \sigma_s' = A_{s2} \cdot f_{yd}$$

$$A_s' \cdot 365 = A_{s2} \cdot 365 \Rightarrow A_s' = A_{s2} = 350 \text{mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1257 + 350 = 1607 \text{mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 16 \text{ pilye} = 402 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$958 \text{ mm}^2$$

$1607 \text{mm}^2 > 958 \text{mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek donatı;

$$3\phi 18 = 762 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$1720 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{seçilen}} = 1720 \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{seçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{1720}{250 \cdot 460} = 0,01496 > \rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho_b = 0,0206; 0,4\rho_b = 0,00824; 0,6\rho_b = 0,01236$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,01496 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

$$A_s' = A_{s2} = 350\text{mm}^2$$

Sürekli kirişlerde açıklık donatısının en az 1/3'ü bükülmeden ve kesilmeden mesnetten mesnede uzatılacaktır ve mesnetlerde basınç donatısı oranı en az çekme donatısı oranının yarısı olacaktır (min. $\rho'/\rho = 0,5$). Buna uygun olarak;

A-B arası açıklıktan;

$$2\phi 14 = 308\text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 20 = 628\text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$936\text{ mm}^2$$

$936\text{mm}^2 > 350\text{mm}^2$ olduğu için ek basınç donatısına gerek yoktur.

$$A'_{\text{sseçilen}} = 936\text{mm}^2$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = \frac{A'_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{936}{250 \cdot 460} = 0,00814 > \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00814 > 0,5 \cdot \rho_{\text{seçilen}} = 0,5 \cdot 0,01496 = 0,00748$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00814 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\rho - \rho' = 0,01496 - 0,00814 = 0,00682 < 0,4\rho_b = 0,00824 \Rightarrow$ Denklem 3.2'ye göre %15 moment yeniden dağılımına izin verilebilir.

$$\Delta M = -235,44 - 0,15 = -35,32\text{kNm}$$

$$M' = -235,44 - (-35,32) = -200,12\text{kNm}$$

Sistem, yükleme ve yüklemeye bağlı eğilme momenti diyagramı simetrik olduğundan C mesnedinde moment yeniden dağılımı B mesnedindeki oranda olacaktır.

Düzeltilmiş Momentler için hesap:

B – C arası açıklıkta:

$$M_d' = 151,24 + \left(\frac{35,32 + 35,32}{2} \right) = 186,56\text{kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25 \cdot 46^2}{18656} = 2,8355 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-çizelge 5.10)

$$K = 2,8355 \text{ cm}^2/\text{kN} < K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

 $\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekir

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{0,25 \cdot 0,46^2}{0,000291} = 181,79 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_1}{d} = 0,0318 \cdot \frac{18179}{46} = 12,567 \text{ cm}^2 = 1256,7 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1256,7}{250 \cdot 460} = 0,0109$$

$$\rho_1 = 0,0109 > \rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = \frac{1,2}{365} = 0,0033$$

Kuvvet Denge Denkleminden:

$$0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot a = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$a = \frac{1256,7 \cdot 365}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 250} = 129,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{k_1} = \frac{129,5}{0,85} = 152,35 \text{ mm}$$

Çekme ve basınç donatılarının aktığı ($\sigma_s \geq f_{yd}$ ve $\sigma_s' \geq f_{yd}$) kabul edilir.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d - c}$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{460 - 152,35}{152,35} = 0,00606 \geq \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s = 0,00606 \geq \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Çekme donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa})$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_c} = \frac{c - d'}{c}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{152,35 - 40}{152,35} = 0,0022 \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s' = 0,00221 > \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Basınç donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s' = f_{yd} = 365 \text{ MPa})$$

$$M_2 = M_d - M_1 = 186,56 - 181,79 = 4,77 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d-d')f_{yd}} = \frac{4,77 \cdot 10^6}{420 \cdot 365} = 31 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \cdot \sigma_s' = A_{s2} \cdot \sigma_s$$

$$A_s' \cdot 365 = A_{s2} \cdot 365 \Rightarrow A_s' = A_{s2} = 31 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1257 + 31 = 1288 \text{ mm}^2 \Rightarrow 3\phi 20 \text{ düz} + 2\phi 16 \text{ pilye}$$

$$A_{\text{seçilen}} = 1344 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{1344}{250.460} = 0,0117 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygun

$$A_s' = A_{s2} = 31 \text{ mm}^2$$

Üst montaj donatısı:

$$2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

$402 \text{ mm}^2 > 31 \text{ mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç yoktur.

B mesnedinde:

$$M_d' = -200,12 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{25.46^2}{20012} = 2,643 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

(Ek1-Çizelge 5.10)

$$K = 2,643 \text{ cm}^2/\text{kN} < K_1 = 2,91 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

$\Rightarrow$ Basınç Donatısı gerekir

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_1} = \frac{0,25 \cdot 0,46^2}{0,000291} = 181,79 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_1}{d} = 0,0318 \cdot \frac{18179}{46} = 12,567 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1256,7}{250.460} = 0,0109$$

$$\rho_1 = 0,0109 > \rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = \frac{1,2}{365} = 0,0033$$

Kuvvet Denge Denkleminden:

$$0,85f_{cd} \cdot b_w \cdot a = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$a = \frac{1256,7 \cdot 365}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 250} = 129,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{k_1} = \frac{129,5}{0,85} = 152,35 \text{ mm}$$

Çekme ve basınç donatılarının aktığı ($\sigma_s \geq f_{yd}$ ve $\sigma_s' \geq f_{yd}$) kabul edilir.

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d-c}$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{460 - 152,35}{152,35} = 0,00606 \geq \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s = 0,00606 \geq \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Çekme donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s = f_{yd} = 365 \text{ MPa})$$

$$\frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_c} = \frac{c-d'}{c}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{152,35 - 40}{152,35} = 0,0022 \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2 \cdot 10^5} = 0,00182$$

$$\varepsilon_s' = 0,00221 > \varepsilon_{yd} = 0,00182 \Rightarrow \text{Basınç donatısı akar kabulü doğru} (\sigma_s' = f_{yd} = 365 \text{ MPa})$$

$$M_2 = M_d - M_1 = 200,12 - 181,79 = 18,33 \text{ kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d-d')f_{yd}} = \frac{18,33 \cdot 10^6}{420 \cdot 365} = 120 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \cdot \sigma_s' = A_{s2} \cdot f_{yd}$$

$$A_s' \cdot 365 = A_{s2} \cdot 365 \Rightarrow A_s' = A_{s2} = 120 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1257 + 120 = 1377 \text{ mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 16 \text{ pilye} = 402 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$958 \text{ mm}^2$$

$1377 \text{ mm}^2 > 958 \text{ mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek donatı;

$$1\phi 18 + 1\phi 16 = 455 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$1413 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 1413 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{1413}{250.460} = 0,01229 > \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,01229 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

$$A_s' = A_{s2} = 120 \text{ mm}^2$$

A-B arası açıklıktan;

$$1\phi 14 = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$782 \text{ mm}^2$$

$782 \text{ mm}^2 > 120 \text{ mm}^2$ olduğu için ek basınç donatısına gerek yoktur.

$$A'_{\text{sseçilen}} = 782 \text{ mm}^2$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = \frac{A'_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{782}{250.460} = 0,00680 > \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00680 > 0,5 \cdot \rho_{\text{seçilen}} = 0,5 \cdot 0,01229 = 0,006145$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00680 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

Simetriden C mesnedinde:

$$M_d' = -200,12 \text{ kNm}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1257 + 120 = 1377 \text{ mm}^2$$

C-D arası açıklıktan;

$$1\phi 14 \text{ pilye} = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 16 \text{ pilye} = 402 \text{ mm}^2$$

Üstteki montaj donatısı;

$$2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$958 \text{ mm}^2$$

$1377 \text{ mm}^2 > 958 \text{ mm}^2$ olduğu için ek donatıya ihtiyaç vardır.

Ek donatı;

$$1\phi 18 + 1\phi 16 = 455 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$1413 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{sseçilen}} = 1413 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = \frac{A_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{1413}{250 \cdot 460} = 0,01229 > \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

$$\rho_{\text{seçilen}} = 0,01229 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

$$A_s' = A_{s2} = 120 \text{ mm}^2$$

C-D arası açıklıktan;

$$1\phi 14 = 154 \text{ mm}^2$$

B-C arası açıklıktan;

$$2\phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

Toplam donatı alanı;

$$782 \text{ mm}^2$$

$782 \text{ mm}^2 > 120 \text{ mm}^2$ olduğu için ek basınç donatısına gerek yoktur.

$$A'_{\text{sseçilen}} = 782 \text{ mm}^2$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = \frac{A'_{\text{sseçilen}}}{b_w \cdot d} = \frac{782}{250 \cdot 460} = 0,00680 > \rho_{\text{min}} = 0,0033$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00680 > 0,5 \cdot \rho_{\text{seçilen}} = 0,5 \cdot 0,01229 = 0,006145$$

$$\rho'_{\text{seçilen}} = 0,00680 < 0,85\rho_b = 0,0175$$

$\Rightarrow$ Donatı yüzdesi uygundur.

Çizelge 3.9 ve 3.10'da görülen diğer yükleme kombinasyonları için de benzer işlemler tekrarlanmış, en elverişsiz momentleri oluşturacak yükleme durumları için kesit hesapları yapılmış, PCA'nın ACI 318-02 üzerine notlarında 8.bölüm içinde 8.4'te moment yeniden dağılımı uygulanabilirlik sınırlarında 6.maddede belirtildiği üzere, negatif momentler her yükleme durumu için ayrı ayrı düzeltilmiş ve tasarım eğilme momentleri tüm yükleme durumlarından elde edilmiş maksimum düzeltilmiş momentler olarak alınıp donatı hesabı yapılmıştır. ACI 318-02'ye göre ve TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılımı öncesi ve sonrası momentler ve donatılar Çizelge 3.11'de ve Çizelge 3.12'de ayrı ayrı gösterilmiş, donatı yüzdesi değişimleri Çizelge 3.13'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.11 Sistemde en elverişsiz yükleme durumları için ACI 318-02'ye göre yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)

Kom.	Konum													
	A		A-B arası		B		B-C arası		C		C-D arası		D	
	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'
C1	-103,82	-83,06	67,87	78,25	-215,14	-	137,59	-	-215,14	-	67,87	78,25	-103,82	-83,06
	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 2ø12	3ø14	2ø14+ 2ø12	6ø18	-	2ø16+ 3ø14	-	6ø18	-	3ø14	2ø14+ 2ø12	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 2ø12
C3	-139,91	-121,72	106,80	122,64	-166,93	-151,07	93,03	108,87	-166,57	-150,75	106,09	123,21	-141,69	123,27
	6ø14	5ø14	2ø16+ 2ø14	5ø14	3ø18+ 2ø16	3ø18+ 1ø16	3ø16	2ø16+ 2ø14	3ø18+ 2ø16	3ø18+ 1ø16	2ø16+ 2ø14	5ø14	6ø14	5ø14
C4	-137,94	-124,84	102,23	108,78	-224,99	-	136,12	-	-215,15	-	69,59	78,96	-105,83	-87,13
	6ø14	5ø14	2ø14+ 3ø12	3ø14+ 2ø12	5ø20	-	2ø16+ 3ø14	-	3ø20+ 2ø18	-	3ø14	3ø14+ 2ø12	2ø16+ 2ø14	2ø16+ 1ø14
C9	-76,34	-	71,30	79,70	-173,06	-156,27	123,56	131,13	-232,36	-	94,81	103,86	-154,60	-136,51
	3ø14	-	3ø14	2ø14+ 2ø12	5ø18	4ø18	5ø14	1ø16+ 4ø14	5ø20	-	1ø16+ 3ø14	1ø16+ 3ø14	5ø16	2ø16+ 3ø14
C11	-99,47	-81,07	96,57	113,58	-183,75	-168,13	94,41	110,57	-190,81	-174,11	96,61	114,25	-158,04	-139,47
	3ø14+ 2ø12	2ø14+ 2ø12	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 4ø12	5ø18	2ø18+ 3ø16	2ø14+ 3ø12	3ø14+ 2ø12	5ø18	2ø18+ 3ø16	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 4ø12	4ø18	2ø18+ 2ø16
C12	-157,23	-138,76	97,03	114,65	-191,67	-174,90	94,35	110,75	-183,20	-167,17	96,03	113,40	-101,12	-82,41
	4ø18	2ø18+ 2ø16	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 4ø12	5ø18	2ø18+ 3ø16	2ø14+ 3ø12	3ø14+ 2ø12	5ø18	2ø18+ 3ø16	2ø14+ 3ø12	2ø14+ 4ø12	3ø14+ 2ø12	2ø14+ 2ø12
Max.	-157,23	-138,76	106,80	122,64	-224,99	-224,99	137,59	137,59	-232,36	-232,36	106,09	123,21	-158,04	-139,47
	4ø18	2ø18+ 2ø16	2ø16+ 2ø14	5ø14	5ø20	5ø20	2ø16+ 3ø14	2ø16+ 3ø14	5ø20	5ø20	2ø16+ 2ø14	5ø14	4ø18	2ø18+ 2ø16

Çizelge 3.12 Yükleme kombinasyonları için TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılım öncesi ve sonrası momentler ve donatılar (moment birimleri kNm)

Kom.	Konum													
	A		A-B arası		B		B-C arası		C		C-D arası		D	
	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'	M_u	M_u'
C1	-111,10	-	71,85	-	-235,44	-200,12	151,24	186,56	-235,44	-200,12	71,85	-	-111,10	-
	3ø16+ 1ø14	-	3ø14	-	3ø18+ 4ø16+ 1ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	1ø18+ 5ø16+ 1ø14 çekme 2ø20+ 1ø14 basınç	2ø20+ 2ø16	3ø20+ 2ø16 çekme 2ø16+ 2ø14 basınç	3ø18+ 4ø16+ 1ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	1ø18+ 5ø16+ 1ø14 çekme 2ø20+ 1ø14 basınç	3ø14	-	3ø16+ 1ø14	-
C3	-154,54	-139,09	118,32	139,84	-183,91	-156,32	100,07	127,63	-183,50	-155,97	117,49	139,09	-156,63	-140,97
	1ø18+ 4ø16	4ø16+ 1ø14	4ø16	4ø16 + 1ø14	5ø16+ 2ø14 çekme 4ø16 basınç	4ø16+ 2ø14 çekme (4ø16 basınç)	2ø16+ 2ø14	2ø16+ 3ø14	5ø16+ 2ø14 çekme 4ø16 basınç	4ø16+ 2ø14 çekme (4ø16 basınç)	4ø16	4ø16+ 1ø14	1ø18+ 4ø16	4ø16+ 1ø14
C4	-152,23	-137,01	112,96	139,23	-248,78	-211,46	150,59	187,05	-237,24	-201,65	74,69	92,49	-114,59	-
	3ø16+ 3ø14	3ø16+ 2ø14	5ø14	6ø14	7ø16+ 2ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	5ø16+ 3ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	2ø20+ 2ø16	3ø20+ 2ø16 çekme 2ø16+ 2ø14 basınç	7ø16+ 2ø12 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	4ø16+ 4ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	2ø14+ 2ø12	4ø14	3ø16+ 2ø12	-
C8	-141,74	-127,57	86,15	102,14	-178,06	-160,25	86,79	104	-166,04	-149,44	85,63	93,93	-84,40	-
	4ø16+ 1ø14	2ø16+ 3ø14	2ø16+ 1ø14	2ø16+ 2ø14	4ø16+ 3ø14	4ø16+ 2ø14	2ø16+ 1ø14	2ø16+ 2ø14	2ø16+ 5ø14	3ø16+ 3ø14	2ø16+ 1ø14	3ø16	2ø16+ 1ø14	-
C10	-125,25	-106,46	66,56	91,16	-202,71	-172,30	109,17	132,95	-171,51	-154,36	83,29	91,87	-83,60	-
	2ø16+ 3ø14	2ø16+ 2ø14	3ø14	4ø14	5ø16+ 3ø14 çekme 3ø16 +1ø14 basınç	2ø16+ 5ø14 çekme 2ø16+ 2ø14 basınç	2ø16+ 2ø14	3ø16+ 2ø14	3ø16+ 4ø14	3ø16+ 3ø14	2ø16+ 1ø14	3ø16	2ø16+ 1ø14	-
	-154,54	-139,09	118,32	139,84	-248,78	-211,46	151,24	187,05	-237,24	-201,65	117,49	139,09	-156,63	-140,97

	-154,54	-139,09	118,32	139,84	-248,78	-211,46	151,24	187,05	-237,24	-201,65	117,49	139,09	-156,63	-140,97
Max.	1ø18+ 4ø16	4ø16+ 1ø14	4ø16	4ø16 + 1ø14	7ø16+ 2ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	5ø16+ 3ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	2ø20+ 2ø16	3ø20+ 2ø16 çekme 2ø16+ 2ø14 basınç	7ø16+ 2ø12 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	4ø16+ 4ø14 çekme 2ø20+ 2ø14 basınç	4ø16	4ø16+ 1ø14	1ø18+ 4ø16	4ø16+ 1ø14

Çizelge 3.13 Yapıda ACI 318–02 ve TS 500–2000 yapı standartlarına göre en elverişsiz moment değerleri kullanılarak yapılan yeniden dağılım sonrasında donatı yüzdesindeki değişimler

	ACI 318–02			TS 500–2000		
	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim	Yeniden dağılım öncesi donatı yüzdesi	Yeniden dağılım sonrası donatı yüzdesi	Donatı yüzdesinde değişim
A mesnedinde	$\rho_{seq.}=0,00883$	$\rho_{seq.}=0,00791$	%10.42 azalma	$\rho_{seq.}=0,00920$	$\rho_{seq.}=0,00833$	%9.46 azalma
	$\rho_{ger.}=0,00859$	$\rho_{ger.}=0,00749$	%12.81 azalma	$\rho_{ger.}=0,00903$	$\rho_{ger.}=0,00802$	%11.18 azalma
A-B arası açıklıkta	$\rho_{seq.}=0,00617$	$\rho_{seq.}=0,00670$	%8.59 artış	$\rho_{seq.}=0,00699$	$\rho_{seq.}=0,00833$	%19.17 artış
	$\rho_{ger.}=0,00566$	$\rho_{ger.}=0,00656$	%15.90 artış	$\rho_{ger.}=0,00671$	$\rho_{ger.}=0,00806$	%20.12 artış
B mesnedinde	$\rho_{seq.}=0,01365$	$\rho_{seq.}=0,01365$	-	$\rho_{seq.}=0,01491$	$\rho_{seq.}=0,01276$	%14.42 azalma
	$\rho_{ger.}=0,01289$	$\rho_{ger.}=0,01289$	-	$\rho_{ger.}=0,01473$	$\rho_{ger.}=0,01262$	%14.32 azalma
B-C arası açıklıkta	$\rho_{seq.}=0,00751$	$\rho_{seq.}=0,00751$	-	$\rho_{seq.}=0,00896$	$\rho_{seq.}=0,01169$	%30.47 artış
	$\rho_{ger.}=0,00743$	$\rho_{ger.}=0,00743$	-	$\rho_{ger.}=0,00881$	$\rho_{ger.}=0,01122$	%27.35 azalma
C mesnedinde	$\rho_{seq.}=0,01365$	$\rho_{seq.}=0,01365$	-	$\rho_{seq.}=0,01420$	$\rho_{seq.}=0,01235$	%13.03 azalma
	$\rho_{ger.}=0,01339$	$\rho_{ger.}=0,01339$	-	$\rho_{ger.}=0,01408$	$\rho_{ger.}=0,01206$	%14.35 azalma
C-D arası açıklıkta	$\rho_{seq.}=0,00617$	$\rho_{seq.}=0,00670$	%8.59 artış	$\rho_{seq.}=0,00699$	$\rho_{seq.}=0,00833$	%19.17 artış
	$\rho_{ger.}=0,00562$	$\rho_{ger.}=0,00659$	%17.26 artış	$\rho_{ger.}=0,00666$	$\rho_{ger.}=0,00802$	%20.42 artış
D mesnedinde	$\rho_{seq.}=0,00883$	$\rho_{seq.}=0,00791$	%10.42 azalma	$\rho_{seq.}=0,00920$	$\rho_{seq.}=0,00833$	%9.46 azalma
	$\rho_{ger.}=0,00864$	$\rho_{ger.}=0,00754$	%12.73 azalma	$\rho_{ger.}=0,00918$	$\rho_{ger.}=0,00815$	%11.22 azalma

4. SONUÇLAR

Doğrusal elastik analiz yöntemi kullanılarak tüm yükler ile yüklü varsayılan 7 katlı uzaysal perde-çerçevesel betonarme yapı SAP2000 yapısal analiz programı yardımı ile analiz edilmiştir. Örnek olarak alınan kirişte çıkan en büyük momentler, her iki yapı standardı için deprem kuvvetlerinin yer aldığı yükleme sonucunda bulunmuştur. Yapılan betonarme hesapları sonucunda, kolon yüzünde ACI 318-02 yapı standardına göre yapılan moment yeniden dağılım sonucu donatı yüzdesinde değişim olmazken aynı kesitte TS500-2000 yapı standardına göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucunda, 4ø12 adet donatı azalarak 2ø14+1ø12 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %6,87 azalma hesaplanmıştır. Açıklık ortasında yapılan betonarme hesapları sonucu minimum donatı hesaplandığı için her iki yönetmeliğe göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucunda donatı yüzdesinde bir değişim olmamıştır. Perde yüzünde ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılım sonucunda, 2ø16+2ø14 adet donatı 1ø14 azalarak 2ø16+1ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %21,7 azalma hesaplanmıştır. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılım sonucunda, 4ø14+1ø12 adet donatı 1ø14 azalarak 3ø14+1ø12 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %21,14 azalma hesaplanmıştır.

Elverişsiz yüklemeler ile yüklü üç açıklıklı sürekli kirişte yapılan betonarme hesapları sonucunda, A mesneti ile B mesneti arasındaki açıklıkta ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø14+2ø12 adet donatı artarak 4ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %15,25 artış gözlenmiştir. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø14 adet donatı 3ø16+1ø14'e artmış buna göre donatı yüzdesinde %23,09 artış gözlenmiştir.

B mesnetinde ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 3ø16+3ø14 adet donatı 1ø16 azalarak 2ø16+3ø14 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %18,91 azalma olmuştur. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø16+3ø14 adet donatı 1ø16 azalarak 3ø16+3ø14 olarak hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %15,81 azalma hesaplanmıştır.

B mesneti ile C mesneti arasında kalan açıklıkta ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø14 adet donatı 1ø14 artarak 5ø14 adet donatı hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %25,11 artış hesaplanmıştır. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 3ø16+1ø14 adet donatı 2ø16+3ø14'e artmış ve donatı yüzdesinde %14,03 artış hesaplanmıştır.

C mesnetinde ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø16+3ø14 adet donatı 1ø14 azalarak 2ø16+2ø14 adet olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %17,89 azalma görülmüştür. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø16+3ø14+1ø12 adet donatı azalarak 3ø14+3ø12 adet olarak hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %18,08 azalma hesaplanmıştır.

C mesneti ile D mesneti arasında kalan açıklıkta ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø14+2ø12 adet donatı artarak 4ø14 olarak hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %15,25 artış hesaplanmıştır. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø14 adet donatı artarak 3ø16+1ø14 hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %23,09 artış hesaplanmıştır.

Deprem yükleri ve düşey yükleri elverişsiz yüklemeler olarak etkitilen üç katlı betonarme düzlemsel çerçevede yapılan betonarme hesapları sonucunda, A mesnetinde ACI 318-02'ye

göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø18 adet donatı azalarak 2ø18+2ø16 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %10,42 azalma meydana gelmiştir. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 1ø18+4ø16 adet donatı azalarak 4ø16+1ø14 olarak hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %9,46 azalma görülmüştür.

A mesneti ile B mesneti arasındaki açıklıkta ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø16+2ø14 adet donatı artarak 5ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %8,59 artış meydana gelmiştir. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø16 adet donatı 1ø14 artarak 4ø16+1ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %19,17 artış gözlenmiştir.

B mesnetinde ACI 318-02 yapı standardına göre yapılan betonarme hesap sonucu çekme donatısı birim deformasyonu $\epsilon_t = 0,0065 < 0,0075$ olduğu için ACI 318-02 4.kısım 8.bölüm 8.4.3'te belirtildiği üzere moment yeniden dağılımı yapılamadığından donatı yüzdesinde değişim olmamıştır. Aynı kesitte TS500-2000 yapı standardına göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucunda, 7ø16+2ø14 adet çekme donatısı azalarak 5ø16+3ø14 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %14,42 azalma görülmüştür.

C mesnetinde ACI 318-02 yapı standardına göre yapılan betonarme hesap sonucu çekme donatısı birim deformasyonu $\epsilon_t < 0,0075$ olduğu için ACI 318-02 4.kısım 8.bölüm 8.4.3'te belirtildiği üzere moment yeniden dağılımı yapılamadığından donatı yüzdesinde değişim olmamıştır. Aynı kesitte TS500-2000 yapı standardına göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucunda, 7ø16+2ø12 adet çekme donatısı azalarak 4ø16+4ø14 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %13,03 azalma görülmüştür.

B mesneti ile C mesneti arasındaki açıklıkta B ve C mesnetlerinde ACI 318-02 yapı standardına göre yapılan betonarme hesap sonucu çekme donatısı birim deformasyonu $\epsilon_t < 0,0075$ olduğu için moment yeniden dağılımı yapılamadığından donatı yüzdesinde değişim olmamıştır. Aynı kesitte TS500-2000 yapı standardına göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucunda, 2ø20+2ø16 adet çekme donatısı 1ø16 artarak 3ø20+2ø16 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %30,47 artış görülmüştür.

C mesneti ile D mesneti arasındaki açıklıkta ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 2ø16+2ø14 adet donatı artarak 5ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %8,59 artış meydana gelmiştir. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø16 adet donatı 1ø14 artarak 4ø16+1ø14 olarak hesaplanmış buna göre donatı yüzdesinde %19,17 artış gözlenmiştir.

D mesnetinde ACI 318-02'ye göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 4ø18 adet donatı azalarak 2ø18+2ø16 olarak hesaplanmış, donatı yüzdesinde %10,42 azalma meydana gelmiştir. Aynı kesitte TS 500-2000'e göre yapılan moment yeniden dağılımı sonucu, 1ø18+4ø16 adet donatı azalarak 4ø16+1ø14 olarak hesaplanmış ve donatı yüzdesinde %9,46 azalma görülmüştür.

Yapılan moment yeniden dağılımları sonucu mesnet kesitlerindeki negatif momentler azaltılmış, buna karşılık açıklık kesitlerindeki pozitif momentler dengeyi sağlayacak şekilde artırılmıştır. Böylelikle kritik kesitlerde süneklik korunurken donatı yoğunluğu ve donatı adetleri azaltılmış, daha ekonomik tasarım yapma olanağı ortaya çıkmıştır. Sürekli kirişlerde daha dengeli bir moment dağılımı ortaya çıkmış, bazı kesitlerde moment yeniden dağılımı sonucu negatif momentler ve pozitif momentler neredeyse eşit çıktıkları için moment yeniden dağılım öncesi donatı düzenine göre daha basit ve neredeyse simetrik bir donatı düzeni elde edilmiştir.

ACI 318-02'de çift donatılı kesit çıkabilmesi için nominal dayanım katsayısı limit değeri,

$R_{nt} = 6,286 \text{ MPa}$ ve çekme donatısı yüzdesi limit değeri, $\rho_t = 0,0181$ alınmıştır. TS 500-2000'e göre boyutlandırmada sehim denetimi şartı esas alındığından sınır değerler, $\rho_t = 0,235 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cong 0,0109$ (Park ve Paulay, 1975) ve $K_t = 2,91 \text{ MPa}$ olarak alınmıştır. R_{nt} 'nin

K_t 'den büyük olması sebebiyle, doğrusal elastik analiz sonucu üç katlı betonarme düzlemsel çerçevede B mesnetinde ve C mesnetinde ACI 318-02'ye göre basit donatılı kesit hesabı yapılırken TS 500-2000'de çift donatılı kesit hesabı yapılmıştır.

Yapılan hesaplar sonucunda B mesnetinde ve C mesnetinde, ACI 318-02'ye göre çekme donatısı yüzdesi limit değerinin, ρ_t yüksek olması sebebiyle, eşdeğer basınç gerilmesi, a ve tarafsız eksen derinliği, c büyük çıkmaktadır. Tarafsız eksen derinliğinin büyük olması sebebiyle çekme donatısı birim deformasyonlarının alt sınır olan 0,0075'ten küçük oldukları bulunmuş ve buna göre moment yeniden dağılımı yapılamamıştır. Bu kesitlerde çekme kırılması olmasına rağmen kesitlerin ACI 318-02'ye göre moment yeniden dağılımı yapılabilecek ölçüde yeterli sünekliğe sahip olmadıkları belirlenmiştir. Aynı kesitlerde TS 500-2000'e göre yapılan hesaplar sonucu çekme donatısı birim deformasyonları ACI 318-02'ye göre daha düşük çıkmasına rağmen moment yeniden dağılımının yapılmasında herhangi bir alt sınır durumu olmaması sebebiyle ve çift donatılı kesit hesabı yapıp basınç donatılarının konulmasıyla, moment yeniden dağılımı yapılmıştır. Bu sonuç TS 500-2000'e göre moment yeniden dağılımının yapılması için yeterli sünekliğin sağlandığını göstermiştir. Buradan ACI 318-02 yapı standardının TS 500-2000 yapı standardına göre moment yeniden dağılımının yapılabilmesi için kesitlerde gerekli süneklik konusunda genel olarak daha tutucu olduğu anlaşılmıştır.

Contribution to Redistribution of Moments in Continuous reinforced Concrete Beams", ACI Structural Division, 87 (2): 130-133, 1980.

Scholtz H., (1990), "Ductility, Redistribution and Hyperstatic Moments in Partially Prestressed Members", ACI Structural Journal, 87 (3): 341-349, 1990.

Nanni A.E., (1985), "Partially Prestressed Concrete: E-Value and Nonaggregations", PCI, 33 (6): 39-71.

Priestley M.J.N., R. Park ve P.Z.S.L., (1971), "Moment-rotation relationships for prestressed concrete in continuous member", Magazine of Concrete Research 23 (75-76): 69-78.

Kent D.C. ve Park R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Div., ASCE, V.97, 817.

Park, R. ve Paulay, T., (1975), "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York.

Scholtz S.A. ve Urmston S.M., (1982), "An Analytical Model for Concrete Members in Tied Columns", ASCE, Journal of Structural Div., V.108, 8113.

Thompson K.J. ve Park R., (1980), "Dynamic Cyclic Behavior of Confined Concrete Members", Part of Inst. of Civil Eng., V.59.

Mander J.B., Priestley M.J.N. ve Park R., (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE, Structural Journal, V.118, No.4.

Hognestad E., (1951), "A Study of Confined Ducting and Axial Load in R.C. Members", University of Illinois Eng. Exp. Ser. No. 349.

Gilbert R.I. ve R.J. Warrag, (1978), "Tensile Straining in Reinforced Concrete Slabs",

KAYNAKLAR

- Berktaş İ., (1995), "Betonarme 1 Taşıma gücü ve Kesit Hesapları", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Basımevi, İstanbul
- Celep Z. ve Kumbasar N., (2000), "Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı tasarımı" İstanbul Beta Dağıtım, İstanbul
- Türk Standardları Enstitüsü, Betonarme Yapıların Tasarımı ve Yapım Kuralları, TS500 – 2000, (2001), Ankara
- Ersoy U. ve Özcebe G., (2001), "Betonarme : Temel İlkeler , TS500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliği'ne (1998) göre hesap , Evrim Kitabevi
- American Concrete Institute, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI318–02, (2002), Detroit, Michigan
- Amerikan Concrete Institute, PCA Notes on ACI318–02 Building Code for Reinforced Concrete, (2002), Detroit, Michigan
- Rebentrost M., (2003), "Deformation Capacity and Moment Redistribution of Partially Prestressed Concrete Beams", Adelaide University , Australia
- Richart F.E., Brandtzaeg A. ve Brown R.L., (1928), "A study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses", University of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. No.185
- Scholz H., (1990), "Contribution to Redistribution of Moments in Continuous reinforced Concrete Beams", ACI Structural Division, 87 (2): 150-155, 1990,a
- Scholz H., (1990), "Ductility, Redistribution and Hyperstatic Moments in Partially Prestressed Members", ACI Structural Journal, 87 (3): 341-349, 1990,b
- Naaman A.E., (1985), "Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations", PCI. 33 (6): 30–71
- Priestley M.J.N., R. Park ve F.P.S.Lu, (1971), "Moment-curvature relationships for prestressed concrete in constant-moment zones", Magazine of Concrete Research 23 (75-76): 69-78
- Kent D.C. ve Park R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Div., ASCE, V.97, ST7
- Park, R. ve Paulay, T., (1975), "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York
- Sheikh S.A. ve Uzumeri S.M., (1982), "An Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns", ASCE, Journal of Structural Div., V.108, ST12
- Thompson K.J. ve Park P., (1980), "Moment-Curvature Behaviour of Cyclically Loaded Structural Concrete Members", Proc. of Inst. Of Civil Eng., V.69
- Mander J.B., Priestley M.J.N. ve Park P., (1988), "Theoretical Stres-Strain Model for Confined Concrete", ASCE, Structural Journal, V.114, No.8
- Hognestad E., (1951), "A Study of Combined Bending and Axial Load in R.C. Members", University of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. No.399
- Gilbert R.I. ve R.F. Warner, (1978), "Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs",

ASCE, Journal of Structural Div. V.104, ST12, 1885–1900

Sargin M., (1971), “Stres-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections”, University of Waterloo, Canada

Doran B. ve Alacalı Noyan S., (2004), Yapısal Analiz Programı SAP2000 Bilgi Aktarımı ve Kullanımı , Birsen Yayınevi , İstanbul

Hsieh Yuan-Yu ve Mau S.T., (1995), “Elementary Theory of Structures”, Prentice Hall

Nilson A.H., Darwin D. ve Dolan C.W., (2003), “Design of Concrete Structures”, McGraw Hill.

AASHTO Bridge Committee, (2005), “2005 AASHTO Bridge Committee Agenda Item:27 (Revision 1)”, AASHTO

EKLER

Ek 1 Betonarme Kirişlerde donatı yüzdesi ρ 'ya göre hazırlanan hesap çizelgeleri,
Berktaş İ. , "Betonarme 1 Taşıma gücü ve Kesit Hesapları", 1995

ÇİZİM 5.10
C 25/20 - F20

$f_{yk} = 33,5 \text{ MPa/cm}^2$
 $f_{td} = 2,7 \text{ MPa/cm}^2$
 $\sigma_{st}/f_{yk} = 0,15$
Kirişler: 100cm
Donatılar: 10mm
Çizim: 1/20

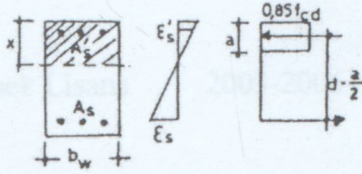
Yüklem: $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$
 $q_d = 15 \text{ kN/m}^2$
 $M_k = 10 \text{ kNm}$
 $M_d = 15 \text{ kNm}$

b	h	Yüklem: $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$						Yüklem: $q_d = 15 \text{ kN/m}^2$					
		ρ	μ	λ	ϵ	δ	η	ρ	μ	λ	ϵ	δ	η
0,0010	27,70	0,030	0,005	0,009	0,077								
0,0015	16,43	0,045	0,008	0,013	0,059								
0,0020	11,01	0,059	0,011	0,017	0,049								
0,0025	7,70	0,074	0,015	0,023	0,043								
0,0030	5,43	0,089	0,019	0,030	0,040								
0,0035	3,79	0,104	0,024	0,038	0,038								
0,0040	2,71	0,119	0,031	0,048	0,038								
0,0045	1,94	0,134	0,040	0,060	0,038								
0,0050	1,43	0,149	0,051	0,075	0,038								
0,0055	1,07	0,164	0,064	0,093	0,038								
0,0060	0,80	0,179	0,080	0,115	0,038								
0,0065	0,59	0,194	0,098	0,143	0,038								
0,0070	0,43	0,209	0,119	0,177	0,038								
0,0075	0,32	0,224	0,143	0,217	0,038								
0,0080	0,24	0,239	0,170	0,263	0,038								
0,0085	0,18	0,254	0,201	0,315	0,038								
0,0090	0,14	0,269	0,236	0,373	0,038								
0,0095	0,10	0,284	0,275	0,437	0,038								
0,0100	0,08	0,299	0,318	0,507	0,038								
0,0105	0,06	0,314	0,364	0,583	0,038								
0,0110	0,05	0,329	0,413	0,665	0,038								
0,0115	0,04	0,344	0,464	0,753	0,038								
0,0120	0,03	0,359	0,518	0,847	0,038								
0,0125	0,02	0,374	0,575	0,947	0,038								
0,0130	0,02	0,389	0,635	1,053	0,038								
0,0135	0,01	0,404	0,698	1,165	0,038								
0,0140	0,01	0,419	0,764	1,283	0,038								
0,0145	0,01	0,434	0,833	1,407	0,038								
0,0150	0,01	0,449	0,904	1,537	0,038								
0,0155	0,01	0,464	0,977	1,673	0,038								
0,0160	0,01	0,479	1,052	1,815	0,038								
0,0165	0,01	0,494	1,129	1,963	0,038								
0,0170	0,01	0,509	1,208	2,117	0,038								
0,0175	0,01	0,524	1,289	2,277	0,038								
0,0180	0,01	0,539	1,371	2,443	0,038								

Ek 1 Betonarme Kirişlerde Donatı Yüzdesi ρ 'ya göre hazırlanan Hesap Çizelgeleri

ÇİZELGE 5.10

C 25/S 420



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

$$K = b_w d^2 / M$$

$$f_{cd} = 1,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_a = \frac{\rho}{0,85} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}; k_x = k_a / 0,85$$

BİRİMLER

Moment : Ncm

Mukavemet: kN/cm

Uzunluk : cm

$$k_z = 1 - 0,59 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$k_s = 1 / (k_z f_{yd})$$

ρ	K	k_x	k_a	k_z	k_s	Baskın donatısı σ'_s gerilmesi							
						z/d							
						0,80	0,825	0,85	0,875	0,90	0,925	0,95	
0,0010	27,75	0,030	0,025	0,987	0,0277	$\sigma'_s = f_{yd} = -36,5$							-36,5
0,0015	18,62	0,045	0,038	0,981	0,0279							-36,5	-7,1
0,0020	14,05	0,059	0,051	0,975	0,0281						-36,5	-15,0	10,0
0,0025	11,32	0,074	0,063	0,968	0,0283						-36,5	-0,7	19,5
0,0030	9,49	0,089	0,076	0,962	0,0285						-36,5	9,7	26,5
0,0035	8,19	0,104	0,088	0,956	0,0287						-36,5	2,0	31,0
0,0040	7,21	0,119	0,101	0,949	0,0289						-36,5	9,5	34,8
0,0045	6,46	0,134	0,114	0,943	0,0291						-36,5	15,3	36,5
0,0050	5,85	0,149	0,126	0,937	0,0292						-36,5	21,0	
0,0055	5,35	0,163	0,139	0,930	0,0294						-36,5	21,0	
0,0060	4,94	0,178	0,152	0,924	0,0297					-36,5	21,0		
0,0065	4,59	0,193	0,164	0,918	0,0299					-36,5	21,0		
0,0070	4,29	0,208	0,177	0,911	0,0301					-36,5	21,0		
0,0075	4,04	0,223	0,189	0,905	0,0303					-36,5	21,0		
0,0080	3,81	0,238	0,202	0,899	0,0305					-36,5	21,0		
0,0085	3,61	0,253	0,215	0,892	0,0307					-36,5	21,0		
0,0090	3,44	0,267	0,227	0,886	0,0309					-36,5	21,0		
0,0095	3,28	0,282	0,240	0,880	0,0311					-36,5	21,0		
0,0100	3,14	0,297	0,253	0,873	0,0314					-36,5	21,0		
0,0109	2,91	0,324	0,275	0,862	0,0318					-36,5	21,0		
0,0110	2,89	0,327	0,278	0,861	0,0318					-36,5	21,0		
0,0115	2,79	0,342	0,290	0,854	0,0321					-36,5	21,0		
0,0120	2,69	0,357	0,303	0,848	0,0323					-36,5	21,0		
0,0125	2,60	0,371	0,316	0,842	0,0326					-36,5	21,0		
0,0126	2,58	0,374	0,318	0,841	0,0326					-36,5	21,0		
0,0130	2,52	0,385	0,328	0,835	0,0328					-36,5	21,0		
0,0135	2,45	0,401	0,341	0,829	0,0330					-36,5	21,0		
0,0140	2,38	0,416	0,354	0,823	0,0333					-36,5	21,0		
0,0145	2,31	0,431	0,366	0,816	0,0336					-36,5	21,0		
0,0150	2,25	0,446	0,379	0,810	0,0338					-36,5	21,0		
0,0155	2,20	0,461	0,392	0,804	0,0341					-36,5	21,0		
0,0160	2,15	0,475	0,404	0,797	0,0344					-36,5	21,0		
0,0165	2,10	0,490	0,417	0,791	0,0346					-36,5	21,0		
0,0170	2,05	0,505	0,429	0,785	0,0349					-36,5	21,0		
0,0175	2,01	0,520	0,442	0,778	0,0352					-36,5	21,0		
0,0178	1,99	0,529	0,450	0,776	0,0353					-36,5	21,0		

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

- Şehim kontrolü gerekmeyen sınır
 - - - - - Deprem bölgesi sınırı
 ----- Düktil davranış sınırı

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

Çift donatılı kesitlerde:

$$A_s = \frac{M_1}{k_z d f_{yd}} + \frac{M_d - M_1}{z_s f_{yd}}$$

$$A'_s = \frac{M_d - M_1}{z_s \sigma'_s}$$

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 04.07.1980

Doğum yeri İstanbul

Lise 1992–1998 Özel Eyüboğlu Koleji

Lisans 1998–2002 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2003–2006 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnş. Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı

Çalıştığı kurum(lar)

2003–2004 ABC İnşaat Tic. Ltd. Şti.
2004–2005 GEN Yapı Denetim Tic. Ltd. Şti.

