

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BASİT EĞİLME, KAYMA VE BURULMA ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME YAPI
ELEMANLARININ TS 500 VE TS EN 1992-1-1 STANDARDLARINA GÖRE
ÖRNEKLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. Necim KAYA
(07115104)

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği
Programı: Yapı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ali Sayıl ERDOĞAN

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 02 Eylül 2010

EYLÜL-2010

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BASİT EĞİLME, KAYMA VE BURULMA ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME YAPI
ELEMANLARININ TS 500 VE TS EN 1992-1-1 STANDARDLARINA GÖRE
ÖRNEKLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. Necim KAYA
(07115104)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 02 Eylül 2010

Tezin Savunulduğu Tarih: 01 Ekim 2010

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ali Sayil ERDOĞAN
Diğer Jüri Üyeler : Prof. Dr. Zülfü Çınar ULUCAN
Doç. Dr. Servet YILDIZ

EKİM 2010

ÖNSÖZ

Yüksek lisans döneminde bilgi ve tecrübeleriyle bana yol gösteren, öğrencisi olduğum için her zaman gurur duyduğum, babacan yaklaşımlarıyla desteğini hissettiğim kıymetli hocam Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN'a,

Yüksek lisans eğitim sürecinde ders aldığım değerli hocalarım; Prof. Yusuf CALAYIR'a, Prof. Zülfü Çınar ULUCAN'a, Doç Dr. Ragıp İNCE'ye, yaklaşım ve destekleriyle beni azimlendiren, insanlığıyla örnek aldığım hocam; Yrd. Doç. Kürşad Esat ALYAMAÇ'a,

Yüksek lisans döneminde eğitimim dışındaki en büyük kazancım olarak gördüğüm, beyefendiliği, insanlara yaklaşımı ve güzel ahlakı ile takdir ettiğim, ailesine, dostlarına ve Vatana hayırlı insan, kardeşim Mehmet Esen EREN'e,

Tez çalışmamın her aşamasında yanımda olan, çalışmam süresince beni destekleyen, bana inanan, akademik yaşamın zorluklarına rağmen beni her zaman cesaretlendiren ve maddi-manevi yardımlarını esirgemeyen sevgili aileme, dostlarıma en içten teşekkürlerimi sunarım.

Necim KAYA

Elazığ - 2010

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER	III
ÖZET.....	V
SUMMARY.....	VI
TABLolar LİSTESİ.....	X
SEMBOLLER LİSTESİ.....	XI
1. GİRİŞ	1
2. MATERYAL ve METOD.....	2
2.1. TS 500 Basit Eğilme Etkisi	2
2.2. TS 500 Kayma Gerilmesi Etkisi.....	33
2.3. TS 500’de Kesme Kuvveti ve Burulma	38
2.3.1. Genel	38
2.3.2. Eğik Çatlama Sınırı.....	38
2.3.3. Tasarım Kuvvetlerinin Saptanması.....	39
2.3.5. Gevrek Kırılmanın Önlenmesi.....	40
3. BULGULAR.....	41
3.1. TS EN 1992-1-1’de Basit Eğilme Etkisi	41
3.1.1. Eğilmede Çekme Dayanımı.....	41
3.1.2. Eksenel Kuvvetin Bulunduğu veya Bulunmadığı Durumda Eğilme	41
3.1.3. Eğilme ve Eksenel Kuvvet Bakımından Tasarım Direnci	42
3.2.3. Tasarım Kayma Donatısı Kullanılmasını Gerektiren Yapı Elemanları	53
3.2.4. Tablalı T Kirişlerin Gövde ve Tabla Kısımları Arasında Oluşan Kesme Kuvveti	57
3.3. TS EN 1992-1-1’de Burulma	62

3.3.1. Genel	62
3.3.2. Tasarım İşlemi	62
3.3.3. Burulma Etkisiyle Oluşan Çarpılma	64
4. SONUÇ VE ÖNERİLER	67
4.1. Sonuçlar	67
4.2. Öneriler	69
5. KAYNAKLAR	70
ÖZGEÇMİŞ	72

ÖZET

Betonarme elemanların davranışlarının belirlenmesinde izlenen yol deneysel çalışmaktır. Ancak her bir özel durum için deney yapmanın hem zaman açısından hem de mali açıdan mümkün olmayacağı düşünülürse, betonarmenin gerçek davranışını göz önüne alan analitik yöntemlerin önemi ortaya çıkar. Bu çalışmada eğilme, kayma ve burulma etkisi altındaki betonarme elemanların davranışları incelenip; TS EN 1992-1-1'in, TS 500'e getirdiği yenilikler, gerek duyulan düzenlemeler analitik örneklerle incelenmiştir.

Yapı tasarımında betonarme elemanların yükler altında şekil değiştirme ve güç tükenme durumları önem arz etmektedir. Betonarme elemanlarda burulma, genellikle eğilme ve kayma gerilmesi ile birlikte etkir. Bu nedenle burulmanın kesme ve eğilme ile birlikte etkidığı durumun incelenmesi, en gerçekçi yaklaşım olacaktır. Donatılar bağımsız hesaplandığında, burulma-eğilme etkileşimi ihmal edilebilir. Burulma ve kesmenin her ikisi de kesme gerilmeleri oluşturduğundan ve bu kesme gerilmeleri elemanın bir yüzünde aynı yönde olduklarından, burulma-kesme etkileşimi ihmal edilemeyecek kadar önemlidir.

Deneysel de simetrik donatılı kesitlerde küçük bir miktar eğilme momenti bulunmasının burulma dayanımını azalttığı gözlenmiştir. Buna karşılık eğer donatı simetrik değilse ve altta donatı üste göre daha fazla ise, kesitin kapasitesi üst donatı tarafından kontrol edilebilir. Bu durumda eğilme momenti üstteki donatının burulmadan oluşan çekme gerilmesini azalttığı için, eğilme momentinin küçük değerleri için burulma dayanımı artacaktır. Bu konuda uygulaması kolay ve genel kabul görmüş bir model geliştirilememiştir. Bu nedenle karşılıklı etkileşim göz önüne alınmadan iki etkinin ayrı ayrı ele alınması ve bulunacak donatıların toplanması önerilmiştir. Böyle bir uygulamada basit eğilme etkisinden dolayı alt donatı üst donatıdan fazla olacağı için genellikle bu kabulün güvenli tarafta olduğu söylenebilir.

TS EN 1992-1-1; donatısız, donatılı(betonarme) ve ön gerilmeli beton kullanarak inşa edilen binalar ve inşaat mühendisliği alanına giren diğer yapıların tasarımında kullanılır.

Anahtar Kelimeler: Basit Eğilme, Kayma Gerilemesi, Burulma, Güç Tükenmesi.

SUMMARY

Examination of Reinforced Construction Units Under Pure Bending, Shear and Distortion Effects According to TS 500 and TS EN 1992-1-1 with Examples

The method which is used for determination of reinforced concrete units is experimental performance but it is impossible and expensive to do experiment for all special conditions. Because of these analytic methods to clarify realistic determination of reinforced concrete becomes important. In this performance, determination of reinforced concrete which is under of bending, shear and distortion effects is studied and the modernity and the arrangement which comes from TS EN 1992-1-1 to TS 500 is examined with analytic examples.

Load deformation and power consumption of reinforced concrete becomes important for structural design. Usually torsion effects into reinforced concrete units with bending stress and shear stress. For that reason the most realistic approach is examine of this situation. Torsion and bending interactions can be forgotten for calculation of reinforcement but interactions of torsion and shear are very important because of both of them compose shearing stress and this stress effects to same surface of unit in the same direction.

Decreasing torsion tolerance by little bending moment is figured out in experiments of syhmetrical reinforcement sections. In spite of this, if reinforcement is not syhmetrical and bottom reinforcement is greater than the upper reinforcement, the capacity of the section can be controlled by upper reinforcement. In this situation, bending moment decreases shearing stress which grows from distortion in upper reinforcement and for that reason torsion tolerance increases for little values of bending moment. There is no any easy applications and common methods in this issue. For that reason, the most common suggestion is to discuss about separate effects without mutual interaction. In such an application usually this acceptance will be in safe side because of bottom reinforcement will be greater than upper reinforcement due to pure bending effects.

TS EN 1992-1-1 is used for the structures which built with concrete, reinforcement concrete, stressed concrete and design of other structural constructions.

Key words: Pure Bending, Shearing Stress, Distortion, Power Consumption.

ŞEKİLLER LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 Betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi.....	2
Şekil 2.2 Beton ve donatı çeliğinin $\bar{\sigma}$ - ϵ eğrilerideğiştirme ve gerilme değişimleri.....	3
Şekil 2.4. Betonarme dikdörtgen kesitin eğilme momenti altındaki davranışı.....	5
Şekil 2.5. Kesitte moment-eğrilik bağıntısı; a)denge altı donatılı	7
Şekil 2.6. Beton ve çeliğin çalışma davranış eğrileri	8
Şekil 2.7. Dikdörtgen kesitte beton basınç gerilmeleri yayılışı; a) Güç tükenmesi durumu b) Dayanım hesabına esas olan eşdeğer dikdörtgen dağılım durumu	10
Şekil 2.8. Gerilme Yayılışı katsayıları	12
Şekil 2.9. Örnek 2.1, Örnek 2.2 ve Örnek 2.3.de elde edilen eğilme momenti eğrilik bağıntısı.....	19
Şekil 2.10. Bir ucu mafsallı ve diğer ucu ankastre kirişe yük artımı yöntemi uygulanması	19
Şekil 2.11. Bir ucu mafsallı ve diğer ucu ankastre kirişe yük aktarımı yöntemi uygulanması	22
Şekil 2.12. Kiriş içerisindeki yatay kayma gerilmeleri	33
Şekil 2.13. Dikdörtgen kesitli homojen bir kirişte kayma gerilimleri.....	35
Şekil 2.14. Dikdörtgen kesitli homojen bir kirişte asal gerilme yörüngeleri.....	36
Şekil 3.1. Düzlem duvar notasyonları	43
Şekil 3.4. Mesnetlere yakın konumda uygulanan yükler	53
Şekil 3.5. Kafes kiriş modeli ve kayma donatısı bulunan yapı elemanlarına ait semboller	54
Şekil 3.6. Doğrudan basınç etkisi altında bulunan kısa kesme açıklıklarındaki kayma donatısı	57

Şekil 3.7. Tablalı T kirişte tabla kısmı ile gövde kısmı arasındaki birleşime ait semboller	58
Şekil 3.8. Ara yüz örnekleri.....	60
Şekil 3.9. Tasarlanan birleşim yeri.....	60
Şekil 3.10. Kullanılması gerekli ara yüz donatısını da gösteren kesme kuvveti grafiği	61
Şekil 3.11. Tüp kesit kayma debisi	65
Şekil 3.12. Burulma momenti uygulanan kesit.....	66

TABLÖLER LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. Beton sınıfları ve karakteristik hesap değerleri	24
Tablo 2.2. Çelik sınıfları karakteristik değerleri ve donatı çarpanı	25
Tablo 2.3. Tablalı kesit için 10.000w değerleri.....	26
Tablo 2.4. Değişik kesitler için yaklaşık burulma dayanım momentleri	38

SEMBOLLER LİSTESİ

A_c	: Brüt beton alanı
A_{ck}	: Etriye içinde kalan beton alanı
A_s	: Çekme donatısı alanı
A'_s	: Basınç donatısı alanı
A_{sl}	: Burulma momenti boyuna donatısı toplam alanı
$A_{s,min}$	: Minimum donatı alanı
A_{sw}	: Kayma donatısının enkesit alanı
A_{ot}	: Burulma momenti etriyesi kesit alanı
A_c	: Enkesitin beton kısmının alanı
b_w	: Tablalı kesitte gövde genişliği
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım çekme dayanımı
f_{td}	: Boyuna donatıda oluşan çekme kuvvetinin tasarım değeri
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{yd}	: Donatı tasarım akma gerilmesi
f_{ywd}	: Etriye donatısının tasarım akma gerilmesi
I	: Atalet momenti
ℓ_k	: Kolon burkulma boyu
ℓ_p	: Kiriş moment sıfır noktaları arası uzaklık
N_{Ed}	: Uygulanan eksenel kuvvetin (çekme veya basınç) tasarım değeri
T	: Burulma momenti
T_{cr}	: Çatlamayı oluşturan burulma momenti
T_r	: Kesitin burulma taşıma gücü
T_{Ed}	: Uygulanan burulma momentinin tasarım değeri
V_{cr}	: Eğik çatlamayı oluşturan kesme kuvveti
V_{Ed}	: Uygulanan kesme kuvvetinin tasarım değeri
$V_{Rd,c}$	: Kayma donatısı bulunmayan yapı elemanının tasarım kayma direnci
$V_{Rd,s}$	: Kayma donatısının akması vasıtasıyla karşılanabilen kesme kuvveti tasarım değeri
$V_{Rd,max}$	: Yapı elemanı tarafından karşılanabilen ve basınç çubuklarının kırılması ile sınırlı olan en büyük kesme kuvveti tasarım değeri
$V_{c,d}$	: Eğik basınç bölgesinde, basınç alanına etkiyen kuvvetin kesme kuvveti bileşeni tasarım değeri
$V_{t,d}$	: Eğik çekme bölgesinde, çekme donatısına etkiyen kuvvetin kesme kuvveti bileşeni tasarım değeri.

1.GİRİŞ

TS 500/Şubat2000 Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, TS 500 (1984) ün revizyonu olarak hazırlanmıştır. Bu Standard, betonarme yapı elemanları ve yapıların kullanım amaç ve süresine uygun güvenlikle tasarlanması, hesaplanması, boyutlandırılıp donatılması ve yapımı ile ilgili kural ve koşullara dairdir. Hazırlandığı dönemin teknik ve uygulamalarına göre hazırlanan standard; günümüzün ihtiyaçlarını karşılamak amacıyla zamanla ortaya çıkan gelişim ve değişikliklere uydurulması ile revize edilmek istenmektedir.

TS EN 1992-1-1 Eurocode 2, donatısız, donatılı (betonarme) ve öngerilmeli beton kullanılarak inşa edilen binalar ve inşaat mühendisliği alanına giren diğer yapıların tasarımında uygulanır. Bu Eurocode, EN 1990 “Yapı tasarımının esasları” standardında verilen tasarım esasları ve doğrulama, yapıların güvenliği ve kullanılabilirliği ile ilgili gerekler ve prensipleri tamamlayıcı niteliktedir.

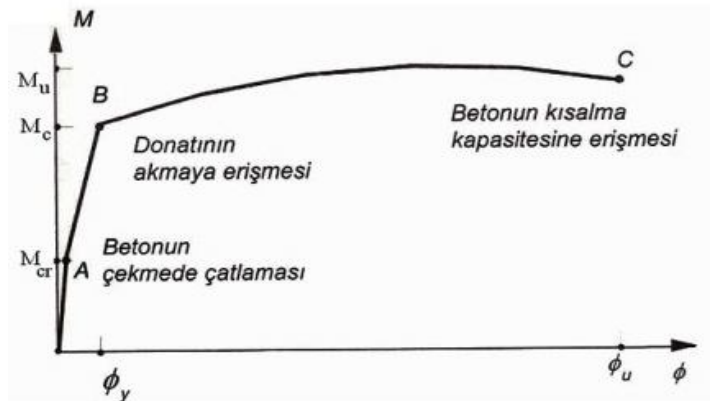
Betonarme homojen olmayan ve davranışı doğrusal elastik olmayan bir yapı malzemesidir. Davranışın zamana ve yük geçmişine de bağlı olması sorunu daha da karmaşık bir duruma sokar ve ideal malzeme varsayımı ile geliştirilen hesap yöntemlerini geçersiz kılar. Betonarmenin gerçek davranışını göz önünde bulundurmeyen tüm yaklaşımların yanlış sonuçlar üreteceği düşünülecek olursa, betonarme davranışların olabildiğince ayrıntılı incelenmesinin yararı kendiliğinden ortaya çıkar.

Eğilme, kayma ve burulma etkisi altında zorlanan betonarme kesitin davranışı, gerçekçi olarak moment-eğrilik ilişkisinden izlenebilir. Kesit davranışının, dayanımın, sünekliğin ve rijitliğin nasıl değiştiği moment eğrilik ilişkileri sayesinde irdelenir. Burada dikkat edilmesi gereken husus kesit sünekliğinin eleman sünekliği, eleman sünekliğinin ise sistem sünekliği için birer ön koşul oluşturduğudur. Bu anlamda eleman davranışlarının belirlenmesinin, depreme dayanaklı betonarme sistemlerin tasarımında önemli bir yeri vardır[1].

2. MATERYAL ve METOD

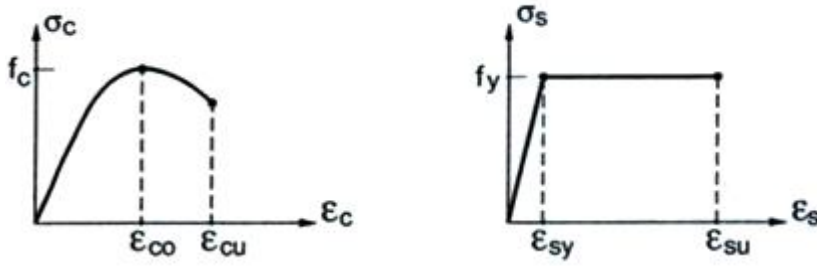
2.1. TS 500 Basit Eğilme Etkisi

Şekil 2.1.de basit eğilme altındaki bir betonarme kesitteki eğilme momenti-eğrilik değişimi gösterilmiştir. Eğilme momentinin küçük değerleri için betonda basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelirken, donatı elastik davranır. Bütün beton kesiti davranışa etkili olduğu için donatının katkısı bu devrede sınırlı olur. Kesitin eğilme rijitliğine beton kesitinin elastiklik modülü ve brüt atalet momenti etkili olur. Momentin artmasıyla çekme bölgesindeki beton çatlar ve çatlak tarafsız eksene doğru ilerler. Çekme gerilmelerinin hemen hemen tamamı çekme donatısı tarafından karşılanır. Tarafsız eksenin altında çekme gerilmelerinin küçük olduğu bir bölge kalırsa da değerlendirmelerde bu gerilmelerin katkısı küçük olduğundan ihmal edilir ve çekme bölgesinde betonun tamamen çatladığı kabul edilir. Betonun çatlaması moment-eğrilik değişiminde küçük de olsa ilk doğrusal davranıştan ayrılmayı doğurur. Betonun doğrusal olmayan davranışı artan gerilmelerle yavaş yavaş belirgin duruma gelir (Şekil 2.2). Eğilme momenti artarken, beton basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal olmayan bir değişimle oluşurken, donatı akma gerilmesine ulaşır [1]. Momentin bu değeri M_y Akma Momenti olarak bilinir. Momentin artması ile donatı plastik uzama yaparken, betonda da doğrusal olmayan $\sigma_c - \varepsilon_c$ değişimi çok daha belirgin duruma gelir. Genellikle donatının uzama kapasitesi büyük olduğu için, güç tükenmesi betonun en büyük kısalama kapasitesine erişmesiyle ortaya çıkar ve kesit taşıma gücüne erişir (Şekil 2.3).

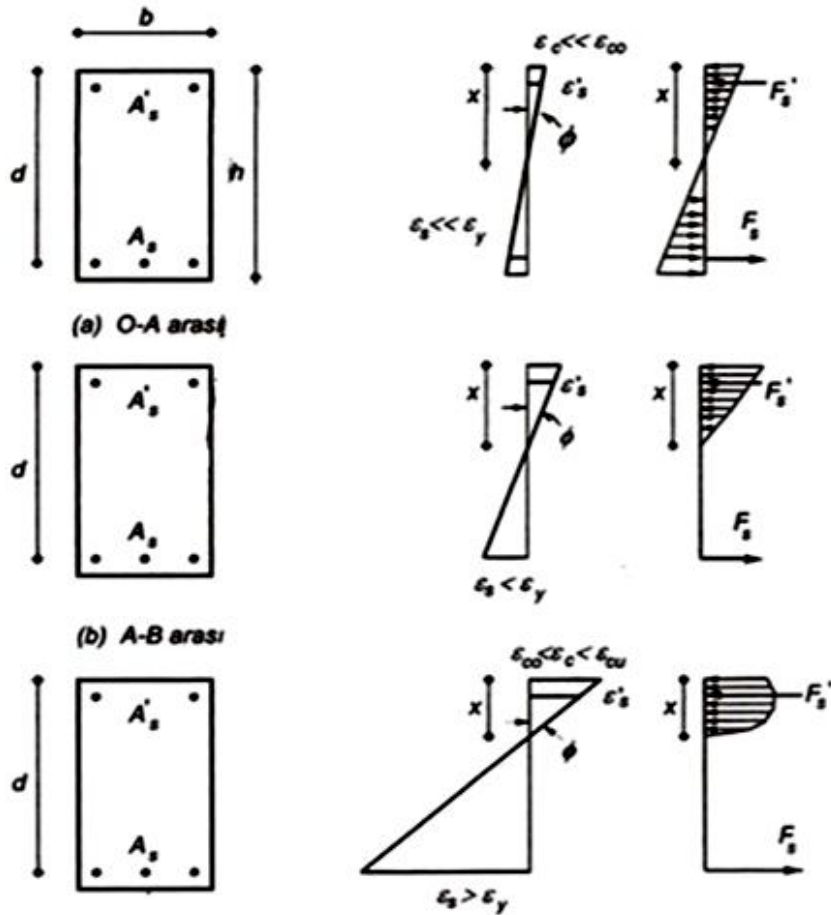


Şekil 2.1 Betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi

Bir kesitte $M - \phi$ moment eğrilik değişiminde yataya yakın kolun uzun olması, yani kesit güç tükenmesinin sünek olması çekme donatısının miktarına bağlıdır. Kesitte çekme donatısının dengeli donatıdan daha büyük olması durumunda donatı akmaya erişmeden beton ϵ_{cu} en büyük kısılmasına ve kesit de güç tükenmesine erişir. Bu durumda $M - \phi$ moment eğrilik değişiminde belirgin yatay kol ortaya çıkmaz ve güç tükenmesi sünek değil, gevrek olarak meydana gelir [1,2].



Şekil 2.2 Beton ve donatı çeliğinin 6-e eğrileri



Şekil 2.3. Betonarme kesitte eğilme momentinin değişik değerlerine karşı gelen şekil değiştirme ve gerilme değişimleri

Kesitin eğilme rijitliği

$$EI = M / \phi \quad (2.1)$$

bağıntısı ile tanımlanır. Başlangıçtaki eğilme rijitliğine brüt beton kesiti etkili olur.(Şekil 2.1.)’ de görüldüğü gibi, moment artması ile çekme bölgesindeki beton çatladığı için eğilme rijitliğinde azalma görülür. Bu bölümdeki eğilme rijitliğine çekme donatısı etkili olur. Güç tükenmesine yakın durumda $M - \phi$ değişimi yatay yakın olduğu için eğilme rijitliği çok küçülür. Bu davranış plastik malzeme davranışına benzediği için, donatının dengeli donatıdan daha küçük olduğu sünek güç tükenmesi durumunda, kesitte plastik mafsallık kabulünün kullanılabileceği ortaya çıkar. Kesitte basınç donatısının bulunması, basınç bölgesini küçülteceği ve daha büyük kesit eğriliklerine sebep olacağı için, kesitin davranışını daha sünek duruma getirir[1].

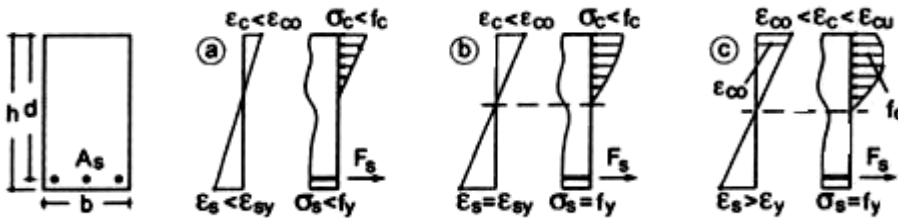
Eğilme etkisindeki bir betonarme kesitteki, kesitin dayanımında önemli bir azalma meydana gelmeden oluşan en büyük eğriliğin, doğrusal davranışa yakın davranışın bitimi sayılan çekme donatısında akmanın meydana geldiğindeki eğriliğe oranı eğilme sünekliği olarak tanımlanır [1].

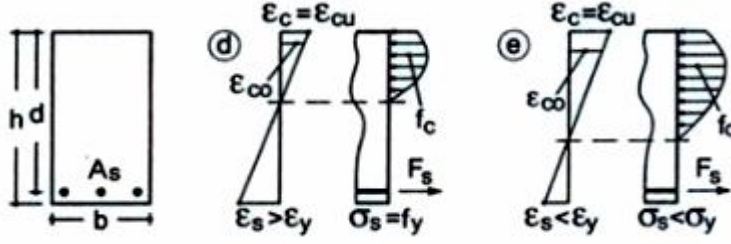
$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad (2.2)$$

Akma ve güç tükenmesi durumunda, eğrilik için,

$$\phi_y = \varepsilon_y / (d - x_y) \quad \phi_u = \varepsilon_{cu} / x_u \quad (2.3)$$

yazılabilir. Burada x_y çekme donatısının akması durumunda ve x_u betonun en büyük birim kısalmasının olduğu güç tükenmesi durumunda tarafsız eksenin yüksekliğidir. Beton basınç bölgesinde sık sargı donatısı bulunması durumunda oluşan yanal basınç ε_{cu} betonun yapabileceği en büyük birim kısalma kapasitesini, dolayısıyla ϕ_u güç tükenmesi eğriliğini büyüteceği için, kesitin μ eğilme sünekliğini de artırır. Bunun gibi, dikdörtgen kesite göre, tablalı kesitte basınç bölgesi yüksekliği azalacağı için süneklik de artar.





Şekil 2.4. Betonarme dikdörtgen kesitin eğilme momenti altındaki davranışı

Şekil 2.4.te verilen kesitte eğilme momenti etkisiyle, üst bölümünde basınç ve alt bölümünde çekme gerilmeleri meydana gelecektir. Betonun çekme dayanımının çok düşük olması nedeniyle eğilme momentinin küçük değerlerinde bu dayanıma ulaşılır. Kesitin en alt bölümündeki gerilmeler çatlama sonucu kaybolurlar. Alt bölümünde kesitin tarafsız eksenine yakın kısımlarında çekme dayanımından küçük çekme gerilmeleri bulunabilir. Ancak değerlerinin diğer gerilmelere göre çok düşük olması ve tarafsız eksene yakın olmaları nedeniyle ihmal edilirler. Bu durumda kesitte çekme gerilmeleri sadece altta bulunan donatı çubuklarında meydana gelir. Tarafsız eksenin üst bölümünde ise betonda basınç gerilmeleri oluşur. Çekme gerilmelerinin karşılanması için alt bölümde donatı bulunması gereklidir. Ayrıca eğilme momenti etkisini karşılaması amacıyla donatıların tarafsız eksenden uzakta ve kesitin alt yüzünde olması uygundur. Ancak beton dış yüzünden biraz içeri yerleştirilerek betonun donatıyı sarması, donatının korozyonu önlenmiş ve beraber çalışma sağlanmış olur [2].

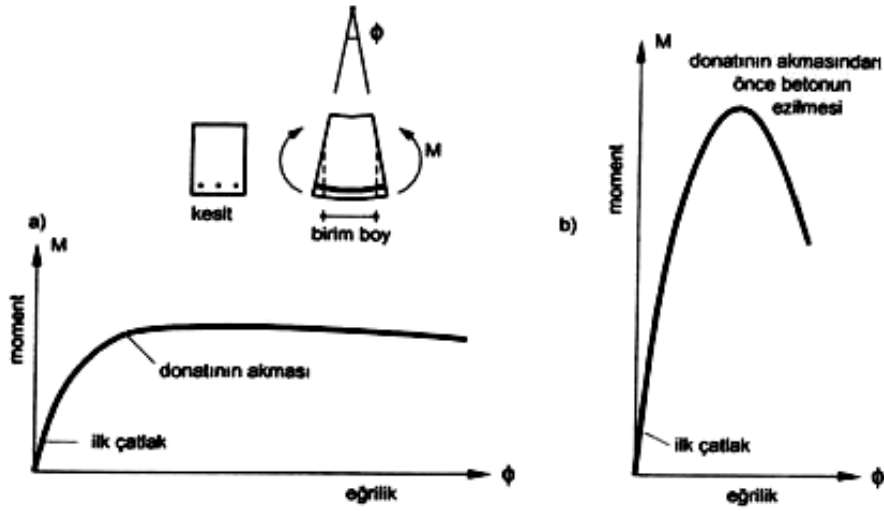
Donatının dış beton yüzeyine olan uzaklığı uygulamada pas payı veya beton örtüsü olarak isimlendirilir. Kesitin beklenen taşıma gücünün ortaya çıkabilmesi için, kesitteki beton ve donatının beraber şekil değiştirme yapması gerekir. Donatıda meydana gelecek çekme kuvveti değişikliğinin betona iletilmesi için beton ile donatı arasında aderansa ihtiyaç vardır. Bu nedenle donatı çubuklarının betonla sarılması önemli olur. Donatıların çok sık olması bu sarılmayı önleyeceği gibi, yeterli dış beton örtüsünün olmaması da aderansı azaltır ve hatta yetersiz kılabilir. Bu nedenle beton örtü tabakasının önemi vardır. Çevre koşullarının betona zarar verecek durumda olması, kimyasal gazlar veya zemin içindeki kesitlerde yer altı suyunun bulunması beton örtü tabakasının kalın olmasını gerektirebilir. Yangın durumunda beton ve çeliğin sıcaklıkla uzama katsayılarının birbirine yakın olması, beraber şekil değiştirme doğuracağı için, farklı şekil değiştirmelerden meydana gelebilecek zorlamalarının sınırlı kalmasını sağlar. Ancak iki malzemenin ısı iletim katsayılarının farklı olması, ısınan bölgeden uzaktaki kesitlerde, beton ve çelikte,

farklı sıcaklıkların meydana gelmesine ve farklı şekil değiştirmelere, bunun sonucu olarak beton-donatı arasında ek zorlamaların çıkmasına neden olur. Bundan dolayı, donatının aşırı sıcaklıktan korunması için belirli kalınlıkta beton örtü tabakasının bulunması gereklidir[2].

Şekil 2.4.(a).’da gerilmelerin küçük olduğu durma ait şekil değiştirmeler ve gerilmeler gösterilmiştir. Davranış eğrilerinin başlangıcında olduğu için her iki malzemenin davranışı da doğrusal kabul edilebilir. Bu nedenle kesitteki beton basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal olup, donatıda çekme gerilmesi, birim uzamayı çelik elastiklik modülü ile çarpılarak elde edilebilir. Şekil 2.4.(b).’de verilen değişimler artan kesit momenti ile donatının akma gerilmesine eriştiği duruma karşı gelmektedir. Büyüyen kısalmalar nedeniyle betondaki basınç gerilme dağılımı da doğrusal değişimden ayrılmaktadır. Bu adımdan sonra çekme kuvveti sabit kalacağı için eğilme momentindeki artış, basınç ve çekme kuvvetlerinin arasındaki kuvvet kolunun artmasıyla sağlanır. Şekil 2.4.(c)’ de verildiği gibi bu sırada uzama ve kısalmalarda artışlar ortaya çıkar ve betondaki gerilme dağılışı, malzeme davranışında verilene benzer bir şekil alır. Betonun üst kenarında şekil değiştirmelerin artması gerilmelerde azalma sonucu mümkün olur. Çekme ve basınç kuvvetlerinin değişmemesi nedeniyle artan momentle tarafsız eksen yukarı kayarken, kısalma ve uzamalarda önemli bir artış meydana gelir. Eğilme momentinin daha da artmasıyla, betonda kısalma artarak güç tükenmesine karşı gelen en büyük değere erişir. Böylece, kesit a,b ve c durumlarından geçerek, Şekil 2.4.(d).’de verildiği gibi sınır gerilmesine erişmiş ve akma uzamasını aşmış durumdadır. Donatıdaki büyük uzamalar nedeniyle kirişte sık ve kalın çatlaklar meydana gelir. Bu sınır duruma erişildikten sonra, beton ezilerek dayanımını kaybeder ve dağılır. Kesitin bulunduğu kiriş de büyük şekil değiştirmeler sonucu oluşan yer değiştirmelerle, sünek bir davranışla güç tükenmesi durumuna eriştiği için, bu tür sınır durum haberli güç tükenmesi olarak isimlendirilir. Ayrıca, bu güç tükenmesi durumu donatının akma durumuna eriştikten sonra çekme kuvvetinin artamaması nedeniyle ortaya çıktığı için çekme güç tükenmesi olarak da bilinir[2].

Kesitte donatı fazla ise beton güç tükenmesi kısalmasına eriştiği halde akmaya ulaşmayıp, elastik kalabilir. Donatının uzaması küçük kaldığı için kirişin çekme bölgesinde ancak seyrek ve ince çatlaklar oluşur. Güç tükenmesinin ani olarak, çoğu zaman bir patlama şeklinde ortaya çıktığı, sünek olmayan bu tür gevrek sınır durumu habersiz güç tükenmesi durumu veya basınç güç tükenmesi olarak adlandırılır. Yönetmeliklerde donatı

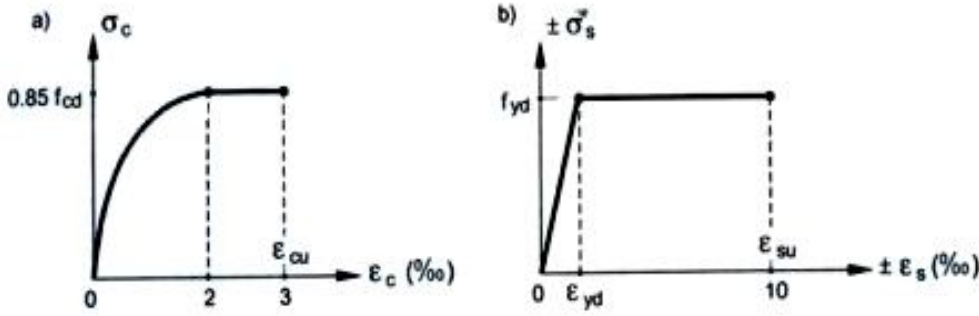
miktarını sınırlayarak bu durumun ortaya çıkmaması buna karşılık sünek durumun ortaya çıkması şart konmuştur. Yukarıda açıklanan iki durumu ayıran sınır kesit değiştirmesi donatının akmaya erişirken betonun da kesitin üst kenarında mümkün olan en büyük kısalmayı yapmasıdır. Bu şekil değiştirme durumu dengeli durum olarak da adlandırılır. Buna benzer olarak donatının güç tükenmesi durumunda akmaya erişmeyecek kadar fazla olduğu ve gevrek bir şekilde göçen kesit kuvvetli donatılı veya denge üstü donatılı olarak bilinir. Güç tükenmesi durumunda donatının akmaya eriştiği duruma karşı gelen ve sünek bir davranışla göçen kesit ise zayıf donatılı veya denge altı donatılı olarak isimlenir. Burada zayıf ve kuvvetli ifadeleri dengeli duruma kıyasla kullanılmaktadır [2].



Şekil 2.5. Kesitte moment-eğrilik bağıntısı; a) denge altı donatılı (çekme güç tükenmesi)
b) denge üstü donatılı (basınç güç tükenmesi)

Şekil 2.5. te eğilme momenti taşıyan bir kesitte moment-eğrilik bağıntısı gösterilmiştir. Başlangıçta küçük gerilmeler için beton ve çelik davranışı doğrusal kabul edilebileceği için, değişim doğrusaldır. Çekme bölgesinde betonun çatlaması, basınç bölgesinde betonun doğrusal davranıştan ayrılması ve donatının akması ile moment-eğrilik ilişkisi doğrusal olamayan bir değişim gösterir. Kirişin birim boydaki kesitte enerji tüketimi, verilen eğrilerin altında kalan alan ile doğru orantılıdır. Dengeli donatıdaki davranış da yaklaşık olarak denge üstü için verilene benzer olacaktır. Eğrinin tepe noktasında donatı f_y akma gerilmesine erişirken, beton da f_c dayanım değerine varacaktır. Tepe noktasına kadar eğri altında kalan sınırlı alan, ani güç tükenmesine erişmeden önce tüketilecek enerji kapasitesinin bir ölçüsüdür. Donatı azaltılarak denge altı için verilen davranış elde edilir. Bu davranışta donatının azaltılmasıyla, moment kapasitesi azalmakta ve davranış eğrisinin

tarafsız eksenin kesitte yukarı hareketiyle ortaya çıkan ve yataya yakın olan kısmı uzamaktadır. Davranış eğrisinin bu bölümünde çatlaklar sıklaşırken araları da açılmakta, fakat önemli bir hasar ortaya çıkmamaktadır. Eğrinin bu kısmı betonda ε_{cu} birim kısalma kapasitesine erişilmesi ile sona ermektedir. Eğrinin altında kalan büyük alan davranışın sünek olduğunu göstermektedir. Güç tükenmesi durumundaki eğriliğin, donatının akmasındaki eğriliğe oranı sünekliğin bir ölçüsü olarak kabul edilebilir. Donatı alanının artırılmasıyla, akmanın olduğu moment değeri büyümekte, eğrinin yataya yakın kısmı kısalmaktadır. Bu ise, düşük bir sünekliğe karşı gelir. Sünekliğin düşük olmasını önlemek amacıyla, TS500’de en büyük donatı oranı, dengeli durumun %85’i olarak sınırlandırılmıştır. Ancak, düşey yer değiştirmelerin sınırlı kalması koşulu ve donatının ekonomik kullanımı esas alındığında bu oran için %40~%60 gibi bir aralık verilebilir [3].



Şekil 2.6. Beton ve çeliğin çalışma davranış eğrileri

Yukarıda açıklanan davranış bilgilerine dayanarak basit eğilme altındaki kesitlerin eğilme momenti taşıma kapasitelerinin ve tasarıma ait değerlerin bulunmasında aşağıda açıklanacak çeşitli kabullere ihtiyaç vardır:

Eğilme etkisinde, düzlem kesitin, şekil değiştirmeden sonra da düzlem kaldığı kabul edilir. Bernoulli hipotezi olarak bilinen bu kabul beton ve donatıda oluşan uzama ve kısaltmaların tarafsız eksene olan uzaklıkla doğru orantılı olduğu sonucunu doğurur. Yapılan deneyler alışlagelen boyuttaki kirişlerde bu kabulün, özellikle beton basınç bölgesinde büyük bir yaklaşımla doğru olduğunu göstermiştir. Çekme bölgesindeki yaklaşımı ise donatı ile beton arasındaki aderansın tamlığına bağlıdır. Çekme bölgesinde çatlakların oluşması az da olsa beton ile donatı arasında aderansın bozulduğuna, çatlak yakınında sıyrılmanın olduğuna işaret eder. Ancak, yapılan deney sonuçları bu bölgede de Bernoulli hipotezinin, ortalama anlamda büyük ölçüde geçerli olduğunu ortaya koymuştur[3].

Betonun çekme dayanımı ihmal edilir. Tarafsız eksenin altında meydana gelen beton çekme gerilmeleri ve bunlarla ilgili kuvvet kolu küçüktür. Bu nedenle eğilme momentinin oluşumuna olan katkılarının göz önüne alınmaması iyi bir yaklaşım olarak kabul edilebilir.

Donatının gerilme-şekil değiştirme davranışı için yapılan kabul Şekil 2.6.da gösterilmiştir. Normal olarak akma gerilmesine kadar doğrusal elastik ve daha sonra da sabit gerilme ile akan bir davranış kabul edilerek, çeliğin pekleşmesi ihmal edilir. Genellikle çeliğin pekleşmesine ait bilgiler ilgili yönetmeliklerde verilmemiştir. Buna rağmen pekleşme etkisinin hesaba katılmasıyla elde edilecek gerilme artışının büyük şekil değiştirmeler (uzama veya kısaltmalar) sonucu elde edildiği unutulmamalıdır. Büyük yer değiştirmelerin önlenmesi yanında, çatlak genişliğinin sınırlandırılması amacıyla donatının birim uzamasının (veya kısaltmasının) sınırlandırılması gerekebilir. TS500 de bu anlamda bir sınırlandırma mevcut değildir. Ayrıca, böyle bir sınırlandırma ile eğilme momenti ile normal kuvvetin beraber bulunması durumunda basit eğilmeden basit basınç durumuna geçmek mümkün olabilir. Bu konu ileride tekrar ele alınacaktır. Bu tür bir sınırlandırma için değişik yönetmeliklerde farklı değerler mevcuttur. Bu sınır Şekil 2.6.(b.)’de $\varepsilon_{cu} = 0.010$ olarak verilmiştir. Pekleşmenin göz önüne alınmasıyla donatıda meydana gelecek dayanım artımının sınırlandırılması için de donatı uzamasının sınırlandırılması gerekir. Ayrıca, pekleşmenin göz önüne alınmasıyla meydana gelecek dayanım artımının sınırlandırılması istenmeyen bir durum meydana getirecekse, bunun göz önüne alınması gerekir[14]. Örneğin, bir kirişin gevrek kesme kuvveti güç tükenmesinin, sünek eğilme güç tükenmesi ile karşılaştırılmasında, kesitin eğilme dayanımının, donatının pekleşmesi de göz önüne alarak bulunması uygundur.

Betonarme bir kesitin dayanımının hesaplanması için, betonun gerilme-şekil değiştirme davranışı ve buna bağlı olarak kesitte beton basınç gerilmelerinin yayılışı hakkında kabul yapmak gerekir. Basınç bölgesindeki kısaltmalar tarafsız eksenden olan uzaklıkla doğru orantılı olduğu için, basınç gerilmeleri betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisine benzer olarak oluşur. Yapılan deneylere dayanılarak, TS500 de, kesit güç tükenmesine eriştiği durumda, betonun yapabileceği tarafsız eksene en uzak basınç lifinin kısaltması $= 0.003$ olduğu esas alınmıştır. Eğilme momentinin artmasıyla, eğrinin doğrusal olmayan bölümlerine geçilir. Kesitin güç tükenmesi durumunda basınç gerilme yayılışı, betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin tamamına benzer şekilde ortaya çıkar. Şekil 2.6.(a). da dikdörtgen basınç bölgesine sahip bir kesitte, güç tükenmesi durumunda basınç

gerilmelerinin yayılışı verilmiştir. Değişimin şeklinin ifade edilmesi bakımından çeşitli katsayılar kullanılmıştır. Bunlardan K_3 eğilme durumunda meydana gelecek en büyük gerilmenin, basınç deneyinde elde edilen dayanıma oranını göstermektedir. Gerilmelerin bileşkesinin yeri ise, K_2 katsayısı kullanılarak basınç bölgesi yüksekliği ile ilişkilendirilmiştir. Toplam basınç kuvvetinin elde edilmesi içinde, K_1 katsayısı kullanılmıştır[3].

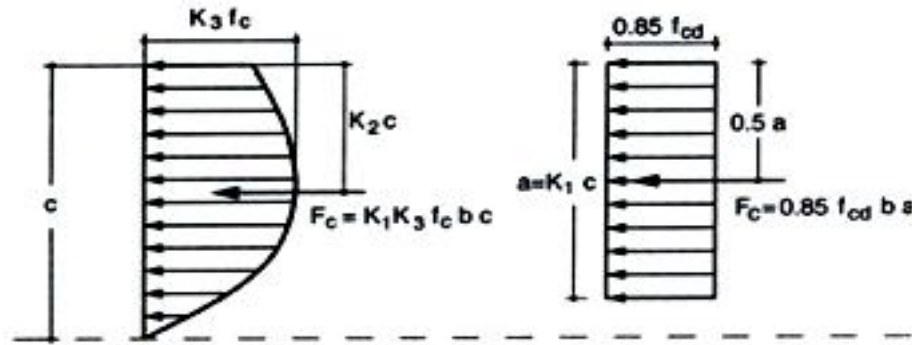
Betonarme bir dikdörtgen kesitte beton basınç kuvveti ve donatının akmaya eriştiği kabul edilerek, donatı çekme kuvveti, c tarafsız eksen yüksekliği olmak üzere,

$$F_{cu} = K_1 K_3 f_c b c \quad F_{su} = A_s f_y \quad (2.4)$$

Ve basit eğilme durumunda kuvvetlerin eşit olması nedeniyle,

$$F_{cu} = F_{su} \quad c = \frac{A_s f_y}{K_1 K_3 b f_c} \quad (2.5)$$

yazılabilir. Kesitin güç tükenmesi durumuna karşı gelen eğilme momenti ise,



Şekil 2.7. Dikdörtgen kesitte beton basınç gerilmeleri yayılışı;

- Güç tükenmesi durumu,
- Dayanım hesabına esas olan eşdeğer dikdörtgen dağılım durumu

$$M_u = F_s (d - K_2 c) = A_s f_y \left[d - \frac{K_2 A_s f_y}{K_1 K_3 b f_d} \right] \quad (2.6)$$

olarak bulunur. Yapılan deneylerden kullanılan katsayıların belirli bir dağılımla beton basınç dayanımına bağlı olduğu bulunmuştur. Bunların ortalama değişimi Şekil 2.8.de gösterilmiştir. Son ifadenin incelenmesinden katsayıların ayrı ayrı bilinmesine gerek

kalmadan $K_2/(K_1K_3)$ değerinin belirli olmasıyla, eğilme momentinin elde edilebileceği anlaşılr. Yapılan deneyler bu büyüklüğün 0.55 ile 0.63 arasında değiştiğini göstermiştir.

Kesitin taşıyabileceği eğilme momentinin hesabında gerekli olan katsayılar, beton için deneylerden elde edilen sonuçların değerlendirilmesiyle bulunacak bir gerilme-şekil değiştirme eğrisi kabulüyle de elde edilebilir. Şekil 2.6 da bazı yönetmeliklerde beton için verilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi $\varepsilon_{cu} = 0.003$ değeri için gösterilmiştir. Eğri, yatay teğeti $\varepsilon_c = 0.002$ de olan biri ikinci derece parabol ve diğeri iki parçadan oluşmaktadır. Eğilme momentinin boyutlandırmaya esas değerin bulunması esas alındığından betonun f_{cd} tasarım dayanımı kullanılmıştır. Ayrıca, yapıda yüklemenin deneye göre uzun süre devam edeceği ve silindirik numunelerden elde edilen sonucun kiriş gibi ince ve uzun prizmatik elemanlarda kullanılmasında doğacak farklılık göz önüne alınarak betonun hesap dayanımı %15 azaltılmış durumdadır. Böyle bir davranış eğrisi kabul edilirse kesitteki herhangi bir şekil değiştirme durumuna ait beton basınç kuvvetini ve etki yerini hesaplamak mümkün olur. Ancak, böyle bir işlemde parabolik bir değişim alanının ve ağırlık merkezinin hesaplanması, dolayısıyla integrasyon gerekir [2,3].

Şekil 2.7.de verildiği gibi beton basınç gerilme yayılımı dikdörtgen bir gerilme bloğuna statik bakımdan eşdeğer tutularak basit bir hesap yöntemi oluşturulabilir. Ortalama gerilmenin $0.85 f_{cd}$ ve derinliğin $a = k_1 c$ olarak kabul edildiği bu eşdeğer gerilme modeli ACI 318 yanında TS500’de de verilmiştir. Kullanılan k_1 katsayısı, Şekil 2.7.’ de verilen $a/2 = K_1 c$ olacak şekilde yapılan deneylerden $f_{ck} < 25 \text{ MPa}$ için 0.85 olarak belirlenmiştir. Ayrıca, Şekil 2.8.’de K_2 nin azalmasına paralel olarak, beton karakteristik dayanımının her 5MPa yükselmesinde k_1 in 0.03 azaltılması öngörülmüştür.

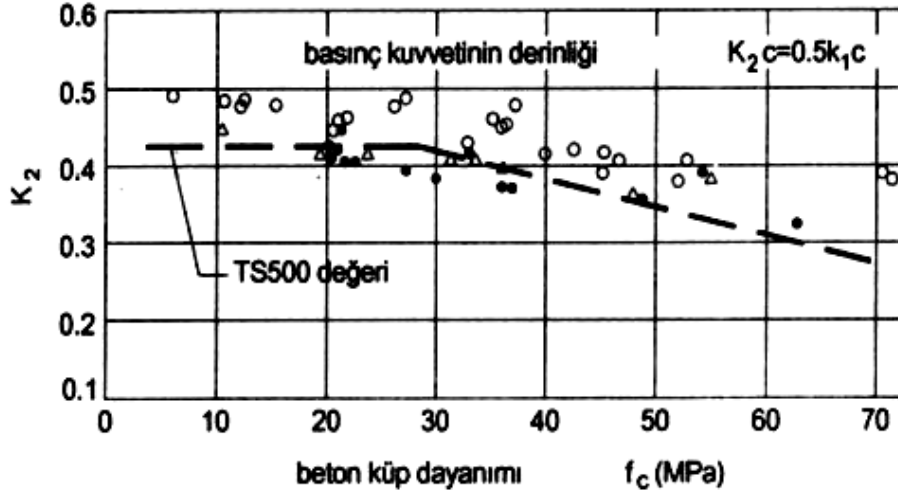
Gerilme bloğu esas alındığında yönetmelikte tanımlanan güç tükenmesi durumunda, beton basınç kuvveti basınç bloğunun hacmi olarak ve donatının akmaya eriştiği kabul edilerek, donatı çekme kuvveti

$$F_c = 0.85 f_{cd} b a \quad F_s = A_s f_{yd} \quad (2.7)$$

ve basit eğilme durumunda kuvvetlerin eşit olması nedeniyle aşağıdaki eşitlik yazılabilir:

$$F_c = F_s \quad a = \frac{A_s}{b} \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} \quad (2.8)$$

Kesitte bu duruma karşı gelen eğilme momenti ise, kuvvetlerin kuvvet kolu ile çarpılması



Şekil 2.8. Gerilme Yayılışı katsayıları

$$M_r = F_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_{yd} \left[d - 0.59 \frac{A_s}{b} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (2.9)$$

olarak elde edilir. Yukarıda verilen (2.6) ve (2.9) ifadelerin karşılaştırılmasından 0.59 değerinin $K_2 / (K_1 K_3)$ katsayısına karşı geldiği anlaşılr. Şekil 2.7. ve Şekil 2.8.de verilen K_1 değerine sadece kesitteki şekil değiştirme durumunun belirlenmesi ve donatının akmaya erişip erişmediğinin kontrolü için gerek vardır. Donatının akmaya erişmesi durumunda, kesitin taşıma gücü momenti bu katsayıdan etkilenmez[3].

Örnek 2.1.

Tek donatılı kesitte moment–eğrilik değişiminin ve eğilme sünekliğinin hesabı[4].

C25/S420 $f_c=25$ MPa $f_y=420$ MPa $f_r=3.6$ MPa

$E_c=30$ GPa $E_s=200$ GPa $\varepsilon_{cu}=0,004$ $A_s=2262$ mm² (5 ϕ 24)

b/d/h=300mm/510mm/550mm

Donatı oranı:

$$\rho = A_s / (b.d) = 2262 / (300 \times 510) = 0,0148$$

a.Çatlama öncesi kesit değerleri:

Gerilemeler küçük olduğu için beton ve çeliğin elastik davrandığı kabulü kullanılarak hesap yapılabilir. Elastiklik modülleri oranı, kesitin betona dönüştürülmüş alanı, ağırlık merkezinin üstten mesafesi, kesitin dönüştürülmüş atalet momenti, çatlama momenti ve karşı gelen eğrilik aşağıdaki gibi hesap edilir. (Şekil 2.9.)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{30} = 6.67 \quad A = bh + (n-1)A_s = 300 \times 550 + 5.57 \times 2262 = 177599 \text{ mm}^2$$

Ağırlık merkezinin üstten mesafesi;

$$y_{üst} = \frac{1}{177599} (300 \times 550 \times 275 + 510 \times 5.57 \times 2262) = 292 \text{ mm}$$

Atalet momenti;

$$I = \frac{1}{12} 300 \times 550^3 + 300 \times 550 (275 - 292)^2 + 5.57 \times 2262 \times (510 - 292)^2 = 4.806 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{çatlama} = f_r \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{4.806 \times 10^9}{550 - 292} = 67.1 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\phi_{çatlama} = \frac{f_r / E_c}{y_{alt}} = \frac{3.6 / 30000}{550 - 292} = 0.47 \times 10^{-6} \text{ rad / mm}$$

Burada çatlama momenti hesaplanırken, f_r eğilmede çekme dayanımı için düz beton çekme dayanımının iki katı kullanılmıştır.

b. Donatının akmaya erişmesi durumunda kesit değerleri:

Kesitteki mevcut ve dengeli donatı oranı:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200 \times 10^3} = 0.0021$$

$$F_s = f_y A_s \quad F_c = 0.85 f_c b a \quad a = 0.85 x$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = 0.85^2 \frac{f_c}{f_y} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 0.85^2 \frac{25}{420} \frac{3}{3 + 2.1} = 0.0253 \rangle \rho = 0.0148$$

Mevcut donatı oranı, dengeli orandan küçük olduğu için beton ve donatının davranışı doğrusal elastik kabul edilebilir. Bu durumda donatının akmaya erişmesine karşı gelen iç kuvvetlerin dengesi yazılarak tarafsız eksenin yüksekliği bulunabilir:

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{co} \quad F_c = 0.5 b \times \varepsilon_c E_c \quad \varepsilon_c / \varepsilon_y = x / (d - x)$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \sqrt{\rho n (\rho n + 2)} - \rho n \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{30} = 6.67$$

$$\rho n = 0.0148 \times 6.67 = 0.0987 \quad k_x = \sqrt{0.0987(0.0987 + 2)} - 0.0987 = 0.356$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_y \frac{k_x}{1 - k_x} = 0.0021 \frac{0.356}{1 - 0.356} = 0.00116$$

Bulunur. Karşı gelen kesit dönmesi ise;

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x} = \frac{0.0021}{510 - 0.356 \times 510} = 6.39 \times 10^{-6} \text{ radyan / mm}$$

olarak hesap edilebilir. Karşı gelen eğilme momenti de denge denklemlerinden bulunabilir:

$$M_y = F_s d \left(1 - \frac{k_x}{3}\right) = 2262 \times 420 \times 510 \left(1 - \frac{0.356}{3}\right) = 427.0 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Beton gerilmesi hesap edilirse,

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = 30000 \times 0.00116 = 35 \text{ MPa} > f_c = 25 \text{ MPa}$$

Bulunur ki, bu beton için yapılan doğrusal elastik kabulün sınırdan olduğunu gösterir. Bu durumda beton için $\sigma_c - \varepsilon_c$ değişimi için daha gerçekçi bir kabul yapılarak hesap yenilenebilir.

Örnekte M_y akma momentinin değerinde önemli değişiklik olmayacağı kabul edilerek devam edilecektir.

c. Güç tükenmesi durumunda kesit değerleri:

Güç tükenmesi durumunda taşıma gücü hesap ilkeleri kullanılarak tarafsız eksenin yeri, beton ve basınç ve çekme donatılarındaki birim boy değişimleri ve kesitte meydana gelen kuvvetler elde edilir.

$$0.85 f_c b a = A_s f_y \quad a = 2262 \times 420 / (0.85 \times 25 \times 300) = 149 \text{ mm}$$

$$x = a / 0.85 = 149 / 0.85 = 175 \text{ mm}$$

$$M_u = 0.85 f_c b a (d - 0.5a) = 0.85 \times 25 \times 300 \times 149 (510 - 0.5 \times 149) = 413.7 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = 0.004 / 175 = 22.86 \times 10^{-6} \text{ radyan / mm} \quad \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{22.86}{6.39} = 3.58$$

Elde edilen sonuçta akma ve taşıma gücü momentinin birbirine yakın olmasına rağmen $M_u < M_y$ olması, iki değer elde edilmesinde farklı kabuller kullanılmasından kaynaklanmaktadır. Donatıdaki şekil değiştirmenin kabul edilebilir sınırlar içinde olduğu kontrol edilmelidir.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 0.004 \frac{510-175}{175} = 0.00766$$

Kesitte sargı donatısının bulunduğu kabul edilirse, bu donatının betonda yanal şekil değiştirmeyi sınırlandırması sebebiyle betonun en büyük birim kısalma kapasite değerini arttırarak daha sünek durma getirmesi aşağıdaki gibi yaklaşık olarak göz önüne alınabilir. Sargılı durumda en büyük beton kapasitesi için;

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \varepsilon_{su} f_{yw} / f_c$$

İfadesi verilmiştir. Burada ρ_s hacimsel sargı donatısının oranını, f_{yw} sargı donatısının akma gerilmesini göstermektedir. $\phi 8/100mm$ sargı donatısı için aşağıdaki hesap yapılabilir.

$$\rho_s = \frac{50 \times 2(470 + 220)}{100 \times 470 \times 220} = 0.00667 \quad \varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \times 0.00667 \times 0.10 \frac{420}{25} = 0.0197$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{0.0197}{175} = 112.6 \times 10^{-6} \text{ radyan/mm} \quad \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{112.6}{6.39} = 17.62$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 0.0197 \frac{510-175}{175} = 0.0377$$

Sonuçların karşılaştırılmasında sargı donatısının bulunmasının kesitin 3.58 olan eğilme sünekliği 17.62 değerine arttırdığı anlaşılr. Elde edilen momenti eğrilik değişimi Şekil 2.9 da gösterilmiştir.

Örnek 2.2.

Yukarıda bulunan kesitte $2\phi 24$ basınç donatısının bulunması durumunda benzer hesap tekrar edilerek basınç donatının bulunmasının oluşturduğu değişiklik belirlenecektir[4].

$$C25/S420 \quad f_c = 25 \text{ MPa} \quad f_y = 420 \text{ MPa} \quad f_r = 3.6 \text{ MPa}$$

$$E_c = 30 \text{ GPa} \quad E_s = 200 \text{ GPa} \quad \varepsilon_{cu} = 0.004 \quad A_s = 2262 \text{ mm}^2 \quad (5 \phi 24)$$

$$b/d/h = 300\text{mm}/510\text{mm}/550\text{mm} \quad A'_s = 905 \text{ mm}^2 (2\phi 24)$$

Donatı oranı:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2262}{300 \times 510} = 0.0148 \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{905}{300 \times 510} = 0.0059$$

a.Çatlama öncesi kesit değerleri:

$$A = bh + (n-1)A_x + (n-1)A'_s = 300 \times 550 + 5.57 \times 2262 + 5.57 \times 905 = 182460 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} 300 \times 550^3 + 300 \times 550 \times (275 - 285)^2 + 5.57 \times 2262 \times (510 - 285)^2 + 5.57 \times 905 \times (285 - 40)^2 = 5.101 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$y_{alt} = \frac{I}{A} = \frac{5.101 \times 10^9}{182460} = 285 \text{ mm}$$

$$M_{\text{çatlama}} = f_r \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{5.101 \times 10^9}{550 - 285} = 69.3 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\phi_{\text{çatlama}} = \frac{f_r / E_c}{y_{alt}} = \frac{3.6 / 30000}{550 - 285} = 0.45 \times 10^{-6} \text{ rad / mm}$$

b. Donatının akmaya erişmesi ve basınç donatının akmaya erişmemesi kabulü ile elastik teori formülleri kullanılarak kesit parametreleri hesap edilebilir:

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x} \quad \sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-d'}{x} \quad F_c + F'_s = F_s$$

$$0.5\sigma_c bx + \sigma'_s A'_s = \sigma_s A_s \quad 0.5bx + n(x-d')A'_s / x = n(d-x)A_s / x$$

$$k_x = x/d = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho' d'/d)n} - (\rho + \rho')n$$

$$k_x = \sqrt{(0.0148 + 0.0059)^2 \times 6.67^2 + 2(0.0148 + 0.0059 \times 40/510) \times 6.67} - (0.0148 + 0.0059) \times 6.67 = 0.334$$

$$x = k_x d = 0.334 \times 510 = 170 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_y \frac{k_x}{1-k_x} = 0.0021 \frac{0.334}{1-0.334} = 0.00105$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = 30000 \times 0.00105 = 31.6 \text{ MPa}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d-x} = \frac{0.0021}{510-170} = 6.18 \times 10^{-6} \text{ radyan / mm}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_y \frac{x-d'}{d-x} = 0.0021 \frac{170-40}{510-170} = 0.00080$$

$$\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s = 200000 \times 0.00080 = 160 \text{ MPa}$$

$$F_c = 0.5\sigma_c bx = 0.5 \times 31.6 \times 300 \times 170 = 805.8 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F'_s = \sigma'_s A'_s = 160 \times 905 = 145.0 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F_s = \sigma_s A_s = 420 \times 2262 = 950.0 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_y = F_c (d-x/3) + F'_s (d-d') = 805.8(510-170/3) + 145.0(510-40) = 433.5 \times 10^3 \text{ kNmm}$$

c. Güç tükenmesi durumunda kesit değerleri:

Güç tükenmesi durumunda taşıma gücü hesap ilkeleri kullanılarak kesit parametreleri hesap edilebilir:

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f_c b} = \frac{(2262 - 905)420}{0.85 \times 25 \times 300} = 89 \text{ mm} \quad x = \frac{a}{0.85} = \frac{89}{0.85} = 105 \text{ mm}$$

$$F_c = 0.85f_c b a = 0.85 \times 25 \times 300 \times 89 = 567.4 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F'_s = f_y A'_s = 420 \times 905 = 380.0 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F_s = f_y A_s = 420 \times 2262 = 950.0 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_u = F_c(d - 0.5a) + F'_s(d - d') = 567.4(510 - 0.5 \times 89) + 380.0(510 - 40) = 442.8 \times 10^3$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{0.004}{105} = 38.10 \times 10^{-6} \text{ radyan / mm} \quad \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{38.10}{6.18} = 6.16$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} = 0.004 \frac{510 - 105}{105} = 0.01542$$

Elde edilen moment-eğrilik değişimi Şekil 2.9. da verilmiştir.

Örnek 2.3.

Örnek 2.1. de verilen tek donatılı kesitte $N = 400 \text{ kN}$ luk bir çekme kuvvetinin bulunmasının oluşturduğu değişiklik belirlenecektir[4].

$$\text{C25/S420 } f_c = 25 \text{ MPa } f_y = 420 \text{ MPa } f_r = 3.6 \text{ MPa}$$

$$E_c = 30 \text{ GPa } E_s = 200 \text{ GPa } \varepsilon_{cu} = 0.004 \quad A_s = 2262 \text{ mm}^2 \quad (5 \phi 24)$$

$$b/d/h = 300 \text{ mm} / 510 \text{ mm} / 550 \text{ mm}$$

a. Çatlama öncesi kesit değerleri:

$$A = bh + (n - 1)A_s = 0.178 \text{ m}^2 \quad y_{üst} = 0.292 \text{ m} \quad y_{alt} = 0.550 - 0.292 = 0.258 \text{ m}$$

$$I = 4.806 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad f_r = \frac{M_{çatlama}}{I} y_{alt} + \frac{N}{A}$$

$$3.6 \times 10^6 = \frac{M_{çatlama}}{4.806 \times 10^{-3}} 0.258 + \frac{400 \times 10^3}{0.178} \quad M_{çatlama} = 25.2 \text{ kNm}$$

$$\phi_{çatlama} = \frac{\sigma_c}{E_c y_{üst}} = \frac{3.6 - 400/178}{30 \times 10^3 \times 0.292} = 0.15 \times 10^{-3} \text{ rad / m}$$

Beton gerilmesi hesabında eğilme basınç gerilmesi yanında basınç normal kuvvetin oluşturduğu gerilmede göz önüne alınmıştır.

b. Donatının akmaya erişmesi durumunda kesit değerleri:

$$f_y A_s - 0.5 \sigma_c b x = N \quad (d-x)n A_s - 0.5 b x^2 = \frac{N}{f_y} n (d-x)$$

$$(510-x)6.67 \times 2262 - 0.5 \times 300 x^2 = \frac{400 \times 10^3}{420} 6.67 (510-x)$$

$$x = 0.146m \quad \varepsilon_c = \varepsilon_y \frac{x}{d-x} = 0.0021 \frac{146}{510-146} = 0.000842$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = 30 \times 10^3 \times 0.000842 = 25.3 MPa$$

$$F_c = 0.5 \sigma_c b x = 0.5 \times 25.3 \times 10^3 \times 0.300 \times 0.146 = 554.1 kN$$

$$F_s = f_y A_s = 420 \times 2262 = 950.0 \times 10^3 N \quad N = F_s - F_c = 950.0 - 554.1 = 400 kN$$

$$M_y = F_c \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + F_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_y = 554.1 \left(\frac{0.550}{2} - \frac{0.146}{3} \right) + 950.0 \left(\frac{0.550}{2} - 0.040 \right) = 348.6 kNm$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{0.000842}{0.146} = 5.77 \times 10^{-3} \text{ radyan} / m$$

c. Güç tükenmesi durumunda kesit değerleri:

Güç tükenmesi durumunda taşıma gücü hesap ilkeleri ile kesit parametreleri hesaplanabilir.

$$N = A_s f_y - 0.85 f_c b a \quad 0,400 = 2262 \times 10^{-6} \times 420 - 0.85 \times 25 \times 0.300 a$$

$$a = 0.086m \quad x = a / 0.85 = 86 / 0.85 = 102mm$$

$$M_u = 0.85 f_c b a (h/2 - a/2) + A_s f_y (h/2 - d')$$

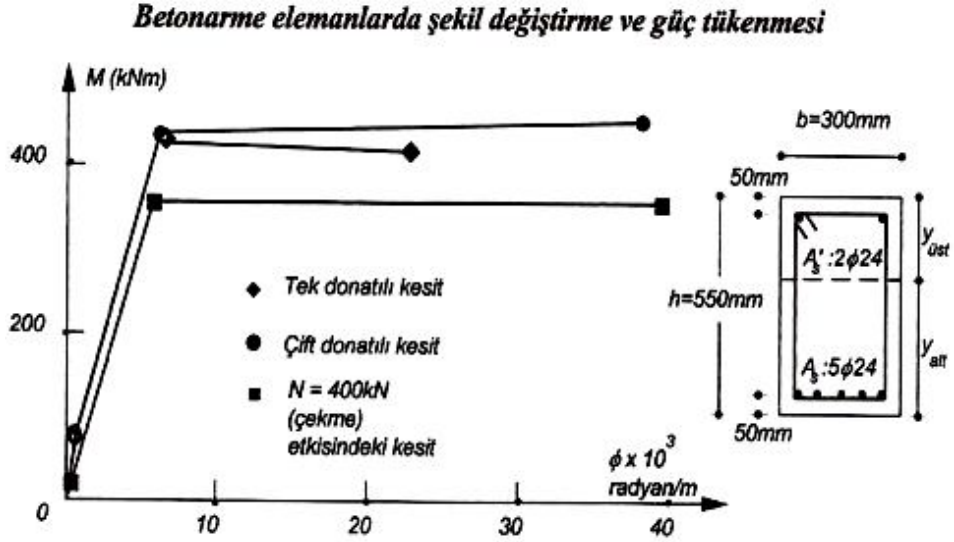
$$M_u = 0.85 \times 25 \times 300 \times 86 (550/2 - 86/2) + 2262 \times 420 (550/2 - 40)$$

$$M_u = 350.5 \times 10^6 Nmm$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{0.004}{102} = 39.32 \times 10^{-3} \text{ radyan} / m \quad \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{39.32}{5.77} = 6.81$$

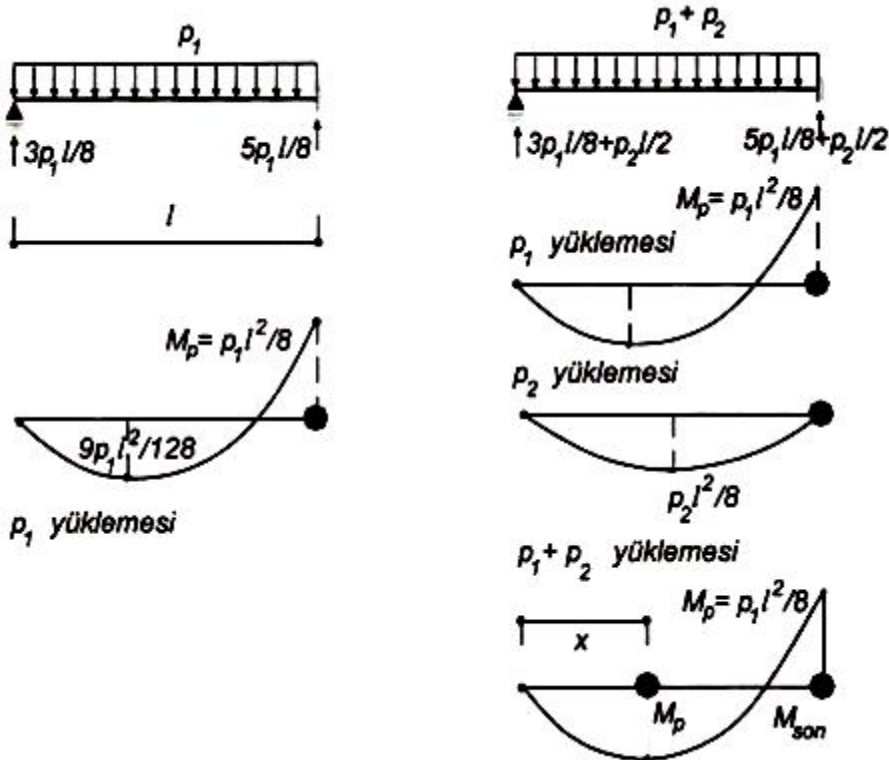
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} = 0.004 \frac{510-102}{102} = 0.0160$$

Görüldüğü gibi kesitte $N = 400kN$ lük bir çekme kuvvetinin bulunması eğilme momenti altındaki sünekliği 3.58 den 6.81 değerine artmıştır. Kesitte basınç kuvvetinin bulunması durumunda ise, süneklik azalacaktır. Elde edilen moment-eğrilik bağıntısı Şekil 2.9. da verilmiştir.



Şekil 2.9. Örnek 2.1, Örnek 2.2 ve Örnek 2.3.de elde edilen eğilme momenti eğrilik bağıntısı

Örnek 2.4.



Şekil 2.10. Bir ucu mafsallı ve diğer ucu ankastre kirişe yük artımı yöntemi uygulanması

Şekil 2.10 da verilen düzgün yayılı yüklü kirişte açıklık ve mesnet kesitlerinin kapasite momentleri M_p olduğuna göre güç tükenme yükünün bulunması:

Kirişte mesnet momenti $p_1 l^2 / 8$ ve açıklık momenti $9 p_1 l^2 / 128$ olarak ortaya çıkar. Açıklık ve mesnet kesit kapasiteleri eşit olduğu için önce mesnet kesitinde plastik mafsall oluşur. Bu yük p_1 olarak gösterilirse,

$$M_p = p_1 l^2 / 8 \quad p_1 = 8 M_p / l^2$$

olarak bulunur. Yükün artması ile mesnete ek olarak açıklıkta da plastik mafsall ortaya çıkacaktır. Bu artış süresince kiriş, iki ucu mafsallı basit kiriş gibi davranacaktır. Açıklıkta plastik mafsall oluşturan ek yük p_2 olarak gösterilirse, $p_1 + p_2$ yüklemesinde açıklıkta momentin maksimum olduğu (kesme kuvvetinin sıfır olduğu) kesitin sol mesnetten mesafesi ve bu kesitteki moment;

$$\frac{x}{l} = \frac{3/8 + 0.5 p_2 / p_1}{1 + p_2 / p_1} \quad M_{a\check{c}ıklık} = \left[\frac{3}{8} p_1 l + \frac{1}{2} p_2 l \right] \frac{x}{2}$$

Olarak bulunur. Bu momente eşitlenerek güç tükenmesine karşı gelen yük hesap edilir:

$$M_{a\check{c}ıklık} = M_p = \frac{p_1 l^2}{8} \quad p_2 = 0.758 p_1 = 6.06 \frac{M_p}{l^2} \quad \frac{x}{l} = 0.429$$

$$p_1 + p_2 = 1.758 p_1 = 14.06 M_p / l^2$$

Ek p_2 yüklemesinden dolayı mesnetteki plastik mafsaldaki dönme, bu yük altında basit kiriş sağ mesnet dönmesine karşı gelecektir (Şekil 2.10).

$$\theta = \frac{p_2 l^3}{24 EI} = 0.253 \frac{M_p l}{EI}$$

Bu değer birim yükleme moment diyagramı ile sonuç moment diyagramı ve virtüel iş ilkesi kullanılarak da bulunabilir.

$$\theta_p = \frac{1}{EI} \int_0^l M_{sonuç} M_1 dx = 0.253 \frac{M_p l}{EI}$$

Burada görüldüğü gibi $p_2 / p_1 = 0.758$ olduğu için %75.8 lik bir yük artımının gerçekleşmesi için mesnette θ_p plastik mafsall dönmesi kapasitesinin mevcut olması gerekir.

Örnek 2.5

Verilen düzgün yayılı yüklü kirişte açıklık kesitinin kapasite momenti M_p ve mesnet kesitinin kapasite momenti $3M_p$ olduğuna göre güç tükenme yükünün bulunması kirişte mesnet momentinin $p_1 l^2 / 8$ değeri açıklık momentinin $9p_1 l^2 / 128$ değerinden %77 büyük olmasına rağmen, kapasitenin 3 katı büyük olması sebebiyle ilk plastik mafsallık açıklık kesitinde meydana gelecektir. Bu yük p_1 olarak gösterilirse

$$M_p = 9p_1 l^2 / 128 \quad p_1 = 14.22M_p / l^2$$

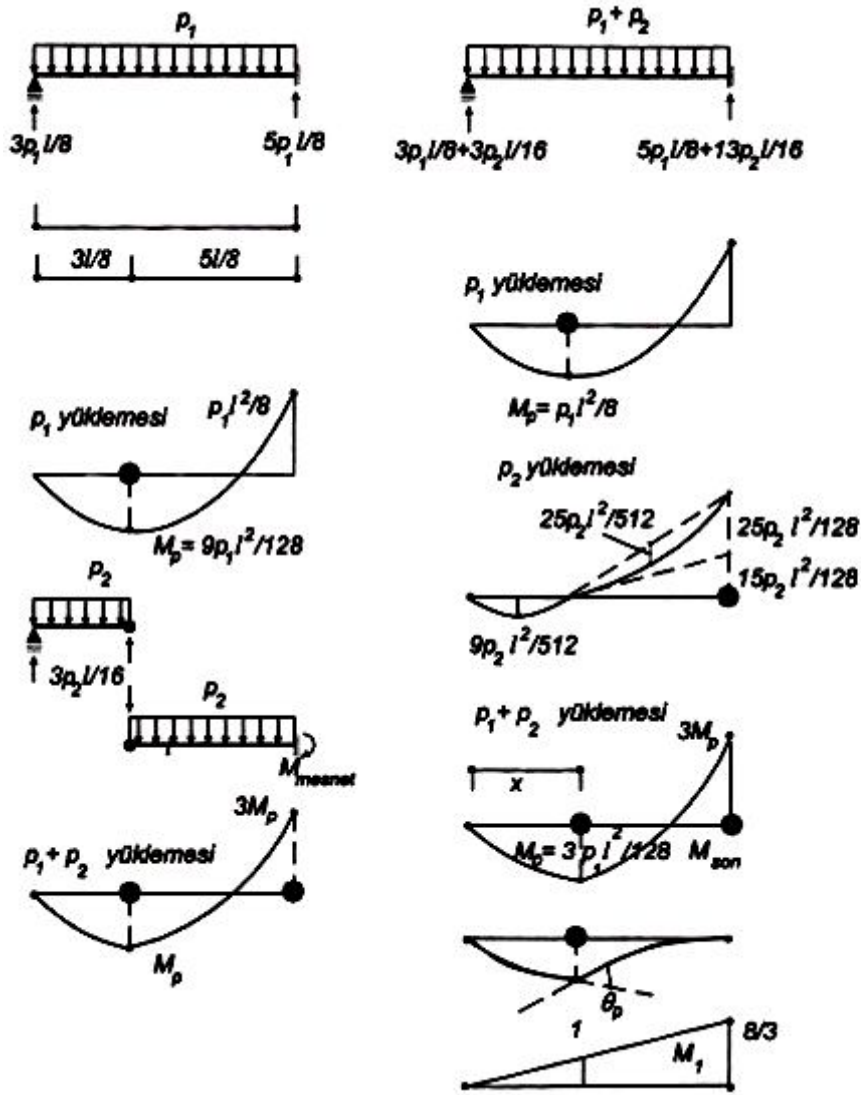
Olarak bulunur. Bu durumda mesnet momenti

$$M_{mesnet} = p_1 l^2 / 8 = 1.778M_p$$

Değerindedir. Yük artması ile açıklıktaki plastik mafsalda moment sabit kalırken, plastik mafsallık dönmesi meydana gelir. Mesnet momenti $3M_p - 1.778M_p = 1.22M_p$ artarak kapasitesi $3M_p$ değerine erişir ve bu kesitte plastik mafsallık oluşumu ile kirişte güç tükenmesi meydana gelir. Bu artış için kiriş ek olarak açıklıkta mafsallık varmış gibi davranacaktır. Ek p_2 yüklemesinde ortaya çıkan mesnet momenti hesaplanır ve p_1 yüklemesinden oluşan mesnet momenti ile toplamı kesit kapasite momentine eşitlenerek güç tükenmesi yükü bulunabilir[4]:

$$\frac{15}{128} p_2 l^2 + \frac{125}{128} p_2 l^2 + \frac{1}{8} p_1 l^2 = 3M_p$$

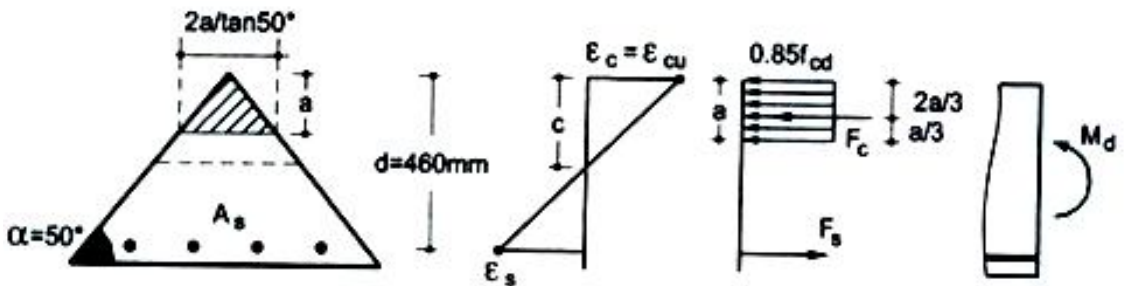
$$p_2 = 3.912M_p / l^2 \quad p_1 + p_2 = 18.132M_p / l^2$$



Şekil 2.11. Bir ucu mafsallı ve diğer ucu ankastre kirişe yük aktarımı yöntemi uygulanması

Örnek 2.6

Şekildeki üçgen kesitte C25/S420 malzeme kabulü ile, taşıyabileceği en büyük eğilme momentinin hesabı:



Çözüm:

Önce dengeli durma karşı gelen eğilme momenti ve donatı hesap edilecektir.
Dikdörtgen gerilme bloğu kabulü ile

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2.0 \times 10^5} = 0.00183 \quad (\text{C25 için } k_1 = 0.85)$$

$$c_b = d \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 460 \frac{0.003}{0.00183 + 0.003} = 286 \text{ mm} \quad a_b = k_1 c_b = 0.85 \times 286 = 243 \text{ mm}$$

bulunur. Kesitte yazılacak denge denklemlerinden dengeli şekil değiştirme durumuna ait donatı alanı ve moment bulunabilir:

$$F_{cb} = 0.85 f_{cd} a_b^2 / \tan \alpha \quad F_{cb} = F_{sb}$$

$$0.85 f_{cd} a_b^2 / \tan \alpha = A_{sb} f_{yd} \quad A_{sb} = \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} \frac{a_b^2}{\tan \alpha} = \frac{0.85 \times 16.7}{365} \frac{243^2}{\tan 50^\circ} = 1927 \text{ mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{d^2 / \tan \alpha} = \frac{1927}{460^2 / \tan 50^\circ} = 0.0109$$

Basit eğilmede maksimum donatı $\rho = \rho_{\max} = 0.85 \rho_b = 0.85 \times 0.0109 = 0.00927$ olduğuna göre;

$$A_s = 0.85 A_{sb} = 0.85 \times 1927 = 1638 \text{ mm}^2$$

Bulunur. Bu durumda $A_s < A_{sb}$ olduğu için çekme donatısı akmaya erişmiştir ($\sigma_s < f_{yd}$). Kesitteki kuvvetlerin dengesinden sonuç aşağıdaki gibi elde edilir:

$$F_c = F_s \quad 0.85 f_{cd} a^2 / \tan \alpha = A_s f_{yd}$$

$$a^2 = A_s \tan \alpha \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = 1638 \times \tan 50^\circ \frac{365}{0.85 \times 16.7} \quad a = 224 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{2}{3} a_b \right) = 1638 \times 365 \left(460 - \frac{2}{3} 224 \right) = 185.7 \times 10^6 \text{ kNm}$$

Dikdörtgen kesitte donatıda meydana gelen azalma ile orantılı olarak problemin diğer büyüklükleri değiştiği halde,

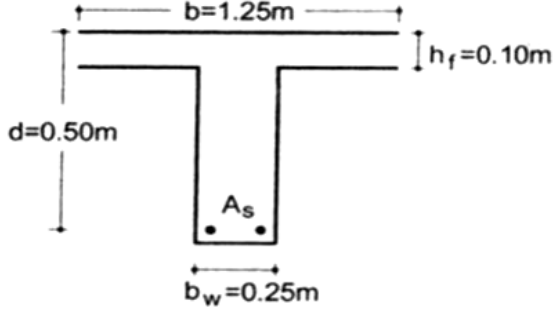
$$\rho = 0.85 \rho_b \quad A_s = 0.85 A_{sb} \quad c = 0.85 c_b \quad a = 0.85 a_b$$

Üçgen kesitte genişliğin yukarı doğru azalması nedeniyle,

$$\rho = 0.85 \rho_b \quad A_s = 0.85 A_{sb} \quad c > 0.85 c_b \quad a > 0.85 a_b \quad \text{Geçerli olacaktır.}$$

Örnek 2.7

Şekildeki tablalı kesitte C25/S420 malzeme ve $M_d = 651.0 kNm$ moment için gerekli donatının hesabı[3].



Çözüm:

Çözüm beton için parabol-dikdörtgen gerilme yayılımı esas alınarak tablalı kesitler için hazırlanan tablolar yardımıyla gerçekleştirilecektir:

Tablo 2.1. Beton sınıfları ve karakteristik hesap değerleri

Beton sınıfı	f_{ck} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	f_{cd} (MPa)	$f'_{cd} = 0.85 f_{cd}$	f_{ctd} (MPa)
C16	16	1.4	10.7	9.1	0.90
C18	18	1.5	12.0	10.2	1.00
C20	20	1.6	13.3	11.3	1.00
C25	25	1.8	16.7	14.2	1.15
C30	30	1.9	20.0	17.0	1.25
C35	35	2.1	23.3	19.8	1.35
C40	40	2.2	26.7	22.7	1.45
C45	45	2.3	30.0	25.5	1.55
C50	50	2.5	33.3	28.3	1.65

Tablo 2.1. ve 2.2.: C25/S420 $f_{cd} / f'_{cd} / f_{yd} = 16.7 MPa / 14.2 MPa / 365 MPa$

$$m_d = \frac{M_d}{0.85 f_{cd} b d^2} = \frac{0.651}{0.85 \times 16.7 \times 1.25 \times 0.50^2} = 0.147$$

Tablo 2.2. Çelik sınıfları, karakteristik değerleri ve donatı çarpanı

Çelik sınıfı		S220	S420	S500
$f_{yk}(MPa)$		220	420	500
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}(MPa)$		191	365	435
$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = f_{yd}/0.85f_{cd}$	C14	24.1	46.0	54.8
	C16	21.1	40.3	48.0
	C20	16.9	32.2	38.4
	C25	13.5	25.8	30.7
	C30	11.3	21.5	25.6
	C35	9.6	18.4	21.9
	C40	8.4	16.1	19.2
	C45	7.5	14.3	17.1
	C50	6.8	12.9	15.3

$$b_w / b = 0.25 / 1.25 = 0.20 \quad h_f / d = 0.10 / 0.50 = 0.20 \quad \text{Tablo 2.3.:} \quad \omega = 0.160$$

$$A_s = \omega b d \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} = 0.160 \times 1250 \times 500 \frac{0.85 \times 16.7}{365} = 3899 \text{ mm}^2$$

Yaklaşık bir çözüm, geniş tablalı kesit kabulüyle ($b / b_w = 125 / 25 = 5$) elde edilebilir.

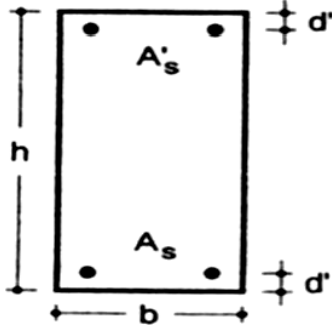
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0.5a)} = \frac{0.651}{365(0.50 - 0.5 \times 0.10)} = 3963 \times 10^{-6} \text{ m}^2 = 3963 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{co} = \frac{M_d}{b h_f (d - 0.5 h_f)} = \frac{0.651}{1.25 \times 0.10 (0.50 - 0.5 \times 0.10)} = 11.6 \text{ MPa} < 0.85 f_{cd} = f'_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tablo 2.3. Tablalı kesit için 10.000w değerleri

m_f	$\frac{h_f}{d} = 0.05$ b_w/b					$\frac{h_f}{d} = 0.10$ b_w/b					$\frac{h_f}{d} = 0.15$ b_w/b				
	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8
0.01	1	102	102	10	10	102	102	102	102	102	102	102	102	102	102
0.02	0	204	204	2	2	205	205	205	205	205	205	205	205	205	205
0.03	2	308	308	20	20	309	309	309	309	309	309	309	309	309	309
0.04	2	412	413	5	5	414	414	414	414	414	414	414	414	414	414
0.05	0	517	518	30	30	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
0.06	4	625	625	9	9	626	626	626	626	627	627	627	627	627	627
0.07	3	540	735	41	41	732	733	733	734	734	735	735	735	735	735
0.08	0	867	848	3	3	839	840	841	842	843	843	843	843	843	843
0.09	7	100	966	51	52	947	949	950	952	953	953	953	953	953	953
0.10	4	5	1088	9	0	1059	106	106	106	106	106	106	106	106	106
0.11	1	116	1217	62	62	1188	0	1	3	4	4	4	4	4	4
0.12	1	0	1351	6	7		117	117	117	117	117	117	117	117	117
0.13	5	134	1492	73	73		7	5	6	6	5	5	6	6	6
0.14	1	0	1642	5	4		130	129	129	129	128	128	128	128	129
0.15	6	156	1800	84	84		7	3	1	1	7	8	9	9	0
0.16	6	0	1970	5	4		145	141	140	140	140	140	140	140	140
0.17	2		2155	95	95		0	7	9	7	1	2	3	4	5
0.18	8		2359	8	5			154	153	152	150	151	152	152	152
0.19	7			10	10			6	1	5	7	8	0	1	2
0.20	6			73	67			168	165	164		164	164	164	164
0.21	2			11	11			2	7	6		1	0	0	1
0.22				91	81			182	178	177		177	176	176	176
0.23				13	12			5	6	0		6	6	3	2
0.24				12	98			197	192	189			189	189	188
0.25				14	14			6	0	7			7	0	6
				38	16				205	202			203	202	201
				15	15				8	7			5	0	4
				67	37				220	216			218	215	214
				17	16				1	0			1	5	4
				00	61				234	229			233	229	227
				18	17				9	5			5	3	7
				37	88				250	243			250	243	241
				19	19				4	4			1	7	2
				79	17				266	257				258	255
				21	20				5	7				7	2
				27	50				283	272				274	269
				22	21				4	4				3	6
				80	85				301	287				290	284
				24	23				1	6				6	3
				40	24					303				307	299
				26	24					1				7	5
				07	66										
				26	13										
				27	64										
				29	29										
				19	30										
				30	80										
S220	7	114	1921	27	34	1076	143	213	284	355	140	171	235	299	362
S420	5	1	1614	01	81	1000	0	8	6	3	1	9	5	0	5
S500	1	988	1520	22	28	976	127	183	238	293	132	156	204	252	301
	6	941		40	67		7	1	5	9	5	6	8	1	1
	7			20	26		123	173	224	275	130	151	195	238	282
	4			99	79		0	7	4	1	1	9	4	8	3
	6														
	5														
	1														

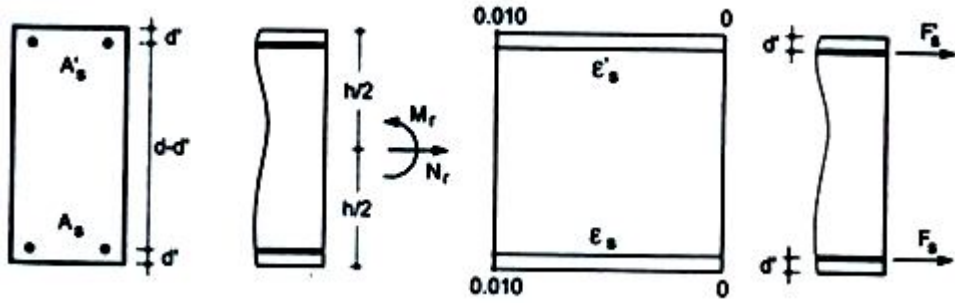
Örnek 2.8.



Verilen simetrik donatılı dikdörtgen kesitte A_s ve A'_s donatılarına karşı gelen mekanik donatı oranı $\rho_m = \rho'_m = 0.3$ olduğuna göre kesite ait m_r ve n_r karşılıklı etki diyagramının çizimi S220; $d' / h = 0.10$

Çözüm:

Karşılıklı etki diyagramı bazı özel noktalarına ait değerler bulunarak elde edilecektir. Betona ait şekil değiştirme-gerilme bağıntısı için parabol-dikdörtgen değişimi kabulü kullanılacak ve şekil değiştirme çizgileri, güç tükenmesine karşı genel sınır durumlardan seçilecektir.



a. Basit çekme durumu

Bu durumda yalnız çelikteki gerilmelerin kesit etkileri oluşturduğu düşünülerek aşağıdaki sonuçlar elde edilir:

$$F_s = A_s f_{yd} \quad F'_s = A'_s f_{yd} \quad M_r = 0 \quad N_r = (A_s + A'_s) f_{yd}$$

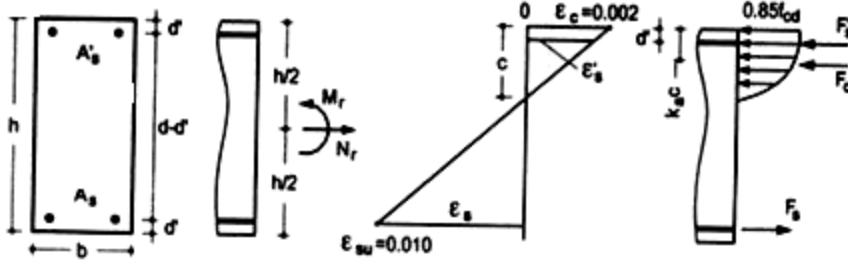
$$m_r = 0 \quad n_r = \rho_m + \rho'_m = 0.30 + 0.30 = 0.60$$

bulunur. Burada aşağıda tanımlanan boyutsuz eğilme momenti, normal kuvvet ve geometrik ve mekanik donatı oranları kullanılmıştır:

$$m_r = \frac{M_r}{0.85 f_{cd} b h^2} \quad n_r = \frac{N_r}{0.85 f_{cd} b h} \quad \rho = \frac{A_s}{b h} \quad \rho' = \frac{A'_s}{b h}$$

$$\rho_m = \frac{A_s}{bh} \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \rho \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

$$\rho'_m = \frac{A'_s}{bh} \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}} = \rho' \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$



b. $\varepsilon_c = 0.002$ ve $\varepsilon_s = 0.010$ şekil değiştirme durumu

Bu durum beton basınç kuvvetlerinin tam parabol oluşturması bakımından seçilmiştir.

Beton basınç kuvveti ve yeri kolayca bulunabilir:

$$F_c = 0.85 f_{cd} \frac{2}{3} bc \quad k_a c = \frac{3}{8} c \quad k_a = 0.375 \quad \xi = \frac{d'}{h} \quad \delta = \frac{d'}{d} = \frac{\xi}{1-\xi} = \frac{1}{9}$$

Üçgen benzerlik bağıntılarından üst donatıdaki kısalma ve gerilmesi:

$$k_c = \frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{su}} = \frac{0.002}{0.002 + 0.010} = 0.1667 \quad \frac{c}{h} = k_c (1 - \frac{d'}{h}) = 0.1667(1 - 0.1) = 0.15$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{su} \frac{c - d'}{d - c} = \varepsilon_{su} \frac{k_c - \delta}{1 - k_c} = 0.0010 \frac{0.1667 - 1/9}{1 - 0.1667} = 0.000667 \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{191}{2 \times 10^5} = 0.000955$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1.0$$

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_{yd}} = \frac{0.000667}{0.000955} = 0.698$$

Böylece kesit iç kuvvetlerinin bileşkesi:

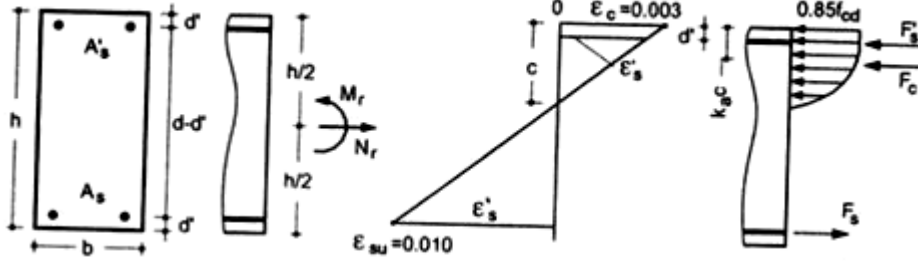
$$N_r = F_s - F'_s - F_c = A_s f_{yd} (1 - 0.698) - 0.10 \times 0.85 f_{cd} b h$$

$$n_r = 0.302 \rho_m - 0.10 = 0.302 \times 0.3 - 0.10 \quad M_r = (F_s + F'_s)(0.5h - d') + F_c(0.5h - k_a c)$$

$$M_r = (F_s + F'_s)(0.5h - d') + F_c(0.5h - k_a c)$$

$$M_r = 0.4A_s f_{yd} (1 + 0.698) + 0.10 \times 0.85 f_{cd} b h (0.5h - 0.375 \times 0.15h)$$

$$m_r = 0.679 \rho_m + 0.0444 - 0.679 \times 0.3 + 0.0444 = 0.248$$



c. $\varepsilon_c = 0.003$ ve $\varepsilon_s = 0.010$ şekil değiştirme durumu:

Üçgen benzerlik bağıntılarından

$$k_c = \frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0.003}{0.003 + 0.010} = 0.231 \quad \frac{c}{h} = k_c \left(1 - \frac{d'}{h}\right) = 0.231(1 - 0.1) = 0.208$$

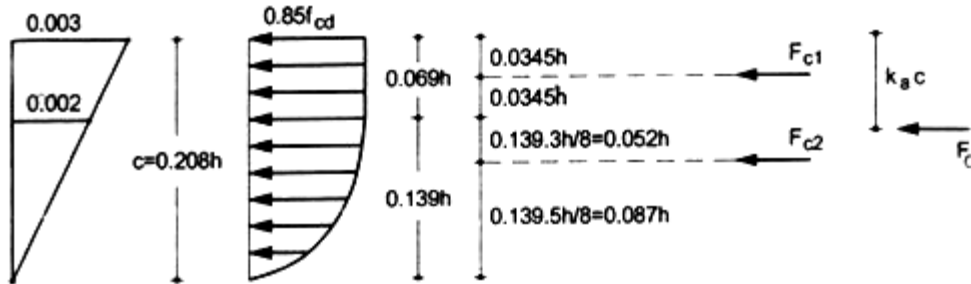
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{su} \quad \varepsilon_s' = \varepsilon_{su} \frac{c - d'}{d - c} = \varepsilon_{su} \frac{k_c - \delta}{1 - k_c} = 0.0010 \frac{0.231 - 1/9}{1 - 0.231} = 0.00156$$

bulunur. Basınç kuvveti, parabol ve dikdörtgen gerilme dağılışlarından oluşacaktır. Bu iki dağılım arasındaki sınır $\varepsilon_c = 0.002$ olduğu yerde meydana gelecektir. Bunun tarafsız ekseninden uzaklığı $0.208h \times 2/3 = 0.139h$ olarak bulunur. Beton basınç bileşke kuvvet ve uygulama noktası aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = 0.85 f_{cd} b h (0.069 + 2 \times 0.139/3) = 0.85 \times 0.162 f_{cd} b h$$

$$F_c k_a c = F_{c1} \times 0.0345h + F_{c2} (0.069 + 0.052)h$$

$$k_a c = (0.069 \times 0.0345 + (2/3) \times 0.139 \times 0.121)h / 0.162 = 0.084h$$



$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1.0 \quad \varepsilon_s' > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s'}{f_{yd}} = 1.0$$

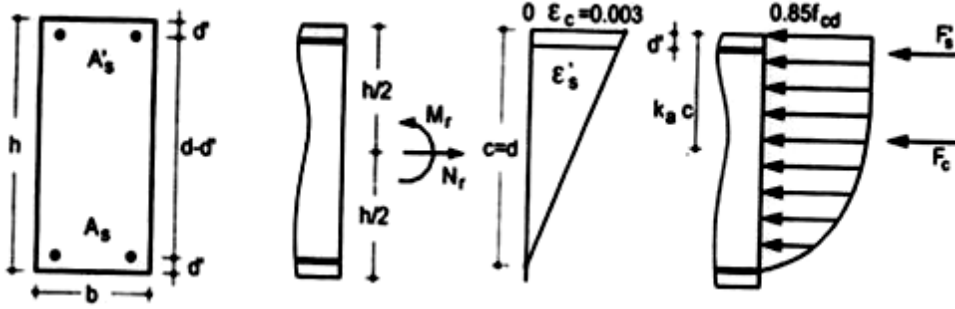
Böylece iç kuvvetlerin bileşkesi:

$$N_r = F_s - F'_s + F_c = -0.162 \times 0.85 f_{cd} b h \quad n_r = -0.162$$

$$M_r = (F_s + F'_s)(0.5h - d') + F_c(0.5h - k_a c)$$

$$M_r = 0.4 A_s f_{yd} h(1+1) + 0.162 \times 0.85 f_{cd} b h(0.5h - 0.084h)$$

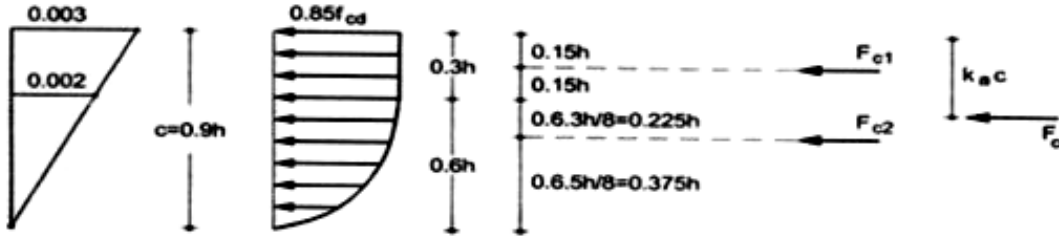
$$m_r = 0.8 \rho_m + 0.0674 = 0.8 \times 0.3 + 0.0674 = 0.307$$



d. $\varepsilon_c = 0.003$ ve $\varepsilon_s = 0.0$ şekil değiştirme durumu:

Benzer hesap yolu izlenerek karşı gelen sonuçlar bulunabilir:

$$c = h - d' = 0.9h \quad \varepsilon_s = 0.0 \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'}{c} = 0.003 \frac{0.9h - 0.1h}{0.9h} = 0.002667$$



Burada da, basınç kuvveti, parabol ve dikdörtgen gerilme dağılımlarından oluşacaktır. Bu iki dağılım arasındaki sınır $\varepsilon_c = 0.002$ olduğu yerde meydana gelecektir. Bunun tarafsız eksen den uzaklığı $0.9h \times 2/3 = 0.6h$ olarak bulunur. Beton basınç bileşke kuvvet ve uygulama noktası aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = 0.85 f_{cd} b h (0.30 + 2 \times 0.60/3) = 0.85 \times 0.70 f_{cd} b h$$

$$F_c k_a c = F_{c1} \times 0.15h + F_{c2} (0.30 + 0.225)h$$

$$k_a c = (0.030 \times 0.15 + (2/3) \times 0.60 \times 0.525)h / 0.70 \quad k_a c = 0.364h$$

$$\varepsilon_s = 0.0 \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 0.0 \quad \varepsilon'_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = 1.0$$

Böylece kesit iç kuvvetlerinin bileşkesi:

$$N_r = F_s - F'_s - F_c = -A_s f_{yd} - 0.70 \times 0.85 f_{cd} b h$$

$$n_r = -\rho_m - 0.70 = -0.30 - 0.70 = -1.0$$

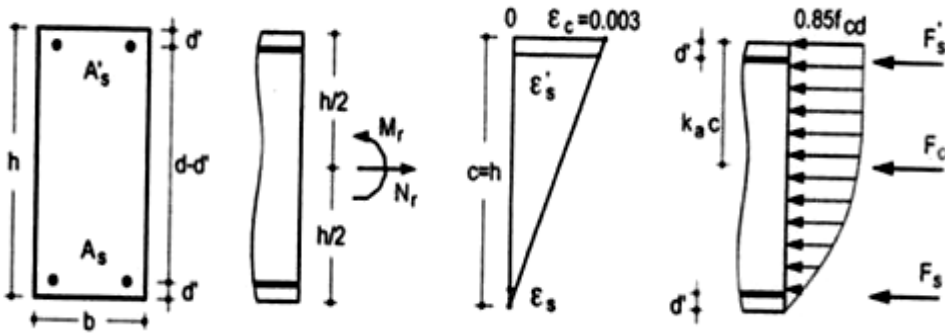
$$M_r = (F_s + F'_s)(0.5h - d') + F_c(0.5h - k_a c)$$

$$M_r = 0.4 A_s f_{yd} h + 0.70 \times 0.85 f_{cd} b h (0.5h - 0.364h)$$

$$m_r = 0.4 \rho_m + 0.0949 = 0.4 \times 0.3 + 0.0949 = 0.215$$

e. $\varepsilon_c = 0.003$ ve $c=h$ şekil değiştirme durumu:

Benzer hesap yolu izlenerek sonuçlar bulunabilir:



$$c=h \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d'}{c} = 0.003 \times 0.1 = 0.0003 \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c-d'}{c} = 0.003 \times \frac{h-0.1h}{h} = 0.0027$$

Parabol ve dikdörtgen gerilme dağılımları arasındaki sınır $\varepsilon_c = 0.002$ olduğu yerde meydana gelir ve bunun tarafsız eksen den uzaklığı $h \times 2/3 = 0.667h$ olarak bulunur. Beton basınç bileşke kuvvet ve uygulama noktası aşağıdaki gibi hesaplanabilir[3]:

$$F_c = F_{c1} + F_{c2} = 0.85 f_{cd} b h (0.333 + 2 \times 0.667/3) = 0.85 \times 0.778 f_{cd} b h$$

$$F_c k_a c = F_{c1} \times 0.167h + F_{c2} (0.333 + 0.250)h$$

$$k_a c = (0.0333 \times 0.167 + (2/3) \times 0.667 \times 0.583)h / 0.778 \quad k_a c = 0.405h$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{yd}} = \frac{0.0003}{0.000955} = 0.314$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = 1.0$$

Böylece kesit iç kuvvetlerinin bileşkesi:

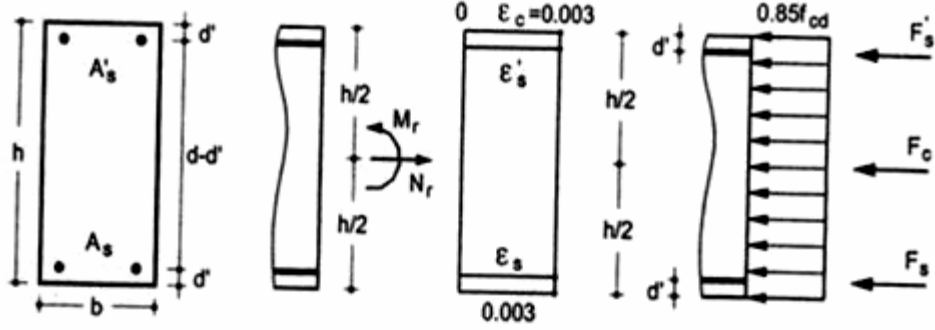
$$N_r = F_s - F'_s - F_c = -A_s f_{yd} (0.314 + 1.0) - 0.778 \times 0.85 f_{cd} b h$$

$$n_r = -1.314 \rho_m - 0.778 = -1.314 \times 0.30 - 0.778 = -1.172$$

$$M_r = (F_s' + F_s')(0.5h - d') + F_c(0.5h - k_a c)$$

$$M_r = 0.4A_s f_{yd} h(-0.314 + 1.0) + 0.778 \times 0.85 f_{cd} b h(0.5h - 0.405h)$$

$$m_r = 0.274 \rho_m + 0.0743 = 0.274 \times 0.3 + 0.0743 = 0.156$$



f. Basit basınç durumu:

Kesitte 0.003'lük düzgün yayılı kısalma meydana gelecektir.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1.0 \quad \varepsilon_s' > \varepsilon_{yd} \text{ olduğu için } \frac{\sigma_s'}{f_{yd}} = 1.0$$

$$F_c = 0.85 f_{cd} b h \quad F_s = A_s f_{yd} \quad F_s' = A_s' f_{yd}$$

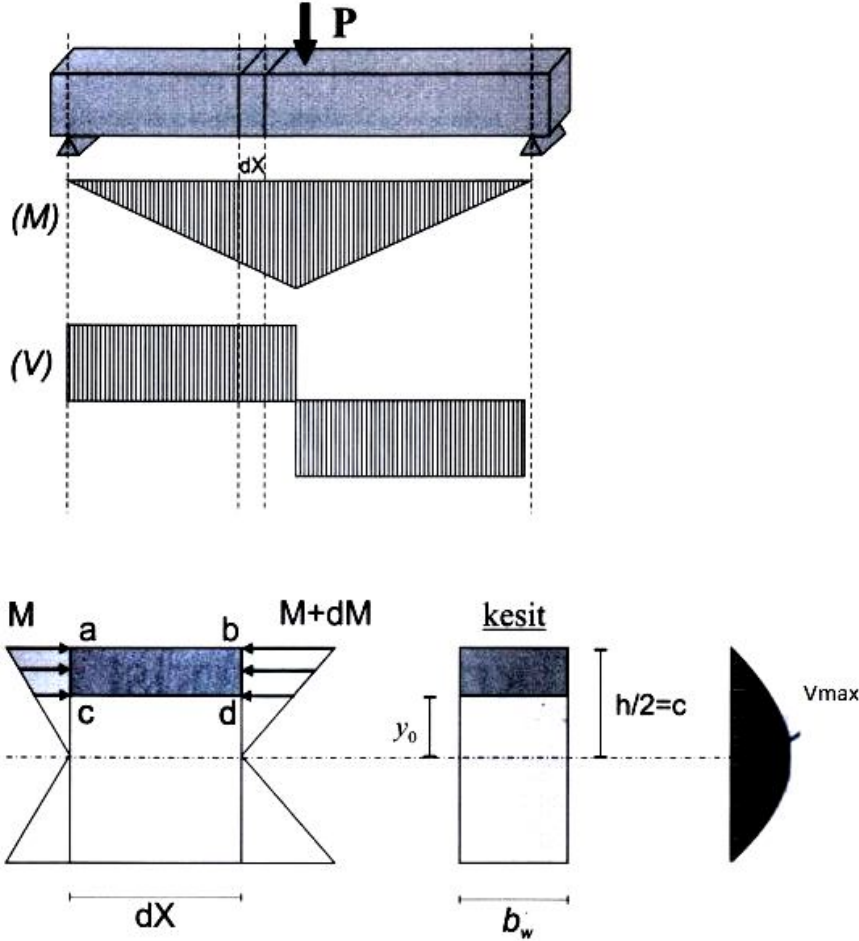
$$N_r = -F_s' - F_s - F_c = -A_s f_{yd} (1.0 + 1.0) - 0.85 f_{cd} b h$$

$$n_r = -2.0 \rho_m - 1.0 = -2.0 \times 0.30 - 1.0 = -1.600 \quad m_r = 0.0$$

Sonuç olarak bulunan değerler m_r, n_r eksen takımına taşınırsa kesitin $\rho_m = \rho_m' = 0.3$ için eğilme momenti-normal kuvvet karşılıklı etki eğrisi elde edilir. Belirli çelik kalitesi ve beton örtü tabakası oranı için bu tablo, boyutsuz büyüklüklerle hazırlandığı için, her türlü beton kalitesi için kullanılabilecek şekildedir. Bunun gibi farklı donatı düzenine sahip (örneğin, gövde donatısının bulunması veya donatının dört kenara düzgün bir şekilde yayılması gibi) dikdörtgen kesitler için de benzer tablolar hazırlanabilir. Bilgisayarla hazırlanacak tablolarda basınç ve çekme kuvvetinin değerinin ve etkiye yerinin bulunmasının sayısal integrasyonla yapılması daha pratik olur.

2.2. TS 500 Kayma Gerilmesi Etkisi

Yük etkisi altındaki kirişte yatay ve düşey kayma gerilmeleri meydana gelir



Şekil 2.12. Kiriş içerisindeki yatay kayma gerilmeleri

Şekil 2.12. de görüldüğü gibi kiriş boyunda (dx)elemanı düşünelim.Sol taraf kesite etkiyen moment (M) ve sağ taraf kesite etkiyen moment (M+dM) olsun[26].

Tarafsız eksenenden (y) mesafede sol kesitte (a-c) normal gerilme:

$$f = \frac{M}{I} y \text{ dir.}$$

Tarafsız eksenenden (y) mesafede sağ kesitte (b-d) normal gerilme:

$$f = \frac{(M+dM)}{I} y$$

Elemandaki taralı alan (abcd) nin dengesi düşünülürse (a-c) yüzeyinde (da) alanı gibi bir alan üzerine etkiyen kuvvet:

$$f.(da) = \frac{M.y}{I} (da)$$

(a-c) boyunca sol taraf alan üzerine etkiyen kuvvetlerin toplamı:

$$\int_{y_0}^c \frac{M.y}{I} . da$$

Aynı şekilde sağ tarafta (b-d) yüzeyi boyunca etkiyen kuvvetler toplamı:

$$\int_{y_0}^c \frac{(M+dM).y}{I} . da$$

İfadeleriyle belirlenebilir. Görüldüğü gibi (abcd) elemanın bir tarafından etkiyen normal kuvvet diğer tarafından etkiyene eşit değildir. Dolayısıyla taralı elemanın dengede olabilmesi için ilave yatay kuvvet etkiyor olmalıdır. Bu elemanın üst (a-b) yüzeyi serbest olduğundan ancak (c-d) yüzeyine kuvvet etkiyor olabilir. Bu yüzeye etkiyen gerilme v ile gösterilirse (c-d) yüzeyi boyunca etkiyen toplam yatay kayma kuvveti: $v.b_w.dx$ olarak belirlenir. Yatay doğrultuda etkiyen kuvvetler toplamı eşitliği yazılırsa:

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^c \frac{M.y}{I} . da - \int_{y_0}^c \frac{(M+dM).y}{I} . da + v.b_w . dx &= 0 \\ \Rightarrow v &= \frac{1}{I.b_w} \frac{dM}{dx} \int_{y_0}^c y . da ; \quad \frac{dM}{dx} = V ; \quad \int_{y_0}^c y . da = Q \\ v &= \frac{v.Q}{I.b_w} \end{aligned} \quad (2.10)$$

Kayma gerilmesi analitik ifadesi belirlenmiş olur. Burada Q alan momenti, V kesme kuvveti, I atalet momenti, bw kesit genişliğidir. Dikdörtgen kesitteki bütün alanda kayma gerilmesinin değişimini belirlemek için :

$$Q = \int_{y_0}^{h/2} y.b_w . dy = b_w . \int_{y_0}^{h/2} y . dy = \frac{b_w}{2} . |y^2|_{y_0}^{h/2} = \frac{b_w}{2} \left[\frac{h^2}{4} - y_0^2 \right]$$

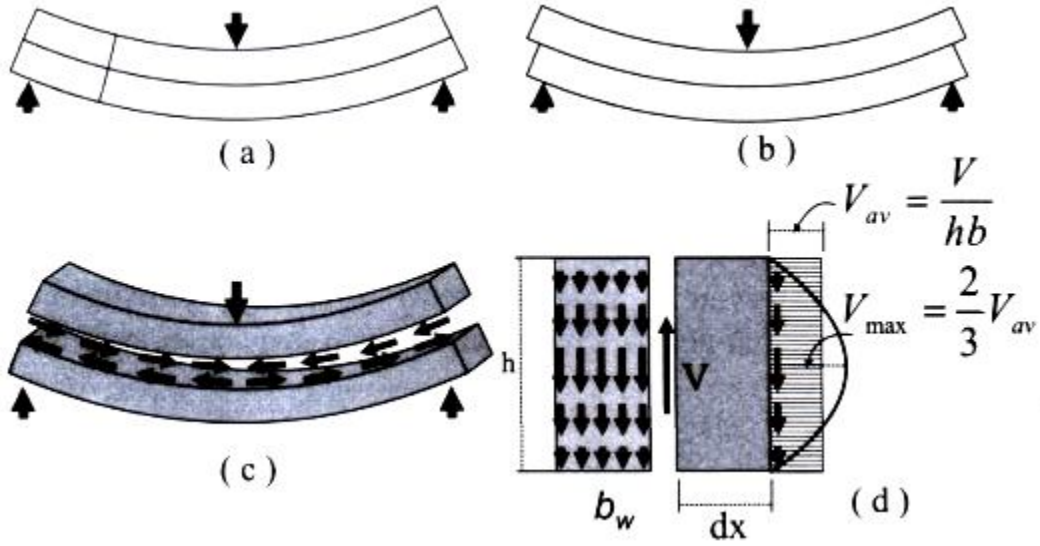
Tarafsız eksenden y_0 kadar mesafede kayma gerilmesi ifadesi yazılırsa;

$$v = \frac{v}{I.b_w} \left(\frac{b_w}{2} \left[\frac{h^2}{4} - y_0^2 \right] \right) = \frac{v}{2I} \left[\frac{h^2}{4} - y_0^2 \right]$$

İkinci dereceden parabol olan bu ifade kayma gerilmesinin h yüksekliği boyunca parabolik değişim gösterdiğini ve $y_0=0$ için, yani tarafsız eksen üzerinde maksimum değere sahip olduğu anlaşılmaktadır.

$$y=0 \text{ ve } I = \frac{b_w h^3}{12} \Rightarrow V_{max} = \frac{v}{2 \cdot \frac{b_w h^3}{12}} \left[\frac{h^2}{4} - 0 \right] = \frac{3}{2} \cdot \frac{v}{b_w h}$$

Kayma gerilmesinin tarafsız eksen üzerinde aldığı maksimum gerilme değeri belirlenir. Elastik ve homojen bir kiriş kesitinde kayma gerilmesi $v = \frac{V.Q}{I.b_w}$ ve ilaveten normal eğilme gerilmeleri; $f = \frac{M}{I}y$ etkimektedir. Şayet kesme kuvveti sıfır değilse söz konusu kesit her iki gerilmenin etkisi altındadır. Kayma gerilmelerinin rolü şekil 2.13(a) dan anlaşılmaktadır. Kiriş dikdörtgen kesitten ibarettir ve her iki kesit birbirine yapıştırılmıştır. Eğer yapışma yeteri kadar kuvvetli ise iki eleman tek bir kiriş gibi davranır. Şayet yapışkanlık zayıf ise iki parça birbirinden ayrılarak şekil 2.13.b de görüldüğü gibi her parça kendi hareketini ayrı ayrı yapar[26].



Şekil 2.13. Dikdörtgen kesitli homojen bir kirişte kayma gerilmeleri

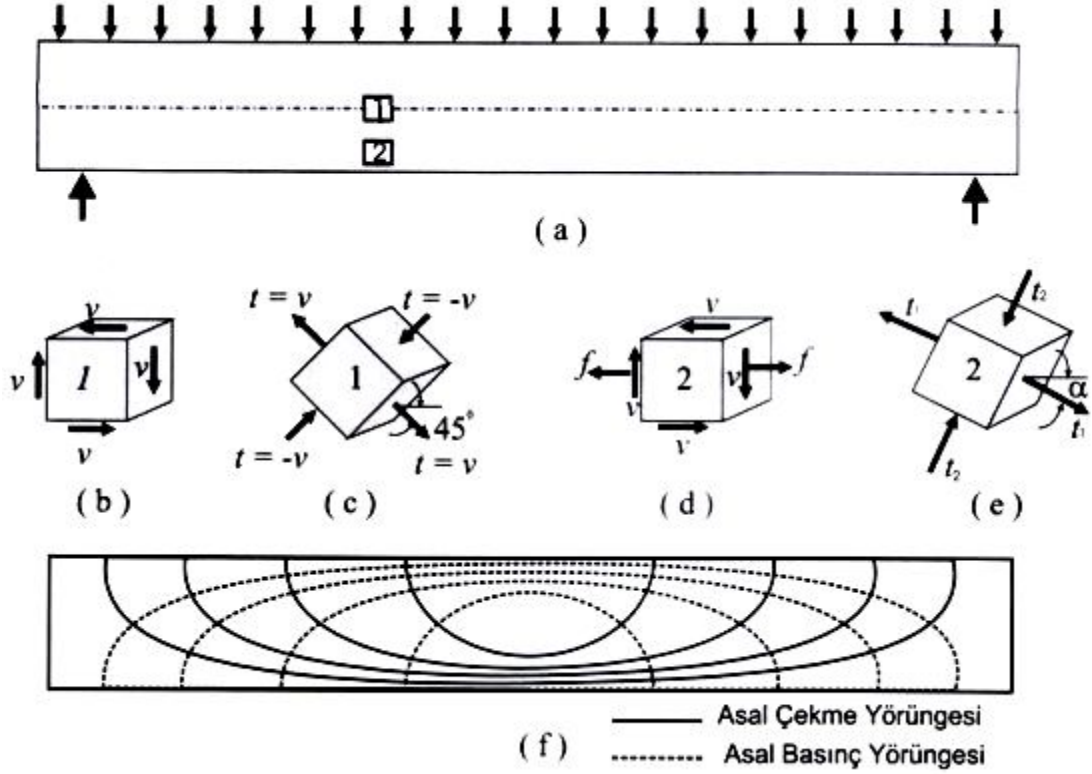
Yapışkan kuvvetli ise, iki parçayı birlikte tutuyorsa Şekil 2.13(c). de görülen kuvvetlerin varlığı anlaşılmaktadır. Bu gerilmeler yatay kesitin her birinde oluşmaktadır ve tarafsız eksene olan mesafeye göre farklı değerler almaktadır. Şekil 2.13d de kesite etkiyen V kesme kuvvetinin yukarı doğru hareketi sağ kesitteki kayma gerilmeleri ile dengelenir. Kesitteki ortalama kayma gerilme değeri:

$$V_{av} = \frac{V}{h.b_w} \quad (2.11)$$

İfadesiyle belirlidir. Fakat gerilme değerleri yükseklik boyunca değişmektedir. Kolaylıkla hesaplanacağı gibi kayma gerilmesi üst ve alt düzeylerde sıfır olup en büyük değerini tarafsız eksen üzerinde almaktadır ve değeri:

$$V_{max} = 1.5 \cdot v_{av} \quad (2.12)$$

ortalama değerin birbuçuk katıdır. Kayma gerilme değeri kiriş yüksekliği boyunca farklı değerler alır, örneğin şekil 2.14 de gösterilen tarafsız eksen üzerinde (1) elemanı gibi bir hücre alındığında elemana sadece kayma gerilmeleri etkir.



Şekil 2.14. Dikdörtgen kesitli homojen bir kirişte asal gerilme yörüngeleri

Şayet tarafsız eksene 45 derecelik açı yapan eleman düşünülürse veya alınan eleman 45 derece döndürülürse, elemanda sadece çekme ve basınç etkisi olduğu ve değerinin kayma gerilmesi değerine eşit olduğu anlaşılmaktadır. Şayet tarafsız eksen üzerinde değil de eksenden belli bir mesafede örneğin (2) gibi bir hücre alınır, bu eleman (şekil 2.14d) hem kayma gerilmesi hem normal gerilme etkisi altındadır. Elemana etki eden 6 adet gerilme, elemanın (α) kadar döndürülmesi halinde bir çift basınç ve bir çift çekme gerilmesine dönüşür. Bu gerilmelere asal gerilmeler denilir. Asal gerilmenin değeri:

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad (2.4)$$

$$\text{dönme açısı} \quad \tan(\alpha) = \frac{2v}{f} \quad (2.5)$$

İfadeleriyle belirlenir. Tarafsız eksene olan mesafeye ve kiriş açıklığındaki konumuna bağlı olarak normal veya kayma gerilmeleri değerleri değiştiğinden, hem yatayla olan açılı hem asal gerilme değerleri farklı olarak elde edilir. Kiriş yüzeyinin her birim karesi için elemanlara etkiyen asal gerilmeler belirlendiğinde ve bu gerilmelerin eşit olanları haritadaki kot çizgileri gibi birleştirildiğinde kirişin asal gerilme haritası elde edilir ve her bir çizgi asal gerilme yörüngesi olarak adlandırılır[26].

Dikdörtgen kesitli ve düzgün yayılı yük altındaki bir kirişin asal gerilme yörüngelerinin çizgileri Şekil 2.14(f). de görülmektedir. Kiriş orta açıklığında alt ve üst yüze yakın bölgelerde asal gerilme eğrileri adeta yatayla paralel olurlar. Kayma gerilmeleri ile eğilme gerilmeleri birlikte diyagonal asal çekme gerilmeleri oluşturmaktadırlar. Betonarme yapılarda diyagonal asal çekme gerilmeleri çok önemli bir etkidir ve projelendirmede mutlaka gerekli donatının konulması gerekir.

Elastik homojen kirişlerin davranışı donatısız yani sadece beton kirişlerin davranışlarına benzer. Beton kirişe yük uygulandığında ve yükün arttırılmasıyla çekme bölgesinde en uç liften başlayan çatlak oluşur. Yükün artımı devam ettiğinde çatlak ilerler ve sonuçta kiriş kırılır. Şayet özel bir durum yoksa çatlak, en büyük eğilme momentinin olduğu kesitin en uç lifinden başlar ve gelişir. Eğer çekme donatısı kirişe konulmuş ise durum çok farklıdır. Beton içinde çekme çatlakları oluşsa bile gerekli olan çekme direnci çelik tarafından karşılanır ve böylece çok daha büyük yükler kirişe taşılabilir.

Kirişte donatı yok iken eğilme çatlaklarının oluştuğu yük seviyesinde kayma gerilmeleri henüz küçük değerlidir ve kirişin mukavemetine etkisi azdır, (beklide yoktur). Ancak kirişin çekme tarafına donatı konulduğunda kirişin taşıyacağı yük artar ve orantılı olarak yük arttıkça kayma gerilmeleri de artar ve sonuçta büyük kesme kuvvetinin bulunduğu bölgede diyagonal çekme önemli değerlere ulaşır. Kirişin eğilme hesabında çekme etkisi için çekme yüzeyine yakın tarafa konulmuş bulunan boyuna çekme donatısının varlığı kiriş içerisinde başka bir bölgede oluşan diyagonal çekme gerilmelerine karşı etkisiz kalır. Sonuç olarak çekme gerilmelerinin değeri betonu çatlatacak değere ulaştığında çekme gerilmesine dik doğrultuda diyagonal çatlak dediğimiz çatlaklar oluşur. Kiriş gövdesine diyagonal çekme gerilmelerini karşılayacak kayma donatısı bulunmaması halinde meydana gelecek diyagonal çatlakların büyümesi genel amaca zarar vermektedir[26].

2.3. TS 500’de Kesme Kuvveti ve Burulma

2.3.1. Genel

Burulma, kesme ve eğilme altında zorlanan yapı elemanlarında oluşacak asal çekme gerilmeleri, yeterli donatı ile karşılanmalı, asal basınç gerilmeleri ise, gövdede ezilme oluşturmayacak bir düzeyde tutulmalıdır.

Yapı sistemlerinde burulma, denge burulması ve uygunluk burulması olarak iki sınıfa ayrılır. Denge burulması, kullanılabilirlik ve taşıma gücü sınır durumlarında taşıyıcı sistemdeki dengenin sağlanması için hesaba katılması zorunlu olan burulmadır. Uygunluk burulması, taşıma gücü sınır durumunda taşıyıcı sistemdeki dengenin sağlanması için hesaba katılması zorunlu olmayan burulmadır[26].

2.3.2. Eğik Çatlama Sınırı

Kesme kuvveti yanı sıra burulma momentinin de bulunduğu durumlarda eğik çatlama sınırı aşağıdaki bağıntı ile belirlenmelidir.

$$\left(\frac{V_d}{V_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_d}{T_{cr}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.13)$$

V_{cr} , eğik çatlama dayanımı formülünden alınmalıdır, T_{cr} ise aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

$$T_{cr} = 1,35 f_{ctd} \quad (2.14)$$

Denklem 2.14 deki S, burulma dayanım momenti olup, daha kesin hesap yapılmayan durumlarda bu değer tablo 2.1 den alınabilir[26].

Tablo 2.4. Değişik kesitler için yaklaşık burulma dayanım momentleri

Dikdörtgen kesit	$S = b_w^2 h/3$
Tablalı kesit	$S = \sum x^2 y/3$
Dairesel veya dış bükey çok kenarlı kesit	$S = \pi \phi^3/12$
İnce çeperli (te < 1/5 x ise,) kutu kesitler	$S = 2A_e t_e$

Tablo 2.1’ de, “x” ve “y”, tablalı kesiti oluşturan dikdörtgenlerin kısa ve uzun kenarlarıdır. Bu hesaplarda, gövde dışına taşan tabla genişliği, tabla kalınlığının üç katından fazla alınmamalıdır.

2.3.3. Tasarım Kuvvetlerinin Saptanması

Tasarım burulma momenti, denge burulması olan durumlarda, elastik yapısal çözümlemelerden elde edilen değerdir. Kesit hesabında bu moment azaltılmadan kullanılmalıdır. Uygunluk burulmasında ise, burulma momentinin hesabına gerek yoktur, bu değer çatlama momentine eşit kabul edilebilir. Bu durumda, Denklem 2.20 ile verilen minimum etriyenin sağlanması yeterli olur[24].

$$T_d = T_{cr} \quad (2.15)$$

$T_d \leq 0,65 f_{ctd} S$ olan durumlarda burulma ihmal edilebilir. Bu durumlarda, minimum etriye koşulu yalnızca kesme için,

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (2.16)$$

dan hesaplanır[26].

2.3.4 . Dayanım

Tasarım kesme kuvveti ve tasarım burulma momenti Denklem 2.13 ü sağlıyorsa, etriye hesabına gerek yoktur. Denklem 2.13 ü sağlanmıyorsa, etriye hesabı aşağıdaki gibi yapılır.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{A_{ov}}{s} + \frac{A_{ot}}{s} \quad (2.17)$$

$$\frac{A_{ov}}{s} = \frac{b_w (V_d - V_c)}{d n f_{ywd}} \quad (2.18)$$

$$\frac{A_{ot}}{s} = \frac{T_d}{2 A_e f_{ywd}} \quad (2.19)$$

Çok kollu etriye düzenlendiğinde, iç kollar burulma donatısı olarak göz önüne alınamaz.

Burulmanın bulunduğu durumlarda, A_e alanını çevreleyen etriyenin kesit alanı A_{ot} den az olamaz ve burulma için gerekli etriyeye eşit hacimde boyuna donatı bulundurulması zorunludur. Gerekli boyuna donatı Denklem 2.20 dan hesaplanmalıdır.

$$A_{se} = \frac{A_{ot}}{s} U_e \frac{f_{ywd}}{f_{yd}} \quad (2.20)$$

Eğilme ve eksenel kuvvet için gerekli boyuna donatılar ayrıca hesaplanarak, yukarıdaki donatıya eklenir.

Uygunluk burulması durumunda etriye ve boyuna donatı hesabı yapılmayabilir. Bu durumda, minimum donatı bulundurulması yeterlidir. Ancak bu donatı basit kesme için gerekli donatıdan az olamaz[26].

2.3.5. Gevrek Kırılmanın Önlenmesi

a. Minimum Donatı

Asal çekme gerilmeleri nedeni ile oluşacak gevrek kırılmanın önlenmesi için, aşağıdaki minimum etriye ve boyuna donatı zorunludur.

$$\frac{A_e}{s} \geq 0,15 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \left(1 + 1,3 \frac{T_d}{V_d b_w} \right) b w \quad (2.21)$$

Bu bağıntıda, $T_d/V_d b_w \leq 1,0$ alınmalıdır. Uygunluk burulmasında, $T_d = T_{cr}$ alınır. Ayrıca, A_e alanını çevreleyen etriye, bu denklemdeki ikinci terimden (burulma minimum etriyesi) az olmamalıdır[26].

$$A_{se} = \frac{T_d u_e}{2 f_{yd} A_e} \quad (2.22)$$

b. Üst Sınır

Yüksek asal basınç gerilmeleri nedeni ile gövde betonunun ezilmesini önlemek amacıyla, zorlamalar aşağıdaki biçimde sınırlanmıştır. Bu koşul sağlanamazsa, kiriş kesit boyutları büyütülecektir[26].

$$\left(\frac{T_d}{s} + \frac{V_d}{b_w d} \right) \leq 0,22 f_{cd} \quad (2.23)$$

2.3.6. Donatı Detayları

Kesme kuvveti ve burulma momenti birlikte etkidikleri durumlarda, etriye ve boyuna donatı için aşağıdaki koşullara uyulmalıdır.

Burulmanın ihmal edilemeyeceği durumlarda etriye uçlarının 90° kancalı ve bindirmeli yapılmasına izin verilmez, 135° kancalı kapalı etriyeler kullanılır ve etriye uçları çekirdek içinde kenetlenmelidir. Etriye aralığında aşağıdaki sınırları aşmayacaktır.

$$s \leq d / 2 \quad s \leq u_e / 8 \quad s \leq 300 \text{ mm}$$

Burulma için hesaplanan boyuna donatı, kesit çevresine dağıtılarak, her köşede çapı 12 mm den küçük olmayan çubuklar kullanılmalıdır. Boyuna çubuklar arasındaki uzaklık 300 mm yi geçmemelidir. [26].

3. BULGULAR

3.1. TS EN 1992-1-1'de Basit Eğilme Etkisi

3.1.1. Eğilmede Çekme Dayanımı

Betonarme yapı elemanlarının ortalama eğilmede çekme dayanımı, ortalama eksenel çekme dayanımı ve enkesit derinliğine bağlıdır. Aşağıda verilen bağıntı kullanılabilir:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{100} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (3.1)$$

Burada;

h : Yapı elemanının toplam derinliği, mm,

f_{ctm} : Ortalama eksenel çekme dayanımıdır.

Bağıntı (3.1) ile verilen ilişki, karakteristik eğilmede çekme dayanımı değerlerine de uygulanabilir.

Binalarda, kesme kuvvetleri ve eksenel kuvvetlerin, doğrusal elemanlar ve döşemelerin yapacağı şekil değiştirmeler üzerindeki tesirleri, bu kuvvetlerin bu elemanlarda oluşturabileceği eğilme nedeniyle ortaya çıkacak şekil değiştirme değerinin %10'unu aşmayacağı tahmin ediliyorsa, ihmal edilebilir[27].

3.1.2. Eksenel Kuvvetin Bulunduğu veya Bulunmadığı Durumda Eğilme

Bu kısım, kesitleri yükleme öncesi ve sonrasında yaklaşık düzlem kalan kirişler, döşemeler ve benzer tipteki yapı elemanlarının hasar görmemiş bölgelerine uygulanır. Kirişler ve diğer yapı elemanlarının, düzlem kesitlerin düzlem kalmadığı süreksizlik bölgeleri, Madde 3.8'e göre tasarımılanabilir ve detaylandırılabilir.

Betonarme veya ön gerilmeli beton en kesitlerin nihai direnç momenti belirlenirken, aşağıda verilen kabuller esas alınır:

- Düzlem kesitler eğilmeden sonra düzlem kalır.

- Basınç veya çekme etkisi altında olan betona gömülü donatı veya öngerme kablolarındaki birim şekil değiştirme, bu elemanların çevresindeki betonun birim şekil değiştirmesi ile aynıdır.

- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.

- Basınç etkisindeki betonda oluşan gerilmeler, tasarım gerilme/birim şekil değiştirme ilişkisinden elde edilir.

- Öngerme kablolarının başlangıç birim şekil değiştirmesi, öngerme kablolarında oluşan gerilmelerin tayininde dikkate alınır.

- Donatıları simetrik yerleştirilmiş, basınç kuvveti ile yüklü enkesitlerde, kuvvetin, 20 mm'den az olmamak kaydıyla en düşük dışmerkezlik $e_d = h/30$ ile etkidiği kabul edilmelidir. Burada h , enkesit yüksekliğidir.

- Kutu kirişlerin basınca çalışan tablaları gibi yaklaşık olarak merkezi yüklemeye maruz ($e/h < 0,1$) en kesit kısımlarında, en kesitin o kısmındaki ortalama basınç birim şekil değiştirmesi, ϵ_{c2} ile sınırlandırılmalıdır.

- Dış öngerme kablolarında, birbirini takip eden iki kablo irtibatlandırma noktası (ankrajlar veya yönlendiricilerin kablo oturma elemanları) arasında kalan öngerme çeliğinin birim şekil değiştirmesinin sabit olduğu kabul edilir. Bu durumda, öngerme çeliğinin birim şekil değiştirmesi, öngerme işlemi tamamlandıktan hemen sonra oluşan başlangıç birim şekil değiştirmesi ve dikkate alınan irtibat alanları arasında meydana gelen yapısal şekil değiştirmeden kaynaklanan birim şekil değiştirmenin toplamına eşit olur[27].

3.1.3. Eğilme ve Eksenel Kuvvet Bakımından Tasarım Direnci

(1) Yeterli yapım detayı ve kür şartlarına uyularak imal edilmiş duvarlarda, sıcaklık veya büzülmeden kaynaklanan şekil değiştirmeler ihmal edilebilir.

(3) Enkesitin düşey doğrultusunda (h_w) tek eksenli dışmerkezliğe (e) sahip dikdörtgen kesitli elemanın eksenel yük direnci N_{Rd} , aşağıda verilen bağıntı yardımıyla hesaplanabilir:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd} \times b \times h_w \times \left(1 - \frac{2e}{h_w}\right) \quad (3.2)$$

Burada:

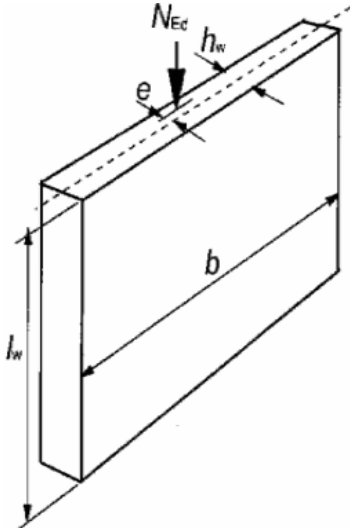
ηf_{cd} : Tasarım etkili basınç dayanımı,

b : Enkesitin uçtan uca genişliği,

h_w : Enkesitin uçtan uca yüksekliği,

e : N_{Ed} 'nin h_w doğrultusundaki dışmerkezliğidir.

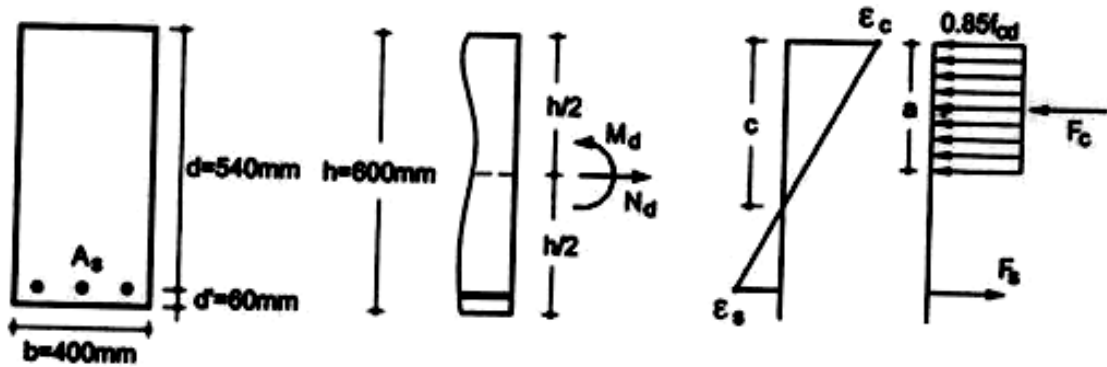
Diğer basitleştirme yöntemlerinin kullanıldığı hâllerde, bu basitleştirme yöntemlerinin emniyeti, gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin kullanıldığı kesin yöntemden daha az olmamalıdır[27].



Şekil 3.1. Düzlem duvar notasyonları

Örnek 3.1.

Şekildeki dikdörtgen kesitte C20/S220 malzeme, $M_d = 150kNm$ ve $N_d = -350kNm$ için donatı hesabı[23].



Çözüm:

Çözüm dikdörtgen gerilme bloğu kabulüyle ve denge denklemleri kullanılarak yapılacaktır. Çekme donatısına göre moment alınarak gerilme bloğu derinliği bulunabilir:

$$\text{Tablo A1 ve A2: (C20/S220)} \quad f_{yd} / f_{cd} / f'_{cd} = 191 \text{MPa} / 13.3 \text{MPa} / 11.3 \text{MPa}$$

$$M_d - N_d(0.5h - d') = 0.85 f_{cd} b a (d - 0.5a)$$

$$150 + 350(0.5 \times 0.60 - 0.06) = 0.85 \times 13300 \times 0.40 a (0.54 - 0.5a)$$

$$a^2 - 1.08a + 0.10354 = 0 \quad a = 0.106 \text{mm} \quad (a = 0.974 \text{mm}) d = 0.54 \text{mm} \text{ olduğu için}$$

uygun değil)

$$c = a / 0.85 = 0.106 / 0.85 = 0.125 \text{m}$$

Betonun en büyük kısılmayı yaptığı kabul edilerek, çekme donatısının birim uzaması hesaplanabilir ($\varepsilon_s = \varepsilon_{cu}$)

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{0.600 - 0.125}{0.125} = 0.0114$$

Ancak $\varepsilon_s > \varepsilon_{su} = 0.010$ olduğu için $\varepsilon_s > \varepsilon_{su} = 0.010$ alınarak, güç tükenmesi durumundaki beton birim kısılması

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{c}{d - c} = 0.010 \frac{0.125}{0.540 - 0.125} = 0.00301$$

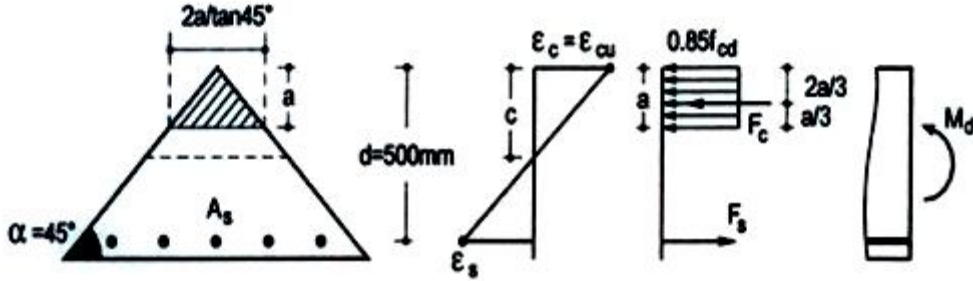
bulunur. $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} = 0.000955$ olduğu için çekme donatısı akma gerilmesine erişecektir ($\sigma_s = f_{yd}$). Kesitte kuvvet dengesi yazılarak donatı alanı bulunabilir:

$$N_d = F_s - F_c = A_s f_{yd} - 0.85 f_{cd} a b$$

$$A_s = 677 \text{mm}^2$$

Örnek 3.2.

Şekildeki üçgen kesitte C20/S220 malzeme ve $M_d = 128kNm$ için donatı hesabı[23].



Çözüm:

Beton basınç gerilmeleri yayılımı için dikdörtgen gerilme bloğu kabul edilerek çözüm aşağıdaki gibi elde edilebilir. Kesitteki yazılacak moment dengesi bulunacak

$$F_c = 0.85 f_{cd} a^2 / \tan 45^\circ \quad M_d = F_c \left(d - \frac{2}{3} a \right) = 0.85 f_{cd} a^2 \left(d - \frac{2}{3} a \right)$$

$$0.128 = 0.85 \times 13.3 a^2 \left(0.50 - \frac{2}{3} a \right) \quad a = \sqrt{\frac{a^3 + 0.016984}{0.75}}$$

Denklem deneme-yayılma yöntemi ile çözülerek $a=0.171m$ bulunur. Çekme donatısının akma durumuna erişip erişmediği kontrol edilir:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c} = \varepsilon_{cu} \frac{dk_1 - a}{a} = 0.003 \frac{500 \times 0.85 - 171}{171} = 0.004445$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{191}{2 \times 10^5} = 0.000955$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$ olduğu için çekme donatısı akma gerilmesine erişecektir ($\sigma_s = f_{yd}$). Kesitte kuvvet dengesi yazılarak donatı alanı bulunabilir:

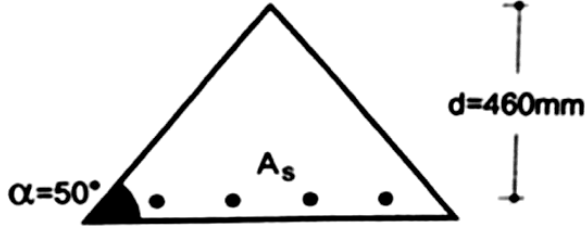
$$F_c = F_s \quad 0.85 f_{cd} a^2 = A_s f_{yd}$$

$$M_{çatılma} = f_r \frac{I}{y_{alt}} = 3.6 \frac{5.101 \times 10^9}{550 - 285} = 69.3 \times 10^6 Nmm$$

$$A_{smin} = \rho_{min} d^2 = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} d^2 = \frac{1.0}{191} 500^2 = 1309 mm^2 \quad (A_s = 1731 mm^2)$$

Örnek 3.3.

Şekildeki üçgen kesitin C25/S420 malzeme kabulü ile, taşıyabileceği en büyük eğilme momentinin hesabı[23].



Çözüm:

Kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momenti $\rho = \rho_b$ olacak şekilde elde edilecektir. Hazırlanan tablolar yardımıyla çözüm aşağıdaki gibi elde edilebilir:

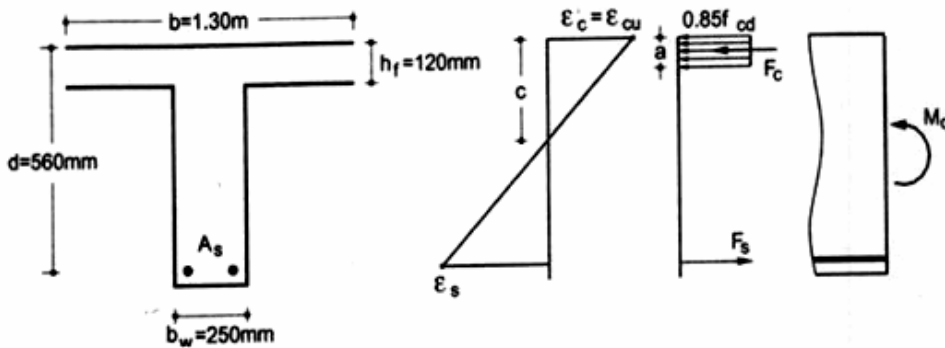
$$\text{Tablo A1 1b : } k_d = k_d^* = 7.94 \quad k_s = 4.02 \quad M_r = \frac{d^3}{k_d^3 \tan \alpha} = \frac{46^3}{7.94^3 \tan 50^\circ} = 163.2 \text{ kNm}$$

$$A_s = k_s \frac{M_r}{d} = 4.02 \frac{163.2}{46} = 14.26 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{d^2 / \tan \alpha} = \frac{1426}{460^2 / \tan 50^\circ} = 0.00803$$

$$\rho_{\min} = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = \frac{1.15}{365} = 0.00315 < \rho = 0.00803 \quad \rho_b = \rho / 0.85 = 0.00803 / 0.85 = 0.00945$$

Örnek 3.4.

Şekildeki tablalı kesitte C25/S420 malzeme ve $M_d = 332.0 \text{ kNm}$ moment için gerekli donatının hesabı[23].



Çözüm:

Beton basınç gerilme dağılışı için dikdörtgen gerilme bloğu kabulü ile çözüm yapılacaktır. Basınç gerilmeleri dağılımının tabla içinde kalıp kalmadığının kontrolü, basınç gerilme bloğunun tablayı kapsadığı ($a = h_f$) kabul edilerek basınç kuvvetinin ve karşı gelen eğilme momentinin hesaplanması aşağıdaki gibi yapılabilir:

$$F_{ctabla} = 0.85 f_{cd} b h_f \quad \text{Tablo A1 ve A2: C25/S420} \quad f_{cd} / f_{yd} = 16.7 \text{ MPa} / 365 \text{ MPa}$$

$$M_{rtabla} = F_{ctabla} (d - 0.5 h_f) = 0.85 f_{cd} b h_f (d - 0.5 h_f)$$

$$M_{rtabla} = 0.85 \times 16.7 \times 1.30 \times 0.12 (0.56 - 0.5 \times 0.12) = 1107 \times 10^{-3} \text{ MNm}$$

Sonuç olarak tablanın tamamen gerilme bloğu ile dolu olması durumundaki moment verilenden daha büyük olduğu için;

$$M_d = 332.0 \text{ kNm} < 1107.2 \text{ kNm}$$

Gerilme bloğunun tabla içinde kaldığına karar verilir. Bu durum için, kesitte moment dengesi, dikdörtgen kesit gibi hesaplanması gerektiği göz önünde tutularak ,

$$M_d = 0.85 f_{cd} b h_f (d - 0.5 a) \quad 0.332 = 0.85 \times 16.7 \times 1.30 \times a (0.56 - 0.5 \times a)$$

$$a = 0.033 \text{ m} \quad (\text{İkinci kök } a = 1.087 \text{ m}) \quad h_f = 0.12 \text{ m} \quad \text{uygun değil}$$

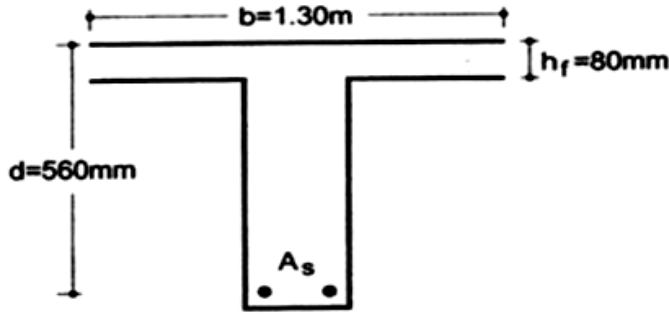
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (d - 0.5 a)} = \frac{0.332}{365 (0.56 - 0.5 \times 0.033)} = 1674 \times 10^{-6} \text{ mm}^2$$

Donatının akmış olmasının kontrolü de aşağıdaki gibi yapılabilir.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - c}{c} = \varepsilon_{cu} \frac{d k_1 - a}{a} = 0.003 \frac{560 \times 0.85 - 33}{33} = 0.040 > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00183$$

Örnek 3.5.

Şekildeki tablalı kesitte C25/S420 malzeme ve $M_d = 332.0 \text{ kNm}$ moment için gerekli donatının hesabı [23].



Çözüm:

Tarafsız eksenin tabla içinde kaldığı ($a < h_f$) kabul edilip dikdörtgen kesit tabloları kullanılarak hesap yapılacaktır, daha sonra yapılan kabul kontrol edilecektir.

Tablo A1 ve A2: C25/S420 $f_{cd} / f_{yd} = 16.7 \text{ MPa} / 365 \text{ MPa}$

$$m_d = \frac{M_d}{0.85 f_{cd} b d^2} = \frac{0.332}{0.85 \times 16.7 \times 1.30 \times 0.56^2} = 0.057$$

Tablo A7: $m_d = 0.057$ $\rho_m = 0.059$ $k_c = 0.116$

$$A_s = \rho_m b d \frac{0.85 f_{cd}}{f_{yd}} = 0.059 \times 1300 \times 560 \frac{0.85 \times 16.7}{365} = 1671 \text{ mm}^2$$

Tarafsız eksenin tabla içinde kaldığı aşağıdaki gibi kontrol edilebilir:

$$c = k_c d = 0.116 \times 560 = 65 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

Kontrol olumlu olduğu için, verilen hesabın uygun olduğuna karar verilir.

3.2. TS-EN 1992-1-1'de Kayma Gerilmesi Etkisi

3.2.1. Genel Tahkik İşlemi

(1)P Kayma direnci tahkikinde, aşağıda tarif edilen semboller kullanılır[27]:

$V_{Rd,c}$: Kayma donatısı bulunmayan yapı elemanının tasarım kayma direnci.

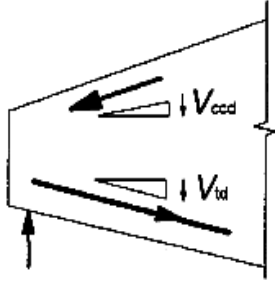
$V_{Rd,s}$: Kayma donatısının akması vasıtasıyla karşılanabilen kesme kuvveti tasarım değeri.

$V_{Rd,max}$: Yapı elemanı tarafından karşılanabilen ve basınç çubuklarının kırılması ile sınırlı olan en büyük kesme kuvveti tasarım değeri.

Çekme ve basınç bölgeleri eğik olan yapı elemanlarında, aşağıda tarif edilen ilave semboller kullanılır (Şekil 3.2):

V_{ccd} : Eğik basınç bölgesinde, basınç alanına etkiyen kuvvetin kesme kuvveti bileşeni tasarım değeri.

V_{td} : Eğik çekme bölgesinde, çekme donatısına etkiyen kuvvetin kesme kuvveti bileşeni tasarım değeri.



Şekil 3.2. Basınç ve çekme bölgeleri eğik olan yapı elemanlarında kesme kuvveti Bileşenleri

(2) Kayma donatısı bulunan yapı elemanının kayma direnci aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (3.3)$$

(3) Yapı elemanının $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ şartını sağlayan bölgeleri için kayma donatısı hesaplanması gerekmez. V_{Ed} , dikkate alınan kesitte dış yükleme ve öngermeden (aderanslı veya aderanssız kabloları) kaynaklanan tasarım kesme kuvvetidir.

(4) Yapılan tasarım kesme kuvveti hesabı sonucunda kayma donatısı kullanılmasına gerek olmadığı ortaya çıksa bile, minimum kayma donatısı kullanılmalıdır. Minimum kayma donatısı, enine yüklerin tekrar dağılımının mümkün olduğu döşemeler (masif, dişli veya boşluklu döşemeler) gibi yapı elemanlarında kullanılmayabilir. Minimum kayma donatısı, yapının toplam direnci ve duyarlılığına katkısı olmayan ikinci dereceden önemli yapı elemanlarında (açıklığı ≤ 2 m olan lentolar gibi) da kullanılmayabilir.

(5) Yapı elemanının $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ şartını sağlayan bölgelerinde, $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ şartının sağlanması için yeterli kayma donatısı kullanılmalıdır.

(6) Tasarım kesme kuvveti ve tablalardan gelen kesme kuvvetlerinin toplamı $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, yapı elemanının herhangi bir yerinde, izin verilen en büyük değer olan $V_{Rd,max}$ ı aşmamalıdır.

(7) Boyuna çekme donatısı, kesme kuvveti nedeniyle oluşan ilave çekme kuvvetine direnç gösterebilmelidir

(8) Hakim etki olarak düzgün yayılı yüklere maruz yapı elemanlarında, mesnet yüzünden d mesafeye kadar olan kısımda tasarım kesme kuvveti kontrolü yapılması gerekmez. Kullanılması gereken herhangi kayma donatısı, mesnete kadar devam ettirilmelidir. Bunlara ilaveten, mesnette oluşan kesme kuvvetinin, $V_{Rd,max}$ 'ı aşmadığı doğrulanmalıdır.

(9) Bir kesitin tabanına yakın bir yerden yük uygulandığı durumlarda, uygulanan bu yükü taşımak üzere kesitin üst tarafına yeterli miktarda düşey donatı, varsa kesme kuvvetini karşılayan donatıya ek olarak yerleştirilmelidir[27].

3.2.2. Tasarım Kayma Donatısı Kullanılmasını Gerektirmeyen Yapı Elemanları

(1) Kayma direnci $V_{Rd,c}$ tasarım değeri aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır[27]:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (3.4)$$

$V_{Rd,c}$, aşağıdaki bağıntıyla bulunan değerden küçük olmamalıdır:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.5)$$

Burada;

f_{ck} : birimi MPa,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, 0; d \text{'nin birimi mm,}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} : Dikkate alınan kesitten itibaren $\geq (l_b + d)$ mesafesi kadar devam eden çekme donatısının alanı (Şekil 3.3),

b_w : Çekme alanındaki en küçük enkesit genişliği (mm),

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ (MPa),}$$

N_{Ed} : Yükleme veya öngerilme nedeniyle enkesitte oluşan aksenal kuvvet (N) (basınç için

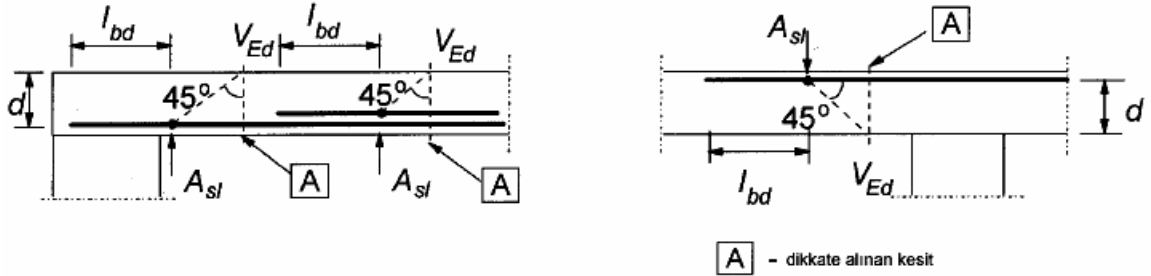
$N_{Ed} > 0$). Oluşan şekil değiştirmelerin N_E 'ye etkisi ihmal edilebilir,

A_c : Enkesitin beton kısmının alanı (mm²),

$V_{Rd,c}$: Birimi N dur.

Not - $C_{Rd,c}$, V_{min} , ve k_1 değerleri, her ülke için, kendi milli ekinde verilebilir. $C_{Rd,c}$ için önerilen değer $0,18/\gamma_c$, k_1 için ise $0,15$ 'tir.

$$V_{min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (3.6)$$



Şekil 3.3. Bağlantı (3.6)'de verilen A_{sl} 'nin tanımı

(2) Kayma donatısı bulunmayan öngerilmeli tek açıklıklı yapı elemanlarında, eğilme nedeniyle çatlamış bölgelerin kayma direnci, Bağlantı (3.4) kullanılarak hesaplanabilir. Eğilme nedeniyle çatlamamış bölgelerde (eğilmede çekme gerilmesinin f_{ctk} $0,05/\gamma_c$ 'den küçük olduğu bölgeler), kayma direnci, betonun çekme dayanımı ile sınırlandırılmalıdır. Eğilme nedeniyle çatlamamış bölgelerde, kayma direnci aşağıdaki bağlantıyla hesaplanır.

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (3.7)$$

Burada;

I : Atalet momenti,

b_w : Enkesitin, Bağlantı (6.16) ve Bağlantı (6.17)'ye göre öngerme kablo yuvalarını da içeren, ağırlık merkezinden geçen eksendeki genişliği,

S : Kesitin ağırlık merkezinden geçen eksen üzerinde kalan alanının, bu eksene göre birinci dereceden momenti,

α_1 : Öngerme kabloları için $= l_x / l_{pr2} \leq 1.0$

: Diğer tipte öngerme elemanları için $= 1,0$,

l_x : Dikkate alınan kesitin, kuvvet aktarım uzunluğunun başlangıç noktasından mesafesi,

l_{pr2} : Öngerme elemanının, kuvvet aktarım uzunluğu üst sınır değeri,

σ_{cp} : Ağırlık merkezinden geçen eksen üzerinde aksel yüklemeye ve/veya öngerme nedeniyle oluşan beton basınç gerilmesi (basınçta $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ (MPa), $N_{Ed} \geq 0$) dır.

Genişliği yüksekliğinden daha büyük olan enkesitlerde, en büyük asal gerilme ağırlık merkezinden geçen eksenenden farklı bir eksende oluşur. Bu durumda, en küçük kayma direnci değeri, $V_{Rd,c}$ 'nin enkesit içinden geçen farklı eksenlerde hesaplanması yoluyla bulunmalıdır.

(3) Mesnete, mesnet iç kenarından itibaren 45° 'lik eğimle uzanan doğru ile ağırlık merkezinden geçen elastik eksenin keşiştiği noktadan daha yakın konumda bulunan enkesitlerde, bağıntı (3.7)'ye göre kayma direnci hesaplanması gerekmez.

(4) Eğilme etkisinde çatlayan bölge için boyuna donatı tasarımında, M_{Ed} doğrusu, gayri müsait şartları oluşturacak yönde $a_1 = d$ mesafesi kadar kaydırılmalıdır.

(5) Mesnet kenarından (veya elastik mesnet elemanları kullanılması hâlinde mesnet elemanının merkezinden) itibaren $0,5d \leq a_v \leq 2d$ arasındaki bir mesafe dâhilinde üst tarafından yük uygulanan yapı elemanlarında, uygulanan yükün kesme kuvveti V_{Ed} 'ye katkısı, V_{Ed} 'nin $\beta = a_v / 2d$ faktörü ile çarpılması yoluyla dikkate alınabilir. Yapılan bu azaltma, $V_{Rd,c}$ 'nin Bağıntı (3.4)'e göre yapılan kontrolünde de uygulanabilir

Bu işlem, sadece, boyuna donatının mesnette tam olarak ankrajlandığı durumlarda geçerlidir. $a_v \leq 0,5d$ olduğu durumda $a_v = 0,5d$ değeri kullanılmalıdır.

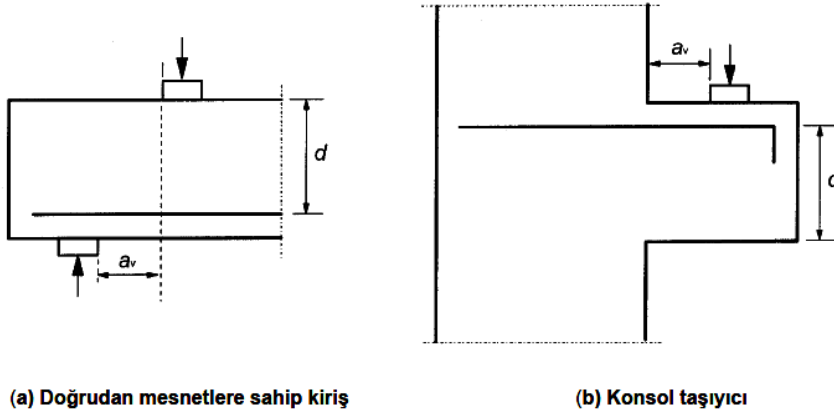
β faktörü ile çarpılarak azaltılmadan hesaplanan kesme kuvveti V_{Ed} , aşağıda verilen şartı da daima sağlamalıdır:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (3.8)$$

Burada, v kesme etkisiyle çatlamış beton için dayanım azaltma faktörüdür.

NOT: v değeri her ülke için kendi milli ekinde verilebilir. Önerilen değer, aşağıda verilen bağıntıyla hesaplanan değerdir:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ 'nın birimi MPa}) \quad (3.9)$$



Şekil 3.4. Mesnetlere yakın konumda uygulanan yükler

(6) Mesnetlerine yakın konumda yük uygulanan kirişler ve konsollar, alternatif bir tasarım yöntemi olarak çubuk model yöntemi kullanılarak tasarımılanabilir[27].

3.2.3. Tasarım Kayma Donatısı Kullanılmasını Gerektiren Yapı Elemanları

(1) Kayma donatısı bulunan yapı elamanlarının tasarımında kafes kiriş modeli esas alınır (Şekil 3.5).

Şekil 3.5'te gösterilen sembollerin tarifleri aşağıda verilmiştir:

α : Kayma donatısı ile kesme kuvvetine dik kiriş eksenleri arasındaki açı (Şekil 3.5'te gösterildiği gibi pozitif yönde ölçülen).

θ : Beton basınç çubuğu ile kesme kuvvetine dik kiriş eksenleri arasındaki açı.

F_{td} : Boyuna donatıda oluşan çekme kuvvetinin tasarım değeri.

F_{cd} : Yapı elemanı boyuna eksenine doğrultusunda oluşan beton basınç kuvvetinin tasarım değeri.

b_w : Çekme ve basınç bölgeleri arasında kalan en küçük genişlik.

z : Dikkate alınan, yüksekliği sabit yapı elemanında oluşan eğilme momentine ait iç moment kolu. Eksenel kuvvet etkisinde olmayan betonarme yapı elemanlarına ait kesme kuvveti analizinde, normal olarak $z = 0,9d$ yaklaşık değeri kullanılabilir.

Eğik öngerme kabloları bulunan yapı elemanlarında, aşağıdaki paragrafta tarif edilen kesme kuvveti nedeniyle oluşan boyuna çekme kuvvetini taşımak üzere çekme bölgesinde boyuna donatı bulunmalıdır.

v_1 ve α_{cw} değerleri, her ülke için, kendi milli ekinde verilebilir. v_1 için önerilen değer bağıntı (3.9) dur.

Kayma donatısı tasarım gerilmesinin, karakteristik akma gerilmesi f_{yk} 'nın % 80'inden daha düşük olması hâlinde, v_1 aşağıda verildiği gibi alınabilir:

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa için } v_1 = 0,6 \quad (3.13.a)$$

$$f_{ck} \geq 60 \text{ MPa için } v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad (3.13.b)$$

α_{cw} için önerilen değer aşağıda verilmiştir:

Öngerilmeli olmayan yapılar için ;

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad \text{için} \quad (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad (3.14.a)$$

$$0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad \text{için} \quad 1,25 \quad (3.14.b)$$

$$0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad \text{için} \quad 2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad (3.14.c)$$

Burada;

σ_{cp} , betonda eksenel tasarım kuvveti nedeniyle oluşan ve pozitif yönde ölçülen ortalama

basınç gerilmesidir. Bu değer, eksenel kuvvetin, donatı enkesit alanı da dâhil olmak üzere beton enkesit alanına bölünmesi suretiyle hesaplanmalıdır. Mesnet kenarından itibaren $0,5d \cot \theta'$ lık mesafeye kadar olan kısım için σ_{cp} değerinin hesaplanması gerekmez[27].

$\cot \theta' = 1$ için kayma donatısı en büyük efektif enkesit alanı $A_{sw,max}$, aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (3.15)$$

(4) Eğik kayma donatısı bulunan yapı elemanlarının kayma direnci, Bağıntı (3.16) ve Bağıntı (3.17) ile hesaplanan değerlerden küçük olanıdır:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.16)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \cot \alpha) (1 + \cot^2 \theta) \quad (3.17)$$

$\cot \theta' = 1$ için kayma donatısı en büyük efektif enkesit alanı $A_{sw,max}$, aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (3.18)$$

(5) V_{Ed} 'de süreksizlik olmayan (düzgün yayılı yüklemde olduğu gibi) bölgelerde, varsa artırılan boy $l = z (\cot \theta' + \cot \alpha)$ 'da bulunacak kayma donatısı, artırılan boya ait en küçük V_{Ed} değeri kullanılarak hesaplanabilir.

(6) Çapı $\phi > b_w/8$ olan içi enjeksiyon şerbeti ile doldurulmuş öngerme kablo yuvaları içeren gövde kısmının kayma direnci $V_{Rd,max}$ aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanan gövde anma genişliği esas alınarak hesaplanmalıdır:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (3.19)$$

Burada; ϕ yuvanın dış çapıdır ve $\sum \phi$ en gayri müsait seviye için belirlenir.

Çapı $\phi \leq b_w/8$ olan içi enjeksiyon şerbeti ile doldurulmuş metal öngerme kablo yuvaları için $b_{w,nom} = b_w$ 'dir.

İçi enjeksiyon şerbeti ile doldurulmamış öngerme kablo yuvaları, içi enjeksiyon şerbeti ile doldurulmuş plastik öngerme kablo yuvaları ve aderanssız öngerme kabloları için gövde anma genişliği aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (3.20)$$

Bağıntı (3.20)'de verilen 1,2 değeri, enine çekme nedeniyle beton basınç çubuklarının yarılmasını dikkate almak amacıyla kullanılmıştır. Yeterli miktarda enine donatı kullanılması hâlinde, bu değer 1,0'a düşürülebilir.

(7) Kesme kuvveti V_{Ed} nedeniyle boyuna donatıda oluşan ilave çekme kuvveti ΔF_{td} , aşağıdaki bağıntıyla hesaplanabilir:

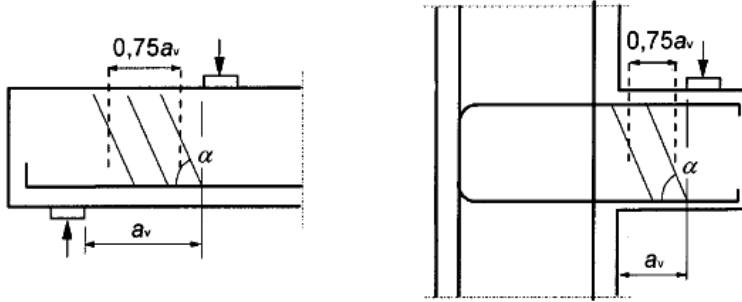
$$V = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta' - \cot \alpha) \quad (3.21)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$, değeri, $M_{Ed,max}/z$ değerinden büyük alınmamalıdır. Burada $M_{Ed,max}$ giriş boyunca oluşan en büyük momenttir.

(8) Mesnet kenarından itibaren $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$ arasındaki bir mesafe dâhilinde üst tarafından yük uygulanan yapı elemanlarında, uygulanan yükün kesme kuvveti V_{Ed} 'ye katkısı, V_{Ed} 'nin $\beta = a_v/2d$ faktörü ile çarpılarak azaltılması yoluyla dikkate alınabilir. Bu şekilde hesaplanan kesme kuvveti V_{Ed} , aşağıda verilen şartı sağlamalıdır:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \sin \alpha \quad (3.22)$$

Burada; $A_{sw} \cdot f_{ywd}$, yük uygulanan alanlar arasında kalan ve eğik kesme çatlağını geçen kayma donatısının kayma direncidir (Şekil 3.6). Sadece, merkezdeki $0,75 a_v$ 'lik kısım içinde kalan kayma donatısı dikkate alınmalıdır. β faktörü ile azaltma işlemi sadece kayma donatısı hesabında kullanılmalıdır. Bu işlem, sadece boyuna donatının mesnette tam olarak ankrajlandığı durumlarda geçerlidir[27].



Şekil 3.6. Doğrudan basınç etkisi altında bulunan kısa kesme açıklıklarındaki kayma donatısı

$a_v \leq 0,5d$ olduğu durumda $a_v = 0,5d$ değeri kullanılmalıdır.

β faktörü ile çarpılarak azaltılmadan hesaplanan kesme kuvveti V_{Ed} , Bağıntı (3.8)'de verilen şartı da daima sağlamalıdır.

3.2.4. Tablalı T Kirişlerin Gövde ve Tabla Kısımları Arasında Oluşan Kesme Kuvveti

(1) Tabla kısmının kayma dayanımı, bu kısmın, basınç çubukları ve çekme donatısını biçimindeki çekme çubuklarından oluşan bir sistem olduğu kabulüyle hesaplanabilir[27].

(2) Tabla kolu ile kiriş gövdesinin kesiştiği yerde oluşan boyuna kayma gerilmesi V_{Ed} , tablanın dikkate alınan kısmında oluşan normal (boyuna) kuvvetteki değişim vasıtasıyla belirlenir ve aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır:

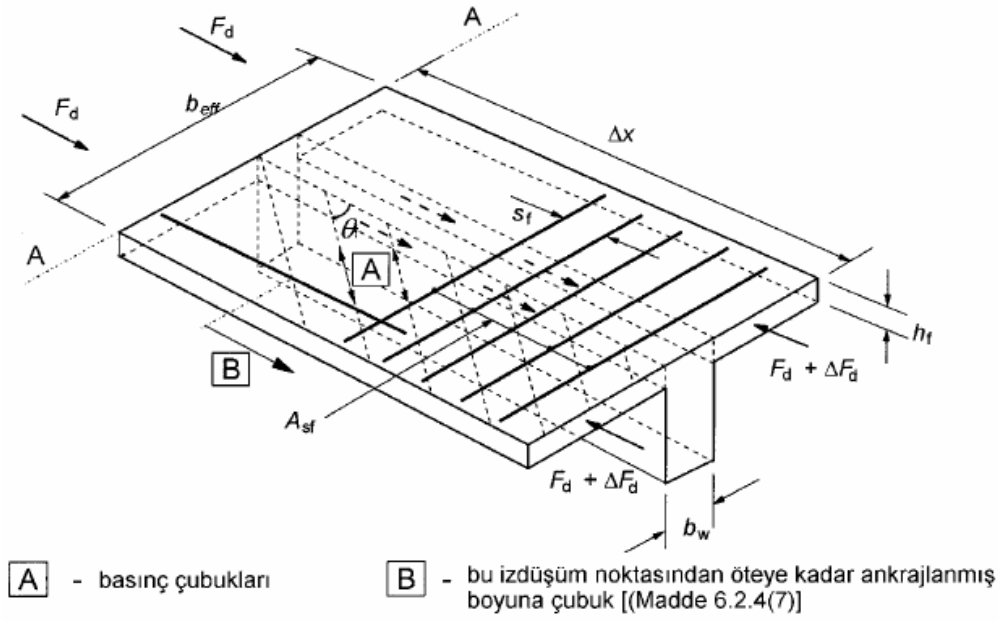
$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (3.23)$$

Burada;

h_f : Kiriş gövdesi ile tabla kolu kesişim yerindeki tabla kalınlığı,

Δx : Dikkate alınan uzunluk (Şekil 3.7),

ΔF_d : Tablada oluşan normal kuvvette Δx uzunluğu boyunca meydana gelen değişimdir.



Şekil 3.7. Tablalı T kirişte tabla kısmı ile gövde kısmı arasındaki birleşime ait semboller

Momentin 0 olduğu kesit ile en büyük olduğu kesit arasında kalan mesafenin yarısı, en büyük Δx değeri olarak kabul edilebilir. Noktasal yüklerin uygulandığı durumlarda, Δx uzunluğu, noktasal yüklerin uygulandığı noktalar arasında kalan mesafeyi aşmamalıdır.

(3) Birim uzunluk başına düşen enine donatı alanı A_{sf}/s_f , aşağıdaki bağıntı yardımıyla belirlenebilir:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq V_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (3.24)$$

Tabla kısmındaki basınç çubuklarının ezilmesini önlemek için aşağıda verilen şart sağlanmalıdır:

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cot \theta_f \quad (3.25)$$

$\cot \theta_f$ için izin verilen değer aralığı, her ülke için, kendi milli ekinde verilebilir. Daha hassas hesaplamaların mevcut olmadığı durumlar için önerilen değerler aşağıda verilmiştir:

Basınca çalışan tablalar için $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)

Çekmeye çalışan tablalar için $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$)

(4) Tabla kısmı ile gövde kısmı arasında kesme ile enine eğilme etkilerinin birlikte olduğu durumda, çelik alanı, Bağıntı (3.24)'e göre hesaplanan değerden büyük veya

Bağıntı (3.24)'e göre hesaplanan değere ilaveten enine eğilmeyi karşılamak için gereken değer kadar olmalıdır.

(5) V_{Ed} 'nin kf_{ctd} 'ye eşit veya daha küçük olması hâlinde, eğilme için yukarıda belirtilen donatının dışında ilave donatıya ihtiyaç yoktur.

Not - k için izin verilen değer, her ülke için, kendi milli ekinde verilebilir. Önerilen değer 0,4'tür.

(6) Tabla kısmındaki boyuna çekme donatısı, bu donatının bulunması gerekli olan kesitte (Şekil 3.7 (A-A) kesiti) kuvveti gövde kısmına tekrar aktarmaya yeterli olacak şekilde basınç çubuğunun ilerisine kadar ankrajlanmalıdır[27].

3.2.5. Farklı Zamanlarda Dökülen Beton Ara Yüzlerinde Oluşan Kayma Gerilmesi

(1) Farklı zamanlarda dökülen beton ara yüzlerinde oluşan kayma gerilmesi için aşağıda verilen şart sağlanmalıdır:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (3.26)$$

V_{Edi} , ara yüzde oluşan kayma gerilmesinin tasarım değeri olup, aşağıda verilen bağıntı yardımıyla hesaplanır:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (3.27)$$

Burada;

β : Dikkate alınan kesit için hesaplanan, yeni dökülen beton alanında oluşan boyuna kuvvetin, basınç veya çekme bölgesinde oluşan toplam boyuna kuvvete oranı,

V_{Ed} : Enine kesme kuvveti,

z : Kompozit kesitteki moment kolu,

b_i : Ara yüz genişliği (Şekil 3.8),

V_{Rdi} : Aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanan ara yüz tasarım kayma direnci:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (3.28)$$

Burada;

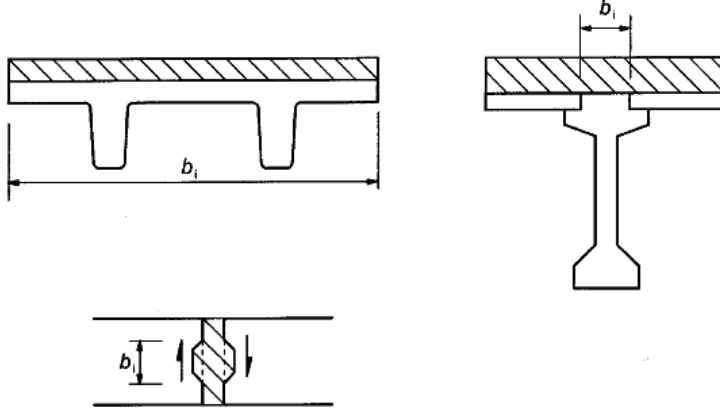
c ve μ : Ara yüz pürüzlülüğüne bağlı faktörler ,

f_{ctd} : Madde 3.1.6 (2)P'de tarif edilen çekme dayanımı,

σ_n : Ara yüz boyunca kesme kuvveti ile birlikte aynı anda etkiyebilen en küçük normal dış kuvvet nedeniyle oluşan gerilme. Bu gerilme, basınç için $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ olmak üzere

pozitif, çekme için negatiftir. σ_n 'nin çekme gerilmesi olması hâlinde, $c f_{ctd}$ değeri 0 alınmalıdır.

$$\rho = A_s / A_t ,$$



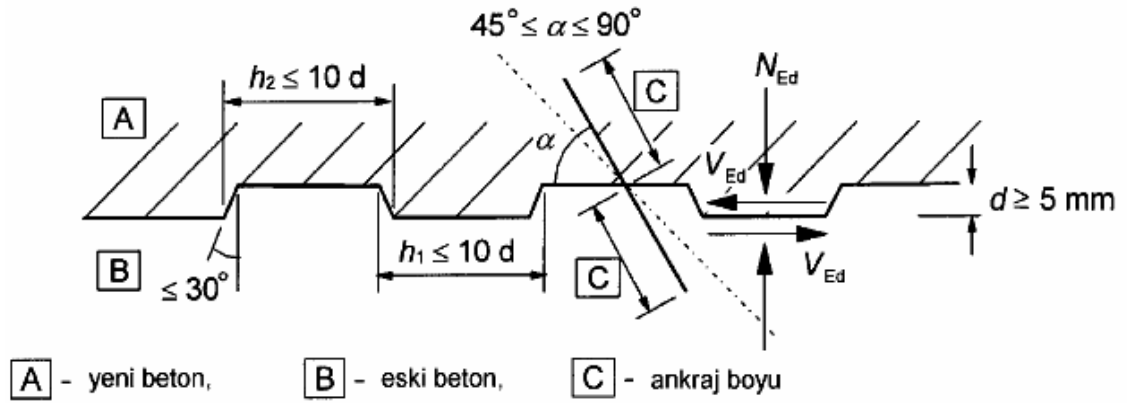
Şekil 3.8. Ara yüz örnekleri

A_s : Normal kayma donatısı (varsa) da dâhil olmak üzere, ara yüzden geçen ve ara yüzün her iki tarafında yeterli ankraj boyuna sahip donatının alanı,

A_t : Birleşim yeri alanı,

α : Şekil 3.9'da tarif edilen ve $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ile sınırlandırılan açı,

ν : Dayanım azaltma faktörü



Şekil 3.9. Tasarlanan birleşim yeri

(2) Daha ayrıntılı bilgilerin mevcut olmadığı durumda, yüzeyler, aşağıdaki örneklerde belirtildiği gibi oldukça pürüzsüz, pürüzsüz, pürüzlü veya girintili çıkıntılı şeklinde sınıflandırılabilir:

– Oldukça pürüzsüz: Çelik, plastik veya özel olarak hazırlanmış ahşap kalıplara dökülen beton yüzeyi:

$$c = 0,25 \text{ ve } \mu = 0,5$$

– Pürüzsüz: Kayar veya çekme kalıpla oluşturulmuş veya titreşim uygulandıktan sonra herhangi bir işlem yapılmadan olduğu gibi bırakılan açık beton yüzeyi: $c = 0,35$ ve $\mu = 0,6$

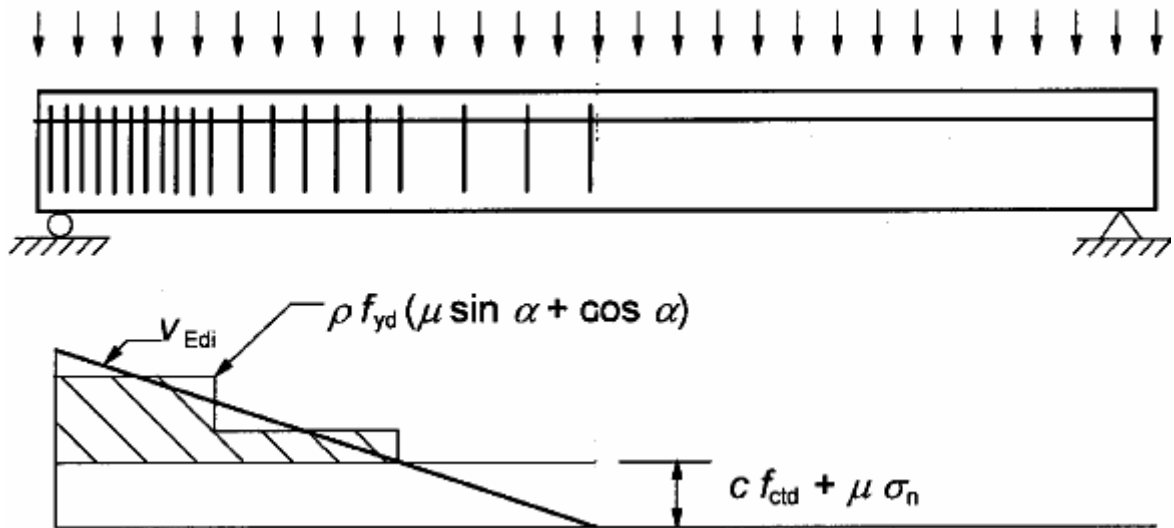
– Pürüzlü: 40 mm’lik mesafedeki çıkıntı (pürüz) yüksekliği en az 3 mm olan beton yüzey. Bu yüzey, tırtık oluşturulması, agreganın açığa çıkarılması veya benzer etki gösteren diğer yöntemlerle oluşturulabilir: $c = 0,45$ ve $\mu = 0,7$

– Girintili çıkıntılı: Şekil 3.9’da gösterildiği gibi girinti çıkıntı oluşturulmuş beton yüzeyi:

$$c = 0,50 \text{ ve } \mu = 0,9$$

(3) Enine donatı, Şekil 3.10’da gösterildiği gibi kademeli olarak dağıtılabilir. Farklı zamanlarda dökülen iki beton arasındaki bağlantının donatılı olduğu yerlerde (kafes donatılı kirişler), donatı çeliğinin ara yüz tasarım kayma direnci V_{Rdi} ’ye katkısı, $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ olmak şartıyla, her bir diyagonale ait kuvvetlerin bileşke kuvveti olarak alınabilir.

(4) Döşeme veya duvar elemanları arasında kalan, enjeksiyon şerbeti ile doldurulmuş birleşim yerlerinin boyuna kayma direnci hesaplanabilir. Ancak, önemli seviyede çatlama meydana gelebilecek birleşim yerlerinde, c değeri, pürüzsüz ve pürüzlü birleşim yerleri için 0, girintili çıkıntılı birleşim yerleri için 0,5 alınmalıdır[27].



Şekil 3.10. Kullanılması gerekli ara yüz donatısını da gösteren kesme kuvveti grafiği

3.3. TS EN 1992-1-1’de Burulma

3.3.1. Genel

TS EN 1992-1-1’de burulma ile ilgili kabuller aşağıda verilmiştir.

(1) Yapının statik dengesinin, yapı elemanlarının burulma direncine bağlı olduğu durumlarda, taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumlarını da kapsamak üzere, yapının burulma etkisine karşı tasarımında yapı bir bütün olarak dikkate alınmalıdır[27].

(2) Burulmanın sadece yapı elemanlarının birbiriyle uyumluluk kusurlarından ortaya çıktığı ve duyarlılığı burulma direncinden bağımsız olan hiperstatik yapılarda, taşıma gücü sınır durumunda burulmanın dikkate alınmasına normal şartlarda gerek duyulmaz.

(3) Bir kesitin burulma direnci, dengenin kapalı kesme kuvveti dağılımı ile sağlandığı ince cidarlı kapalı kesit esasına dayalı olarak hesaplanabilir. Dolu kesitler, eş değer ince cidarlı kesitler ile modellenebilir. T kesitler gibi karmaşık şekilli kesitler, bir dizi alt kesite ayrılabilir ve her bir alt kesit eş değer ince cidarlı kesit olarak modellenebilir ve toplam burulma direnci her bir elemanın kapasitelerinin toplamı olarak alınabilir.

(4) Etki eden burulma momentlerinin alt kesitler üzerinde dağılımı, bu kesitlerin çatlama durumuyla burulma rijitliğine orantılı olmalıdır. Dolu olmayan kesitlerde eş değer cidar kalınlığı, gerçek cidar kalınlığını aşmamalıdır.

(5) Her bir alt kesit ayrı ayrı tasarımılanabilir.

3.3.2. Tasarım İşlemi

(1) Bir kesit cidarında sadece burulma momenti nedeniyle oluşan kayma gerilmesi, aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanabilir[27]:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (3.29)$$

İ cidarında burulmaya bağlı oluşan kesme kuvveti $V_{Ed,i}$, aşağıdaki bağıntı kullanılarak hesaplanır.

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} Z_i \quad (3.30)$$

Burada;

T_{Ed} , uygulanan tasarım burulma momentidir

A_k : İçte kalan boşluk alanları da dâhil olmak üzere, birbirine bağlantılı cidarların merkez hatları ile çevrelenen alan.

$T_{t,i}$: i cidarında burulma etkisiyle oluşan kayma gerilmesi.

$t_{ef,i}$: Efektif cidar kalınlığı. Bu değer, cidar kenarı ile boyuna donatı merkezi arasında kalan mesafenin iki katından az olmamak şartıyla A/u olarak alınabilir. Boşluklu kesitlerde gerçek kalınlık değeri, üst sınır değeridir.

A : İçte kalan boşluk alanları da dâhil olmak üzere, dış sınır içinde kalan enkesit toplam alanı.

u : Enkesit dış sınırı.

Z_i : i cidarının, bitişik cidarların kesişim noktaları arasındaki mesafe olarak tarif edilen yanal uzunluğu.

(2) Boşluklu ve dolu yapı elemanlarının her ikisi için burulma ve kesme tesirleri, basınç çubuğu eğim açısı θ aynı alınarak, üst üste bindirilebilir (superpoze edilebilir).

(3) Gerekli boyuna burulma donatısı enkesit alanı ΣA_{sl} , Bağlantı (3.31) kullanılarak hesaplanabilir.

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{U_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (3.31)$$

Burada;

U_k : A_k alanının çevre uzunluğu,

f_{yd} : Boyuna donatı A_{sl} 'nin tasarım akma gerilmesi,

θ : Basınç çubuklarının eğim açısıdır (Şekil 3.5).

Basınç bölgelerindeki boyuna donatı oranı, mevcut basınç kuvvetine göre azaltılabilir. Çekme bölgelerinde bulunan donatıya, boyuna burulma donatısı ilave edilmelidir. Boyuna donatı, genellikle yanal cidar uzunluğu Z_i boyunca düzgün şekilde dağıtılmalıdır. Ancak, küçük kesitlerde boyuna donatı dağıtılırken, yanal cidar uzunluğu uçlarında sıklaştırma yapılabilir.

(4) Burulma ve kesmeye maruz bir yapı elemanının en büyük direnci, beton basınç çubuklarının kapasitesi ile sınırlıdır. Bu direncin aşılmaması için aşağıda verilen aşağıdaki şartın sağlanması gereklidir:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (3.32)$$

Burada;

T_{Ed} : Tasarım burulma momenti,

V_{Ed} : Enine tasarım kuvveti,

$T_{Rd,max}$: Aşağıdaki bağıntıya göre hesaplanan tasarım burulma direnç momenti,

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_kt_{ef,i}\sin\theta\cos\theta \quad (3.33)$$

Burada; α_c , Bağıntı (3.12)'da belirtilen katsayı,

$V_{Rd,max}$: Bağıntı (3.12) veya Bağıntı (3.17)'e göre hesaplanan en büyük tasarım kayma direncidir.

Dolu enkesitlerde, $V_{Rd,max}$ 'ı belirlemek amacıyla gövde kısmının tam genişliği kullanılabilir.

(5) Yaklaşık dikdörtgen şekilli dolu kesitlerde, aşağıdaki şartın sağlanması koşuluyla, sadece minimum donatının kullanılması gerekir:

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (3.34)$$

Burada;

$T_{Rd,c}$: $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ alınarak belirlenebilen, çatlama neden olan burulma momenti,

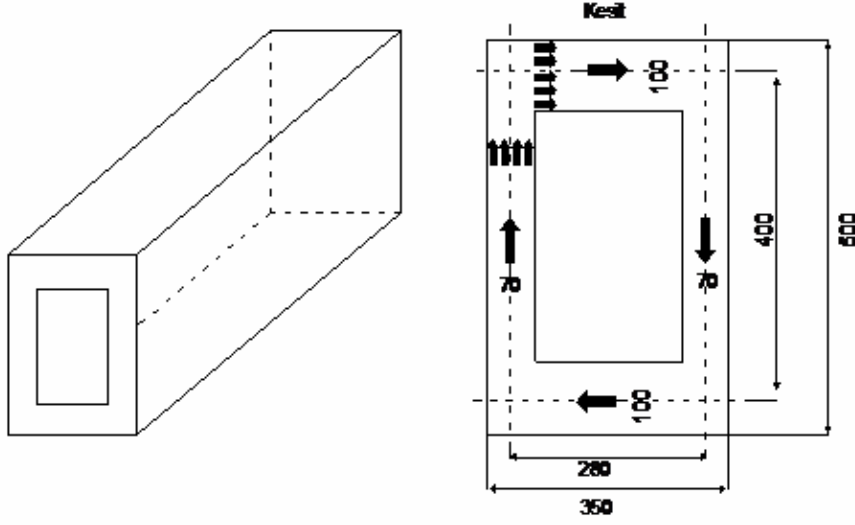
$V_{Rd,c}$: Bağıntı (3.4)'e göre hesaplanan kayma direnci'dir[27].

3.3.3. Burulma Etkisiyle Oluşan Çarpılma

(1) İnce cidarlı kapalı kesitler ve dolu kesitlerde, burulma etkisiyle oluşan çarpılma normal şartlarda ihmal edilebilir.

(2) İnce cidarlı açık kesitlerde, burulma etkisiyle oluşan çarpılmanın dikkate alınması gerekli olabilir. Çok narin enkesitlerde kiriş-ağ modeli, diğer tip enkesitlerde ise kafes kiriş modeli esas alınarak hesap yapılmalıdır. Bütün durumlarda, eğilme, boyuna normal kuvvet ve kesme tasarım kurallarına göre tasarım yapılmalıdır[[14]].

Örnek 3.6



Şekil 3.11. Tüp kesit kayma debisi

Şekil (3.11) de gösterilen kesite 40 kNm burulma momenti etki etmektedir. Kesitin başlık ve taban et kalınlığı 100 mm ve yan cidarları et kalınlığı 70 mm dir. Başlık ve dikey gövdede kayma gerilmelerini ve kayma kuvvetlerini belirleyiniz[9].

Çözüm:

Et kalınlığı ortasından geçen hat boyunca kayma debisi başlık ve gövdenin bütün noktalarında eşittir.

$$q = \frac{T}{2A_0} = \frac{40.000.000}{2(280)(400)} = 179 \text{ N/mm}$$

Kayma gerilmesini belirlemek için kayma debisi et kalınlığına bölünür:

$$\text{Gövdede } \tau_A = \frac{q}{t} = \frac{179}{70} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\text{Başlıkta } \tau_B = \frac{q}{t} = \frac{179}{100} = 1.79 \text{ MPa}$$

Başlıkta kayma kuvvetinin hesabı için kayma debisi başlıktaki hattın boyu ile çarpılır.

Buna göre kayma kuvvetleri :

$$V_f = q(280) = 179(280) = 50120 \text{ Nmm}$$

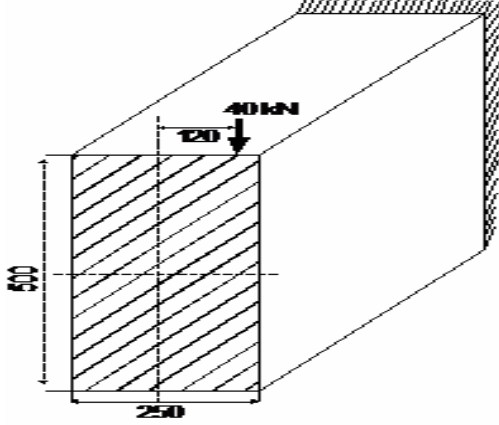
$$V_w = q(400) = 179(400) = 71600 \text{ Nmm}$$

İç burulma momenti T_n başlık ve gövdeye momentleri toplamına eşit olacağından:

$$T_n = V_w(280) + V_f(400) = 71600(280) + 50120(400) = 40.1 \text{ kNm bulunur.}$$

Örnek 3.12.

Şekil (3.12) de görülen konsol kirişe 40 kN yük eksenden 120mm mesafede etkimektedir. Beton mukavemeti $f'_c = 25$ Mpa olarak bilinir. Kiriş proje hesabında burulma etkisinin itibara alınıp alınmayacağını kontrol ediniz[9].



Şekil 3.12. Burulma momenti uygulanan kesit

Çözüm:

Kesitin toplam (gross) kesit alanı itibara alınarak:

Kesit alanı;

$$A_{cp} = 500(250) = 125.000 \text{ mm}^2$$

Kesit çevresi;

$$P_{cp} = 2(500) + 2(250) = 1500 \text{ mm}$$

Denklem yerine yazılırsa : $T_u \leq \phi \left(\frac{1}{4} T_{cr} \right)$

$$\Rightarrow T_u \leq \frac{A_{cp}^2 \phi \sqrt{f'_c}}{12 P_{cp}} = \frac{(125000)^2 \cdot (0.85) \sqrt{25}}{12 (1500)} = 3.7 \text{ kNm}$$

Kesite etkiyen burulma momenti :

$$T_u = 40.000(120) = 4800000 \text{ Nmm} = 4.8 \text{ kNm}$$

Kesite dışarıdan etkiyen burulma momenti müsaade edilen değerden büyük olduğu için kesitin burulmaya karşı hesabı yapılarak ilave burulma donatısı konulması gerekmektedir.

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

4.1. Sonuçlar

Kesme, eğilme ve burulma etkilerine göre projelendirme hesap sırası :

1. Kesme kuvveti, Eğilme momenti ve Burulma momenti diyagramları çizilir. Eğilme momenti M_u değerine göre kesit boyutu (b) ve (d) değerleri seçilir. Sehim kontrolü yapılır ve gerekiyorsa seçilen değerler tekrar gözden geçirilerek uygun değerler belirlenir. Kesme kuvvetinin etkisi normalden fazla ise kesit tekrar değiştirilebilir. Burulma etkisine karşı kare kesitler daha etken olmaktadır[7,9,21,23].

2. Burulma değeri hesaplanır. Eğer burulma momenti T_u Kritik burulma değerinin dörtte birinden az ise:

$T_u < \frac{1}{4}T_{cr}$ Burulma momenti ihmal edilir[7.9.21.23].

3. Kesitin yeterli olup olmadığı kontrol edilir:

$$\text{Dolu kesit ise : } \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) \quad (4.1)$$

$$\text{Kutu kesit ise : } \left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} \right) \quad (4.2)$$

Koşullarının sağlanması gerekir. Özel yük durumu yoksa mesnet yüzünden (d) mesafede olan kesit hem kesme kuvveti hem burulma momenti için kritik kesittir ve koşul sağlanmıyor ise kesit büyütülür[7,9,21,23].

4. Eğilme momenti için gerekli donatı hesaplanır. Düşey kesme kuvveti için gerekli etriye donatısı hesaplanır. Kayma donatısı alanı birim boy için, yani A_v/S cinsinden belirlenir ve böylece burulma donatısı ile birleştirilebilir[7,9,21,23].

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \quad (4.3)$$

Burada $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ alınacaktır.

5. Burulma momenti etriye donatı miktarı A_v/S cinsinden hesaplanır.

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yv} \cot \theta} \quad (4.4)$$

Burada $\theta = 45^\circ$, $f_{yv} \leq 420 \text{ MPa}$,

$A_0 = 0.85 A_{oh}$, $A_{oh} = \text{En dıştaki etriyenin belirlediği alandır.}$

6. Etriye çapını belirlemek için, kesme kuvveti etriye alanı ile burulma için gerekli etriye alanı birleştirilir ve toplam etriye alanı iki kollu etriye için:

$$\left(\frac{A_v + t}{S}\right)_{\text{toplama}} = \left(\frac{A_v}{S}\right) + 2\left(\frac{A_t}{S}\right) \quad (4.5)$$

Donatı çapı seçilir ve etriye aralığı belirlenir. Etriye aralığı $P_h/8$ veya 300 mm'den fazla olmayacaktır. Etriye için ikiden fazla kol gerektiğinde en dıştaki etriyenin kapalı yapılması gerekir.

7. Minimum etriye alanı kontrol edilir.

$$A_v + 2A_t \geq \frac{1 b_w S}{3 f_{yv}} \quad (4.6)$$

8. Burulma için gerekli boyuna donatı hesaplanır.

$$A_l = \frac{A_t}{S} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \cot^2 \theta \quad (4.7)$$

Eğer açı 45 derece ve donatı kalitesi aynı ise:

$$A_l = \frac{A_t}{S} P_h$$

Min. Boyuna Donatı miktarı:

$$(A_l)_{\min} \geq \frac{5\sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{S}\right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (4.8)$$

$$\text{ve } \frac{A_t}{S} \geq \frac{1 b_w}{6 f_{yl}} \quad (4.9)$$

Boyuna donatı çubukları kesit etrafına uygun aralıklarla dağıtılarak konulmalıdır. Boyuna donatı çubuk çapı etriye aralığının $(1/24)$ veya 10mm'den az olmayacaktır.

9. Eğilme momenti donatısı ile burulma momenti için gerekli donatı toplanır, donatı çap ve adedi belirlenir ve donatıların aderans çözülmesi yapmaması için gerekli koşullar, sağlanır[7,9,21,23].

10.Eğilmeye göre hesapta TS500 ile TS EN 1992-1-1 standartlarının hesabı sonuçları arasında maksimum %2 kadar bir fark bulunmaktadır. Kesme kuvvetine göre hesapta ve burulma hesaplarında bu fark %10 a kadar çıkabilmektedir.

4.2. Öneriler

Zımbalama dayanımının kontrolü TS500 ile TSEN 1992-1-1 arasında farklı olduğundan ilerde yapılacak çalışmalarda bu konunun karşılaştırılması faydalı olacaktır.

5. KAYNAKLAR

- [1] **Celep, Z.**, 2009. Betonarme yapılar, beşinci baskı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [2] **Celep, Z.**, 2008. Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme, Beta dağıtım, İstanbul.
- [3] **Doğangün, A.**, 2008. Betonarme yapıların hesap ve tasarımı, Birsan Yayınevi, İstanbul.
- [4] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı, Beta Yayıncılık, İstanbul.
- [5] **Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V.**, 2004. Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering, CRS Pres, Boca Raton.
- [6] **Chopra, A.K.**, 2007. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, New York.
- [7] **Ersoy, U. ve Özcebe, G.**, 2004. Betonarme, Evrim yayınevi, İstanbul.
- [8] **Kaplan, S.A.**, 2003. Betonarme, Bilbeyki Yayınları, İstanbul.
- [9] **Kaplan, S.A.**, 2004. Betonarme Yapı Elemanları, Bilbeyki Yayınları, İstanbul.
- [10] **Ersoy, U.**, 1998. Betonarme kiriş ve kolonların moment kapasitesinin saptanması, İMO Teknik dergi, **128**, 1781-1797.
- [11] **Ersoy, U. ve Özcebe, G.**, 1998. Sarılmış betonarme kesitlerde Moment-Eğrilik ilişkisi-Analitik bir irdeleme, İMO Teknik dergi, **129**, 1799-1827.
- [12] **Ersoy, U.**, 1990. Taşıma gücü yöntemi varsayımları ile ilgili bir irdeleme, İMO Teknik dergi, **4**, 61-77.
- [13] **Ersoy, U. Özcebe, G. ve Tankut, T.**, 1999. Minimum flexural reinforcement for T-Beams made of higher strength concrete, Canadian journal of civil engineering, **26**, 525-534.
- [14] **Marti, P.**, 1985. Basic tools of beam desing, ACI Journol, Proceedings, **82**, 45-46.
- [15] **Vecchio, F.J. and Collins, M.P.**, 1986. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journol, Proceedings, **83**, 219-231.

- [16] **Zsutty, T.C.**, 1971. Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests, *ACI Journal*, **68**, 138-143.
- [17] **Mphonde, A.G. and Frantz, G.C.**, 1984. Shear tests for high and low strength concrete beams without stirrups, *ACI Journal*, **81**, 350-357.
- [18] **Hsu, T.C.**, 1990. Shear flow zone in torsion of reinforced concrete, *Journal of structural engineering*. ASCE, **116**, 3206-3226.
- [19] **Hsu, T.C. and Hwang, S.**, 1977. Torsional limit design of spandrel beams, *ACI proc.*, **74**, 71-79.
- [20] **Mitchell, D. and Collins, M.P.**, 1976. Detailing for torsion, *ACI Journal*, **73**, 506.
- [21] **Mitchell, D. and Collins, M.P.**, 1980. Design proposals for shear and torsion, *PCI Journal*, **25**, 70.
- [22] **Macgregor, J.G. and Ghoneim, M.G.**, 1995. Design for torsion, *ACI Structural Journal*, **92**, 211-218.
- [23] **Aydinoğlu, M.N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.**, 2007. Deprem Bölgelerinde yapılacak yönetmelik-Örnekler kitabı, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [24] **ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak yapılar Hakkında Yönetmelik.
- [25] **ACI-318-95**, 1995. Building code requirements for reinforced concrete buildings, American Concrete Inst., America.
- [26] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [27] **TS EN 1992-1-1**, 2009. Beton Yapılar, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

1981 İskenderun doğumluyum. İlköğretimimi Batman Atatürk İlköğretim Okulunda, ortaöğretimimi T.E.D Batman Özel Lisesinde tamamladım. Lise öğretimimi Ankara Mobil Lisesinde tamamladıktan sonra 2001 yılında Kırıkkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne başladım. 2006 yılında mezun oldum. 2006-2007 eğitim döneminde Dicle Üniversitesi Batman Meslek Yüksekokulunda İnşaat programı derslerine girdim. 2007-2008 eğitim yılında Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalında yüksek lisansa başladım. 2007 Nisan ayında Batman Bayındırlık İl Müdürlüğü'nde İnşaat mühendisi olarak işe başladım. Halen aynı kurumda görevime devam etmekteyim.